



LA CONCEPTION CHEZ ROBERT MAILLART

MORPHOGENÈSE DES STRUCTURES ARCHITECTURALES

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR EN SCIENCES APPLIQUÉES

DENIS ZASTAVNI, FEV. 2008

(VERSION DU TEXTE PRÉSENTÉE À LA DÉFENSE PUBLIQUE DU 6 MARS 2008)

Avertissement : droits sur les figures

L'auteur ne dispose actuellement pas des droits d'utilisation ou de reproduction des photos et illustrations provenant de sources externes à son propre travail. Dans le cas des pièces issues des Archives Maillart de l'ETH à Zurich, l'auteur n'a reçu le droit de leur utilisation que dans le cadre strict de son travail personnel, pour sa thèse de doctorat. Donc toute reproduction de ce travail, même partielle, est interdite.

REMERCIEMENTS

À mes promoteurs et mon comité d'encadrement : Jean-François Cap, Pascal De Beck et Yves Lepère pour m'avoir, chacun à leur manière, judicieusement guidé et soutenu dans mes travaux.

Toute ma reconnaissance au Service des Archives de l'ETH, à Zurich (M. Michaël Gasser, M. Christian Huber, Mme Corina Tresch, Mme Ursula Steinhauser et le Dr Rudolf Mumenthaler) qui m'ont permis l'accès à l'incalculable collection des Archives Maillart. Mes remerciements au FNRS (e.a. Mlle Sacré et Mme Simoen) qui a permis financièrement mon séjour d'étude à Zurich, et au Service des archives de la SNCB pour la documentation du pont Candelier.

Mes remerciements à tous ceux qui ont directement supporté mes travaux d'une manière ou d'une autre (Jean Sillemans, José Flemal, Patricia Radelet, John Ochsendorf, Dominique Veyrat, Françoise D'Aoust, Michel Saelen, Francy Simon, David Vanderburgh, Luc et François Delvaux et leur équipe, Marie Evrard), ainsi qu'aux autres, encore nombreux, qui sauront que je pense à eux en ce moment.

Mes remerciements enfin à Émile et sa merveilleuse maman, sans lesquels je n'aurais pu arriver à ce point de mon parcours.

1. PRÉAMBULE

TABLE DU CHAPITRE

1.1 FORMES STRUCTURALES ET CONCEPTION

1.1.1 STRUCTURE : DÉFINITION

1.1.2 L'ART DE L'INGÉNIEUR

1.1.3 CONCEPTION ET MORPHOGENÈSE

1.2 LES QUESTIONS FONDAMENTALES DE LA THÈSE

1.3 L'INGÉNIERIE STRUCTURALE AU XIX^{ÈME} SIÈCLE

1.3.1 LE MÉTIER D'INGÉNIEUR AU XIX^{ÈME} SIÈCLE

1.3.2 LE BÉTON ARMÉ

1.3.3 ROBERT MAILLART

1.4 BALISAGE DU PARCOURS, MÉTHODES

1.4.1 LA STATIQUE GRAPHIQUE CHEZ ROBERT MAILLART

1.4.2 APPROCHE HISTORIQUE DES OUTILS THÉORIQUES

1.4.3 MODALITÉS D'APPROCHE DES OEUVRES ÉTUDIÉES

1.5 PLAN DE L'ESSAI

1.1 FORMES STRUCTURALES ET CONCEPTION

1.1.1 Structure : définition

Le dispositif qui garantit la stabilité et la résistance d'un ouvrage est appelé « structure ». Il est communément acquis que la résistance d'un ouvrage est fonction de la nature et de la quantité du matériau utilisé pour le construire. Cependant, forme et structure entretiennent visiblement des relations étroites. La forme, notamment définie par des caractéristiques géométriques, détermine souvent la nature des efforts qui se produisent au sein d'un ouvrage.

La forme entretient aussi des relations privilégiées avec la fonction et l'aspect d'une construction, et les relations spatiales qui s'y mettent en place. Parfois, forme et structure se confondent. Lorsque ce n'est pas le cas, on parle d'ossature, de squelette, de coque,... comme dans le registre naturel. Il en est particulièrement question lorsque l'on parle de bâtiments ou d'ouvrages d'art (pris au sens du *génie civil*). La structure de ceux-ci, comme chez les êtres vivants, fabrique tantôt leurs formes ou tantôt ne leur sert que de support invisible.

Dans la nature, il est extrêmement courant de pouvoir expliquer la résistance ou la fonction par la forme. C'est souvent moins évident pour les réalisations humaines. Il peut y avoir de nombreuses raisons, notamment culturelles, de soustraire la structure au regard du profane. Parfois ce n'est qu'une simple conséquence des modalités de la mise en place des espaces.

De plus, pour les réalisations humaines, le terme « structure » est utilisé tout autant pour nommer ce qui garantit la résistance d'un édifice que pour ce qui en qualifie l'ordonnancement (l'ordre et la hiérarchie). On parle alors de structure portante, de structure formelle, de structure spatiale¹, etc. Parfois ces significations se confondent.



Fig.1.1 : squelettes de radiolaires au fond de la mer
in Frey [1985], p. 22

Parmi tous les sens qui se prêtent à la qualification du terme « structure », celui de structure portante semble le premier qui s'impose à l'esprit lorsque l'on parle de construction. A ce titre, on fera souvent usage du mot « structure » seul, pour ce sens, évoquant les autres significations en les précisant par l'adjectif qui suit le terme *structure*. Cette manière de faire correspond à l'usage qu'en font les Sciences de l'ingénieur en construction pour lesquelles l'expression « structure portante » relève du pléonasme.

1 entendu ici au sens de la structure de ou des espace(s), et non au sens d'une structure qui se déploie dans l'espace, en général pour le couvrir ou en fabriquer les bords (vocabulaire courant en ingénierie). Le sens que nous mettons ici en avant signifie notamment la disposition métrique qui sert de support au dessin des espaces imaginés par l'homme.

Ceci diffère quelque peu avec le premier sens qui en est donné dans le Petit Robert² où, après l'avoir défini en tant qu'agencement d'une construction (vieilli) puis comme arrangement des parties d'une oeuvre (figuré), le premier sens moderne (en tant que *dispositif porteur d'une construction*, ndlr) fait usage du terme lui-même pour le définir. Notre texte se consacre à la *conception structurale* en tant qu'exercice de conception du dispositif porteur d'un bâtiment ou d'un ouvrage construit, principalement destiné à reprendre des charges.

De la même manière que le terme « structure » porte de nombreuses significations, il n'y a pas de consensus sur la nature exacte de ce qui fait l'objet de la conception structurale. Elle procède de nombreuses approches, et par conséquent, la méthode ou les étapes du processus sont plus floues encore.

Par contre, les opinions peuvent se rejoindre lorsqu'il s'agit de juger de « l'efficacité » – disons, de la pertinence – du système structural d'un bâtiment.

Comme les réflexions de cette thèse se font dans le contexte des Sciences Appliquées, l'essentiel de notre réflexion visera à concevoir les ouvrages pensés dans une logique de pertinence *mécanique* plutôt que dans un système où les références stylistiques seraient dominantes.

On peut déjà s'interroger sur le terme de « logique », sur sa justification et ce à quoi elle renvoie. Comme nous le verrons au *chapitre 4*, compte tenu des connaissances scientifiques de l'Antiquité (essentiellement mathématiques), la logique était de proportionner les parties au tout, et les parties entre elles pour concevoir un ouvrage. Dès le *xix^{ème}* siècle, compte tenu des progrès faits en *mécanique* et en *Résistance des matériaux*, un ouvrage devient logique quand il se plie aux lois de la gravité et de l'efficacité dans le report des charges : nous parlerons d'*efficacité structurale*. La notion de pertinence constructive pourrait d'ailleurs être étendue à celle d'efficacité à laquelle on peut prétendre pour l'édification d'un ouvrage, dans la mesure cependant où elle ne dénature pas les lois de l'*efficacité structurale*.

Ainsi, certaines époques de l'histoire se révéleront beaucoup plus fécondes sur ce point de « pertinence structurale » – et c'est une hypothèse de travail – à cause des outils auxquels les concepteurs étaient rompus dans un exercice de conception. Par « outils » sont ici désignés tant les ustensiles de travail que les éléments de méthode ou les développements mathématiques dont le concepteur fait usage.

Les deux époques qui s'imposent à l'esprit sont celles de l'oeuvre des bâtisseurs gothiques et le *xix^{ème}* siècle, appelé également : le siècle des ingénieurs.

Nous nous appliquerons donc ici à caractériser ou à expliquer la *conception structurale*, en tant qu'exercice ayant pour objet la conception d'une structure signifiante et pertinente au sens de la *mécanique*.

1.1.2 L'art de l'ingénieur

La conception structurale, comme la conception architecturale – dont elle devrait être une composante essentielle – est un art difficile à cerner. Les grandes recherches des années '80, pour comprendre le processus de la conception, afin de créer des outils informatiques qui y suppléeraient, en sont la preuve : pareils « systèmes experts » n'existent toujours pas, et n'existeront vraisemblablement jamais pour la conception architecturale.

Qu'est-ce qui distingue au juste la pratique de l'architecte de celle de l'ingénieur ?

² Robert [1985], s.v. *structure*

Comme nous le verrons au *chapitre 3*, le métier de l'ingénieur apparaît avec le développement de ce que l'on appelle les Sciences Appliquées, où mathématiques, physique et chimie sont appliquées à l'étude et à la résolution de problèmes concrets qui sont aujourd'hui du domaine de l'ingénieur. Ces problèmes incluent ceux de la stabilité des bâtiments et des ouvrages d'art, faisant entre autres appel aux nouveaux matériaux pour le ^{XIX}^{ème} siècle que sont la fonte, le fer, l'acier, puis plus tard le béton armé. L'usage de ceux-ci amène à percevoir les structures d'une manière tout à fait nouvelle pour l'époque, en termes de poutres, d'ossatures ou de systèmes plus complexes encore. Les architectes qui étaient plus enclins à l'académisme ont alors suivi des voies différentes de celles des ingénieurs qui, pour la construction, ont investi les Sciences mécaniques et la Résistance des matériaux en tant que vérité unique et première.

Traditionnellement, l'architecte est pourtant le « premier ouvrier »³, le constructeur par excellence, qui maîtrise tous les moyens de l'Art de construire. La distinction entre architecte et ingénieur serait donc artificielle, fruit d'une difficulté à maîtriser, sans spécialisation, tous les aspects de l'Art de construire. Cette nécessité de spécialisation émerge avec la complexité croissante des types de contraintes à intégrer en cours d'un projet d'architecture ou d'un ouvrage d'art. Elle naît aussi, vraisemblablement, de la difficulté de concilier, chez une même personne, des approches techniques de haut niveau avec des qualités plus informelles, parfois associées au statut « d'artiste » de l'architecte ; l'architecture étant considérée comme la discipline majeure des Arts plastiques (Arts de l'espace).

L'ingénieur digne de ce nom, qui fait acte de conception, est aussi idéalement un Maître constructeur, un Architecte, au sens des Anciens. Nous verrons d'ailleurs dans le *chapitre 2*, consacré à la conception structurale, que l'intégration des réalités constructives dans le processus du projet est une condition essentielle à la production d'un ouvrage viable et pertinent.

L'exercice de conception a pour résultat principal la production d'une forme pour un ouvrage. L'objet de la conception est donc la définition, ou la « création », d'une forme. Partant de là, il peut donc être fait usage du terme *morphogenèse* pour qualifier l'exercice de conception.

1.1.3 Conception et morphogenèse

Comme cela a été dit, la conception d'un ouvrage se déroule au sein d'un contexte culturel donné, et dès lors, le concepteur est libre d'exprimer le dispositif porteur, d'en user pour supporter la structure spatiale des lieux (au sens de leur disposition) ; ou du contraire de les nier, de les opposer, etc.

C'est pourtant une certaine satisfaction intellectuelle que la contemplation d'une construction où la structure, ou ses parties, contribuent à exprimer l'agencement et la cohérence des lieux, se confondant avec les autres éléments du bâti, en tant qu'éléments structurants de la logique spatiale, tout en respectant les règles de l'art en matière de reprise des charges. La construction est alors perçue comme un acte de logique et de bon sens. Une sorte d'oeuvre totale.

Parmi toutes les approches de la conception structurale, celle qui est la moins bien maîtrisée est certainement celle de la conception de la forme. C'est également lié à la complexité de ce type d'étude. Parallèlement, il est possible de « concevoir » une structure « fonctionnelle » en ne se souciant pratiquement pas de la pertinence de sa forme, en calculant simplement la quantité de matière nécessaire pour la faire tenir

3 *αρκη* exprimant le degré extrême, « celui qui vient avant » et *τεκτων*, ouvrier, in **Robert [1985]** s.v. *archi-* et *architecte*.

debout, au prix cependant de son *efficacité structurale*. C'est précisément pour cette raison qu'il y a lieu de reconsidérer la place de la morphogenèse dans le processus de conception.

Le terme *morphogenèse* est utilisé par les disciplines scientifiques pour qualifier le « développement des formes, des structures d'un organisme vivant »⁴. Elle peut être végétale ou animale. Le terme est aussi employé en géomorphologie pour qualifier le façonnage du relief⁵.

Le terme *morphogenèse* se compose du préfixe « *morpho-* » et du suffixe « *-genèse* », dont les étymologies renvoient au grec *μορφή* (forme) et au latin *genesis* (naissance, génération), dérivé du pluriel du mot grec *γενεα* (production, formation)⁶. La Genèse est aussi le nom du premier livre de l'Ancien Testament qui contient le récit de la Création. Le terme *genèse* dans la langue courante qualifie tant les formes ou éléments qui ont contribué à produire quelque chose que la manière dont une chose s'est formée.

Quant à l'*Encyclopædia Universalis*⁷, elle associe plutôt le singulier du grec *γενεα* au sens d'origine, et son pluriel *γενεαις* à la signification de génération, généalogie, origine ou histoire.

Relevons que, dans cet ouvrage, la morphogenèse végétale et animale qualifient toutes deux la « réalisation des "plans structuraux" d'embryons, d'organes, de tissus, qui, chez les êtres vivants, manifestent la plus grande capacité de créer de l'entropie négative... »⁸

Par « entropie », il faut supposer que l'auteur sous-entend le « degré de désordre », vraisemblablement opposé au « degré d'organisation » d'un système.

En reprenant le terme, pour s'intéresser au contexte architectural, il devient manifeste qu'il sera question de « structure », mais aussi d'organisation. On imagine dès lors que la *morphogenèse* s'intéresse ainsi à la mise en ordre qui préside à l'élaboration de la « structure » d'un « organisme », quel qu'il soit, caractérisé par un haut degré d'organisation interne.

Ainsi, nous interpréterons par la suite le terme *morphogenèse* comme la définition de formes – dans leurs dimensions, structure, proportions et expression – mais aussi et surtout comme étant la genèse de ces formes.

Le titre du travail suggère qu'il s'attachera à l'étude des mécanismes de formation – de conception – des formes structurales tout en s'attachant à leur histoire, à leur origine et donc à leurs fondements.

1.2 LES QUESTIONS FONDAMENTALES DE LA THÈSE

La conception structurale est un processus éminemment complexe qui semble avoir trouvé eu des résultats plus ou moins heureux en fonction de l'époque ou des acteurs concernés. Partant de ce constat, une série de questions surgissent rapidement à l'esprit de l'ingénieur curieux :

- Pourquoi les projets possédant une réelle dimension structurale et considérés aujourd'hui comme des oeuvres architecturales totales, où architecture et structure collaborent à fabriquer ensemble des espaces d'exception, sont-ils plus spécifiquement originaires de la fin du XIX^{ème} siècle ou de la première moitié du XX^{ème} siècle ?

4 Robert [1985], s.v. *morphogénèse*

5 Chouard [1995], Lazard et al. [1995], Pinot [1995] in L'*Encyclopædia Universalis*, s.v. *morphogenèse végétale, morphogenèse animale, côtes (géomorphologie)*.

6 Robert [1985], s.v. *Morphogenèse et genèse* ; *Universalis* [1995] s.v. *Genèse (Livre de la)*

7 Ibid.

8 Chouard [1995] in L'*Encyclopædia Universalis*, s.v. *morphogenèse végétale*

- Les grandes qualités d'intégration de ces deux aspects (structure et espace architectural) étaient-elles le résultat d'une forme de nécessité ? En particulier était-ce lié à une contrainte technique comme, par exemple, les outils utilisés par le concepteur ? Ou était-ce lié à une approche particulière ?
- En prenant Robert Maillart comme concepteur représentatif pour la qualité de ses projets (souvent des structures utilitaires, qui possèdent un haut degré d'intégration des contraintes fonctionnelles, avec une réelle dimension architecturale), y a-t-il une forme de méthode lors de la conception qui permette de parvenir à un projet avec un degré élevé de pertinence structurale ? Est-ce lié à une forme d'outil ?
- Plus spécifiquement, serait-ce dû à la *statique graphique*, universellement employée comme outil d'analyse structurale sur la période qui nous occupe ? Puisque les auteurs de référence que sont Zalewski et Allen montrent la possibilité de faire usage de cet outil en conception structurale⁹, y a-t-il lieu d'interpréter que la *statique graphique* est une facette représentative et indissociable de la démarche projectuelle de Maillart ?
- A l'arrivée, parmi les aspects mis en lumière comme étant constitutifs de l'approche de Maillart, en est-il qui soient communs à d'autres concepteurs de l'époque qui nous occupe ? Et si des constantes viennent à être démontrées, les principes sur lesquelles elles s'appuient sont-ils pertinents eu égard à la conception structurale contemporaine ? Une forme de transposition de ces approches ou de ces outils serait-elle possible ?

Ces questions sont celles qui ont guidé la réflexion pour nos investigations. L'ordre dans lequel elles se succèdent est le reflet des étapes de la recherche ; les réponses partielles ouvrant la voie aux nouvelles perspectives qui justifient *a fortiori* la succession des chapitres de notre essai.

1.3. L'INGÉNIERIE STRUCTURALE AU XIX^{ÈME} SIÈCLE

Avant l'Époque Moderne, l'architecte est, à lui seul, l'artisan des caractéristiques géométriques et spatiales des lieux qu'il conçoit, tout en étant le garant de la stabilité des ouvrages. Il est « celui qui sait » l'art et la manière de construire.

Jusqu'alors, les matériaux disponibles sont principalement la pierre, la brique et le bois. Les deux premiers sont utilisés pour élever des ouvrages en maçonnerie ; le bois est employé pour les charpentes et les colombages, et parfois comme linteau. Les méthodes utilisées pour le dimensionnement des ouvrages en bois ne nous sont pas parvenues ; il n'est d'ailleurs pas du tout certain que les ouvrages en bois aient fait l'objet d'une quelconque forme de vérification, à en juger par le surdimensionnement systématique des constructions en bois les plus anciennes. Les dimensions des pièces se seraient donc définies selon l'évolution des usages, les ouvrages les plus fragiles n'ayant tout simplement pas survécu pour témoigner d'une erreur dans leur dimensionnement.

Par contre, nous sont restées des traces de ce qu'a pu être l'étude des dimensions à donner aux ouvrages de maçonnerie. Les éléments disponibles seront brièvement étudiés au *chapitre 3*. Mais on peut d'ores et déjà noter que l'étude d'une structure en maçonnerie n'est pas une question de résistance du matériau.

Lorsqu'apparurent le fer et la fonte en architecture (et en structure), la première approche a été d'en user de la même manière que la maçonnerie ou la charpente. Pour l'exemple, on peut citer le pont sur la Severn par Abraham **Darby** III en 1779, où la fonte est employée selon des modalités proches de celles utilisées en

⁹ Étant entendu que la conception structurale (*morphogenèse*) et l'analyse structurale (calcul), sont des processus différents pour la mise au point d'un projet de structure

maçonnerie. Changer de logique structurale a nécessité un changement complet de mentalité, qui ne s'est pas fait sans le concours des Écoles polytechniques et du développement des Sciences appliquées.

1.3.1 Le métier d'ingénieur au XIX^{ème} siècle

Les Ecoles d'ingénieur apparaissent en France en 1716, lorsque Jean-Rodolphe **Perronet** fonde l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Avant elles, le *Génie* est la chasse gardée des élites militaires, qui devaient nécessairement appartenir à la noblesse¹⁰, ou relevait du domaine de l'empirisme et du savoir non divulgué des corporations de la construction.

Les fondateurs de ces Écoles sont les scientifiques qui développent une approche rationnelle (une science) de l'étude des structures. A partir du XVIII^{ème} siècle, les contributions principales se font en France, en Italie et en Angleterre avec notamment Pierre Simon **Girard**, Jacob **Bernoulli**, Leonhard **Euler**, Henri **Navier**, James Clerk **Maxwell**, Alberto **Castigliano** et **Betti**. Tous contribuent à faire progresser la *mécanique*, et en particulier la discipline de la *Statique*.

Les ingénieurs qui fréquentent les Écoles polytechniques sont ainsi formés à l'analyse des structures en fonction de l'analyse mathématique et de la Résistance des matériaux. Au fil des découvertes, l'ingénieur disposera d'outils mathématiques qui lui permettront de résoudre de plus en plus facilement les problèmes de la Résistance des matériaux. Cependant, une aptitude certaine aux mathématiques et à l'abstraction ont toujours été nécessaires à l'ingénieur pour l'étude des structures.

Une réserve, à propos de la complexité mathématique que l'ingénieur devait pouvoir maîtriser afin de mener à bien sa profession, apparaît cependant sous les traits d'une science graphique : la *statique graphique* de Karl **Culmann**, dont l'histoire et les principes seront étudiés au *chapitre 4* consacré aux mathématiques et aux sciences graphiques.

Ainsi le XIX^{ème} siècle est-il devenu le siècle des ingénieurs, qui conçoivent et calculent des structures aux formes et aux dimensions jamais vues auparavant, faisant usage du fer et de la fonte. Mais c'est aussi le siècle qui voit naître le réflexe pratiquement inconditionnel de dessiner les structures pour les calculer, à tout le moins dans le chef des ingénieurs actifs en bureau d'étude.

Une des thèses fondamentales de cet exposé est que c'est grâce à ce même outil graphique, que l'ingénieur s'est trouvé tout à coup dans les conditions qui lui ont permis de concevoir des structures à la fois extrêmement rigoureuses, logiques et expressives dans leur comportement structural. L'outil graphique, comme ce sera détaillé au *chapitre 4*, peut adopter de nombreuses formes : artistiques, technique, *statique*. Si l'avènement de certaines formes de dessin technique ont permis à l'ingénieur certaines modalités de ses études techniques, notamment pour ce qui est de la représentation, avec l'épure de *statique graphique*, l'ingénieur dispose d'un dessin destiné à rencontrer les problématiques liées à la résistance des ouvrages.

1.3.2 Le béton armé

Si l'ingénieur du XIX^{ème} siècle a, sans trop de détours, trouvé l'expression structurale qu'il fallait adopter pour les structures en fer et en fonte, afin d'utiliser au mieux ces matériaux en fonction de leurs propriétés, il n'en n'a pas été de même pour le béton armé.

¹⁰ Voir l'introduction de **Monge [1798]**

Le béton armé apparaît dans les premières réalisations structurales aux environs de 1880 ; les ingénieurs qui voulurent se l'approprier se trouvant alors confrontés à un nouveau matériau qui tenait de la pierre reconstituée, sans qu'il y ait nécessité de la maçonner. Il est vrai que les splendides structures métalliques avaient quelques défauts majeurs parmi lesquels on citera sa sensibilité aux incendies et sa tendance à la corrosion, obligeant constamment les Maîtres de l'Ouvrage à de coûteux travaux d'entretien pour les structures exposées aux intempéries. Par comparaison, ces défauts faisaient tout l'intérêt du béton, qui en semblait dénué. Restait à trouver la juste manière d'en faire usage pour les ouvrages de structure.

Pour l'acier, le langage structural à adopter s'est rapidement imposé comme étant celui des charpentes, déjà connues par l'usage que l'on en faisait pour la construction des combles en bois. De la charpente en bois naquit la charpente métallique, et des colombages naquit l'ossature en métal. Le temps passant, ces formes, bien que structurellement correctes, se sont complexifiées dans le sens des possibilités supplémentaires qu'offraient les matériaux ferreux : le fer et l'acier se cintrent et s'assemblent facilement ; la fonte se plie à tous les caprices formels que lui impose le moule où elle est coulée.

Mais que faire du béton armé ?

Passée l'époque des bacs à fleurs de Joseph **Monier** (1849), et la barque de Joseph **Lambot** (1850), la tentation a été grande d'en faire usage pour la construction de bâtiments, puis pour les *ouvrages d'art*. Pour mettre en forme le matériau, les références structurales furent d'abord partagées entre les usages qu'on faisait de la maçonnerie et ceux que l'on faisait des charpentes, plutôt en bois. Mais d'une manière générale ce sont plutôt les références qui tenaient davantage de la masse du béton que celles des profils aériens du métal, qui ont été préférées.

Pourtant, comme nous le verrons plus tard, ni l'une ni l'autre de ces expressions structurales ne s'avéra réellement satisfaisante pour le béton armé. Pour celui-ci, un langage plastique tout à fait neuf restait entièrement à inventer.

1.3.3 Robert Maillart

L'ingénieur suisse Robert **Maillart** (1872-1940) compte parmi ceux qui ont su exprimer au mieux les potentialités du béton armé et sa logique structurale, tout en intégrant les contraintes propres au matériau et à sa technologie de mise en oeuvre.

Chez Maillart, on voit se développer un langage formel réellement pertinent pour le béton armé.

C'est suffisamment rare pour être relevé.

Au cours d'une carrière longue de plus de quarante ans, Maillart étudie près de 300 ouvrages d'art et de structures de bâtiments. On retrouve parmi ceux-ci une cinquantaine de ponts, désormais célèbres, construits aux quatre coins de la Suisse. Pour le reste, on retrouve essentiellement les structures anonymes de bâtiments industriels, publics ou privés. Dans ce nombre, il y a cependant une exception notoire : la structure d'un hangar qu'il imagine à Chiasso, petite ville située à la frontière italo-suisse, en 1924. Cette structure compte parmi les réalisations les plus étonnantes de l'histoire des structures et sa cohérence est cependant parfaite. Le *chapitre 8* de cet ouvrage y sera entièrement consacré.

La qualité des travaux de Maillart est telle qu'elle suffit, à elle seule, à justifier un examen approfondi des caractéristiques formelles, mécaniques, constructives et plastiques de chacun de ses travaux.

Mais il y a encore une particularité supplémentaire chez Maillart, qui justifie qu'on le retrouve en première place d'une investigation sur la conception structurale : il étudie à l'ETH, l'Ecole polytechnique de Zurich, à

l'époque où Wilhelm **Ritter**, lui-même successeur de Karl Culmann qui est le fondateur de la *statique graphique* et professeur de la première heure à l'ETH, y donne ses leçons.

Le même Wilhelm Ritter qui écrit les quatre tomes des *Applications de la statique graphique* « *nach Professor Culmann* »¹¹.

1.4 BALISAGE DU PARCOURS, MÉTHODES

L'objectif de cet essai est de cerner, dans l'approche de la *conception structurale*, les outils et les méthodes qui ont permis aux ingénieurs de la charnière entre le XIX^{ème} et le XX^{ème} siècle, de produire une telle variété de structures expressives et réellement pertinentes quant au fonctionnement structural. Dans la suite du texte, on entendra que les méthodes seront également considérées comme une forme d'outil.

Les *chapitres 2, 3 et 4* seront ainsi consacrés à situer le contexte de la conception structurale : ses grandes étapes, les outils de validation dont elle use et les outils graphiques dont elle se sert. La suite du texte s'orientera davantage sur l'étude des travaux de Robert Maillart.

1.4.1 La statique graphique chez Robert Maillart

Mis sur la voie par le remarquable ouvrage d'introduction à la *statique graphique* de Wacław **Zalewski** et Edward **Allen**¹², montrant l'appartenance de Robert Maillart à l'École de la *statique graphique* et reproduisant l'une de ses deux seules épreuves publiées (celle du Salginatobel), il semblait opportun de se demander quel pouvait être le rôle que jouerait cette approche graphique de l'analyse structurale chez celui-ci.

Selon les deux auteurs¹³, Robert Maillart, tout comme Gustave **Eiffel**, faisaient relativement peu de calculs numériquement, et ils se basaient régulièrement sur des analyses graphiques précises pour leurs études finales.

Il publie cependant au minimum trois photographies de structures de Maillart, illustrant la forme structurale d'un ouvrage dont ils viennent de montrer une construction graphique possible. De là à dire que ce serait la méthode par laquelle Maillart serait parvenu aux formes caractéristiques de ses ouvrages de structure, c'est-à-dire que l'épure de *statique graphique* aurait servi d'outil de conception, il n'y a qu'un pas... que les auteurs prennent garde de ne pas franchir.

En fait, un auteur, le professeur et ingénieur David **Billington** (Princeton), a passé sa carrière académique entière à étudier les travaux de Robert Maillart. Il est ainsi devenu le spécialiste de référence des travaux de l'ingénieur Maillart. Il a rédigé une série d'articles à son sujet, un ouvrage d'analyse structurale, un ouvrage d'art et la biographie détaillée de l'ingénieur.¹⁴

Bien que Billington se soit intéressé aux calculs et aux concepts structuraux de Maillart, à ses idées, et à l'approche formelle et socio-culturelle de ses projets, pas une ligne n'a été écrite sur la *statique graphique*, si ce n'est peut-être, via l'allusion à « 8 esquisses grossières » (« *the eight rough sketches* »)¹⁵ présentes au

11 **Ritter** [1888, 1890, 1900, 1906]

12 **Zalewski et Allen** [1998]

13 Ibid., p. 224

14 **Billington** [1973, 1974, 1979, 1990, 1991, 1997a, b, c, 2000]

15 **Billington** [1997a] p. 137

dossier du Salginatobel. En fait, Billington se réfère à sept brouillons d'épures de *statique graphique* et à une page de calculs manuscrits qui leur est associée. Pratiquement chacune de ces planches reprend le tracé géométral d'une bonne partie de l'ouvrage, et des restes de corrections y sont visibles ça et là. Cependant, tous ces dessins sont tracés aux instruments.

Il semble qu'il restait là un trou à combler, pour prétendre à une vue synthétique du processus de conception chez Robert Maillart. Ces sept épures, ainsi que toutes celles qui ont pu être retrouvées lors d'une semaine de recherches intensives aux Archives Maillart, conservées dans les collections spéciales de l'École polytechnique de Zurich, seront étudiées dans les chapitres consacrés à l'étude des travaux de Robert Maillart (*chapitres 6, 7 et 8*). De l'étude de ces travaux, nous tenterons de tirer la leçon qui s'impose sur l'usage qui peut être fait des méthodes graphiques pour la conception structurale (*chapitre 9*).

1.4.2 Approche historique des outils théoriques

Les outils de la conception structurale, comme ceux de la conception architecturale, se partagent entre calculs, concepts, dessins, sciences mathématiques, physiques et mécaniques, analyses culturelles et constructives. Lorsque cela sera nécessaire, on fera donc appel, dans cet essai, aux concepts de la *mécanique*, des mathématiques ou de la Résistance des matériaux, quand ils seront utiles pour expliquer la méthode ou les éléments du projet étudié.

Une seconde hypothèse de fond de cet essai, est que le contexte historique et scientifique est également fondamental pour comprendre la forme qu'adoptent les constructions architecturales – ou tout simplement structurales – au cours des âges.

Ainsi, on fera appel aux analyses historiques, lorsque cela sera possible, pour établir la chronologie au sein de laquelle apparaît une science ou une oeuvre particulière, si celles-ci peuvent représenter des clefs nécessaires à l'échafaudage du projet, ou au contraire, une difficulté que le concepteur aura dû contourner.

On rencontrera donc, dans les chapitres plus spécifiquement consacrés aux outils, des essais de chronologie, assortis de conclusions en termes de méthode de conception, lorsque qu'elles s'imposent directement par la déduction. Ces essais chronologiques sont étayés d'études historiques et bibliographiques. Il est ici essentiellement question du contenu des *chapitres 3, 4* et partiellement du *chapitre 5*.

1.4.3 Modalités d'approche des oeuvres étudiées

Lorsqu'il a été question d'analyser ici des travaux d'auteurs de projets, comme Robert Maillart, la méthode qui a été suivie est triple.

La première approche se base sur les travaux d'autres chercheurs. Dans le cas de Robert Maillart, deux auteurs font essentiellement référence : Max Bill et David Billington.

L'artiste et écrivain Max **Bill**¹⁶ est Suisse comme Robert Maillart. Neuf ans après la mort de ce dernier, en 1949, il conçoit la première édition de l'ouvrage : *Robert Maillart, Ponts et Constructions*, qui est encore aujourd'hui la seule source publiée sensiblement complète de documents techniques et de photos, issus des

¹⁶ **Bill** [1955]

bureaux d'étude de Robert Maillart. L'ouvrage reproduit aussi huit discours et textes de Maillart, traduits en trois langues. Max Bill est de ceux, avec le Suisse Sigfried **Giedion** (1888-1968)¹⁷, qui ont le plus travaillé à la reconnaissance de Robert Maillart comme ingénieur d'exception. Par contre, Max Bill est artiste, non ingénieur, ni même architecte. Le manque de pertinence dans son discours sur les travaux de Maillart s'en ressent fortement.

David P. **Billington** est ingénieur et professeur à l'Université de Princeton. Sa formation l'amène à être sensibilisé à l'approche architecturale, comme à l'étude des formes de structures complexes en béton. Lorsqu'il publie la biographie complète et détaillée de Robert Maillart¹⁸, il étudie l'oeuvre de l'ingénieur suisse depuis 28 ans déjà¹⁹.

Il est l'artisan essentiel de la constitution des Archives Maillart à l'ETH²⁰, en partant des archives disséminées entre les anciens bureaux de Maillart ou chez ses proches. On lui doit aussi la copie de cette collection, qui se trouve à la bibliothèque de Princeton. Il s'appuie également sur des témoignages de première main, dont la correspondance privée de Maillart avec sa fille, et auprès de personnes qui ont côtoyé Maillart dans le contexte privé ou professionnel (**Marie-Claire Blumer-Maillart**, sa fille ; **René Maillart**, son fils ; Ernst **Stettler**, son ingénieur en chef à Berne; Marcel **Fornerod** qui fut son employé à Zurich ; Karl **Lehr**, un des ses collaborateurs en Russie ; Hans **Kruck**, le seul architecte ayant travaillé pour Maillart).

Grâce à ses compétences, David Billington a été en mesure d'éclairer de manière fondamentale les méthodes de conception structurale de Maillart. A cette réserve près qu'il ne prête aucune attention à l'usage que Maillart fait de la *statique graphique* qu'on peut pourtant supposer fondamentale dans ses travaux.

Cependant, cette première approche, qui consiste à exploiter la littérature sur le sujet, a le défaut majeur de refléter l'opinion de l'écrivain sans qu'il soit possible de la démêler du point de vue de la personne étudiée. Une deuxième approche a alors été suivie : celle du dessin.

C'est ainsi qu'une bonne partie des structures les plus intéressantes de Maillart a été re-dessinée, au départ des fragments et photographies publiés ça et là dans les ouvrages de Billington. Le dessin est une des méthodes traditionnelles d'apprentissage des formes de l'architecture. Dessiner des ouvrages permet d'en intégrer, par l'oeil et par le geste, les dimensions, proportions et caractéristiques formelles des détails au sein d'un ensemble. Ces dessins émaillent les pages qui suivent.

La méthode pour la réalisation de ces dessins est la suivante : procédant par ordre chronologique, un premier tri a été fait parmi les réalisations à étudier. Pour re-dessiner efficacement un projet, il est nécessaire de retrouver les règles utilisées par le concepteur pour en définir la forme. Travaillant en série, les évolutions deviennent explicites. Cette manière de faire met en évidence les nombreux aspects de la recherche formelle de l'auteur de projet, tout comme les constantes, d'un projet à l'autre, dans la manière d'aborder le dessin.

17 historien d'art et d'architecture, également formé à l'ETH en ingénierie mécanique, qui aurait écrit son premier article sur Maillart en 1930 : voir **Billington [1997a]**, p. 156

18 **Billington [1997a]**

19 Ibid., p. xxii

20 Les Archives Maillart, ETH (Eidgenössische Technische Hochschule Zürich), fondées par Mme Blumer-Maillart, reprennent la plupart des dessins originaux et des calculs postérieurs à 1920. Les archives de ses bureaux de Genève et de Berne y auraient été déposées.

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH)

ETH Zentrum, HG

Rämistrasse 101

CH - 8092 Zürich

Phone: +41 44 632 11 11

Fax: +41 44 632 10 77http://www.ethz.ch/index_EN

Le recours aux plans publiés par Max Bill ne s'est fait que tout à la fin, pour compléter, lorsque c'était nécessaire, l'information qui avait déjà pu être reconstituée. Un des résultats les plus intéressants de cette approche a été de pouvoir juger de l'importance des dimensions de chacun de ces projets, pour leur définition respective, tout en permettant les comparaisons à des échelles semblables (Bill fait usage des échelles les plus disparates et inusitées en architecture, tandis que Billington ne se soucie qu'exceptionnellement d'une reproduction à l'échelle des plans de Maillart).

Mais le dessin a aussi adopté une autre forme : celles des épures de *statique graphique* de certains ouvrages. Au départ, il s'agissait pour nous d'un travail à la table à dessin, aux formats et dans les conditions similaires à ceux des auteurs de projet lors de l'exécution des originaux. Ayant intégré les contraintes de cette manière de faire (échelles, tolérances, formats), on a fait appel à un logiciel de DAO²¹ dont la précision est de 8 décimales derrière l'unité de travail, prise égale au centimètre, comme c'est l'usage en construction. La précision de l'outil est alors devenue un moyen de vérification : l'exactitude des tracés mathématiquement exacts de l'ordinateur pouvant être comparés, au sein du logiciel, avec les planches originales numérisées. La numérisation de ces planches a été faite exprès, à l'échelle des originaux, par le Service des collections spéciales de l'ETH, qui conserve les Archives Maillart, pour nous permettre ce travail d'analyse.

La rigueur des tracés à l'instrument traditionnel s'est révélée remarquable, compte tenu des moyens limités que cette manière de faire autorisait. En même temps, le droit à l'erreur dans l'interprétation d'une construction graphique était fortement réduit.

Tracer une épure de *statique graphique* est un exercice logique. Il s'appuie sur des données physiques (les charges tracées à l'échelle sous forme de vecteurs), des configurations géométriques, et des règles d'équilibre étudiées graphiquement. L'étape qui en suit une autre doit être logique, elle est construite sur les autres éléments graphiques déjà présents dans le dessin. La séquence est pratiquement unique. Si une de ces lignes semble apparaître seule et indépendante des constructions graphiques, tout en étant nécessaire à la poursuite du tracé, on doit en découvrir la raison. S'il y a nécessité de passer par une construction graphique arbitraire, le tracé est à revoir ; s'il s'agit d'un choix posé par le concepteur – puisque la *statique graphique* est une des rares méthodes où sont autorisés des choix, quant à la manière dont peut évoluer le tracé des trajectoires de force – on doit aussi en découvrir la raison.

Ce faisant, le risque de constructions graphiques arbitraires pour le dessin est minime. Reconstruire une épure de manière satisfaisante peut ainsi prendre plusieurs mois, entrecoupés d'investigations complémentaires pour en établir toutes les bases.

En plus d'être un outil de conception qui s'est révélé adapté, la *statique graphique*, par sa rationalité intrinsèque, est aussi un outil d'étude efficace pour l'analyse structurale – y compris pour les structures dont le niveau de complexité est plus important que celui des structures en treillis – pour lesquelles la *statique graphique* semble d'abord avoir trouvé son terrain de prédilection majeur (voir à ce sujet les travaux de Luigi **Cremona**, au chapitre 4). On en fera usage dans ce sens pour les études de cas, notamment au chapitre 8, consacré à la structure de Chiasso, dont il a déjà été question.

L'ensemble du travail de dessin, que ce soit celui de la forme de l'ouvrage ou par la reconstruction des épures de *statique graphique*, est ainsi entendu comme une étude des documents originaux.

Puisque les projets étudiés sont l'oeuvre d'un ingénieur, il est tout aussi logique que le calcul intervienne pour l'étude de ceux-ci. La *statique graphique* est déjà une forme de calcul du projet. Il n'y est cependant pas fait appel systématiquement chez Maillart pour tous les calculs des différents aspects des ouvrages qu'il conçoit. Un premier type d'usage du calcul, est celui qui est fait sous sa forme algébrique manuscrite élémentaire. Cette forme correspond à celle qui est généralement adoptée par un ingénieur qui informe ainsi le processus de conception par des validations intermédiaires partielles.

21 Dessin Assisté par Ordinateur

Tous les calculs qui en découlent sont donc extrêmement simples et sont basés sur des logiques d'équilibre d'efforts élémentaires, comme en *statique graphique*.

D'autre part, lorsqu'il est question de cerner le mécanisme structural qui est à l'oeuvre dans un ensemble complexe, cette méthode ne suffit plus. Maillart faisait appel aux tests de mise en charge ; nous ne disposons que d'études numériques poussées, à l'aide de logiciels de calcul sur ordinateur, pour nous en faire une idée. Ceci dit, nous avons occasionnellement fait usage d'un logiciel de calcul des structures, en fin de l'analyse seulement, qui a d'abord été menée par tous les autres moyens, et notamment ceux qui étaient disponibles à Maillart pour ses études. Les résultats permettent alors de vérifier la concordance de la Théorie de l'élasticité appliquée à un cas idéalisé, avec les résultats obtenus par les méthodes du début du ^{xx}^{ème} siècle. Ces résultats numériques ont été retracés sur le dessin des ouvrages, parfois dans la même logique que celle de la *statique graphique* qui, elle, ne connaît principalement que des raisonnements en termes de trajectoires d'efforts en compression ou traction simple.

Enfin, de nombreux documents présents aux archives Maillart ont été exploités dans le cadre des études de cas, notamment : des notes de calcul, les esquisses – extrêmement rares – disponibles pour les projets étudiés, les notes manuscrites, certains courriers de Maillart et les articles publiés par Mirko Roš à son sujet.

Ayant abordé l'étude des réalisations de l'ingénieur Maillart par l'ensemble de ces moyens, nous pensons en avoir retiré une lecture originale et pertinente, qui apporte un éclairage nouveau sur la manière dont l'ingénieur a abordé la conception de ses ouvrages les plus remarquables.

1.5 PLAN DE L'ESSAI

L'étude de la conception structurale est abordée au travers de plusieurs filtres conjoints : des recherches historiques, l'étude des réalisations de Robert Maillart, et des études sur les méthodes graphiques.

Dans le texte, le *chapitre 2* définit le cadre de la conception structurale d'un ouvrage. Les deux chapitres suivants sont consacrés à la description chronologique des outils de validation et de dessin pour le projet de structures. Les quatre chapitres suivants sont consacrés à Maillart et à ses travaux, avec une complexité croissante des ouvrages abordés. Ainsi, dans le *chapitre 8*, consacré au hangar de Chiasso, se côtoieront les différents concepts rencontrés dans ses autres projets avec, en plus, toute la complexité de l'approche architecturale. Ceci fait, nous tenterons de tirer la leçon de nos investigations pour ce qui est de la conception structurale dans le neuvième et dernier chapitre.

Suit le plan de l'exposé.

1. PRÉAMBULE

2. CADRE DE LA CONCEPTION STRUCTURALE

3. OUTILS ET MÉTHODES DE VALIDATION

4. GÉOMÉTRIE, GRAPHIQUE ET STATIQUE GRAPHIQUE

5. ROBERT MAILLART [1872-1940]

6. SALGINATOBEL, VESSY ET LES ARCS À TROIS ARTICULATIONS

7. LES PONTS EN ARCS RAIDIS

8. LES *MAGAZZINI GENERALI* À CHIASSO

9. CONCLUSIONS

ANNEXES 1 – 2 – 3 – 4

BIBLIOGRAPHIE THÉMATIQUE

BIBLIOGRAPHIE ALPHABÉTIQUE

TABLE DES MATIÈRES

2. CADRE DE LA CONCEPTION STRUCTURALE

TABLE DU CHAPITRE

2.1 L'APPROCHE ANALYTIQUE

2.2 LA FORME DE DÉPART

2.2.1 LES DONNÉES DU PROJET

2.2.2 DÉFINITION DE LA FORME

2.2.3 MODALITÉS D'ÉDIFICATION

2.2.4 VALIDATION DE LA FORME EN COURS D'ESQUISSE

2.3 L'ANALYSE STRUCTURALE

2.4 LE DIMENSIONNEMENT

2.5 L'OPTIMISATION

2.6 LA CONCEPTION DÉTAILLÉE – LES DÉTAILS TECHNIQUES

2.7 SÉQUENCES ET MÉTHODES DE CONSTRUCTION

2.8 VERS UNE APPROCHE SYNTHÉTIQUE

2.1 L'APPROCHE ANALYTIQUE

La conception structurale est un processus complexe qui s'étend des premières esquisses d'un ouvrage, jusqu'au dessin validé de la forme et des détails de sa structure. Ce travail de conception devient encore plus compliqué lorsqu'il s'intègre dans un bâtiment, avec les contraintes spécifiques qui en découlent. Il devient alors, idéalement, une facette à part entière du travail architectural sur l'ouvrage.

A l'opposé, l'aspect le plus élémentaire du travail de l'ingénieur en construction est de s'assurer de la stabilité de la forme qu'on lui présente, en même temps qu'il doit définir la quantité de matériau à mettre en oeuvre pour y parvenir. La méthode qu'il suit est alors analytique : par le calcul, il détermine les efforts dans les zones de concentration de matière que le concepteur de la forme lui a définies. Des efforts, il calcule les dimensions à mettre en oeuvre et les modalités d'assemblage. Pour un ingénieur qui officie dans le contexte contemporain, disposant de moyens de calcul extrêmement puissants, la difficulté analytique est le plus souvent éludée.

Dans cette approche, le rôle central est tenu par le calcul, que ce soit pour l'analyse structurale ou le calcul des sections transversales. Par conséquent, c'est dans la construction du modèle qui s'impose, et des calculs qui s'ensuivent, que l'ingénieur passera la majeure partie du temps de l'étude.

Le degré *zéro* de cette activité est d'utiliser des éléments pré-calculés dans un abaque ou par un pré-fabricant, pour les greffer sur l'ouvrage en cours de conception.

Sans aller jusqu'à cet extrême, on constate que l'ingénieur est souvent réduit à une attitude passive dans le travail de « conception » d'une structure. Son travail consiste à résoudre le problème de la résistance d'une configuration spatiale imposée par autrui ou par un choix partiellement arbitraire. Des résultats qui ressortent de l'analyse structurale et des dimensionnements, il peut s'ensuivre des problèmes de compatibilité avec les formes prévues. Doit alors commencer un travail d'affinement de la solution proposée. En effet, la répartition de la matière dans l'ouvrage structural en modifie le comportement, et l'ouvrage doit à nouveau être modélisé d'une manière actualisée.

Ce modèle est alors l'objet d'une nouvelle analyse, et ainsi de suite.

Ce sont donc les efforts obtenus par l'analyse qui définissent la quantité de matière nécessaire pour leur résister. Puisqu'on ne connaît pas *a priori* le résultat formel de ce travail, le processus est donc guidé essentiellement par le calcul, l'analyste étant au service du processus. Il subit ainsi les aléas du détail de ses modèles et de sa méthode de calcul. L'importance de la précision du modèle et du résultat numérique est par conséquent capitale, puisque c'est sur eux que repose la « vérité structurale » de l'objet qui est en cours d'analyse. L'analyste ne peut pas comprendre, par conséquent, au vu de l'importance que représente pour lui l'exactitude du résultat mathématique, qu'un concepteur fasse usage d'une méthode simplifiée pour le calcul de l'ouvrage.

Lorsque l'ingénieur est l'auteur de projet, le rôle qu'il y tient est naturellement plus actif. Dans ce cas, c'est lui-même qui propose le schéma structural qui est à l'origine du cycle des analyses et des dimensionnements successifs.

L'approche analytique convient tant à une certaine forme de « conception » qu'à la vérification des ouvrages. C'est dans ce dernier moule que se coule la normalisation du calcul des structures.

Dans cette démarche, on rencontre des étapes relativement typées. Certaines ont trait à l'amorce des cycles analytiques, et d'autres permettent de les terminer.

Elles sont examinées dans la suite du chapitre.

l'ouvrage dès qu'on prend en compte les contraintes du site. Les trois aspects mentionnés entretenant des relations mutuelles.

La question fondamentale est de savoir comment l'ingénieur peut raisonnablement prendre la décision de mettre en oeuvre un type structural plutôt qu'un autre.

La réponse à cette question embrasse toute la complexité qui est rencontrée, sitôt que l'on tente de décrire le mécanisme de réflexion qui est à l'oeuvre durant un processus de conception.

La digression qui suit n'a donc pour prétention que d'en survoler les modalités de manière très superficielle et lacunaire.

2.2.2 Définition de la forme

Pour la définition de la forme de départ, il s'agit de tenir compte des différents aspects du problème posé à la fois par la fonction à laquelle l'ouvrage doit répondre et par les contraintes liées au site et aux méthodes de construction. Avec l'augmentation du nombre de contraintes, on voit diminuer la latitude dont dispose le concepteur pour l'élaboration de son projet.

De prime abord, les contraintes liées au site sont objectives, imposées au concepteur de l'extérieur. Cependant, il possède un pouvoir d'interprétation de ces dernières, quitte à les réinterpréter fondamentalement, dans le cas où les rencontrer toutes dans le projet s'avère impossible. Par ailleurs, certaines de ces contraintes se révèlent être contradictoires.

A côté de celles-ci, le concepteur peut ajouter une série de contraintes, dont l'origine lui serait personnelle, pour marquer le projet : une volonté d'expressivité, de prouesse ou de retenue, une esthétique heureuse, le recours à un matériau particulier, etc. Ces nouvelles contraintes, nettement plus intimes quant à leur origine, sont essentiellement subjectives ; il est cependant possible de les rendre objectives.

L'ingénieur peut enfin être confronté à des contraintes provenant directement des outils et méthodes qu'il utilise pour concevoir une structure. Son bagage technique sera à la fois tant un outil, qu'une forme de contrainte supplémentaire.

Pour parvenir à intégrer l'ensemble de ces contraintes autour de la réalisation d'une esquisse, le concepteur aura recours à toutes les ressources pratiques ou théoriques héritées de son expérience personnelle. En cela, il dispose de connaissances qu'il a acquises au contact des réalisations d'autrui – sa culture générale dans le domaine – et celles qu'il s'est lui-même construites par la pratique de son métier. Toutes les références utiles à son esquisse, qu'elles soient acquises dans ses propres travaux ou par l'examen du travail d'un tiers, entretiennent une similarité minimale avec l'objet de son esquisse. Pour que ce soit possible, le choix de la *référence* implique qu'elle soit préalablement comprise et assimilée dans son principe. Sinon, il y a risque de reproduction de dispositions formelles inadaptées au contexte du projet.

Ainsi fait, au départ d'une première esquisse, ou de *références* formelles, le concepteur doit faire évoluer ses *références* par analyse et par tentatives (essais et erreurs), pour en affiner la forme.

Dans ce même esprit, le concepteur entraîné est en mesure d'anticiper également la forme que devront adopter les détails.

La définition de la forme est l'étape suivante. Si son principe est parfois très rapidement défini, toutes ses caractéristiques sont encore à définir : le type est-il simple ou multiple, avec des appuis intermédiaires? Est-il constitué de séries parallèles, d'un seul tenant, etc. ?

La définition de la forme doit être menée pour chacune des différentes parties de l'ouvrage. Par parties, il est possible d'entendre les différents composants : les appuis, les éventuelles colonnes et éléments de supports, l'élément de franchissement, etc.

En même temps que les contraintes objectives, qui font partie des données du problème, des considérations subjectives sont également de nature à servir de guide dans le processus.

A côté des habitudes du concepteur, il peut aussi s'agir de l'impact visuel et des conséquences formelles de l'ouvrage sur le site ou pour lui-même. Les critères suivants sont cités comme éléments de réflexion chez Jörg Schlaich et Hartmut Scheef² :

- l'ordre et la clarté dans le recours aux différents types de composants de l'ensemble. Les transitions d'un système à l'autre se produisent lorsqu'un changement lié au site le requiert ;
- l'harmonie des proportions : les rapports entre hauteur et portée, entre l'ouvrage et la forme du site, entre les éléments de supports et les éléments portés ;
- la clarté de l'agencement des lignes caractéristiques de l'ouvrage, en veillant à éviter toute opposition manifeste des directions et tout foisonnement inutile ;
- la simplicité et l'expressivité de l'ouvrage dans la fonction assumée par ses composants et dans le recours qui est fait aux différents matériaux ;
- l'intégration au site pour éviter qu'il ne soit dominé par l'ouvrage, mais, au contraire, que celui-ci contribue à le structurer ;
- un rapport d'échelle correct entre le site et la structure, puis de ses dimensions avec l'échelle humaine ;
- le jeu de l'ombre et de la lumière qui, dans le tracé du détail des sections, efface ou renforce la légèreté ou l'aspect massif des composants de la structure ;
- plus tard, l'attention au détail de la forme et de son équipement de manière à ce qu'il serve l'expression de l'ensemble dans l'esprit qu'on a voulu lui donner ;

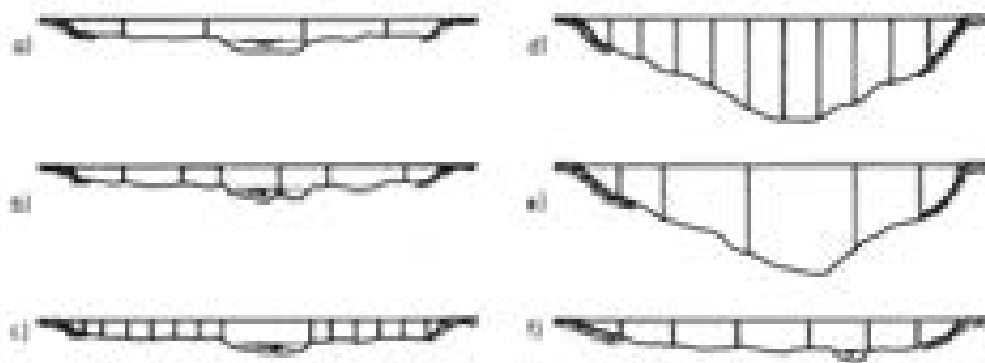


Fig.2.2 : étude formelle du rapport des portées à l'ensemble, pour un pont, d'après **Schlaich & Scheef [1982]**, fig. 14, p. 9 : (a), (e) et (f) sont jugés satisfaisants quant à leur intégration au site ; la conception de (b) est jugée maladroite à cause de la variation aléatoire des portées ; (c) et (d) obstruent entièrement la vallée, à moins, peut-être, que les colonnes de (d) soient réellement fort élancées, ce qui en ferait une solution acceptable.

Chez ces auteurs, on renvoie au bon sens et à l'impression que dégage le projet pour la vérification esthétique des formes de l'ouvrage. Ce type d'arbitrage sera inévitablement le reflet, du moins en partie, des

² **Schlaich & Scheef [1982]**, pp. 2, 7-32

critères qui sont repris ci-dessus. Les modes de représentation suggérés, adaptés à rendre compte des caractéristiques formelles de l'ouvrage, comprennent : le dessin de représentation, le photomontage, la simulation informatique, la maquette de l'ouvrage dans son site, etc.

Jörg Schlaich et Hartmut Scheef se sont consacrés en priorité à l'étude des ouvrages d'art. Il en ressort que les lignes qui précèdent ont d'abord trait aux structures dont la fonction réelle est immédiate, comme un pont. En tant que telles, elles se présentent comme une simplification, quant à la fonction, des structures qui ont à s'intégrer dans un ensemble plus complexe, comme les structures de bâtiments. En quelque sorte, ils nous proposent une réflexion de fond, qui doit être élargie dans le cadre du projet architectural.

2.2.3 Modalités d'édification

Presque simultanément, il s'agit aussi de s'intéresser à la manière dont la forme imaginée doit être construite. Dans la mesure où les techniques, les compétences ou les conditions physiques rencontrées sur le site constituent un obstacle à la mise en oeuvre du projet, l'ensemble des options formelles arrêtées jusque-là peuvent être remises en question.

Il est extrêmement rare aujourd'hui qu'une méthode de construction s'avère totalement impossible pour un projet imaginé avec un minimum de bon sens. La raison qui, en définitive, pénalise la possibilité « matérielle » de la construction est celle du coût. En effet, en ce début du ^{xxi}^{ème} siècle, tous les matériaux traditionnels sont susceptibles d'être transportés et mis en oeuvre à peu près dans toutes les conditions physiques de n'importe quel endroit du globe.

C'est en cela que le critère du coût intervient assez tôt dans la démarche de conception parce qu'il permet de valider – ou au contraire attester du manque de pertinence d'un parti structural qui se traduit par un coût élevé – la forme et les dimensions qu'adoptent les éléments du projet. Une complexité excessive, se traduisant également par un coût rédhibitoire, est aussi le signe d'une approche défailante.

Le coût d'un ouvrage n'est cependant pas limité au prix de la construction. Le véritable coût d'un ouvrage est la dépense occasionnée au cours de la durée de vie entière de celui-ci. Les coûts sont ainsi autant environnementaux que financiers. Il incluent aussi tous les frais liés à l'entretien de l'ouvrage et sont fonction de la durée de vie de celui-ci. Idéalement, ils incluent même ceux de la démolition ou du recyclage de la structure en fin de vie.

Le prix de l'ouvrage entretient également des relations avec le concept – multiforme – d'*optimum*. La solution optimale pour un projet n'est pas un critère définitivement arrêté : elle est fonction d'une multitude de considérations qu'il est souvent impossible de concilier autour d'un même projet.

Nous reviendrons plus loin sur le concept d'*optimum*, mais on peut déjà noter qu'un bon critère pour s'assurer de l'économie générale du projet est d'en optimiser, jusqu'à un certain point, l'usage de la quantité de matière mise en oeuvre dans la structure.

Cependant, l'étape où interviennent les notions de coût doit le plus souvent suivre celle de la validation par le calcul de pré-dimensionnement et l'examen du principe des détails (voir titres suivants). A moins, cependant, d'être en présence d'un ingénieur réellement expérimenté de sorte qu'il soit capable de parvenir à la proposition d'une forme déjà pertinente, sans s'encombrer de l'étape des vérifications conceptuelles (voire celle de l'analyse structurale du projet). Mais un bagage plus que respectable dans la pratique du métier est nécessaire à une telle approche. Ce bagage ne s'acquiert pas sans passer plusieurs années à concevoir, à explorer une par une les conséquences des différents choix formels, et à se confronter à la réalité de sa construction.

Dès que le type structural est choisi et que les dispositions formelles de la structure sont arrêtées, pour rencontrer à la fois les exigences d'intégration au site et de constructibilité, il y a lieu de s'assurer du bien-fondé des dimensions qui ont été esquissées

2.2.4 Validation de la forme en cours d'esquisse

La validation de la forme se fait essentiellement par deux biais distincts : la représentation graphique et le calcul.

- Le calcul -

Le calcul s'applique toujours à une ou plusieurs dispositions formelles préalablement définies, un *modèle*, fut-ce une poutre élémentaire sur deux appuis simples. Le calcul peut être employé soit à la vérification de la résistance, soit à celle du comportement de l'ouvrage en cours d'utilisation.

La résistance est souvent le critère fondamental pour la vérification d'une structure. Sous les charges, la structure doit remplir le rôle pour lequel elle a été dessinée avec une sécurité suffisante. Ceci concerne également les dégradations locales ou globales dues aux charges importantes, cycliques ou répétées sur le long terme. En un second temps, dans le cas de situations inhabituelles, mais possibles (dépassement des charges prévues, chocs, explosions, etc), la probabilité de ruine doit être suffisamment faible pour être « socialement » acceptable.

L'aptitude à répondre au programme de son utilisation recouvre des aspects divers comme la déformation immédiate ou différée, les vibrations en cours d'utilisation, etc. Il est alors question d'aptitude au service.

Tous ces aspects doivent être vérifiés tout au long de la vie de l'ouvrage, du montage au terme de son utilisation. Ils ne peuvent être valablement vérifiés que dans l'analyse détaillée, lorsque les caractéristiques de la structure dans son ensemble ont été définies.

Cependant, en cours de conception, quand la forme et ses détails sont encore en cours d'évolution, le calcul peut et doit intervenir de manière régulière, pour guider le concepteur dans ses choix. L'aspect qui est vérifié est supposé être le plus critique pour la structure. Celui-ci est donc variable en fonction du type de projet structural en cours de conception. Les moyens de vérification les plus courants sont le calcul de la résistance ultime, dans des conditions d'utilisation normales, ou le calcul de la déformation de l'ouvrage.

Afin que le calcul serve efficacement le processus de conception, il doit à cette étape se faire le plus immédiat et pratique possible. Il est donc inévitablement simplifié, que ce soit dans les modalités de son application, ou que ce soit sur le *modèle structural* de l'ouvrage utilisé.

Cette procédure de calcul est souvent appelée *pré-dimensionnement* car elle permet de donner des dimensions pour les sections transversales des composants de la structure.

A l'étape du *pré-dimensionnement*, on fait usage pour le calcul d'une charge très grossièrement estimée à la hausse, de manière à se garantir du cas de figure le plus critique. Pour garantir la résistance du matériau envisagé, une *contrainte* σ admissible pour cette étape du projet est utilisée. Elle est bien souvent inférieure à celle qui serait considérée comme admissible à l'étape de l'analyse détaillée.

Les méthodes mathématiques qui sont utilisées à cette étape sont les règles élémentaires, issues de la Résistance des matériaux qui relient une *contrainte* σ ou τ à un *effort normal*, un *moment de flexion*, un *effort tranchant*, etc., en tenant compte des propriétés géométriques de la section. Les propriétés du matériau

(s'il est utilisé de manière homogène dans l'ouvrage) n'interviennent pas à ce stade de la vérification, sauf pour la valeur maximale de la *contrainte* qui sera considérée.

S'il est question de vérifier la déformation, un critère plus sévère qu'à l'étape de l'analyse détaillée peut être adopté sur un *modèle* simplifié, de manière à anticiper le comportement d'un ensemble structural plus complexe. Une des manières de procéder est à nouveau d'adopter, dans un calcul qui lie l'effort à la contrainte dans le matériau, une *contrainte admissible* limitée seulement à une fraction de celle qui caractérise la rupture. Cette méthode permet par exemple d'anticiper des phénomènes aussi complexes que les glissements d'assemblage dans un matériau comme le bois.

Pour cette étape du calcul des déformations, d'autres formulations analytiques adaptées seront considérées, se basant par exemple sur un calcul d'*intégrale* des valeurs des courbures locales, qui sont fonction de l'effort. Cette fois, tant les caractéristiques géométriques de la section que les propriétés du ou des matériaux devront être prises en compte.

Une autre manière de faire, pour garantir une déformation acceptable en cours d'utilisation, est d'utiliser des règles de proportion. Celles-ci sont fonction du matériau. Dans le cas des sections de béton armé par exemple, des règles de proportion limitant le rapport défini par le quotient de la portée par la hauteur de la section à une valeur maximale, ont été définies pour différents types de composants fléchis³. La même méthode pourrait être adoptée pour définir les dimensions des ouvrages en faisant usage d'abaques (résultats pré-calculés présentés sous forme de courbes paramétrées dans un graphique), tenant compte simultanément de la résistance et de la déformation.

On pourrait avancer que c'est ici qu'a lieu le véritable calcul de l'ouvrage. Le calcul détaillé aurait alors pour objectif la vérification des dispositions structurales prévues.

Puisqu'un calcul de *pré-dimensionnement* est une opération qui doit être rapide et sera répétée à chaque évolution significative du projet, ce calcul doit rester élémentaire, volontairement simple (ou simplifié dans ce but). La méthode de calcul qui a pour objectif de mettre à dimension les éléments de la structure, en considération d'une contrainte limitée est dite : « *méthode des contraintes admissibles* ».

Traditionnellement, cette méthode ne prévoit pas de majorer la valeur des charges rencontrées par la structure, mais prend toutes ses sécurités sur la résistance du matériau.

La *méthode des contraintes admissibles*, en matière de calcul des structures, a été utilisée pendant plus d'un siècle ; elle était la méthode tenue pour préférentielle dans les codes de calcul jusqu'au alentours des années '80.

La normalisation pour le calcul des structures, quel que soit le matériau employé, a adopté aujourd'hui la forme plus complexe du calcul aux *états-limites*. La résistance est calculée aux états-limites ultimes, où la structure est envisagée dans un comportement non linéaire (en certaines sections, le matériau dépasse sa *limite élastique*⁴) et aux *états-limites de service*, pour garantir son bon comportement en cours d'utilisation.

Dans les méthodes aux *états-limites*, la sécurité est prise à la fois sur la charge appliquée et la résistance du matériau, la valeur de ces paramètres évoluant en fonction de la vérification souhaitée. Cette méthode est aujourd'hui universelle dans les codes normalisés de calcul.

Mais une norme ou un code, est pensé en tant qu'outil de validation, et dans ce contexte, la complexité de la méthode importe finalement peu (toute règle est programmable dans un ordinateur).

3 Eurocode 2 [1999], § 4.4.3.2

4 il subit des déformations irréversibles une fois que la charge appliquée est enlevée.

Pour que le calcul soit le plus simple possible, on peut se limiter à un comportement linéaire élastique de la structure en restreignant la valeur de la contrainte dans le matériau à une valeur intelligemment limitée (« admissible ») pour un *cas de charge de référence* suffisamment sécuritaire. *A contrario*, le calcul se simplifie parfois lorsqu'on se place dans une zone de comportement non linéaire de la structure, ce qui permet d'imposer localement des valeurs d'efforts (effort de plastification), simplifiant le problème de l'analyse élémentaire de la structure. La forme du calcul de validation en cours d'esquisse peut adopter des aspects aussi divers que l'équation élémentaire, la table de *pré-dimensionnement*, l'abaque ou... l'expérience du concepteur qui a intégré ces données au cours de sa carrière.

Cette étape de la validation par le calcul simplifié – ou sa variante qu'est le *pré-dimensionnement*, en fonction que l'on aille de la forme vers l'effort ou de l'effort vers la forme – a normalement pour résultats une forme et des dimensions de section pour chacun des composants, en fonction des rôles qu'on a imaginé leur faire tenir dans le comportement structural de l'ouvrage.

A côté de cela, un autre type de validation pour la forme est nécessaire : celui qui a pour objectif d'en garantir la pertinence géométrique pour les interactions complexes qu'entretiennent ses composants.

- Le dessin -

Lors de la conception, différents types de validation de la forme sont nécessaires.

Il faut être certain que le dessin des *sections transversales* soit viable et fonctionnel : il est question de valider la forme des éléments.

Il faut également que la composition complexe des éléments du projet soit à la fois heureuse et possible, au sens de leur association : il est question des transitions et de la continuité.

Il faut enfin que l'ensemble de l'ouvrage soit adapté au contexte et soit esthétiquement recevable : il est question d'intégration.

Le premier aspect nécessite, en cours de projet, la représentation répétée des différentes sections de l'ouvrage ou de ses composants, et de les considérer en rapport les unes avec les autres. Les modes de représentation graphiques peuvent adopter deux voies : celle des représentations sur des plans orthogonaux et celle de la représentation perspective.

Pour faire simple, soit on recourt à un plan, des élévations, et des coupes orthogonales pour une vérification technique, soit on a recours à une vue perspective, pour représenter le point de vue habituel d'un observateur humain.

Le dessin technique, en plan, coupe et élévation, qui permet une représentation correcte et à échelle, trahit immédiatement les imperfections majeures de la forme du projet. Cette technique est donc à la fois l'outil qui permet d'élaborer le projet et de le valider chemin faisant : en soi c'est un outil de conception par excellence.

A moins de se rabattre sur des cas de figures tout à fait élémentaires, où l'on peut se contenter d'un modèle numérique paramétré, le travail en dessin est incontournable.

Plus loin, la mise en relation de ces différentes vues est à la fois révélatrice et indispensable. Elle permet d'éviter les sauts d'échelle malheureux entre les dimensions des différentes sections, mais permet aussi de s'appuyer sur une section déjà définie dans ses grandes lignes pour en élaborer une nouvelle.

Ayant procédé au dessin provisoire d'une section, le concepteur dispose d'un modèle pour y appliquer une validation numérique par un calcul élémentaire. En général, la représentation perspective est de peu de secours à cette étape de la validation des sections.

Le deuxième aspect de la validation graphique, celui qui a trait à l'étude des transitions entre éléments et à la cohérence globale du projet, est également à dominante technique. Il s'agit d'esquisser graphiquement la manière dont les différents éléments se rencontrent ou se connectent entre eux. Cette étape a plusieurs objectifs.

Il s'agit d'abord de vérifier la viabilité géométrique de la transition telle qu'envisagée. La première de ces vérifications, purement géométrique, peut sembler triviale au premier abord. Il s'agit ensuite de s'assurer que la transition est mécaniquement possible et suffisante, pour le contexte structural dans lequel elle s'insère.

Il faut aussi pouvoir vérifier, que la forme est apte à remplir la fonction structurale qui lui a été assignée lors de la conception.

Toutes ces questions doivent être anticipées très tôt dans la définition de la forme, bien avant l'étape de la conception détaillée – au sens de la conception des détails – à l'aide de l'auxiliaire de la représentation graphique.

Un troisième aspect que prend la vérification graphique est celui qui consiste à valider une intégration au contexte correct. Celle-ci rencontre des critères techniques et subjectifs.

Du point de vue technique, il s'agit de rencontrer les caractéristiques physiques et mécaniques du site. Un ouvrage, quel qu'il soit, s'enracine toujours dans un paysage ou dans un site porteur de propriétés particulières. Les appuis ne sont pas possibles partout, ni n'importe comment. Parmi les possibilités qu'une investigation in-situ aura relevées comme valables, certaines s'accordent, et d'autres non, avec la forme qui a été imaginée.

Le dessin permet de confronter les contraintes de site, reportées sur une planche graphique avec les formes et dimensions qui sont en cours de conception. C'est à nouveau le dessin à échelle technique des vues projetées orthogonalement (plan, coupes, façades), dont on fera usage pour la validation.

Un autre aspect de la validation contextuelle, est celui qui permet de confronter le projet à l'aspect du site où il est supposé prendre place. Là, tous les modes de représentation, de la planche *géométrale* ou perspective à la maquette, en passant par les représentations informatiques, seront la voie empruntée par le concepteur.

Par ailleurs, il peut y avoir également d'autres points de vue qui interviennent pour la définition de la forme : le respect d'un programme fonctionnel, la symbolique de l'ouvrage, une empreinte esthétique, des références symboliques ou stylistiques, etc. Souvent, c'est également vers le dessin que l'on se tourne pour étudier ces aspects.

Le dessin est aussi adapté à la réalisation de tous les calculs algébriques ou trigonométriques. Une somme est obtenue en traçant bout à bout les longueurs qui représentent les termes du calcul, le produit devient une aire, etc. Une bonne part des procédés de l'*analyse* (pris au sens de la discipline mathématique qui s'intéresse à l'analyse des fonctions) sont aussi réalisables à l'aide de dessins : les calculs d'intégrales deviennent des mesures de surfaces ; la résolution d'une équation où celles-ci interviennent devient un équilibre vectoriel de forces équivalentes aux aires calculées, éventuellement après pondération, etc.

Les calculs de la *mécanique statique*, ayant pour but de déterminer des efforts dans une structure, peuvent eux aussi être traités en tant que constructions graphiques : la valeur d'un *effort normal* se calcule en mesurant la norme du vecteur qui la représente ; la valeur d'un *moment de flexion* devient le produit de deux mesures obtenues graphiquement ; l'*effort tranchant* est une simple mesure sur le diagramme de référence qui représente les charges appliquées. Nous verrons que la *statique graphique* fait un grand usage de toutes

ces possibilités. Le grand avantage de cette méthode est que le dessin rassemble à la fois le rôle d'outil de représentation et de moyen de calcul.

Il convient, à l'issue de cette révision des modalités d'emploi du dessin, à l'étape de l'esquisse, de nuancer les propos quant à la prédominance du calcul et du dessin dans les outils du concepteur. Si ces deux derniers sont les plus classiquement utilisés, on recourt à l'occasion à d'autres méthodes pour les validations conceptuelles.

- Autres méthodes -

D'une part, le support physique pour la représentation de la forme du projet, ou de son calcul, peut adopter d'autres voies où une analogie avec la forme de l'ouvrage est possible. La maquette est une de celles-ci.

Concevoir en maquette, c'est-à-dire en construisant la maquette sur un substrat supposé représenter les conditions spécifiques du site, permet de définir la forme d'un ouvrage dans son ensemble en anticipant les modalités d'assemblage de ses composants. De fait, la maquette est un objet complet et consistant, où le problème de la disparité des dimensions entre différentes vues partielles ne se pose pas.

En construisant la maquette, on se construit déjà une représentation réduite du projet, anticipant en cela l'étude des modalités d'édification de l'ouvrage.



Fig.2.3 : maquette de conception de la maison Chaumont-Lesage. La conception complète de la structure faite en maquette sur base de quelques esquisses préalables, Henri Chaumont et Marc-Henri Tellier architectes, 1996 – Source : photo de l'architecte

Rien ne s'oppose à ce que l'approche conceptuelle soit menée de front sur la maquette physique et par des esquisses dessinées. Il n'est pas exclu non plus que la maquette prenne le relais d'un travail amorcé avec le dessin et le calcul. Pour des raisons évidentes, la maquette de projet est également réalisée à échelle.

Par son caractère immédiatement physique, le modèle réduit supplée directement la nécessité de représentation, chemin faisant, dans le processus d'élaboration de la forme.

Pour cette même raison, la maquette est une vérification immédiate de la stabilité – voire de la résistance – de l’ouvrage projeté : une maquette qui n’est pas stable est le signe évident d’une difficulté latente dans le processus de la conception de l’ouvrage.

Il existe également des genres particuliers de maquettes qui, réalisées à l’aide de matériaux aux propriétés calibrées, peuvent servir au calcul de l’ouvrage. Ceci sera abordé plus loin dans le texte lorsqu’il sera question de l’analyse détaillée.

Certains types de maquettes sont des outils heuristiques dans le processus de la conception. Il s’agit en général de tous les projets où l’ouvrage doit se conformer à une configuration de charge donnée : une parfaite correspondance avec des trajectoires de forces, comme celles de la gravité ou d’une précontrainte membranaire. Dans ce cas, on a recours à un matériau apte à refléter ce système de force de précontrainte : par exemple des chaînettes, pour la gravité (comme la maquette de Gaudi, voir *chapitre 3*), et des tissus élastiques, pour les structures textiles.

Dans le cas où les efforts rencontrés dans les éléments de structure doivent être contrôlés, l’outil employé doit être complexifié : le calcul des efforts (contrôlés) doit y être intégré d’une manière quelconque.

On peut alors recourir à un modèle numérique, géré par exemple au sein d’un algorithme logiciel. On recourt à cette méthode, par exemple, dans le cadre des *structures tendues* (toiles) ou des structures en *tenségrité*. (« Un système de tenségrité est un système dans un état stable d’autoéquilibre, comportant un ensemble discontinu de composants comprimés à l’intérieur d’un continuum de composants tendus. »⁵ ; les éléments comprimés sont de fait utilisés pour réorienter les efforts de tractions véhiculés par des réseaux de câbles.)

Le contrôle des efforts dans les éléments de la structure permet de s’assurer que la forme est physiquement réalisable ; celle-ci est définie, en tant que résultat d’un calcul, sitôt que les efforts sont imposés. En modifiant les efforts, on modifie la forme. Ce sont les algorithmes dits à *forces contrôlées*⁶.

Mais sitôt que la forme doit s’insérer dans un canevas donné, constitué par exemple d’emplacements d’appuis fixés et non déplaçables, ou par la nécessité de se connecter à d’autres éléments structuraux, ou encore par celle de respecter d’autres types de contraintes géométriques, la forme de la structure doit voir sa géométrie rigoureusement contrôlée.

Une géométrie des formes régulières (polyèdres réguliers, par exemple) doit alors être utilisée pour servir de canevas géométrique aux éléments de la structure. Grâce à leur régularité géométrique, ces structures sont également plus simples à fabriquer que celles où chacun des éléments est différent.

Pour garantir le maintien d’une forme donnée, on recourt ainsi à des algorithmes dits à *forme* (ou à *géométrie*) *contrôlée*. Dans ceux-ci, les forces sont adaptées – ou plutôt sont le résultat du calcul – tandis que la géométrie de l’objet, elle, est figée.

Pourtant, comme souvent dans les ouvrages de structure, les forces définies par le calcul se révéleront être souvent fort différentes de celles réellement rencontrées par les éléments de la structure. Dans le cas des structures en *tenségrité*, à cause de la nature même de ce type de structure – des éléments déformables connectés par une multitude d’assemblages – les tensions sont évaluées avec une tolérance minimale de 20 %.⁷

5 Motro [2003]

6 Ibid.

7 Micheletti [2003] et Fest & Smith [2003]

La structure étant validée dans les grandes lignes de sa forme, le concepteur doit passer en revue le principe des détails.

Si le principe de l'assemblage est viable pour le projet étudié, il reste à en faire l'esquisse, à échelle, pour s'assurer qu'il est praticable. Le concepteur doit vérifier qu'il est possible de mettre en oeuvre les tiges d'assemblages ou les barres de ferraillements utiles pour reprendre les efforts auxquels il peut s'attendre. La vérification géométrique est menée au sein des dimensions qui ont été définies par l'étude de la forme de l'ouvrage, pris dans sa globalité.

En fonction de la nature de l'ouvrage, des matériaux et des moyens d'assemblages utilisés, les règles de dispositions dont ils sont assortis peuvent s'avérer problématiques. Dans le cas d'une structure en bois, par exemple, si il est question de faire une vérification en cas d'incendie, on peut être amené à multiplier la taille des assemblages par un facteur 4.⁸

La validation du principe des détails est fondamentale pour le bon déroulement du projet. Elle doit trouver sa place à l'étape de l'esquisse et elle permet au concepteur de s'assurer qu'il pourra avancer sereinement dans son projet. Si toutes les étapes de validation ont été rencontrées avec succès, l'ouvrage peut à présent être défini dans sa forme exacte.

On y parvient en s'attendant aux études détaillées : l'analyse structurale, le dimensionnement, la conception des détails et l'étude des méthodes de construction.

Chacune de ces étapes successives, qui seront détaillées dans la suite du texte, sont en soi le reflet des étapes déjà rencontrées dans la phase de l'esquisse, mais de manière approfondie et dans un autre objectif.

De fait, l'avancement d'un projet est en soi un processus cyclique, fait d'allers et retours entre les différents types de considérations (ou de contraintes), qui s'y appliquent, dans le but de la perfectionner. Il est possible que les différentes étapes de travail en cours d'esquisse soient d'ailleurs répétées plusieurs fois (parfois intégralement), au fur et à mesure de l'intégration d'un nombre croissant de contraintes. La véritable expérience du concepteur en ce domaine se révèle lorsque le *principe structural* de départ n'est pas malmené par l'avancement du processus, mais s'en trouve au contraire renforcé.

Puisqu'au fur et à mesure de l'avancement dans la définition du projet, il devient de plus en plus laborieux d'en modifier les grandes lignes, les étapes suivantes ne sont pas destinées à le remettre en question. L'étape des études détaillées ne doit plus être, en soi, que la validation finale du projet, puis sa concrétisation au travers des détails techniques.

Les études détaillées ne sont donc abordées qu'en tant que confirmation d'un projet structural qui est préalablement défini dans ses grandes lignes. Ce serait donc à l'étape de l'esquisse qu'aurait lieu le véritable travail de conception.

8 Hartl [1996] pp. VII-2-1, VII-4-10

2.3 L'ANALYSE STRUCTURALE

L'objet de l'analyse structurale est de déterminer les efforts qui seront rencontrés dans la structure ou ses appuis et des déformations dont ces efforts s'accompagnent.

Ses outils sont la *mécanique* (en général *statique*, très occasionnellement *dynamique*) et la Résistance des matériaux.

La *mécanique* est une branche de la *physique*, elle-même parfois considérée comme une branche appliquée des *mathématiques*. La Statique est la discipline qui, au sein de la *mécanique*, s'intéresse aux conditions de l'équilibre de systèmes de forces. Elle recourt ainsi aux notions de *force* et de *moment*.

La Statique s'intéresse également aux propriétés géométriques des sections. Elle fait toujours usage de corps fictifs, indéformables ou sans dimensions, supposés représenter les corps réels

La Dynamique est la discipline qui étudie le rapport entre les forces et le mouvement. On y a recours dès que les sollicitations sont appliquées brusquement, de manière cyclique ou fortement variable, de sorte qu'elles entraînent des mouvements importants dans la structure. Ce sera le cas pour les sollicitations dues au vent sur des structures légères, des chocs ou pour l'étude des vibrations.

Lorsque les forces et les moments obtenus sont appliqués à des éléments matériels réels, pour obtenir des *efforts internes* (par distinction des *efforts externes* qui leurs sont appliqués et qui sont équilibrés par les premiers) ou les déformations qui en résultent, il est fait usage de la science de la Résistance des Matériaux. On y retrouve, tant la Théorie de l'élasticité (souhaitable en cours d'utilisation de la structure), que la Théorie du calcul plastique (la *plasticité*, où les déformations sont irréversibles, étant l'état rencontré à proximité de la rupture pour les matériaux *ductiles*), en fonction de l'état de sollicitation des matériaux. Certaines personnes parlent aujourd'hui de la Mécanique des solides déformables.

La première étape de l'analyse structurale est de définir le *modèle* auquel s'applique l'analyse. En fonction de la méthode utilisée pour celle-ci, le type de modèle utilisé sera différent. Pour les cas les plus simples, l'étape de la définition du *modèle* n'est pas forcément explicite mais elle existe néanmoins.

Le *modèle* structural est élaboré à partir des caractéristiques de la forme : celle-ci est donc déjà définie dans son ensemble avant d'aborder l'analyse structurale.

Il faut de même adopter des *modèles* pour caractériser le comportement des matériaux sous chargement, et pour les cas de charges équivalentes aux sollicitations qui seront réellement rencontrées par l'ouvrage.

L'outil utilisé pour l'analyse structurale de l'ouvrage est fonction de la théorie à laquelle l'analyse se réfère. Les outils pour aborder cette étape sont nombreux : leur description est abordée dans le *chapitre 2*. Si on se contente de faire usage de la seule *mécanique* théorique pour l'étude structurale, le modèle doit décrire l'ouvrage en termes de barres, plaques ou coques, dont le comportement structural peut être réduit à certains types d'efforts seulement (traction exclusivement, compression, etc.).

Les liaisons entre éléments, ou des éléments à leurs appuis, sont décrites à l'aide de notions souvent binaires comme l'articulation ou l'encastrement. Il existe cependant des modalités de liaisons intermédiaires entre les deux, mais leur emploi est limité à l'analyse numérique à l'aide d'un logiciel, à cause de la complexité mathématique véhiculée par le concept.

La plus grande difficulté réside ici dans le fait que pour l'élaboration du *modèle*, on en soit souvent réduit à des types d'interaction du tout ou rien, qui ne correspondent absolument pas à la réalité. Il faut cependant que le modèle soit le reflet, dans son fonctionnement, de celui du futur ouvrage. Ceci ne signifie pas que leurs comportements doivent être identiques, bien que cela puisse être idéalement souhaitable, mais que le

comportement structural du modèle soit apte à garantir que le comportement de la structure réelle soit correct à l'arrivée, ce qui est une nuance extrêmement importante.

Comme nous le verrons dans l'étude de la formation de la Théorie de l'analyse plastique, viser à l'exactitude de l'analyse est non seulement particulièrement laborieux, mais aussi un leurre extrêmement dangereux.

La caractéristique essentielle d'un *modèle* est de fournir une représentation suffisamment simplifiée de la réalité pour être utilisable en conception, tout en parvenant à en anticiper le comportement de manière satisfaisante.

Deux approches pour l'analyse sont possibles : l'une reste dans le domaine élastique, l'autre permet qu'il y ait des dépassements locaux de la limite élastique, permettant des redistributions d'efforts. La différence apparaît essentiellement dans l'étude des structures hyperstatiques. Pour ces dernières, l'étude élastique fournit des valeurs d'effort et de contraintes qui ne sont en pratique jamais rencontrées dans la réalité. L'approche en *plasticité*, par contre, permet de définir une multitude de configurations d'efforts critiques tant que toutes les dimensions des sections ne sont pas encore définitivement arrêtées. L'approche correspond à la fois mieux à l'état de contrainte réellement rencontré dans une structure en matériaux (*élasto-*)*plastiques* proche de la ruine, mais permet davantage de liberté pour le concepteur. En cela, cette seconde approche est plutôt basée sur une étude de la capacité de résistance, plutôt que sur une analyse structurale proprement dite. La méthode non linéaire a encore d'autres avantages, comme nous le verrons dans le chapitre consacré à l'étude des moyens de validation (*chapitre 3*).

Le résultat de l'analyse structurale fournit les efforts internes rencontrés dans la structure, de manière à en ajuster de manière définitive les dimensions. Pour cette analyse détaillée, un logiciel de calcul des structures est aujourd'hui le moyen essentiellement utilisé.

La démocratisation des outils informatiques datant du début des années '80, les ingénieurs utilisaient autrefois d'autres moyens de calcul parmi lesquels on citera : les méthodes de l'*analyse infinitésimale*, de la *statique graphique* ou du calcul algébrique (voir *chapitres 3 et 4*).

Les erreurs les plus courantes du calculateur sont à ce stade : utiliser un modèle inadapté à représenter la réalité de l'objet construit ; une mauvaise interprétation des résultats ; croire que les résultats obtenus à l'aide du logiciel de calculs sont exacts (même si c'est bien le cas mathématiquement parlant) ; croire qu'il doit modéliser le comportement de la structure de la manière la plus précise possible pour garantir la sécurité structurale ; ou encore que le travail de conception soit le fait de l'étude logicielle.

L'opinion de Jörg Schlaich dans le chapitre de son ouvrage traitant de la conception des ponts en béton est particulièrement tranchée :

*« The computer calculations range at its end and should confirm only whether the roughly determined dimensions suffice [...] Above all, it would be a great mistake to believe that the computer could relieve the engineer of the design of a bridge. »*⁹

En allemand, il existe par ailleurs une distinction très nette entre les termes de *Statiker* (calculateur et analyste) et *Ingenieur* (concepteur).

Une fois que l'ouvrage a été étudié sous l'ensemble des sollicitations envisageables lors de son utilisation, on est en mesure de déterminer lesquelles seront les plus dommageables pour l'ouvrage et les efforts qui y sont associés. On est alors en mesure de tracer les *diagrammes-enveloppes* des efforts et d'aborder la phase suivante du travail qui consiste à en définir les dimensions avec précision.

9 Schlaich & Scheef [1982], p. 7

2.4 LE DIMENSIONNEMENT

Le dimensionnement de l'ouvrage est mené sur plusieurs fronts à partir des résultats obtenus par l'analyse détaillée.

Il faut d'abord préciser les dimensions des sections transversales en fonction des efforts rencontrés, ce qui permet d'affiner la forme.

Il s'agit ensuite d'étudier les éléments constitutifs de la *section efficace* : ferraillements, soudures ou assemblages des composants de la section, etc.

Il s'agit enfin de dimensionner entièrement les assemblages des différents éléments de la structure entre eux et avec son environnement.

Lors de la première de ces étapes, le concepteur dispose encore d'une certaine marge de manoeuvre : adaptations des hauteurs ou des largeurs des éléments constitutifs des sections, formes ou proportions de celles-ci, qualité des matériaux utilisés pour les construire, etc. Dans la mesure où ces dimensions sont modifiées, ou qu'il y a modification des *caractéristiques mécaniques* d'une section à l'autre, on se trouve par conséquent confronté à une modification proportionnelle des efforts dans toute structure hyperstatique étudiée par la Théorie de l'élasticité. Dans ce cas, l'étude détaillée des efforts est à revoir (voire intégralement à refaire).

Ce cas ne se présente cependant que dans les cas où le concepteur n'a pas été en mesure d'anticiper efficacement les efforts rencontrés par la structure lors de la définition de la forme.

Afin de confronter les dimensions des sections aux efforts qu'elles risquent de rencontrer en cours d'utilisation de la structure, deux manières sont possibles. La première consiste à considérer que le matériau restera dans sa phase élastique pour en estimer la résistance (ou qu'il est, de fait, un matériau *fragile*). La seconde, uniquement valable pour les matériaux possédant une certaine *ductilité*¹⁰, est de se placer dans un état proche de la rupture où certaines sections auront déjà été plastifiées.

En soi, s'il n'est question que d'estimer la résistance d'une seule section isolée, les deux méthodes s'avèrent équivalentes. La première (élastique) fait usage d'une *contrainte admissible* dans le matériau, n'appliquant un coefficient de sécurité que sur la résistance de ce dernier. La seconde (plastique) augmente artificiellement la valeur de la sollicitation, tout en conservant un coefficient de sécurité sur le matériau, mais de valeur moindre.

A l'étape suivante les théories respectives sont utilisées pour le calcul du détail des sections. Il peut s'agir, par exemple, des quantités de barres d'armature ou de câbles de précontrainte dans les sections en béton, le calcul des cordons de soudure pour les profilés reconstitués-soudés (PRS) ou le nombre de tiges pour réaliser la continuité de la reprise des efforts dans les sections composées ou mixtes.

Comme cela a déjà été constaté pour la définition des sections, les liaisons de fabrication des sections peuvent influencer ses caractéristiques mécaniques. Elles sont aussi, par conséquent, de nature à remettre en cause les résultats de l'analyse détaillée si les nouvelles caractéristiques s'écartent de celles qui ont été considérées pour l'analyse structurale.

Mais d'une manière générale, une conception correcte de la structure doit permettre une certaine forme d'insensibilité aux comportements locaux qui y sont rencontrés. Une bonne conception de l'ouvrage tient notamment à ses propriétés de ductilité et à ce qu'on évite de mettre en place des comportements inadaptés, comme des faiblesses locales.

10 Déformation plastique avant la rupture, un fois passé la limite élastique du matériau – par opposition à *fragilité* où franchir la limite élastique correspond à une rupture.

Enfin, la dernière étape est celle du dimensionnement des assemblages entre éléments, et avec les appuis.

Elle procède des mêmes moyens physiques que ceux auxquels on a recours pour le calcul du détail des sections recomposées : tiges, barres, soudures, etc.

Cette étape est délicate pour les raisons qui ont été évoquées ci-dessus : il faut veiller à une forme de correspondance des caractéristiques des assemblages après dimensionnement, avec celles de l'étude détaillée.

A ceci s'ajoute une nouvelles difficulté qui émerge de la modélisation mécanique : un assemblage est supposé encastré ou articulé, pour des raisons de praticabilité du calcul. Plus délicate encore est la question de l'assemblage de la structure avec le mode extérieur – ses conditions d'appui – définissant ce qu'on appelle : les *conditions de liaison* ou *conditions limites* de la structure.

L'utilisation pour l'étude théorique de conditions d'appui données, nécessite qu'il soit possible, à l'étape du dimensionnement et du détail, de mettre en oeuvre les tiges ou les pièces mécaniques nécessaires à reprendre cet effort. Cet aspect touche à la fois au calcul et au dessin du détail de l'assemblage. Il s'agit de veiller à ce que les conditions liées au site (pris au sens large du terme : il peut s'agir de l'infrastructure ou d'une autre structure à laquelle l'ouvrage est connecté) permettent de relayer la reprise de cet effort suivant des modalités proches de celles qui ont été considérées pour le modèle. Ce dernier aspect est de loin le plus problématique. Ce point peut être source de situations réellement insolubles, sauf à recommencer des pans entier de l'ouvrage.

Si le concepteur est conscient du problème, il recourt à des modèles ne développant que partiellement les comportements d'articulation ou d'encastrement. Pour la définition de la part respective des deux comportements en cours d'étude, entre en jeu tout l'art et l'expérience de l'ingénieur qui s'applique à la modélisation d'un ouvrage. Mais c'est la bonne conception de la structure qui rendra la question du comportement réel de l'assemblage et de la modélisation de l'ouvrage relativement secondaire.

Un aspect de l'approche à suivre pour y parvenir se trouve dans les rudiments de l'analyse plastique, nécessitant le recours à des matériaux présentant une ductilité suffisante ; la phase du dessin détaillé des éléments de la structure (dessin des détails techniques) a un rôle à jouer ; les modalités de fabrication des conditions d'appui de la structure y tient naturellement une place importance.

Mais pour que l'analyse plastique d'une structure soit valide, le concepteur doit cependant être attentif lors des dimensionnements à garantir une capacité de *ductilité* suffisante à l'ensemble des éléments de la structure qu'il étudie, en ce compris les assemblages. Il y parvient généralement par une étude fondée et sans surdimensionnements excessifs des sections.

2.5 L'OPTIMISATION

L'optimisation structurale consiste à affiner les dimensions de la structure de manière à viser à une situation idéale du point de vue des critères retenus pour ce travail. Pour pouvoir prétendre optimiser un ouvrage, il faut préalablement pouvoir s'être entendu sur la définition d'*optimum*.

La notion d'*optimum* est devenu le grand champ de bataille de l'ingénieur du début de ce siècle et de la fin du ^{xx}^{ème} siècle, qui aurait quelque velléité quant à la rigueur de son travail. Cette notion est souvent entendue comme étant le minimum de la quantité de matière nécessaire à la réalisation de l'ouvrage. Le thème de l'économie de matière est un sujet récurrent, dans la pratique de l'ingénieur, lorsqu'il est question d'évaluation qualitative d'une structure. On conviendra que la notion d'*optimum* en structure serait trop souvent synonyme de la quantité minimale de matière mise en oeuvre.

Pour la comprendre, il faut se rappeler que le métier d'ingénieur apparaît à peu près en même temps que l'usage du fer dans l'architecture – matériau léger auquel se joindra le béton armé un peu plus tard – qui bouleverse la conception que l'on avait d'une construction structurale. La notion de structure, véhiculée par ces nouveaux matériaux, tourne résolument le dos à une ère entière pendant laquelle la résistance des ouvrages était avant tout une question de dimensions et de quantité de matière mise en oeuvre.

Dès lors que la maçonnerie et la voûte sont les principes de structure utilisés pour construire les ouvrages, une quantité de matériau importante peut être perçue comme un avantage. Dans ceux-ci, la propre masse de l'ouvrage est en effet le seul moyen disponible, par son importance, pour équilibrer les charges qui lui sont appliquées. Les mécanismes qui permettent de garantir la stabilité des ouvrages de ce type sont abordés dans le *chapitre 3*, qui a notamment trait à l'historique des méthodes utilisées dans ce but.

L'objectif de départ dans l'optimisation de la quantité de matière mise en oeuvre est double : il s'agit d'une part de diminuer le coût de construction, et d'autre part de prétendre, comme qualité fondamentale, à la grâce et à la finesse de l'ouvrage.

L'origine de ce concept d'économie de matière pourrait remonter à Jean-Rodolphe **Perronet** (1708-1794), où il se targue, dans une note rédigée à la fin de sa vie, d'être le premier à avoir osé donner aux ouvrages d'art

« ... une forme qui tire de l'économie de matière un moyen de décoration. »¹¹

Il est cependant fort possible que la notion d'*optimum* (de matière) mal interprétée, puisse mener à des résultats opposés à ceux qui étaient initialement recherchés. En effet, la complication qui résulte d'une définition trop pointue des éléments à mettre en oeuvre peut être source de surcoûts importants. La main d'oeuvre représente souvent la majeure partie du coût d'un ouvrage.

À en croire Daniel **Imhof** [1992-(98)], citant l'ingénieur et professeur suisse Christian **Menn** [1998], dont il a été collaborateur à l'ETH, le rapport optimal, pour un ouvrage de structure, entre le coût de la main d'oeuvre et du matériau serait le suivant :

$$\frac{\text{prix de la main d'oeuvre}}{\text{prix du matériau}} = \frac{2}{3}$$

D'autre part, il est bien connu que toute une série de problèmes structuraux ne se rencontrent que sur des structures dites *légères* : se sont les problèmes de vibrations, d'entrée en résonance et de déformations

¹¹ **Picon** [1997]

excessives. Pousser l'optimisation en ce sens ouvre donc la porte à ce genre de problématique particulière, ce qui ne signifie pas que ce type de structure doit être évité.

Mais le problème d'une légèreté « excessive » peut encore se poser d'une autre manière. Un ouvrage fort léger peut apparaître à certains comme fragile dans son aspect. Pareil discours a été tenu, par exemple, sur la structure du hangar de Chiasso (voir **Meyer [1926]**) qui sera abordée dans le *chapitre 8*.

Il y a encore une raison qui pourrait pousser le concepteur à prendre toutes ses réserves quant à l'économie de matière maximale : c'est la possible évolution que l'on peut faire de son ouvrage. Les structures peuvent voir leur fonction évoluer au cours du temps, ou doivent être adaptées à de nouvelles contraintes.

L'exemple de ponts anciens, réservés au passage de piétons ou d'attelages, qui ont dû être un jour adaptés au trafic automobile est extrêmement courant. Les structures de bâtiments peuvent voir les charges qui leur sont appliquées varier de manière importante. Il peut y avoir nécessité d'adapter ces structures avec l'évolution qui est faite des bâtiments et la nécessité de les transformer.

Plus les structures auront été calculées au plus près, et plus il sera difficile pour elles de s'adapter, ou d'être adaptées, aux nouvelles conditions de leur utilisation.

Cet aspect peut également être examiné de pair avec celui de la sécurité structurale vis-à-vis d'aspects qui n'auraient pas été pris en compte (ou oubliés) lors de la conception.

Certains aspects de la quantité de matière optimale n'auront d'ailleurs aucun sens : la quantité optimale d'acier, par exemple, est conditionnée par les diamètres des barres disponibles dans le commerce. Une précision excessive perdra toute sa qualité sitôt que les dimensions auront été arrondies au diamètre immédiatement supérieur, ou de celui du diamètre de barre le plus utilisé, dans un but d'optimisation. La gestion de multiples diamètres complique singulièrement la construction et augmente le risque d'erreur.

Ce dernier argument est également valable pour la définition des dimensions des sections transversales pour lesquelles des dimensions métriques rondes peuvent être souhaitées.

A l'autre extrême, le surdimensionnement systématique des éléments de la structure est également source de problèmes sans fin. En plus de celui de son poids, le problème des fissures de retrait dans les ouvrages extrêmement massifs en béton en est un exemple. De surcroît, la rigidité excessive d'une structure va à l'encontre de ses qualités de ductilité.

L'optimisation peut être menée sur d'autres fronts : simplicité, limitation du recours aux moyens de levage, systématisation dans la fabrication, éventuellement dans une perspective de préfabrication, optimisation du *comportement structural*, optimisation des coûts, ou plusieurs de ces critères pris simultanément. La notion d'*optimum* sera toujours subjective et ne sera rencontrée que dans le chef de personnes adoptant le même point de vue sur l'ouvrage. Avec la difficulté de définir ce que devrait être la notion d'*optimum* pour un ouvrage donné, on mesure également la difficulté de définir la manière la plus appropriée d'y parvenir.

A nouveau, on doit faire référence au savoir-faire et à l'expérience du concepteur.

L'optimisation de la structure peut être considérée, en soi, comme une étape facultative, ou au contraire, tout à fait indispensable en fonction du point de vue que l'on adopte sur le processus de conception.

En fait, la marche d'avancement d'un projet est un processus cyclique, donc raffiné à chaque étape, et par conséquent déjà optimisé, sans qu'il s'agisse d'en faire une étape particulière qui succède à l'étude détaillée.

Et nous avons vu la difficulté qu'il peut y avoir à refaire un travail de fond de l'adaptation des sections, ou de leur fabrication, à un stade avancé de l'avancement du projet.

2.6 LA CONCEPTION DÉTAILLÉE — LES DÉTAILS TECHNIQUES

L'objectif de cette étape est double ; les deux aspects peuvent cependant se rejoindre dans leur mise en oeuvre. Il s'agit d'une part d'arriver à la forme définitive de tous les points singuliers de la structure et d'autre part, de les représenter de manière à pouvoir les communiquer efficacement.

L'objectif de cette étape est donc de produire des représentations, essentiellement par des dessins.

A ce stade de l'étude, les formes sont définies, les assemblages sont calculés – et peut-être déjà esquissés – leurs organes (tiges, etc.) ont déjà dû trouver leur place dans les sections des différents composants. La conception détaillée n'est normalement plus qu'une formalisation de principes déjà étudiés.

Elle consiste d'abord à étudier de manière précise les configurations géométriques entre composants. Cette étape a déjà été esquissée lors de la validation conceptuelle de la forme. Il s'agit à présent de la finaliser. Pour ce faire, la *géométrie* sera l'outil principal du travail, qu'elle soit employée dans un simple dessin technique, ou dans sa forme scientifique qui est la *géométrie descriptive*¹², utilisée traditionnellement pour résoudre les problèmes de géométrie dans l'espace, ou encore à l'aide du dessin informatique, qui opère directement sur des entités volumiques ou de surface. Une dernière option, parfois rencontrée aux derniers stades d'un projet, est celle du modèle réduit (maquette) de faible rapport d'échelle.

Chaque technologie de construction utilise ses propres *règles de disposition*, auxquelles il faut à se conformer pour la conception détaillée de l'ouvrage (distances entre barres et avec les bords des sections, etc.).

Dans celle-ci, il faut également aborder l'étude d'une multitude d'autres aspects qui ne concernent pas directement la structure mais le contexte de son édification en entier. Les joints (étanchéité, dilatation, etc.), les ouvrages rapportés, les équipements (égouttage, protection, etc.) entrent dans cette catégorie.

L'étude approfondie de ceux-ci est aussi importante pour le bon comportement de l'ouvrage et sa pérennité que le dimensionnement lui-même.

L'ensemble étant étudié par rapport à l'état final de la structure, il s'agit d'en tracer les plans pour en communiquer les modalités à autrui. Le dessin d'exécution est ici essentiellement technique. Il est supposé respecter les conventions et adopter le langage graphique le plus clair et le plus univoque possible.

Il peut également être caractéristique de l'interlocuteur auquel il s'adresse : un plan d'exécution n'est pas un plan d'atelier, ni un plan de préfabrication. Les objectifs de ces divers documents sont en effet très différents, c'est pourquoi leurs échelles, leurs conventions et l'importance donnée aux différents aspects varieront de manière importante.

Il est d'ailleurs possible que des corps de métier spécialisés prennent le relais du concepteur pour l'élaboration de certains des documents qui leur sont destinés.

¹² voir *chapitre 4* pour une définition

2.7 SÉQUENCES ET MÉTHODES DE CONSTRUCTION

Ce n'est pas après avoir étudié l'intégralité de son ouvrage que le concepteur envisagera la question des modalités d'édification. Comme nous l'avons vu, cette étape est déjà abordée au stade de l'esquisse, ne fût-ce qu'en tant que méthode de validation.

L'étude de la séquence et des méthodes de construction peut varier d'importance en fonction du type et de l'échelle de l'ouvrage étudié.

Pour les ouvrages les plus communs, ou les structures simples de bâtiments, cette étude est tout simplement du ressort de l'entreprise qui est chargée de son exécution. Tout au plus l'ingénieur aura-t-il dû se questionner sur les dimensions ou le poids des composants à mettre en oeuvre, eu égard aux moyens habituellement disponibles sur un chantier, ou en fonction de circonstances particulières.

Dans le cas d'ouvrages dont la taille ou la complexité sont considérables, l'étude de ces aspects est du ressort du concepteur, éventuellement en collaboration avec les entreprises pressenties pour la construction (dont le métier et la pratique sont précisément de construire).

Si l'on prend l'exemple d'un viaduc, où l'échelle des problèmes prend tout à coup des dimensions gigantesques, l'étude de la séquence et des méthodes de construction est aussi importante en volume de travail que l'étude détaillée de l'ouvrage dans son stade final, si pas plus.

Il y a même des ouvrages où c'est la méthode de construction qui définit la forme, comme pour les viaducs les plus grands ou franchissant des détroits. Ceci n'est normalement de circonstance que pour les grands ouvrages de génie civil.

Lors de l'étude de ceux-ci, chaque étape intermédiaire de la construction nécessite une validation complète quant à la stabilité, la résistance et la déformation de chacun des composants en cours d'exécution. Ces ouvrages étant le plus souvent préfabriqués, chaque nouveau composant ajouté à l'ensemble constitue une étape où la vérification est de mise. S'il est construit sur place en béton, ce sera à la pose et au remplissage de tout nouveau coffrage. Si l'ouvrage est *lancé*, c'est-à-dire assemblé à l'une de ses extrémités (ou les deux à la fois), puis poussé en porte-à-faux pour rejoindre les appuis préalablement réalisés, il s'agira de toutes les étapes du mouvement de *lançage*, découpé en pas de longueurs limitées.

Il est important que l'ingénieur se souvienne qu'à cette étape, il n'est pas seul maître de toutes les données du problème, et qu'il aura à se référer à une multitude d'autres interlocuteurs pour ses études. Il est d'ailleurs assez naturel que ces derniers suggèrent l'une ou l'autre adaptation, pour tenir compte au mieux des moyens et méthodes qui sont les leurs.

Passées toutes ces étapes, le concepteur devrait être en mesure de proposer un ouvrage expressif, sécuritaire, durable et constructible selon un coût et des moyens acceptables, compte tenu du contexte du projet. Il est rare cependant qu'une seule personne puisse endosser l'ensemble des études qui ont été décrites plus haut.

Au contraire, et ceci en fonction de l'échelle de l'ouvrage abordé, le concepteur avisé se fera relayer efficacement par ses collaborateurs, en fonction de leurs compétences particulières : mathématiques, graphiques, planificatrices, etc.

Cependant, pour des raisons qui ont été évoquées plus haut, il appartient à un petit nombre de personnes de se charger des fondements de la conception d'un ouvrage donné.

2.8 VERS UNE APPROCHE SYNTHÉTIQUE

Dans les étapes de l'approche analytique détaillée dans les pages précédentes, nous avons vu la relation étroite qui lie la forme de la structure à son comportement. L'idée trop couramment admise est que les efforts rencontrés permettent de définir les sections et donc la forme de l'ouvrage. Mais bien souvent, une modification des sections transversales, à la suite de leur dimensionnement, modifie le comportement structural, ce qui nécessite de revoir les résultats de l'analyse structurale. Ce cas ne se présente cependant que lorsque le concepteur n'a pas été en mesure d'anticiper efficacement les efforts rencontrés par la structure, lors de sa conception.

On en déduit que ce cas de figure, où le concepteur doit envisager de modifier les sections de son ouvrage, à un stade avancé du projet, doit rester un accident. On peut même penser que le véritable dimensionnement des sections n'a pas sa place après l'analyse structurale détaillée. Ce qui a été appelé « dimensionnement » au *point 2.4* devrait idéalement n'être qu'une vérification des sections, et par conséquent de la forme.

Dans la mesure où la forme conditionne le *comportement structural*, « les problèmes qui apparaissent pendant l'analyse ou la conception détaillée, pendant la construction ou encore les défauts qui apparaissent en cours d'utilisation remontent dans la plupart des cas à des erreurs à l'étape de la conception d'ensemble ».¹³

L'objectif serait par conséquent de dimensionner les sections en même temps que l'on définit la forme de départ. Mais sur quelle base, puisqu'on est en amont de l'analyse structurale, et donc de la définition du comportement de la structure sous les charges ?

Puisque les modifications des sections changent le comportement structural, un corollaire tout à fait intéressant est que par la définition, au travers de leur forme, des caractéristiques mécaniques respectives des sections, le concepteur est en mesure d'influencer le comportement structural de l'ouvrage. Il peut ainsi rendre l'ouvrage plus adapté au fonctionnement qu'il juge préférable dans le cadre de son projet.

Ne pourrait-on pas envisager une méthode de conception dont l'objet serait d'abord de définir la forme, dans la perspective d'un comportement structural donné, plutôt que celui-ci ne soit la conséquence de l'évolution d'une forme en fonction des aléas du calcul ?

En termes méthodologiques, le *modus operandi* qui en découle voudrait alors que la juste manière de faire serait de commencer par définir la forme de l'ouvrage dans la perspective de son comportement structural. Ceci doit être fait de sorte que les efforts rencontrés se conforment fidèlement à la manière dont le concepteur le définit en cours d'esquisse, plaçant l'élaboration du *principe structural* (ou *concept structural*) bien en amont de la forme et du calcul.

Dans les chapitres qui suivent, nous verrons que cette manière de procéder partage beaucoup de caractéristiques communes avec l'approche en conception de Robert Maillart.

En suivant cette logique on imaginerait ainsi d'abord une phase de mise en place du projet, plutôt heuristique et synthétique (que nous avons appelé *esquisse*), suivie d'une phase de mise en oeuvre du projet, où une approche analytique et une démarche synthétique se relayent l'une et l'autre, à des degrés divers.

13 "Problems during detailed analysis and design and during construction as well as defects arising during its use can be traced in most cases to a faulty overall design." in **Schlaich & Scheef [1982]**, p. 7

Dans la première partie de l'approche du projet, que nous avons nommée *définition de la forme*, mais qui en est réellement la conception, l'auteur de projet doit intégrer toutes les dimensions des contraintes, matérielles et contextuelles, avec celles de ses intentions par rapport au futur projet. En définissant la forme, le concepteur définit déjà les grandes lignes de chacune de ses propriétés. Lorsqu'il est question de conception structurale, la plus importante de ces propriétés est précisément le *comportement structural* qu'adoptera la structure sitôt qu'elle sera confrontée à ses contraintes d'utilisation.

Il est donc impossible d'ignorer le rapport étroit que *forme* et *comportement structural* entretiennent entre eux. Pour cette raison, il s'agit pour le concepteur d'anticiper cette relation, en dessinant la forme dans l'idée du comportement qui serait le plus approprié pour le contexte imposé. L'idéal serait qu'il commence même par définir le concept structural qu'il aimerait voir à l'oeuvre au sein de la forme.

Ce serait donc en mettant, en amont du tracé, la définition du comportement structural que l'on aborderait alors le processus de conception.

L'étape suivante étant de définir la forme, c'est par le dessin que l'auteur de projet commencerait concrètement le travail de conception de l'ouvrage. Par le dessin des formes, il dessine en même temps les efforts qui s'y rencontrent. Ceci est possible dès que l'on sait que les mécanismes d'où la flexion est absente sont les plus rapidement effectifs, puis que c'est l'importance de la rigidité locale de la structure qui définit le comportement de la reprise des charges, en activant d'abord les mécanismes les plus rigides.

Très rapidement, des formes multiples de validations doivent porter le dessin afin que son objet reste dans la droite ligne du concept et de sa possible concrétisation.

Les modes de validation sont le calcul impérativement simplifié et l'esquisse de détails appliqués aux sections et à leurs assemblages. Si c'est possible, les contraintes de coûts et de constructibilité doivent côtoyer la réflexion.

L'objet de la première étape est donc essentiellement de produire un dessin de la forme, et l'outil de prédilection pour ce travail est également le dessin, tantôt esquissé, tantôt à caractère technique.

La forme étant définie dans ses grandes lignes, il s'agit de la qualifier exhaustivement dans son comportement et ses détails. C'est l'objet des étapes suivantes de la conception, dont l'analyse structurale. Mais il faut préalablement noter que les racines du projet ont déjà été définies lors de la première étape qui, en soi, est le véritable travail de conception.

Ainsi, nous avons vu que, pour s'assurer qu'un ouvrage prendra des dimensions adaptées au *comportement structural* auquel on le destine, il est nécessaire de recourir à un calcul. Celui-ci doit être le plus simple possible pour rester un auxiliaire adapté au processus de conception.

Pour ce faire, tant la méthode de calcul que le *modèle* de la structure auquel il s'applique, doivent rester élémentaires. Par conséquent, cela signifie que le concepteur est amené à négliger une partie de la complexité de l'objet sur lequel il travaille. Il doit donc faire le choix des paramètres qu'il peut s'autoriser à négliger sans qu'il ne bouleverse le *comportement structural* auquel il s'est attelé. Il lui faut donc avoir une idée très claire des comportements sur lesquels ils s'appuie au sein de l'ouvrage. Faute de quoi, son projet lui échappe, tant dans son fonctionnement, qui est différent de celui qu'il imagine, que vis-à-vis de ses dimensions, qui se révéleront inadaptées à l'étape de l'analyse détaillée (si elle est correctement menée).

C'est donc tout un art que de *modéliser* la structure étudiée.

Une approche particulièrement élégante, qui peut être adoptée pour « calculer » la forme que prend, ou que doit prendre une structure, est l'ancienne méthode de la *statique graphique*.

Celle-ci a pour principe, par la réalisation d'une *épure*¹⁴, de s'assurer de l'équilibre vectoriel des forces rencontrées au sein de l'ouvrage. Cette méthode utilise essentiellement des constructions géométriques, représentant la structure ainsi que les forces qui lui sont appliquées, ces dernières étant conventionnellement représentées à l'aide de vecteurs normés.

Le grand avantage de cette méthode est que le dessin rassemble à la fois le rôle d'outil de représentation et de moyen de calcul. La conception géométrique d'un ouvrage dont la forme est le reflet des trajectoires des *forces* en présence est une simple formalité : il suffit d'en dessiner les membrures sur la représentation graphique des forces qui sont à l'oeuvre. Par conséquent, il est très simple de parvenir à la bonne adéquation de la forme au *principe structural*.

Comme forces et formes peuvent devenir interchangeables et puisqu'il est possible à tout moment de diriger une force en positionnant sa représentation graphique sur le dessin, puisqu'il est encore tout à fait possible de fixer la valeur d'un effort en déterminant de manière définitive la longueur de sa représentation vectorielle, la *statique graphique* se prête tant aux approches à *forme contrôlée* qu'à *forces contrôlées*.

De plus, la représentation étant équivalente au calcul, il est tout à fait possible de se livrer à des calculs sur le dessin alors que la structure est encore tout à fait incomplète.

En cela, la méthode de représentation et de calcul étant identiques, et le *modus operandi* étant d'une réelle souplesse, tant pour le contrôle des efforts que pour la définition de la forme, quelle que soit l'étape de sa définition, la méthode pourrait se révéler être un outil de conception remarquable. Elle sera étudiée au *chapite 4*.

L'objectif final de l'ensemble du processus de conception est de produire les dessins de l'objet prêt à être exécuté et de tous ses détails. C'est en cela que Jörg Schlaich¹⁵ remet le dessin à l'honneur en tant que moyen et en tant qu'objectif :

« *Construction is carried out according drawings, not calculations.* »¹⁶

Idéalement, le concepteur doit jouir, tout au cours du processus de conception, d'une grande liberté lui permettant de faire usage de toute son expérience et de son savoir-faire, de manière à dessiner le projet le plus intéressant possible. Il ne pourra y parvenir que par une profonde simplification du problème avec lequel il est confronté et également par la simplicité des outils qu'il utilise.

La manière dont il définit la simplification qui doit être appliquée à son ouvrage sera fonction de toute l'expérience qu'il aura du domaine de l'analyse des structures et de sa pratique du projet : c'est donc une question d'expérience.

En ce qui concerne les outils du concepteur, ils peuvent prendre de nombreuses formes, qu'elles soient mathématiques, graphiques ou logicielles. Un tour d'horizon nous paraît maintenant nécessaire.

Cet exposé sera l'objet du *chapitre 3*.

14 Dessin technique et précis de grande dimension, tracé aux instruments, réalisé à échelle.

15 Schlaich & Scheef [1982], p. 7

16 Ibid.

3. OUTILS ET MÉTHODES DE VALIDATION

TABLE DU CHAPITRE

3.1 BREF HISTORIQUE DE LA VÉRIFICATION STRUCTURALE

3.1.1 JUSQU'AU DÉBUT DE LA RENAISSANCE

3.1.2 LA THÉORIE DE L'ÉLASTICITÉ

3.1.3 CONCEPTIONS MODERNES

3.2 VALIDATION POUR LA RÉSISTANCE

3.2.1 LE MODÈLE PHYSIQUE

3.2.2 LE DESSIN

3.2.3 LE DESSIN VECTORIEL

3.2.4 LE CALCUL

3.3 VALIDATION POUR LA CONSTRUCTIBILITÉ

3.3.1 LE MODÈLE PHYSIQUE

3.3.2 LE DESSIN

3.1 BREF HISTORIQUE DE LA VÉRIFICATION STRUCTURALE

Au chapitre précédent nous avons vu, en étudiant le cadre de la conception structurale contemporaine, la complexité qu'il peut y avoir à assurer la viabilité complète d'un projet de structure. Le rôle premier d'une structure est de reprendre des charges, d'assurer sa propre stabilité et celle des ouvrages dont elle constitue le squelette. Sa conception doit dès lors viser à produire un ouvrage dont la résistance peut être attestée, ce qui explique que la vérification de celle-ci – son « calcul » – constitue une partie essentielle de sa conception. De là à confondre conception et calcul, il n'y a qu'un pas que les concepteurs chevronnés se gardent bien de franchir.

A la défense de ceux qui se sont laissé abuser par la toute-puissance des outils numériques, il existe en effet des méthodes de calcul – disons de validation – qui peuvent être utilisées pour la définition de la forme des ouvrages structuraux.

Cependant, dans le cadre de nos outils modernes de conception, c'est réellement une exception que de voir rassemblés en une seule entité l'outil de conception et de validation. Comme nous allons le voir, les méthodes de validation prennent des formes très différentes en fonction des types d'ouvrages étudiés. Et certaines de ces formes sont celles-là même qui sont utilisées pour la conception des ouvrages. Dressons d'abord une courte chronologie des théories de la stabilité des constructions. Partant de là, nous pourrions étudier aux points suivants la forme qu'ont emprunté les outils de validation des ouvrages pensés selon ces logiques théoriques.

3.1.1 Jusqu'au début de la Renaissance

De l'Antiquité à la Renaissance, les sciences mathématiques, mères de la physique et des Sciences appliquées ont adopté une forme assez différente de ce que nous considérons aujourd'hui comme les mathématiques. Comme cela sera abordé au *chapitre 4*, le développement de l'*algèbre* date de la Renaissance, et l'*analyse* est plus tardive encore.

Avant cela, les mathématiques étaient essentiellement une science de la géométrie, qui permettait également de résoudre la plupart des problèmes arithmétiques que la numérotation d'alors rendait complexe. Les mathématiques sont la science de l'ordre et de la quantité, qui devient mesure sitôt qu'elle s'applique à des objets concrets¹. Et la mesure a beaucoup à voir avec la construction et l'architecture. À un point tel que la description d'un bâtiment comme le temple de Salomon, dans la Bible, n'est faite qu'à l'aide de nombres.

L'architecture et les ouvrages qui lui sont connexes sont, jusqu'au milieu de la Renaissance, des oeuvres de pierre et de bois. Le problème de l'architecte est alors d'en assurer la constructibilité par la mesure, et la stabilité par les dimensions ou la forme. Les connaissances appliquées à l'art de bâtir sont échafaudées sur des lois empiriques et sur la géométrie d'alors. Elles ne sont d'ailleurs pas littéraires puisqu'elles se transmettent dans les cénacles fermés des corporations.

A fortiori, ces connaissances semblent ainsi suffisantes aux concepteurs d'alors, pour leur avoir permis de faire acte de conception durant un nombre considérable de siècles d'une architecture remarquable.

Les raisons de ce qui précède ne pourront être établies qu'à l'aide des théories développées par les chercheurs du début du ^{xx}^{ème} siècle, et qui sont aujourd'hui le fondement même de nos méthodes modernes.

Ceci cependant seulement après l'élaboration des sciences mécaniques et de la Théorie de l'élasticité.

1 d'après **Robert [1985]**, s.v. *mathématique*

3.1.2 La Théorie de l'élasticité

Il serait cependant faux de prétendre que la *mécanique* n'apparaît qu'au ^{XVII}^{ème} siècle. On remonte généralement à **Archimède** (~287 - ~212) comme fondateur des sciences mécaniques, connaissant la loi du levier (suffisante pour déterminer les réactions d'une poutre simple, ndlr).

Après lui, **Léonardo da Vinci** (1452-1519) connaissait l'équation des *moments statiques*.

($\sum M_o = \sum P_x \cdot l_x = 0$: pour des orientations quelconques des charges P , la prise en compte des distances avec lesquelles sont appliquées ces charges permet de garantir un équilibre du système).

La notion de *moment* en *mécanique* est cependant énoncée par Pierre **Varignon** [1687], qui établit également la loi de la composition des forces, obtenue cependant graphiquement.

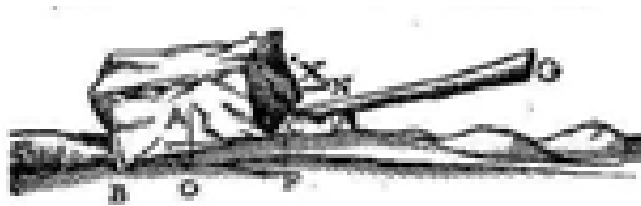


Fig.3.1 : une application de la loi du levier chez **Galilei** [1634], p.113

Galileo **Galilei** [1638] dit Galilée est un des premiers à tenter d'user des mathématiques pour résoudre le problème concret de la résistance d'une poutre. Il est en cela le père de la Résistance des matériaux.

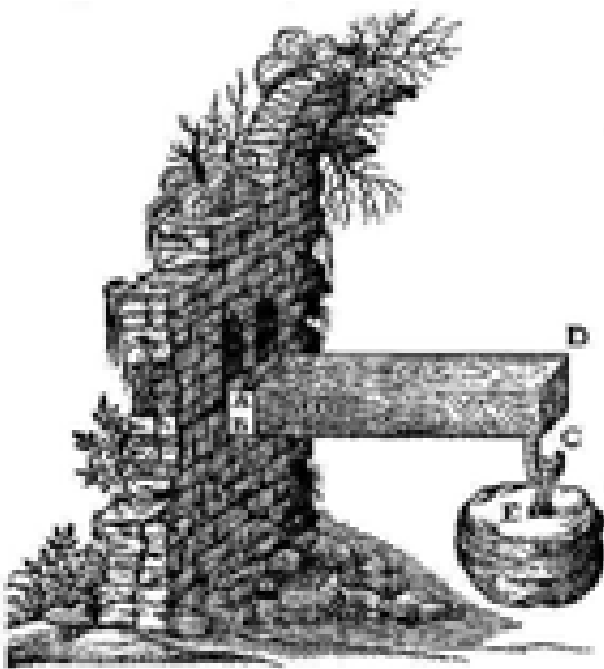


Fig.3.2 : la résistance d'une poutre traitée comme un problème de Résistance des matériaux in **Galilei** [1634], p.114

La Théorie de l'élasticité, qui considère les propriétés de proportionnalité entre effort et déformation (loi de **Hooke** [1678]) partagée par de nombreux matériaux, est le coeur de la Mécanique des structures.

Avec elle, il devient possible de calculer les déformations des ouvrages, mais surtout de résoudre – du moins en théorie – la plupart des problèmes du calcul des structures. L'un d'eux est celui des structures statiquement indéterminées, dites aussi *hyperstatiques*.

Le concept d'*hyperstaticité* émerge dans l'ouvrage de Henri **Navier** [1826], précisément celui par qui la Théorie de l'élasticité est instituée comme science du calcul des structures ; Navier à qui on doit aussi l'expression mathématique qui relie le *moment de flexion* dans une poutre aux *contraintes* (au sens mécanique : l'effort par unité de surface) qui en découlent.

Avant Navier, par défaut d'une définition théorique du concept d'*hyperstaticité*, il n'était pas possible de juger au premier coup d'oeil de la simplicité du calcul d'une structure, ni de la méthode à suivre pour la résoudre. Par exemple, dans le cas d'une structure qui possède des liaisons surabondantes – internes ou externes – pour assurer sa stabilité, il s'agit d'adopter une méthode de levée d'hyperstaticité ou de calcul complexe ; ce qui est très différent des équilibres simples dont on fait usage pour le calcul d'une structure *isostatique*.

Par conséquent, avant Navier, il n'était pas possible de juger des difficultés qui pourraient émerger d'une rigidité très importante des ouvrages, comme cela peut se produire avec les dilatations thermiques ou les mouvements d'appui d'un ouvrage. Avec lui, apparaît aussi une problématique tout à fait neuve et fondamentale pour la conception des structures : celle de la modélisation théorique de l'ouvrage.

Afin d'échafauder le modèle théorique pour le calcul d'une structure, il s'agissait de définir, de manière idéale, les conditions d'appui et de liaison possibles pour les éléments d'une structure : de la liaison rigide à celle qui est parfaitement articulée, ou celles qui autorisent des mouvements d'un certains type seulement. Au début de cette science, ces conditions de liaison connaissaient rarement de moyen terme à cause de la difficulté mathématique à résoudre ce type de problème.

La difficulté qu'il y a à modéliser de manière appropriée un ouvrage est bien réelle : il est toujours possible qu'un ouvrage parfaitement modélisé et calculé dans le cadre de la Théorie de l'élasticité n'adopte en réalité un comportement tout à fait différent, qui pourrait être insuffisant à garantir sa stabilité. Il y a là une objection théorique majeure à l'emploi de cette théorie pour l'étude des ouvrages, comme nous le verrons plus loin. Par exemple, l'approche élastique du calcul (algébrique) des arcs en maçonnerie s'est avéré bien moins convaincante que celle qui avait été adoptée au cours des siècles précédents.

La théorie permet aussi l'émergence de concepts structuraux tels que celui de l'arc articulé, concepts qui n'ont aucun sens dans le contexte de l'édification des arcs massifs en maçonnerie.

Après Navier, il existe pareillement deux types de structures : celle qui est simple à calculer et qui ne connaît pas les problèmes dus aux mouvements imprévus de l'ensemble ; et celle qui est compliquée à calculer et qu'il s'agit de vérifier précautionneusement pour éviter tout désordre. Cette dernière serait la plus économe en matière si elle a été étudiée de manière appropriée.

Par conséquent, il existe dès Navier deux grands types structuraux distincts pour la conception : celui qui permettra à l'auteur de projet de donner en priorité son attention au comportement de l'ensemble, en considération de toute la complexité du contexte de l'édification ; et celui qui requerra toute son attention pour le calcul au détriment d'autres aspects peut-être plus fondamentaux.

Ceci ne sous-entend cependant pas que les ouvrages structuraux doivent préférentiellement être *isostatiques*, mais que par le fait de la modélisation en cours de conception, l'énergie de l'auteur de projet puisse être déplacée ailleurs que sur les difficultés mathématiques de l'étude.

Les logiciels de calcul des structures font usage, pour la plupart, de la Théorie de l'élasticité pour l'analyse structurale. Ils suppriment ainsi complètement la difficulté mathématique du calcul d'un ouvrage modélisé dans le cadre de son canevas théorique propre. Malheureusement, pareille modélisation s'avère peu praticable à l'étape de la morphogenèse (conception) d'un ouvrage de structure sitôt qu'il n'est pas élémentaire.

A ceci s'ajoute la difficulté majeure qui réside en la nécessité d'utiliser un modèle apte à refléter le comportement de la structure réelle. Sans cela, il n'y a aucune chance d'espérer que les résultats numériques puissent avoir quelque validité que ce soit.

Comme nous allons le voir, ce problème, par où pèche souvent l'analyse élastique, est loin d'être négligeable.

3.1.3 Conceptions modernes

Castigliano, aux alentours des années 1880, est conscient que les effets de la température ou des rigidités des noeuds d'assemblage d'un treillis (supposés articulés pour le calcul) – qui sont la conséquence de leur mode de fabrication – peuvent mener à des contraintes parasites² substantielles au sein d'une structure³. **Charlton** montre que **Manderla** (1880), **Engesser** (1879 et 1892), **Winkler** (1881), **Müller-Breslau** (1886) et **Mohr** (1892) se sont tous penchés sur ce problème.

Il est donc possible d'anticiper partiellement ces types d'efforts par le calcul de la structure.

Par contre, en 1914, **Kazinczy** publie en hongrois le résultat des tests qu'il mène sur des poutres portant entre deux encastresments⁴. Le résultat de ces tests va bousculer les concepts du comportement structural tels qu'ils étaient alors appréhendés.

Pour ses tests, Kazinczy charge des profilés métalliques encastres à leurs deux extrémités dans des massifs en béton. Les *moments de flexion* théoriques, que sont supposé rencontrer ces profils, calculés selon la *méthode élastique*, valent respectivement $ql^2/12$ à l'encastrement et $ql^2/24$ à mi-portée de la poutre. Malgré toutes les précautions du chercheur, les massifs d'ancrages se mirent à se fissurer et il ne put obtenir la répartition théorique des *moments de flexion* entre appui et mi-portée. Par contre, menés jusqu'à la rupture, les *moments de flexion* s'équilibrent sur la longueur de l'élément à deux valeurs extrêmes de $ql^2/16$ chacune, soit l'exakte moitié du *moment de flexion* maximal que subirait une poutre sur deux appuis simples (non encastres).

Ce faisant, Kazinczy montre d'une part le non-sens de l'hypothèse de l'encastrement parfait pour les conditions d'appui d'une structure réelle ; d'autre part, ses résultats montrent qu'à la rupture, les efforts extrêmes d'une poutre à inertie constante ont tendance à s'équilibrer, ce qui en rend le calcul (*plastique*) élémentaire, comparé à la complexité du *calcul élastique*.

Kazinczy avance enfin le principe de la formation de *rotules plastiques*.

Pour une structure dont le degré d'hyperstaticité est 3, comme la poutre encastree à ses deux extrémités, la ruine se produit par développement d'un mécanisme lorsque trois *rotules plastiques* se développent dans l'ouvrage. Il présente l'analyse détaillée de ce principe au second congrès de *IABSE*⁵ en 1936, évoquant la possibilité de ruine partielle d'une structure par développement d'une chaîne cinématique critique. A cette occasion, il est le premier à développer l'idée de concevoir une structure sur le principe de poutres « faibles » associées à des colonnes rigides pour viser à une plus grande fiabilité structurale.

À ce point, il faut noter que les principes énoncés ci-dessus ne sont valables que pour un état de la structure en plasticité. Les matériaux fragiles, dont la rupture est subite, sans atteindre un *palier de plasticité*, sont donc exclus de cette approche.

Par contre, elle est viable pour l'acier, le béton correctement armé pour garantir une ductilité suffisante de ses sections, le bois en compression, les maçonneries et tous les systèmes de treillis dont les assemblages présentent une possibilité de glissement et de plastification des organes de liaison. Lorsqu'un tel matériau ductile dépasse sa limite élastique, il se déforme donc de manière plus ou moins importante, sans que l'effort (théorique) n'y augmente ou diminue. La rupture est atteinte par excès de déformation, lorsque le matériau

2 « secondary stress »

3 **Heyman [1998]**, p.122-123

4 Ibid., pp. 126-128

5 *International Association for Bridge and Structural Engineering* = IAPC (Association Internationale des Ponts et Charpentes)

arrive en bout de son *palier plastique* – à moins que la structure n’ait entre-temps perdu son équilibre du fait de l’apparition d’un nombre trop important de *rotules plastiques*.

Dans le cas d’un élément de structure soumis à *flambement*, comme une colonne trop élancée, le matériau n’est pas en mesure de parcourir le *palier plastique* à cause de la perte d’équilibre précoce de la colonne. De là découle la nécessité de se prémunir à tout prix du phénomène de flambement dans une étude plastique, au besoin en rigidifiant plus qu’il n’est nécessaire les pièces comprimées comme les colonnes.

Au même congrès de 1936, **Maier-Leibnitz** développe une méthode de conception basée sur le simple équilibrage des valeurs extrêmes des moments de flexion sur la longueur des éléments fléchis *hyperstatiques* – les valeurs extrêmes valent alors simplement la moitié du *moment* maximal rencontré dans le cas de conditions d’*isostaticité* – et **Bleich** avance de recourir au principe de pondération des charges plutôt qu’au traditionnel *coefficient de sécurité* sur la résistance du matériau tel qu’employé par le *calcul élastique*.

Plus loin, Bleich établit encore deux aspects fondamentaux du comportement d’une structure *hyperstatique* en état de *plastification* :

- elle est susceptible de rencontrer des états d’auto-contraintes, en l’absence de charges extérieures, lorsque ceux-ci proviennent de chargements antérieurs qui ont provoqué l’entrée en plasticité, puis suivis d’un déchargement. Il établit de la sorte le principe qui est aujourd’hui connu sous le nom de *théorème statique* ou *théorème de la borne inférieure*, l’un des deux théorèmes fondamentaux du calcul en *plasticité* ;
- sa résistance ultime en plastification ne sera en rien influencée par les imperfections matérielles ou les tassements d’appuis, ce qui lève pour le calcul plastique la principale objection que l’on peut adresser au calcul élastique.

C’est qu’en effet, ces imperfections matérielles sont la principale pierre d’achoppement quant à la validité des résultats de l’analyse élastique. Examinons-en la raison.

En 1926, John **Baker**, mandaté par l’industrie métallique britannique, reçut pour mission de faire le tri parmi les multiples codes de calcul, parfois contradictoires, utilisés à l’époque pour le *calcul élastique* des ossatures métalliques. Les travaux du comité dont il a la direction, publiés entre 1931 et 1936, font écho des résultats obtenus quant aux *contraintes* mesurées dans des structures réelles : ces *contraintes* n’ont absolument rien à voir avec celles qui sont obtenues par calcul !

La raison de cet écart réside dans l’incroyable sensibilité des structures aux conditions d’édification et, par conséquent, à la moindre imperfection géométrique des dispositions – ou de faiblesse dans les assemblages – utilisées dans la structure étudiée.

Toute recommandation de ce comité s’avérerait donc boiteuse si elle était basée sur les principes du *calcul élastique*. Ces résultats furent alors à l’origine de travaux approfondis sur les comportements réels des structures.

Deux décennies plus tard, les Américains **Greenberg** et William **Prager**⁶ établissent en 1949 la version internationalement reconnue des deux théorèmes fondamentaux du *calcul plastique* : le *théorème statique* et le *théorème cinématique*. Chacun de ces deux théorèmes mène à une méthode de dimensionnement spécifique. La solution statique est conservatoire ; la solution cinématique est insécuritaire, mais représente une sorte de limite supérieure, raison pour laquelle le théorème sur lequel elle s’appuie porte aussi le nom de *théorème de la borne supérieure*. En 1950, **Horne** établit le théorème d’unicité des solutions à la rupture.

6 Ibid. et **Huerta [2005]**

Ces auteurs américains ont cependant eu un précurseur, du nom de **Gvosdev**, qui publia en russe en 1938 les rudiments des deux théorèmes qu'il avait déjà présentés lors d'un congrès en 1936. A cause du vecteur linguistique choisi, ses travaux ne seront pas connus en dehors de la Russie ; et le reste du monde devra attendre les travaux des trois Américains.

Ces théorèmes fondamentaux de la plasticité peuvent être énoncés comme suit :

- le *théorème statique* (dit « de la borne inférieure ») :

« Toute charge Q_i à laquelle correspond un champ de moments M_i stable et statiquement admissible est inférieure ou égale à la charge ultime exacte Q_u »⁷

Ce qui signifie que s'il est possible, au sein d'un ouvrage, d'assurer le fonctionnement d'un mécanisme structural suffisant à reprendre les charges en présence, la stabilité de l'ouvrage est assurée, quel que soit le comportement structural réellement adopté.

- Le *théorème cinématique* (dit « de la borne supérieure ») :

« Toute charge Q_i à laquelle correspond un mécanisme de ruine cinématiquement admissible est supérieure ou égale à la charge ultime exacte Q_u »⁸

Ce qui signifie que la structure ne pourra jamais supporter plus que la charge calculée pour un mécanisme de ruine quelconque d'une structure, quel que puisse être le mécanisme de ruine réel.

Dans un cas comme dans l'autre, la solution n'est pas unique. Le *comportement structural* réellement adopté est celui pour lequel les résultats des deux théorèmes sont égaux : il s'agit du cas pour lequel la rupture se produira.

De ceci on peut déjà tirer les observations suivantes :

- le *théorème statique*, appliqué dans le cadre des hypothèses du calcul plastique, est un outil de conception formidable. Il autorise en effet à n'envisager qu'un seul mécanisme efficace dans la structure pour évaluer sa capacité de résistance à la rupture, quel que soit le comportement réel. On peut ainsi se contenter de ne concevoir qu'un seul schéma statique, raisonnablement choisi, pour garantir la stabilité de l'ouvrage, sans se soucier du comportement exact. Ceci est vrai, quel que soit le degré de simplification du *comportement structural* qui est adopté pour définir ce cas statiquement acceptable.
- le *théorème cinématique* appliqué dans le cadre des hypothèses du calcul plastique n'est qu'une forme très limitée de vérification, puisque qu'il ne fournit qu'une valeur de charge qu'on sait être critique par rapport à la ruine, mais la charge maximale autorisée pour la structure peut lui être fortement inférieure. Le théorème n'est réellement pratique que lorsqu'on connaît le mode de rupture de l'ouvrage, pour lequel il y aura identité de la solution *statique* et *cinématique* (*théorème d'unicité*).

Pour faire usage des principes du calcul plastique, il s'agit cependant de respecter les hypothèses qui lui sont spécifiques. (Il est évident que tous les mécanismes structuraux dont il est question doivent être possibles.)

Ces hypothèses consistent à respecter des conditions préalables qui sont les suivantes : il ne doit pas se produire dans la structure de chaînes cinématiques qui conduiront à la ruine, et la théorie n'est valable que pour un matériau plastique parfait. De plus, si le calcul plastique permet de garantir un comportement acceptable à la rupture, il n'est pas réellement adapté aux vérifications en service. Un comportement en service acceptable ne découle pas non plus d'un comportement ultime satisfaisant.

7 Walther & Miehlebradt [1990], p. 372

8 Ibid.

Des deux conditions à respecter dans le cadre de l'utilisation de la théorie du *calcul plastique*, la première est difficile à vérifier. Elle naît de la constatation que des sollicitations différentes – qui à elles seules ne peuvent conduire à la rupture, mais peuvent provoquer de petites entrées en plasticité – peuvent mener à une perte de stabilité de l'ouvrage lorsqu'elles sont rencontrées en alternance ou successivement. Elles entraînent finalement un nombre trop important de rotules plastiques, provoquant la ruine. La vérification consiste ainsi à imaginer l'ensemble des *scénarii* qui peuvent mener à cet état critique.

La seconde condition est que ces calculs ne peuvent être appliqués qu'à des matériaux *parfaitement plastiques*, qui n'existent pas en pratique. D'entrée de jeu, tous les matériaux *fragiles* comme le verre ou les céramiques monolithiques non renforcées sont dès lors exclus des champs d'application du calcul plastique.

Quant aux autres matériaux, il s'agit d'en examiner le comportement pour comprendre la portée de cette condition. (La définition d'un matériau ductile réel et sa modélisation par des matériaux idéaux sont résumées à l'*annexe 5*.)

Les théorèmes du calcul plastique s'appliquent idéalement aux structures édifiées à l'aide de matériaux parfaitement plastiques, qui n'ont aucune existence réelle. Mais si la longueur du *palier plastique* des matériaux utilisés est suffisante pour permettre une redistribution appropriée des efforts, il n'y a aucun obstacle à l'utilisation des théorèmes de la plasticité. Il suffit de s'assurer que la déformation de l'ouvrage – pour que s'y développe un schéma statique où la stabilité est garantie – soit possible sans atteindre la limite du palier plastique. Il s'agit donc de choisir un fonctionnement structural où la déformation est limitée, c'est-à-dire qui ne s'écarte pas trop du fonctionnement réel.

Cet objectif peut être atteint avec tous les matériaux de structure classiques : les matériaux naturellement ductiles, comme les métaux ; ou les matériaux auxquels on peut conférer une certaine ductilité, moyennant une conception appropriée. Par exemple, en étudiant attentivement le ferrailage d'un béton armé, on peut s'assurer du bon comportement d'ensemble de la structure, qui sera équivalente à la condition de ductilité sur le matériau. Ce sera aussi le cas pour tous les systèmes structuraux bien conçus, réalisés à l'aide d'assemblages utilisant des tiges. Pareille disposition est susceptible de glissements lors d'une mise en charge très importante. Moyennant l'emprunt de ce type structural, les ossatures et les charpentes en bois peuvent rejoindre les catégories de structures qui peuvent être étudiées à l'aide du calcul plastique.

Les principes du calcul plastique, grâce au *théorème statique*, permettent dans certains cas de simplifier fortement l'analyse des ouvrages quant à leur résistance, là où l'analyse élastique échouerait.

Pour illustrer la difficulté, **Hambly**⁹ montre que dans le cas théorique d'une trayeuse (*milkmaid*), pesant 60 kg et reposant sur quatre pieds, le calcul élastique idéalisé fournit une valeur de 15 kg repris par chacun des pieds. Si on tente d'introduire les conditions matérielles réelles en tenant compte de l'irrégularité de son socle, on constate que l'effort dans chaque pied peut être de n'importe quelle valeur comprise entre 0 et 30 kg. Si on en vient à fixer les pieds de l'objet au sol à l'aide de boulons convenablement serrés, ces valeurs extrêmes peuvent encore différer davantage, ce qui montre le caractère résolument inconnaisable des contraintes en service.

Sur cet exemple, le *calcul plastique* considérera pour sa part que lorsqu'un de ces pieds voit sa résistance dépassée (s'il a une ductilité suffisante), il subit une déformation plastique qui aura pour conséquence de redistribuer les efforts sur les autres pieds. Ce faisant, la distribution des efforts se rapprochera de la distribution idéale où chacun des pieds reprendra une charge équivalente, ce cas correspondant au schéma statique de référence qui aurait été employé. Si ces pieds sont en fonte – un matériau fragile – et qu'ils ont été conçus trop justes, une irrégularité du sol sera suffisante à provoquer la ruine de l'objet.

Ainsi, paradoxalement, ce sont les principes du *calcul plastique* qui permettent de sortir de l'impasse du calcul des contraintes par la méthode élastique. Le *comportement structural* adopté par le calcul élastique est

9 **Heyman [1998]**, pp.154-155

alors le schéma statique de référence, qui est utilisé dans ce cas au sein de la structure ductile. Il pourrait cependant y en avoir une infinité d'autres, qui pourraient être bien plus simples à étudier. Ainsi, le calcul selon la Théorie de l'élasticité n'est fiable que s'il est appliqué à des structures en matériaux ductiles et par rapport à la résistance d'un ouvrage proche de la ruine.

C'est aussi dans la théorie du Calcul plastique que résidera la justification de calculs simplifiés, voire très approximatifs pour la conception de la résistance.

A présent au fait des théories auxquelles on fait appel pour l'étude des ouvrages de structure, nous pouvons aborder l'étude des outils auxquels on a recours pour les validations structurales : par rapport à la rupture, dans un premier temps, puis par rapport à la constructibilité. Chemin faisant, nous abordons aussi, de manière rapide, les validations qui peuvent être utilisées pour la vérification du comportement en service de l'ouvrage.

3.2 VALIDATION POUR LA RÉSISTANCE

La vérification de la résistance est la validation fondamentale d'une structure, dont la ruine n'est idéalement pas autorisée. Elle doit ainsi occuper la première place dans l'ordre des préoccupations d'un concepteur, même si, dans les faits, elle n'occupe pas forcément le plus clair du temps de l'étude.

3.2.1 Le modèle physique

La vérification la plus fondamentale à laquelle on puisse soumettre un ouvrage est son utilisation dans un cadre réel. C'est de cette manière que se sont construites les sciences empiriques, qui dans le cas de la mécanique des structures, ont précédé les sciences théoriques. C'est de cette manière que se sont construites les pratiques des architectures traditionnelles du monde entier. On peut aussi trouver dans l'observation des comportements réels l'origine de ce qui est traditionnellement considéré comme *les Règles de l'art*.

C'est l'aspect le plus fondamental de la vérification. Pour s'en convaincre, il suffit de se rappeler la ruine du pont qu'avait conçu à Paris Charles-Henri **Navier**, le père de la Théorie de l'élasticité, un pont pourtant parfaitement étudié comme étant en conformité avec l'état des connaissances d'alors. Quoiqu'il en soit, cet accident a été à l'origine de nouveaux développements des connaissances scientifiques.

une des formes que rencontre ce type de modalité de vérification est l'essai de mise en charge de l'ouvrage achevé. Cette pratique est systématique pour les ouvrages d'art de franchissement. Si, dans ce cas, ce test peut difficilement être pratiqué avant l'achèvement de l'ouvrage, et donc servir à en adapter la conception, il peut cependant être considéré pour juger de la fiabilité structurale, et pour en tirer les leçons pour les projets futurs. Nous verrons que ce type d'essai a eu un rôle fondamental à jouer pour le développement des principes structuraux employés par Robert **Maillart**.



Fig.3.3 : essai de mise en charge du pont sur la Birs à Liesberg, Robert Maillart ingénieur, 1935 – source : cliché de l'auteur de la photo au dossier HS 1085 RM 1935-1 des Archives Maillart à l'ETHZ.

Le second aspect que peut adopter la vérification sur un modèle physique est de faire usage de modèles partiels, néanmoins construits à échelle réelle. Il s'agit par exemple de l'essai de poutres de laboratoire, pour valider ou confirmer des comportements théoriques en cours de formalisation. Nous verrons que c'est de cette manière que Robert Maillart a procédé pour mettre au point son concept de dalles-champignons (*Pilzdecken*, traitées au chapitre 5), pour les structures de planchers de bâtiments.

Une troisième forme que peut adopter l'utilisation de modèles physiques est celle des modèles à échelle réduite.

On y rencontre des modèles de morphogenèse – comme les membranes élastiques et les chaînettes (voir *Fig.3.4*) – et ceux qui sont utilisés pour le calcul de la résistance, par exemple comme les maquettes calibrées en époxy.

On retrouve les modèles du premier type chez l'italien Giovanni **Poleni**, mettant en application le principe énoncé par Robert **Hooke** [1675] (voir *chapitre 4*, *Fig. 4.7*), ou encore chez l'architecte catalan Antoni **Gaudi** lorsqu'il travaille à la définition de la forme des voûtes de la Sagrada Familia à Barcelone (voir *Fig.3.5*).

Gaudi obtient la forme à donner aux ouvrages à l'aide de réseaux de chaînettes funiculaires auxquelles il suspend les charges supposées correspondre à celles qui seront rencontrées dans la réalité. La forme finale pour les voûtes, parfaitement en compression, est obtenue par inversion des formes caténaïres du modèle.

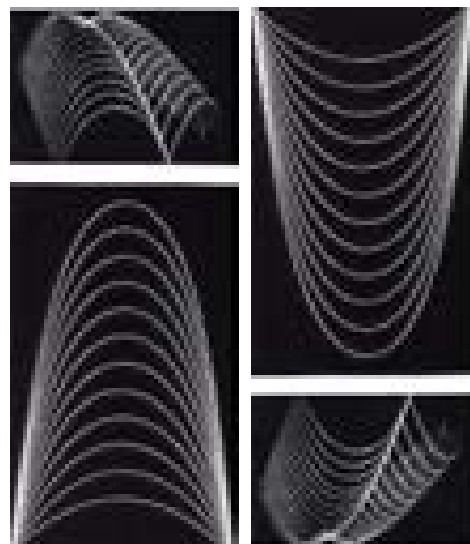


Fig.3.4 : maquettes utilisées en morphogenèse par le laboratoire d'Otto Frei, in Frei & Bodo [2001]



1. Antoni Gaudi's model on the suspension model for the Sagrada Familia.

2. Original photograph (black and white) of the suspension model.



Fig.3.5 : maquettes utilisées en morphogenèse par Antoni Gaudi, d'après Frei & Bodo [2001]

Quant au second type de modélisation physique, celui qui est destiné à étudier le comportement structural et les efforts qui en découlent, il était fort couramment utilisé avant l'époque des logiciels de calcul des structures pour suppléer aux calculs les plus complexes. On pouvait l'utiliser de manière à tester la solidité du modèle, ou encore en *photoélasticité*.

Dans cette dernière technique, qui sera rencontrée au *chapitre 8*, un modèle nécessairement plan est utilisé pour observer les lignes d'interférences chromatiques d'une lumière polarisée, lorsqu'elle traverse le modèle en résine soumis à une contrainte. Cette méthode, théorisée à la fin des années 1800, trouve ses premières applications concrètes dans les années '40.

La technique consiste à réaliser, à échelle, un modèle en résine transparente, modèle qui sera mis en charge en fonction de l'effort réellement rencontré lors de l'utilisation. Dans cet état de déformation, le modèle est chauffé à une température de l'ordre de 150°C , de manière à dissiper l'orientation prise par les molécules sous les efforts appliqués. Une fois refroidi, l'état de contrainte de la matière se retrouve ainsi figé.

Si on éclaire le modèle à l'aide d'une lumière polarisée, on obtient un schéma d'interférence dont l'amplitude et l'orientation sont fonction de l'état de contrainte rencontré dans la matière.

Le schéma d'interférence, appelé réseau des isochromatiques, doit ensuite être interprété pour obtenir le réseau des isovaleurs des *contraintes principales*. En fait, on pourrait dire que le réseau des isochromatiques correspond localement très bien à celui des isovaleurs des *contraintes principales* ; mais globalement, on assiste souvent au recourbement d'une isochromatique de la trajectoire d'une *contrainte principale* (qui lui est souvent opposée en signe, passant d'un réseau d'isovaleur à celui qui lui est orthogonal).

En fonction de la couleur de la lumière polarisée utilisée pour éclairer le modèle, il est possible d'étalonner, en termes d'efforts rencontrés, les informations fournies par le réseau des isochromatiques.

Pour interpréter un cliché réalisé en *photoélasticité*, il s'agit, dans le cas d'une lumière blanche dont les résultats auront été étalonnés, de vérifier l'orientation des isochromatiques et de compter le nombre de lignes d'interférences pour obtenir la valeur de l'effort à l'échelle. Plus les lignes sont rapprochées, et plus grand est l'effort qui y est rencontré.

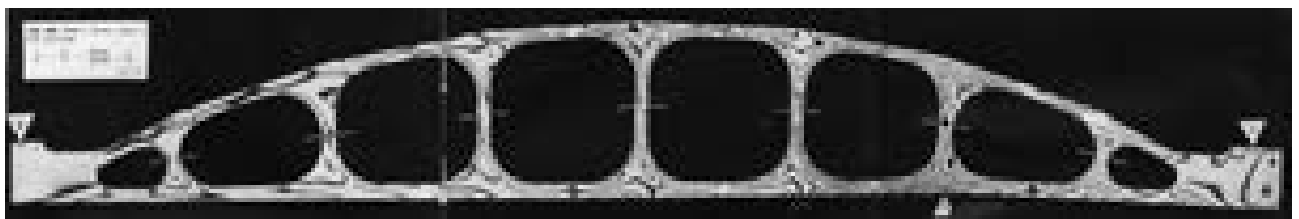


Fig.3.6 : étude en photoélasticité du pont du Val-Benoît à Liège in **Blaes [1937]**

La technique de la *photoélasticité* a été aujourd'hui supplantée par l'usage des logiciels d'éléments finis utilisant des modèles membranaires plans. Cependant, encore aujourd'hui, les résultats des analyses en *photoélasticité* sont encore occasionnellement utilisés pour valider, en cours de développement, les réseaux d'isovaleurs de *contraintes* calculés par ces mêmes logiciels.

3.2.2 Le dessin

Dans la période qui s'étend de l'Antiquité à la naissance de la Mécanique des structures, le dessin a été la méthode de validation principale de la résistance des ouvrages. La plupart des constructions majeures de ces époques étaient réalisées en maçonneries de pierres ou de briques et couvertes de charpentes en bois.

Dans l'Antiquité grecque, on aurait assisté selon Auguste **Choisy** à une pétrification progressive des ouvrages sacrés jusque-là réalisés en bois. Ce faisant, on peut supposer que les constructeurs auraient adopté, pour le dessin des ouvrages en pierre, des proportions proches de celles qui étaient employées jusque-là empiriquement pour les éléments constitutifs en bois.

Il n'est cependant pas à exclure que ces règles aient fait l'objet d'une adaptation quant aux proportions relatives des différents éléments une fois pétrifiés.

En effet, le bois peut aisément reprendre les efforts de flexion, grâce à une capacité de résistance comparable en traction et en compression, et peut être obtenu en éléments aussi longs et larges que les troncs d'arbres utilisés le permettent.

La pierre, par contre, est extrêmement résistante à la compression, mais fragile en traction, ce qui lui interdit de reprendre pratiquement tout effort de flexion. Elle est également disponible en éléments, d'une longueur et de dimensions limitées, qu'il s'agit d'assembler pour, par exemple, reconstituer le fût d'une colonne.

(Dans ce cas, à joints secs, avec des agrafes métalliques entre les tronçons du fût. Mais le moyen d'« assemblage » auquel on pense en premier pour la pierre est l'emploi de mortiers, cependant exceptionnels dans l'architecture grecque classique.)

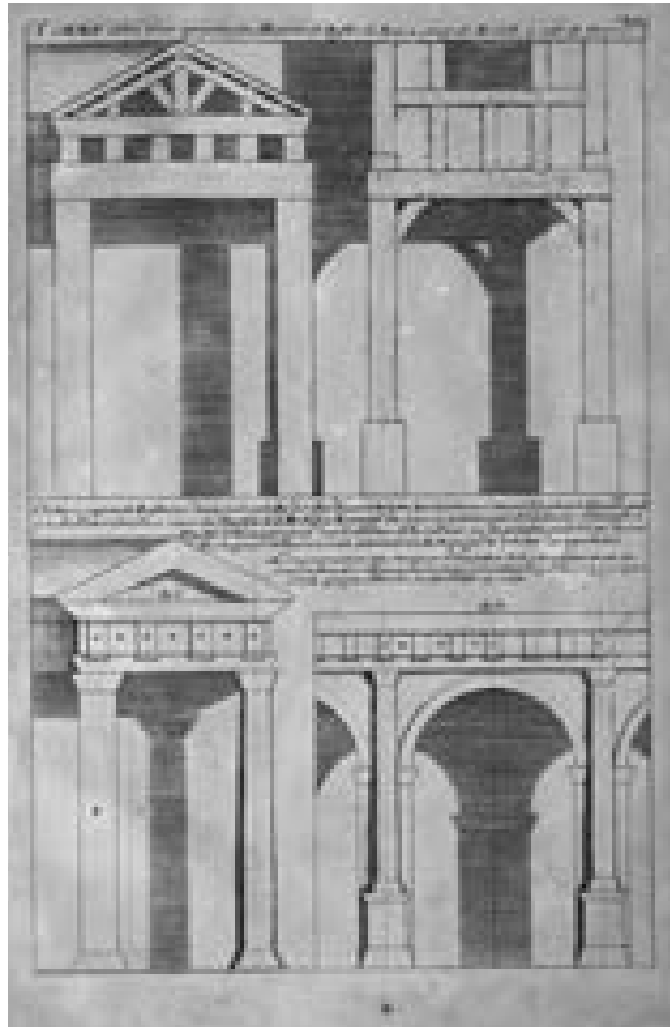


Fig.3.7 : hypothèse de la pétrification des ouvrages, d'après **Bosse [1690]**, pl. XI

Dans des architectures qui procèdent d'une logique d'empilement simple, comme en Grèce antique, et toutes les architectures qui prétendent s'y référer de manière rigoureuse (néo-classiques), le respect des règles de proportion suffit à se prémunir d'une stabilité défailante de l'édifice, dans la mesure où il aura préalablement été bien fondé.

Le principe du dessin, comme nous le verrons au *chapitre 4*, se base, pour la mesure des différentes parties de l'ouvrage, sur l'usage d'un module égal au rayon du fût de la colonne mesurée à sa base. Dans le cas des proportions proposées par **Vignole [1632]** pour l'ordre dorique, on voit que la portée est définie comme étant égale à $5 \frac{1}{2}$ modules pour une hauteur d'entablement (qui fait poutre) égale à $2 \frac{1}{2}$ module (Fig.3.8), ce qui

semble visuellement suffisant. Quant à la colonne, elle voit son élancement limité par une hauteur définie comme valant 14 modules.

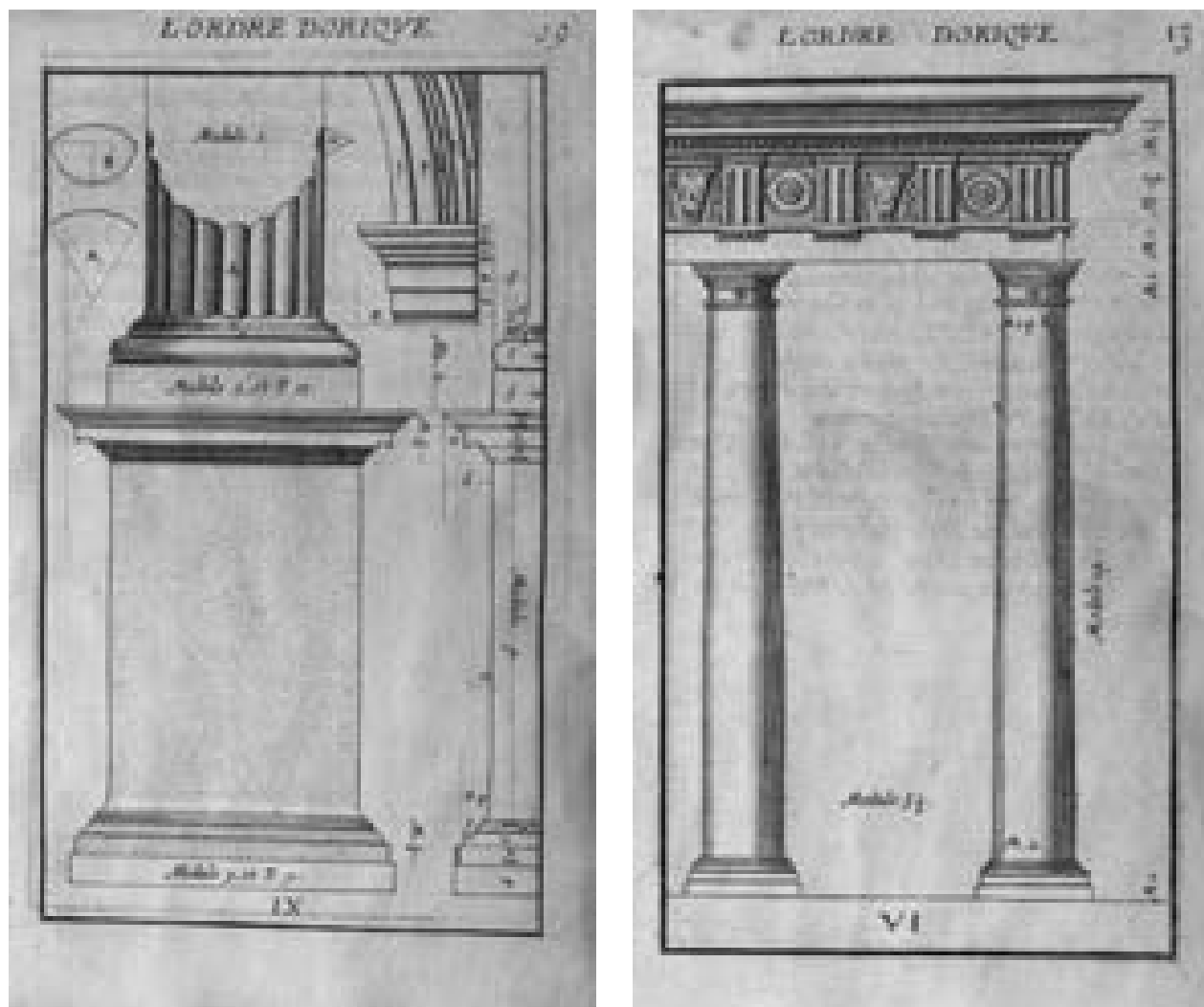


Fig.3.8 : proportions de l'architecture de style dorique, d'après Vignole [1632], pl. VI et IX

Ces règles élémentaires doivent cependant évoluer sitôt qu'apparaît une nouvelle logique de franchissement qui – bien qu'elle soit connue en Égypte et en Assyrie – ne se rencontrent pas en Grèce antique : il s'agit de l'arc, et la disposition spatiale qui en découle, la voûte. L'arc et la voûte sont des dispositifs qui servent à faire transiter des charges sur une certaine longueur horizontale avant de les ramener au sol. Il s'agit en fait d'un dispositif qui généralise l'emploi qui était fait du linteau. Là où le linteau nécessite de gagner en épaisseur pour s'adapter à des charges grandissantes ou particulières, l'arc utilisera la manière de mettre en forme la matière pour acheminer les mêmes charges.

Pour ainsi dire, chaque civilisation aura sa propre règle pour définir le tracé de l'arc. En Égypte, mais surtout en Assyrie, on fait usage d'une ligne elliptique, qui dans le cas du tracé d'une voûte, prend le nom de *voûte achéménide*.

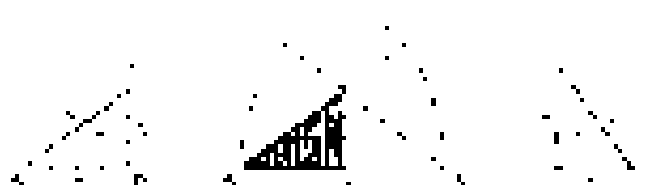


Fig.3.9 : construction du profil de la voûte égyptienne selon le triangle sacré – d'après Choisy [1996], p. 53

Dans ces civilisations, les arcs sont réalisés en briques de terre cuites ou crues, technique qui s'accommode relativement bien des tracés irréguliers improvisés sur chantier pour l'arc.

Dans la Rome antique et en Syrie, on fait souvent usage de la pierre pour les arcs ou les *berceaux* destinés à rester visibles. Par nécessité pour faciliter la taille des voussoirs en pierre destinés à constituer la voûte, on voit apparaître pour le tracé de l'arc la forme du plein cintre, c'est-à-dire de l'arc de cercle.

A ce point, il faut relever qu'avec la technique de l'arc et de la voûte apparaissent deux nouvelles difficultés : celle des poussées qui sont rencontrées à leur naissance, et la question connexe de la juste manière d'en tracer la ligne et d'en définir l'épaisseur.

À Rome, qui prétend d'abord à l'efficacité des procédés, on fait usage d'importants volumes de matériaux et de massifs considérables en blocage. (Rome comptait une importante main-d'oeuvre sans grande qualification, ce qui explique la stratégie qui préfère la quantité de matière utilisée plutôt que le raffinement de la manière dont elle est mise en oeuvre.)

Lorsqu'il est question de concevoir quelque ensemble architecturé que ce soit à la façon des arcatures pseudo-romaines, on peut à nouveau s'appuyer sur des règles de proportion pour en déterminer les dimensions (ici décrites par Vignole, voir Fig. 3.11).

En architecture médiévale, et en particulier pendant l'époque gothique, on fait usage d'arcs ogivaux, qui se construisent de nouveau à l'aide de segments d'arcs de cercle, sans cependant qu'il y ait continuité de la ligne à la clef.

Cette manière de faire a deux avantages. Le premier : puisqu'il est fait usage d'arcs de cercle pour le tracé de la ligne de l'arc, la facilité est la même que pour la taille des voussoirs de l'arc en plein cintre ; le second : la forme de l'arc brisé se rapproche beaucoup plus que le plein cintre de la forme d'équilibre que doit adopter l'arc pour que les efforts de compression en empruntent la forme de manière bien centrée.

On dira que la *ligne des pressions* correspond au tracé de l'arc.



Fig.3.10 : profil d'une voûte achéménide, système de proportion égyptien (Perse) – d'après Choisy [1996], p. 137



Fig.3.11 : proportions de l'ordre corinthien (sic) d'après Vignole [1632], pl. XXI

De ceci, on retiendra que la manière la plus simple d'assurer l'équilibre d'un arc est de s'assurer que sa géométrie correspond au tracé de la *ligne des pressions*.

Une manière de faire, et sans doute la seule pour l'époque – si tant est qu'elle ait déjà été connue – est de faire usage du principe énoncé par Robert Hooke (voir p. 58) qui consiste à inverser par rapport à l'horizontale la ligne que décrit une chaînette sous une charge équivalente. La chaînette inversée matérialisant la ligne des pressions, il est possible de régler la forme de l'arc pour lui correspondre (voir les travaux de Poleni ou de Hübisch, fig. 3.12).

Dès que la charge change, la chaînette, comme la *ligne des pressions*, change de forme. L'objectif est alors de maintenir la *ligne des pressions* à l'intérieur de l'arc, puisque la maçonnerie, souvent réalisée en pierres sèches, ne supporte que les efforts de compression.

Il s'agit dès lors d'ajuster l'épaisseur des arcs pour être certain que la *ligne des pressions* restera dans son épaisseur.

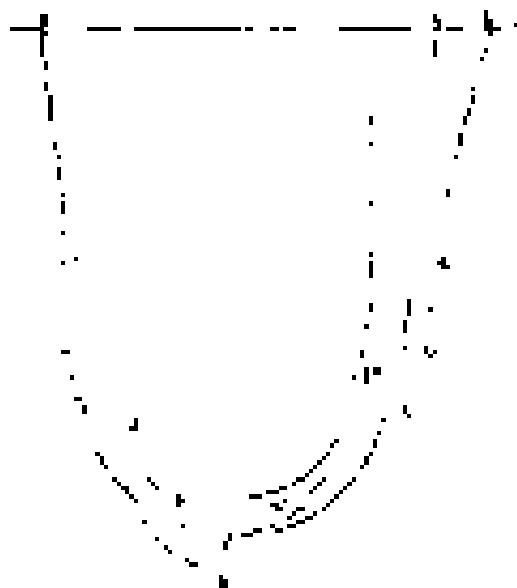


Fig.3.12 : tracé de la ligne d'un arc en fonction de l'inversion d'une chaînette chez Heinrich Hübisch (1833) in Frei [1985], p. 56

Le premier à énoncer un principe basé sur cette règle serait Leonardo da Vinci sous la forme suivante :

« L'arc ne se brisera pas si la corde des arcs de dehors ne touchera pas l'arc de dedans »¹⁰

Cette règle, de nature géométrique, qui impose le recours à des épaisseurs d'arc importantes, se base sur la règle des *lignes des pressions* dans la mesure où la corde tracée dans l'épaisseur de l'arc correspond à la *ligne des pressions* pour une charge ponctuelle importante appliquée à la clef. Comme corollaire, da Vinci sous-entend que la question de la ruine d'un arc est une question de géométrie, et non de résistance.

Pareillement, bien qu'efficaces pour la conception de la plupart des ouvrages communs de l'architecture, on remarque que les règles de proportion ne font pas le moindre cas de la résistance limitée des matériaux, limite dont Galilée était bien conscient (voir chapitre 2).

A suivre ce raisonnement, il suffirait de construire plus grand, suivant les mêmes proportions, pour construire un ouvrage qui aurait la même stabilité.

Cette manière de concevoir la résistance d'un ouvrage, sur des seules règles géométriques, et non guidé par un critère de résistance, hérissait les cheveux sur la tête de tout ingénieur normalement formé selon les principes de la science inaugurée par Navier, science qui connaît la notion de contrainte, toujours limitée.

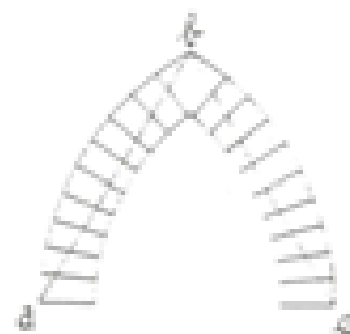


Fig.3.13 : illustration de la loi de l'équilibre d'une voûte chez da Vinci – source : Benvenuto [1991], p. 310

10 Leonardo da Vinci, Foster Codex II, fol. 82v. in Benvenuto [1991], p. 309

Si la manière de raisonner sur la stabilité d'un ouvrage au départ de règles de proportion entre les parties qui le constituent n'est évidemment pas exact, l'usage de procédés exclusivement graphiques pour la conception des arcs et des voûtes pourrait bien être plus valide qu'il n'y paraît en premier examen.

C'est à nouveau aux principes du calcul plastique que l'on doit cette justification. Et c'est à Jacques **Heyman** [1995] que l'on doit d'avoir fait la démonstration des grandes capacités de redistribution d'effort dans les maçonneries réalisées à joints secs ou au mortier de chaux. Sur les propriétés de ductilité des maçonneries, on pourrait lui ajouter la démonstration qui suit.

Si on examine le comportement d'une maçonnerie à joints secs, ou si on ne considère pas la faible résistance du mortier à la traction, le diagramme des déformations en fonction de l'effort se présente sous la forme suivante (Fig. 3.14)

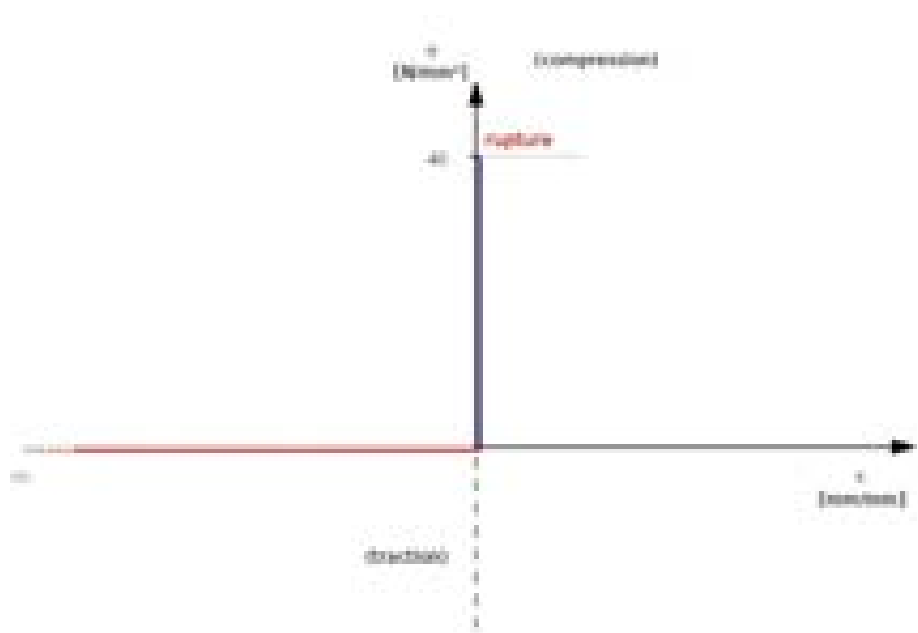


Fig.3.14 : diagramme contraintes-déformations d'une maçonnerie à joints secs – dessin de l'auteur

La résistance à la traction d'une maçonnerie à joints secs est nulle ; c'est pratiquement aussi le cas si on fait usage des mortiers de chaux traditionnels à la façon du Moyen-Age. Le moindre effort en traction entraîne par conséquent un déplacement infini de l'élément sollicité.

La résistance à la compression centrée d'une maçonnerie à joints secs est pratiquement égale à celle de la pierre qui la constitue. On peut l'estimer pour un grès à 40 N/mm^2 ; cette valeur atteignant les 180 N/mm^2 pour une pierre granitique (ce qui, en fonction de la pierre considérée, est par comparaison équivalent, ou cinq fois plus important, que la résistance d'un béton de qualité)¹¹. S'il est fait usage d'un mortier, surtout s'il est très friable comme les mortiers médiévaux, la résistance de la maçonnerie, prise dans son ensemble, peut diminuer de manière importante.

Au vu de la rigidité d'une pierre en compression – son *module de Young* est compris entre $30\,000 \text{ N/mm}^2$ et $70\,000 \text{ N/mm}^2$ – on pourrait dessiner, comme nous l'avons fait précédemment, sa relation de proportionnalité entre contrainte et déformation comme pratiquement verticale.

¹¹ d'après les tables de **Studer et Frey** [1997], p. 339

Les maçonneries, pour garantir leur stabilité, ont recours à leur poids propre comme contrepoids. C'est le poids propre de la structure qui va maintenir les moellons ou les voussoirs en contact les uns avec les autres, empêchant tout glissement ; c'est son poids propre qui empêche une pile de moellons d'être jetée à terre par la moindre chiquenaude horizontale (le vent, par exemple).

Si on devait raisonner en termes de flexion – qui a pour effet de faire naître dans le matériau des contraintes de compression et de traction dans des zones spatialement opposées d'une section – on peut profiter, du côté tendu, d'une possibilité de reprendre un effort de traction, à la mesure de l'effort de compression qui aura préalablement été appliqué à la zone de la structure. Partant, on peut considérer l'effort de compression préalable, appliqué par les effets du poids propre, comme une forme de « précontrainte ».

Le diagramme des contraintes, en fonction des déformations de la maçonnerie, peut ainsi être adapté de la manière suivante (voir Fig. 3.15). Son aspect est celui d'un matériau *rigide-plastique* parfait, s'il est considéré du point de vue de la traction.

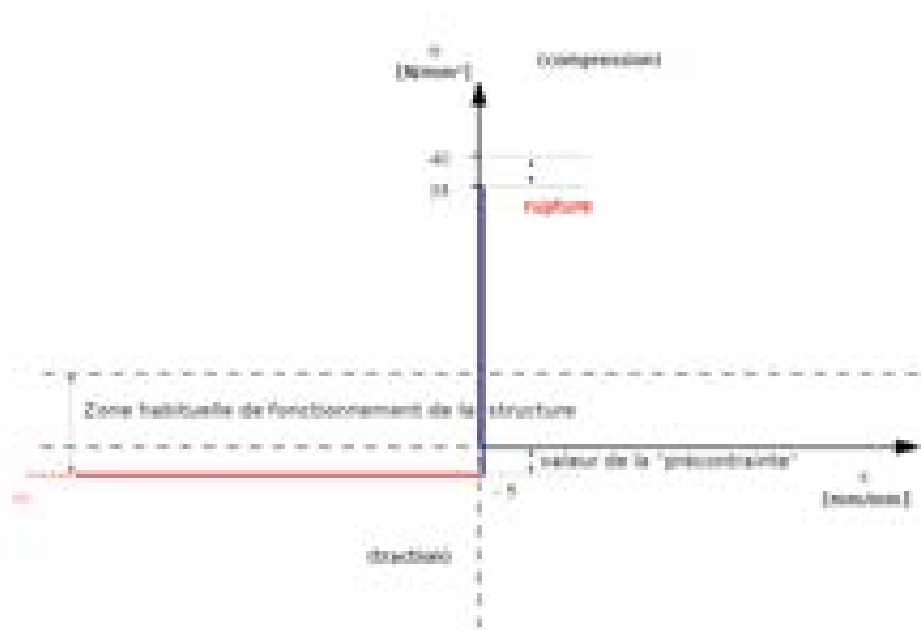


Fig.3.15 : diagramme contraintes-déformations d'une maçonnerie à joints secs pré-comprimée par des charges dues au poids propre de la structure – dessin de l'auteur

Dans le cas d'une pile de maçonnerie normalement chargée, quel serait le comportement de la structure s'il venait s'y ajouter un effort horizontal quelconque ? Les effets pourraient être interprétés comme l'application d'un effort de flexion supplémentaire à la section, ainsi appelée à fonctionner en *flexion composée* (avec l'effort normal dû au poids propre de la structure). Mais une interprétation plus intéressante est possible. Par composition vectorielle de l'effort normal avec l'effort appliqué, on peut rendre le système des charges équivalent à celui d'un effort de compression, dont le point d'application est excentré par rapport au milieu de la section (une illustration de ce raisonnement est donnée durant l'étude du Salginatobel dans les chapitres réservés aux études de cas).

Ce faisant, l'excentricité de l'effort normal augmentant, on voit la répartition des contraintes de compression dans la section évoluer de la forme d'un rectangle vers celle d'un trapèze, puis d'un triangle dont la base va en diminuant (voir Fig. 3.16).

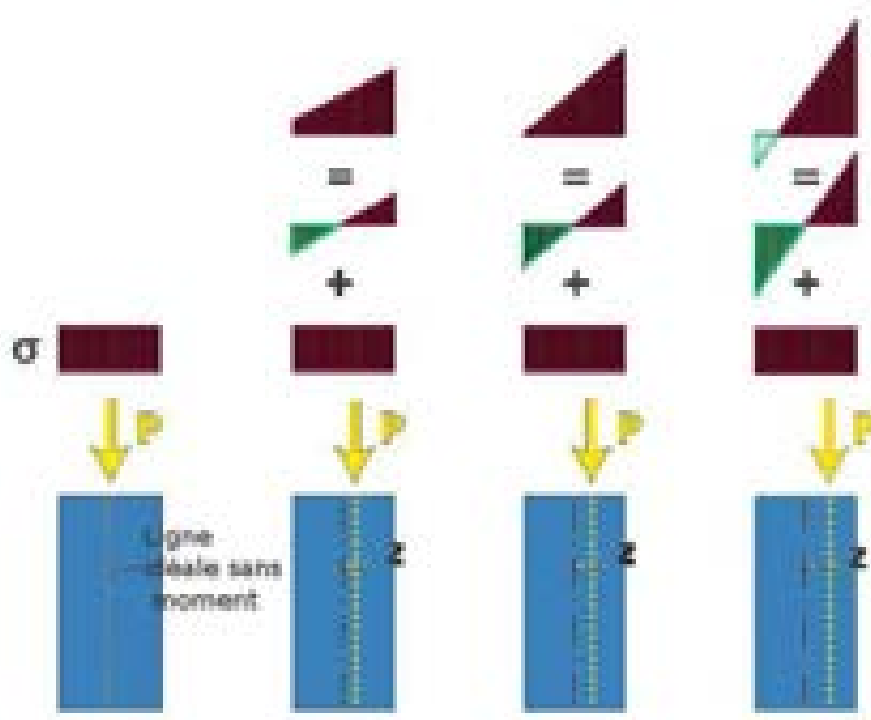


Fig.3.16 : effets de l'excentricité du point d'application d'un effort normal dans une colonne – dessin de Annick Debroux et de l'auteur

Dans cette figure, le rectangle rouge et noir représente la contrainte centrée qui découle de l'application de la charge P . Au fur et à mesure de l'excentration de P , on voit que la contrainte sur la face opposée à son déplacement va en diminuant. A un certain stade – lorsque l'effort P sort du *noyau central* de la section – on voit apparaître, dans un matériau aux propriétés isotropes, un effort de traction. Dans le cas d'une maçonnerie, l'effort devient nul à cet endroit et le joint a tendance à s'ouvrir très légèrement.

A la limite du déplacement, le triangle en compression voit sa surface entièrement rassemblée au droit de la face comprimée. Bien que des dégâts puissent localement être occasionnés à la section, dans la plupart des cas, il se produit une ouverture complète du joint sur la largeur de la section – à l'exception du point comprimé – occasionnant la formation d'une *rotule plastique*.

Ainsi, dans ce type de raisonnement, ce n'est pas l'endommagement local du matériau (le critère de la *contrainte admissible*) qui est déterminant, mais la possibilité de trouver une configuration stable de la structure qui permet de reprendre les charges en présence. Exprimé autrement, il s'agit de trouver un schéma statique valable (*théorème statique* du Calcul plastique) où les trajectoires de compression peuvent être dessinées au sein de la matière sans qu'un nombre de *rotules plastiques* trop important ne vienne menacer l'équilibre de la structure.

Partant de là, la question de la conception d'une structure en maçonnerie devient celle de la définition géométrique d'une forme au sein de laquelle les géométries d'équilibre – matérialisées par les *lignes des pressions* – peuvent à tout moment rencontrer une quantité de matière suffisante pour porter l'effort de compression rencontré. C'est la raison pour laquelle les méthodes graphiques de conception des structures en maçonnerie sont à ce point pertinentes pour leur morphogenèse.

Nous en rencontrerons une forme tout à fait intéressante dans le chapitre consacré à l'étude de la conception du hangar des *Magazzini Generali* de Chiasso au *chapitre 8*.

On se souvient que les difficultés que l'on rencontre, pour le dessin d'une voûte, sont de parvenir à reprendre les poussées que l'on trouve à leur naissance, et de définir le tracé de la ligne de l'arc et son épaisseur. Ces conditions sont rencontrées lorsque l'on parvient à trouver une configuration géométrique qui satisfasse à l'équilibre de l'ensemble. L'usage du tirant au pied de l'arc étant exclu, on reprend les poussées des voûtes à l'aide de masses ou de contreforts suffisamment importants pour acheminer les poussées vers le sol, par composition de ces efforts avec leur propre masse.

On retrouve dans la littérature, sous la plume du jésuite le R. P. François **Derand** [1643], une règle graphique qui permet de définir l'épaisseur du piédroit d'une voûte. De cette manière, la question de la ligne de l'arc et de la définition du piédroit semblent réglées en une seule opération ; l'épaisseur de la voûte étant le plus souvent réduite à son minimum (voir Fig. 3.17).

(La règle n'est donc pas de mise pour les arcs qui pourraient se contrebuter l'un l'autre, ou être intégrés dans un mur, posant en des termes beaucoup moins critiques la question de leur forme et des poussées.)

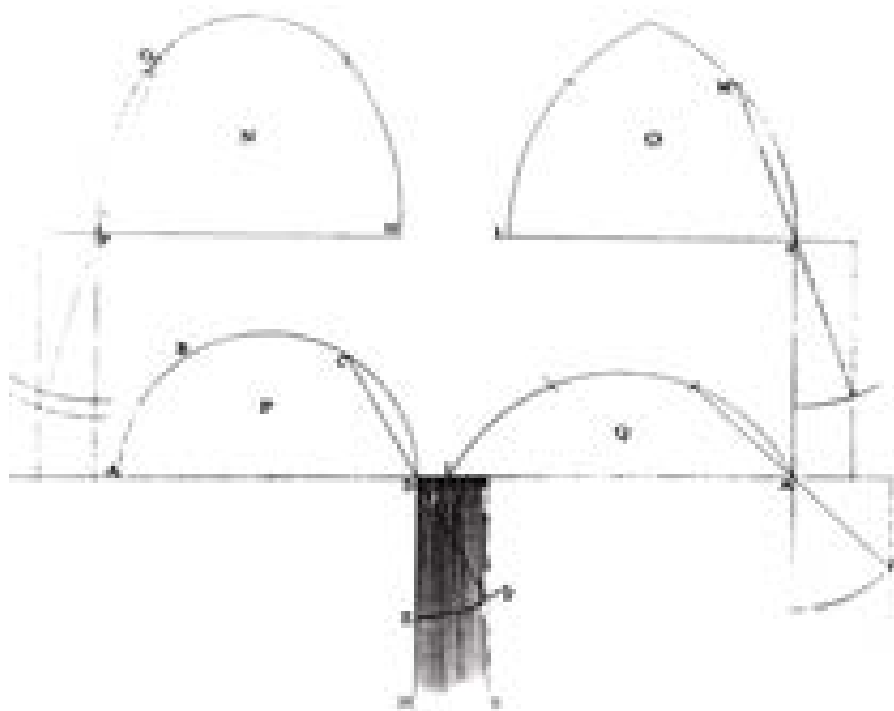


Fig.3.17 : règle du R. P. Derand [1643] pour déterminer l'épaisseur du piédroit d'une voûte – d'après **Benvenuto** [1991], p. 314

D'après le jésuite, par cette méthode :

« l'épaisseur de ladite muraille [...] sera suffisante pour résister à la poussée de la voûte, comme la pratique et l'expérience le font voir ».¹²

L'auteur nous apprend que l'origine de la règle est empirique, comme l'ont été sans doute la plupart des règles graphiques qui furent utilisées entre la plus haute Antiquité et une bonne partie de la Renaissance. Dans l'ouvrage qu'il consacre à l'ingénierie des architectures de pierre, Jacques **Heyman** [1995] a cherché toutes les traces de ce qui pourrait apparaître comme les règles qui furent utilisées au Moyen-Age pour la définition de la forme des maçonneries.

¹² **Bayard** [1990], p. 215

Heyman relève que la règle de François **Blondel** [1675] – qui n'est autre que celle énoncée par le R.P. **Derand** [1643] – s'applique cependant parfaitement à bon nombre des ouvrages qu'il a étudiés. (Sous-entendant qu'elle ait pu être appliquée telle quelle pour le dessin des voûtes en pierre.)

L'auteur a également cherché dans les expertises, qui se tinrent en 1392 et en 1400, lors de la construction de la cathédrale de Milan qui débuta en 1386, toutes les traces des règles qui sont évoquées par les différents experts quant à la conception des ouvrages¹³.

Outre les désormais bien connues règles du dessin *ad quadratum* et *ad trigonum* – qui permettent de définir le rapport de proportion entre la largeur et la hauteur des édifices – il relève également l'évocation par Giovanni **Mignot(o)** de règles de proportion pour la définition des dimensions des chapiteaux et des embases des piles de maçonneries.

On peut également relever que, compte tenu du comportement plastique des ouvrages de maçonneries, Jacques Heyman énonce deux règles inédites au sujet de la stabilité des ouvrages : la règle des 5 minutes, et la règle des 20 et 500 ans¹⁴.

La première de ces règles semble connue : 5 minutes est le temps nécessaire pour évaluer la stabilité sous son poids propre, d'un élément de maçonnerie pris isolément.

S'il parvient à assurer son équilibre, étant non étayé, sous son poids propre pendant la durée des cinq minutes, et que ses conditions d'appui ne changent pas, il sera vraisemblablement capable d'en faire de même toute sa vie durant.

La seconde règle est la suivante : si un ouvrage en maçonnerie, pris dans son ensemble, parvient à se maintenir stable pendant vingt ans, il est capable de continuer 480 années de plus à garder sa stabilité si les conditions d'environnement ne changent pas.

(Au sujet des conditions d'environnement, on a d'ailleurs connu la ruine de certains ouvrages, stables depuis plusieurs siècles, à la suite de campagnes de drainage à proximité des constructions.)

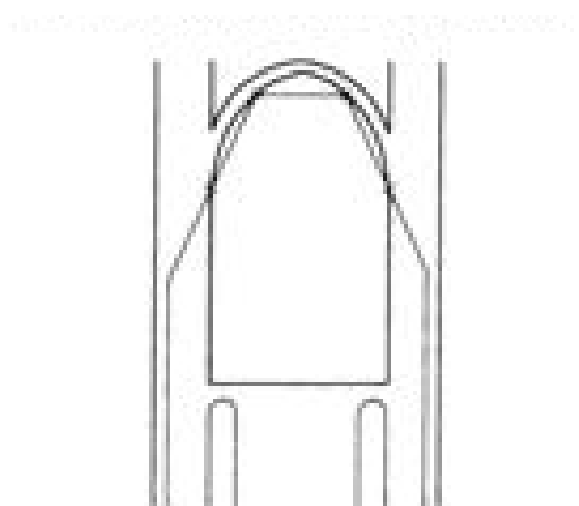


Fig. 8.7. Blondel's rule and the Sainte-Chapelle, Paris.

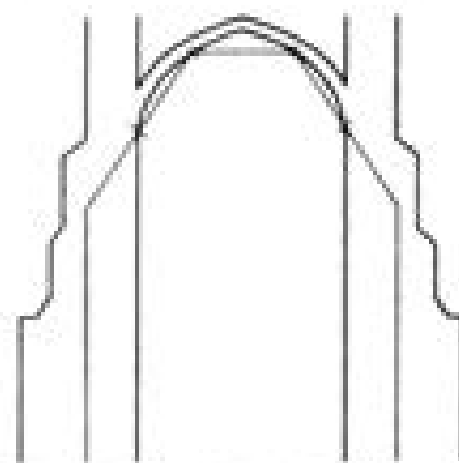


Fig. 8.8. Blondel's rule and King's College Chapel, Cambridge.

Fig.3.18 : règle du R. P. Derand [1643] pour déterminer l'épaisseur du piédroit d'une voûte – source : **Heyman** [1995], p. 152

13 Ibid., pp. 143-150

14 Ibid., pp. 24-25

En suivant J. Heyman, puisque les maçonneries médiévales ont cette propriété de pouvoir redistribuer les efforts au sein de la matière grâce à cette forme de réagencement géométrique qu'est la déformation des ouvrages – pour autant qu'ils aient été correctement dessinés – le problème de stabilité de ces ouvrages réside peut-être ailleurs, c'est-à-dire dans les fondations.

Compte tenu que la seule technique des fondations directes était possible pour l'époque dans le cadre de l'édification d'une cathédrale, et des comportements visco-plastiques rencontrés en mécanique des sols, le phénomène de la mise en place des sols prend, pour prétendre à un état stabilisé, une durée dont l'ordre de grandeur est 20 ans.

Heyman étaye son propos à l'aide de plusieurs exemples, dont celui de la cathédrale de Beauvais. Comment expliquer sinon, entre la fin de l'édification des chœurs et du transept de Beauvais (1272), et l'écroulement de ceux-ci (1284), que douze ans se sont écoulés pendant lesquels la structure a vaillamment rempli son rôle – si ce n'est, peut-être, en évoquant la question de mise en place des sols ?

(Viollet-le-Duc évoque pour sa part la mise en place du mortier utilisé...)

Avec un affaissement progressif des sols, on se trouve en présence de l'hypothèse d'une lente évolution des conditions d'appui de la structure, suffisante à expliquer la mise en place d'un mécanisme mettant à mal l'équilibre de l'ensemble.

Partant de son analyse plastique des structures en maçonnerie, et considérant la question de l'apparition des fissures comme insignifiantes dans le contexte de ces structures, Jacques Heyman en reformule les critères de résistance d'une manière nouvelle :

« [...] la résistance et la rigidité des structures, [...] les charges qu'elles peuvent porter et leurs déformations [...] ne sont pas les critères de conception d'une structure en maçonnerie. En conséquence, les calculs modernes de structure et les codes de pratiques modernes sont de peu d'utilité dans l'appréciation [du comportement structural] d'un pont en maçonnerie ou d'une cathédrale. La clef de la compréhension [de ces comportements dans] des maçonneries réside dans une compréhension correcte de la géométrie. »¹⁵

Ceci nous amène à réfléchir une dernière fois à la forme à donner à un arc pour qu'elle soit la plus rationnelle possible vu son usage structural.

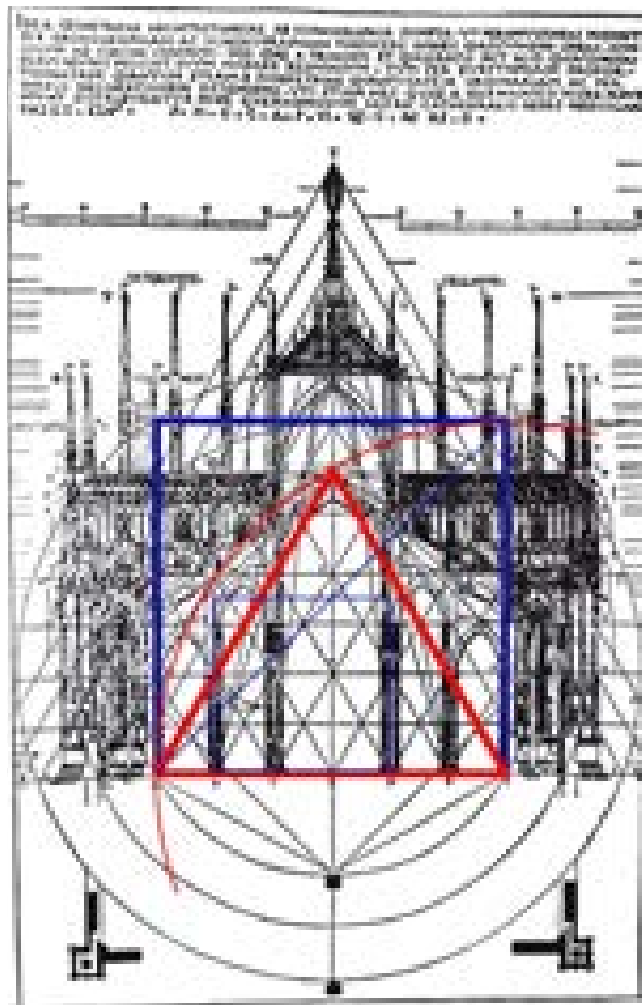


Fig.3.19 : tracé de la nef du Dôme de Milan. La coupe a d'abord été dessinée ad quadratum (en bleu, hauteur de 58 m = 96 braccia = 12 x base [ordinatio] 8 braccia) ; suite à l'expertise de 1392, **Stornaloco** suggère une révision ad trigonum (rouge, hauteur de 84 braccia = $\sqrt{3}/2 \times 96$ braccia = 83,1 braccia, arrondis à 84 braccia = 12 x ordinatio 7 braccia) – source : Cesare **di Cesarino**, in **Gerardin [1985]**, p. 11 ; annotations en couleur de l'auteur.

¹⁵ Heyman [1995], p. 154, traduction de l'auteur

Pour garantir l'équilibre structural parfait d'une maçonnerie, il faut que la *ligne des poussées* soit parfaitement centrée sur l'épaisseur de l'arc ou de la voûte. Si ces charges sont amenées à varier, il faut que le déplacement de la *ligne des poussées* reste dans une proximité confortable de l'épaisseur médiane de l'arc. Dans le cas où la ligne des poussées touche la limite d'un arc, il s'y forme une *rotule plastique*. Le nombre de *rotules plastiques* est crucial pour définir la capacité de l'ouvrage à assurer sa stabilité, ou disons plutôt, son équilibre.

L'épaisseur de l'arc est ainsi un facteur stabilisant par rapport au cas où les charges varient de manière importante, mais cette solution peut avoir le défaut de faire augmenter dans des proportions importantes les poussées obliques, dues au poids propre de l'ouvrage, à l'endroit de la naissance des arcs.

La manière la plus pertinente de faire, est alors de régler la géométrie de l'ouvrage en maçonnerie de manière que les différentes *lignes des poussées* restent toujours dans l'épaisseur des arcs. Les manières de procéder à ce réglage sont de faire appel à l'analogie de la chaînette, à la manière de Hooke, Poleni et Hübsch ou, comme nous le verrons, d'user de la *statique graphique* (voir Fig. 3.22). Sous une charge uniformément répartie à l'horizontale (un arc pris dans une maçonnerie, par exemple), la forme idéale est celle de la parabole ; sous une charge uniformément répartie le long du tracé d'un élément (par exemple une voûte), c'est la forme de chaînette qui sera le mieux adapté.

A ceci s'ajoutent des contraintes de nature géométrique : le dessin des coffrages, et la taille éventuelle des voussoirs. Pour la réalisation des ouvrages en arcs ou voûtés en pierre de taille, la régularité du tracé est de mise. Une comparaison des tracés possibles suit (Fig.3.20).

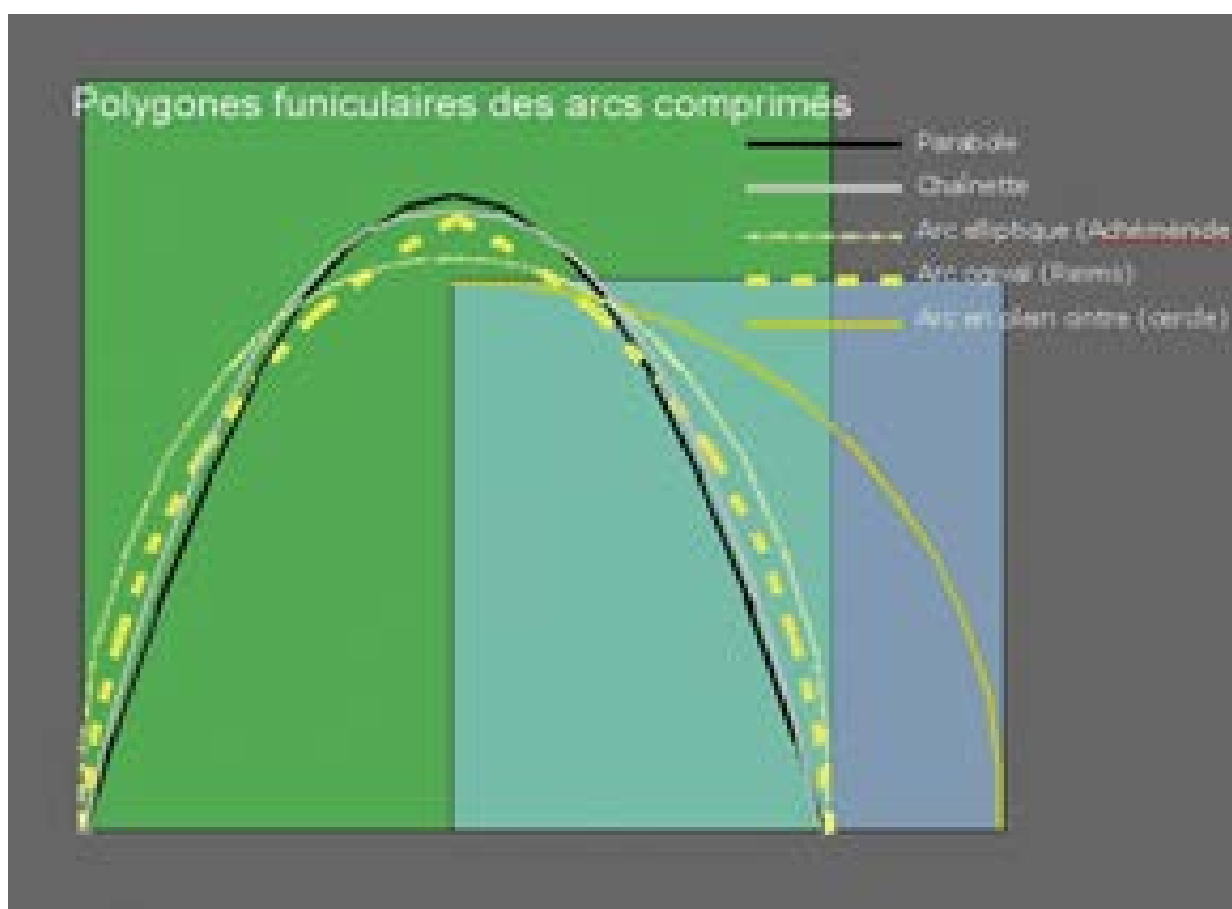


Fig.3.20 : comparaison de la forme de différents tracés d'arcs utilisés en architecture, aux formes de la parabole et de la chaînette – dessin de l'auteur

De ces tracés, on remarque que la proximité des lignes de la parabole et de la chaînette suffit à justifier que l'on fasse parfois usage de la première – dont la construction graphique est élémentaire – pour suppléer à la seconde dont le tracé se décrit à l'aide de formulations mathématiques complexes, inutiles sur un chantier.

Il appert de la proximité de ces courbes avec l'arc ogival tel que dessiné à Reims, que la solution de l'arc brisé soit la plus rationnelle pour l'exécution d'ouvrages voûtés en pierre supportant leur propre poids. La ligne de l'arc égyptien ou achéménide est raisonnablement proche du tracé parabolique, ce qui en justifie l'usage pour les ouvrages maçonnés au mortier en petits éléments. Par contre, le tracé en plein cintre se révèle tout à fait problématique pour le dessin d'une voûte continue (berceau).

Quant au statut de la parabole et de la chaînette, abordés avec une approche scientifique qui se veut rigoureuse, on rencontre le terme de « parabole » chez **Pardies [1673]** en tant que forme d'équilibre. Celui-ci traite des propriétés de ces formes et des tracés géométriques suivis par les courbes eu égard aux sollicitations, envisageant notamment la parabole, l'hyperbole, le cercle et l'ellipse.

Cinquante ans plus tard, **Euler [1728]** reprend la question de la chaînette en lui donnant un traitement mathématique rigoureux recourant à l'analyse (Pardies se cantonne à un traitement géométrique).

En définitive, parmi les raisonnements purement géométriques, ce sont les possibilités quant à la définition de la forme des cintres sur chantier qui sera le critère final pour la définition de la ligne géométrique utilisée pour l'arc. Nous verrons que ce critère sera finalement souvent déterminant pour Robert Maillart.

En résumé, on rencontre depuis la plus haute Antiquité le recours à des constructions de nature graphique pour le dessin des ouvrages, c'est-à-dire leur conception.

Si ces constructions prennent la forme de règles de proportion, et que le résultat s'est révélé viable dans la plupart des cas pour le dessin de composants isolés, il s'agit de se souvenir que ces règles doivent être définies, eu égard à la résistance limitée des matériaux, en rapport avec une échelle préalablement entendue pour la construction. Il ne s'agit pas de faire proportionnellement plus grand pour résoudre le problème.

Lorsque la logique est supposée s'appliquer à un ouvrage de maçonnerie où on utilise l'arc ou la voûte, intervient une nouvelle logique de conception en termes de poussées. La règle graphique est alors supposée évoluer pour garantir la stabilité de l'ouvrage, entendue comme une question d'équilibre des dispositions. Sur ce point, on trouve le recours à des formes géométriques préalablement étudiées pour s'accommoder des différents cas de figure rencontrés dans la réalité. La question des poussées s'est alors vue « résolue » à l'aide de règles graphiques définies de manière empirique, règles au sein desquelles la recomposition des efforts avec le poids propre des éléments d'appui permet d'acheminer les charges au sol en toute sécurité.

Mais la notion de (re)composition des efforts de poussée appartient déjà à une autre discipline, celle-ci scientifique, qui permet de donner une solution tout rationnelle à la définition des équilibres de pression au sein d'un ouvrage de maçonnerie. Il s'agit de la *statique graphique*.

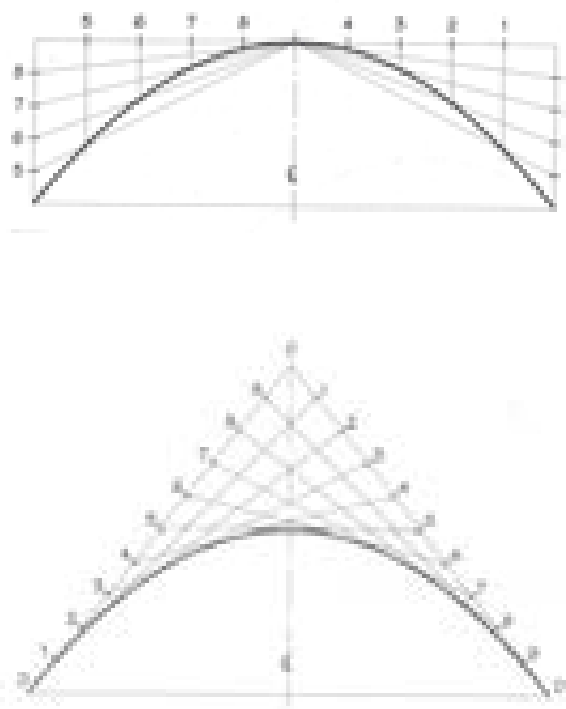


Fig.3.21 : construction graphique d'une parabole, d'après **Zalewski et Allen [1998]**

3.2.3 Le dessin vectoriel

Dès les travaux de Simon **Stevin** [1586], une science de l'étude graphique des équilibres commence à se mettre en place. Elle est instituée en tant que telle par Karl **Culmann** [1866] (voir *chapitre 4*).

Celle-ci, à l'aide de représentations graphiques des forces et des poussées sous forme de vecteurs permet, grâce à des constructions de nature géométrique, d'étudier l'équilibre des ouvrages. Elle sera par conséquent particulièrement adaptée à l'étude des ouvrages en maçonnerie, où elle peut servir à la fois d'outil de conception (morphogenèse dans une perspective donnée quant aux charges) ou de validation de l'équilibre. Accessoirement, puisque les vecteurs sont dessinés à l'échelle des forces, leur mesure sur le dessin permet de connaître à tout moment l'importance d'un effort donné.

Des deux outils utilisés par la *statique graphique*, le *polygone des forces* permet la mesure des efforts rencontrés, et le *polygone funiculaire* (tracé sur l'arc, voir *Fig. 3.22*) fournit le tracé de la *ligne des pressions*.

Au moment de la formulation de la *statique graphique* en tant que science mécanique, l'usage des arcs et des voûtes en maçonnerie pour la construction avait déjà commencé une période de lent déclin, aidée en cela par l'apparition des ouvrages en fer et en fonte pour l'architecture (ouvrages pour lesquels la *statique graphique* s'applique dès lors très bien, sitôt qu'ils adoptent la forme de treillis). Cependant, on voit à la fin du XIX^{ème} siècle apparaître également un nouveau matériau, le béton armé, dont la logique sur certains points se rapproche de celle des maçonneries.

C'est donc assez naturellement que l'on retrouvera plus loin cette discipline en tant qu'outil de validation (et de conception) dans les travaux de Robert Maillart.

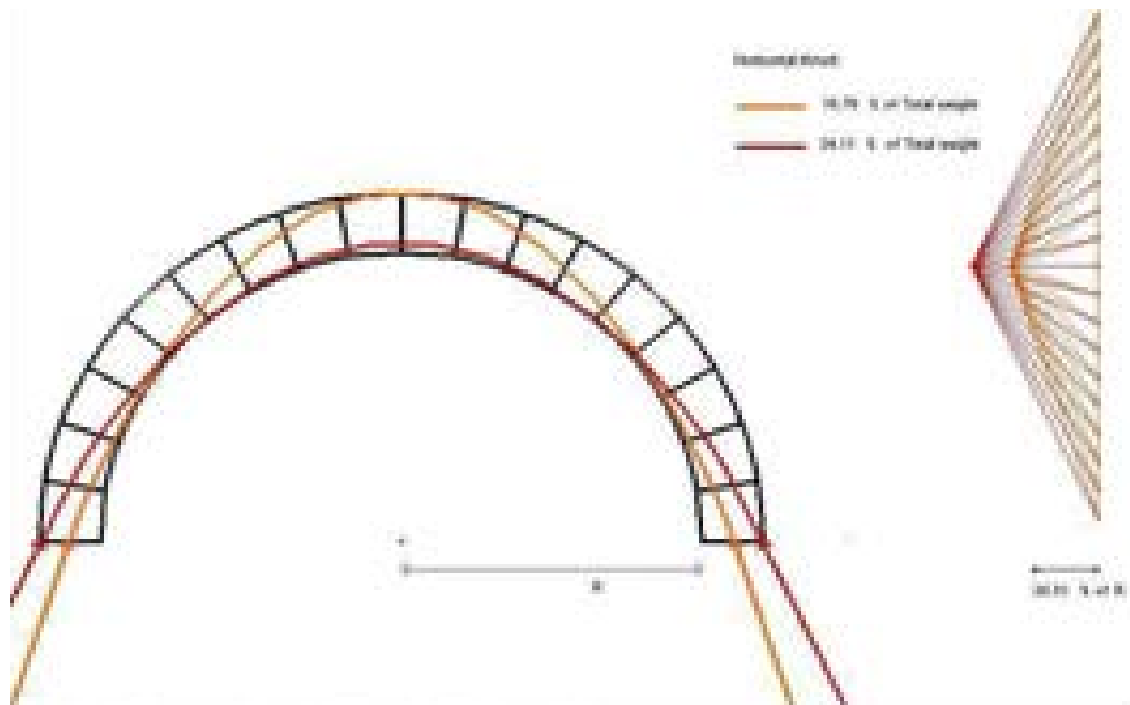


Fig.3.22 : cas limites des lignes des poussées possibles au sein d'un arc, d'après les travaux de l'équipe du professeur John Ochsendorf [en ligne] <<http://web.mit.edu/masonry/interactiveThrust/examples.html>>

3.2.4 Le calcul

L'outil numérique est aujourd'hui considéré comme l'outil de validation à la résistance par excellence des ouvrages de structure. Ceci est la conséquence logique du développement des sciences mécaniques et de la Résistance des matériaux. Le nombre est utilisé comme support des différentes grandeurs (dimensions, propriétés mécaniques, efforts) qui doivent être manipulées dans le cadre de la vérification d'un ouvrage structural.

La formulation de la résistance ou du comportement structural est fonction de la théorie sur laquelle elle s'appuie. Dès les travaux de Navier, le ton a été donné par la Théorie de l'élasticité. Au courant du $xx^{\text{ème}}$ siècle, s'y est greffée l'approche qui tient compte des propriétés de ductilité de certains matériaux ou de certaines configurations structurales : celle du Calcul plastique des ouvrages, appelée à remplacer toutes les approches supposées garantir la sécurité structurale par rapport à la rupture. Demain, il en sera peut-être encore autrement...

La forme et la complexité du calcul de validation évoluent au cours du processus de conception de l'ouvrage. Lorsque l'on en est aux premières bribes de la morphogenèse, le calcul ne peut avoir d'autre objectif que le contrôle de certains ordres de grandeur. Il n'y a aucun sens à faire usage de formulations lourdes ou complexes sur une forme en cours de définition, dont la géométrie varie encore fortement.

L'objectif de tout ingénieur raisonnable est alors de mettre en oeuvre son calcul de manière adaptée, dans une formulation tenue volontairement élémentaire. Il s'agit donc de formulations algébriques simples, pour informer les choix que doit prendre le concepteur au cours de la conception, comme nous l'avons rencontré au *chapitre 2*. A ce stade, l'exactitude du résultat n'importe qu'en fonction du degré de contrôle que le concepteur maintient sur la forme de son ouvrage.

Au vu de l'usage qui en est fait, les calculs algébriques élémentaires ne sont pas forcément un outil plus précis que la règle graphique empirique du R.P. Derand pour le dessin des piédroits des ouvrages en maçonnerie (voir *p. 67*).

Lorsque le concepteur progresse dans l'avancement de son projet, le besoin de précision dans le calcul augmente en fonction de la précision nécessaire à la définition de l'ouvrage. Le calcul est utilisé pour l'analyse structurale du modèle choisi, pour en tirer des valeurs d'effort ou celles des dimensions de l'ouvrage qui en découlent. La complexité de la formulation mathématique croît en conséquence. Elle peut également adopter des formes différentes.

Pour simplifier le travail de l'ingénieur dans ses aspects les plus répétitifs, on a vu de tout temps (en particulier vers la fin du $xviii^{\text{ème}}$ siècle) le recours à des tables reprenant les résultats de calculs déjà effectués au préalable, et vers la fin du $xix^{\text{ème}}$ siècle, les voir présentés sous la forme de graphes. Pour en faire usage, il suffit de repérer sur le graphique le résultat de l'opération de calcul souhaitée, dont les données interviennent sous la forme des graduations des axes du système, évitant à l'ingénieur l'effort du calcul en question. Il s'agit de la science du *calcul graphique*, la *nomographie*, inaugurée par les abaques logarithmiques de Léon-Louis Lalanne (1840) et les coordonnées parallèles et polaires de Maurice d'Ocagne (1885).

Une forme tout à fait intéressante et pratique de ces abaques est celle de la *règle à calcul*, où des

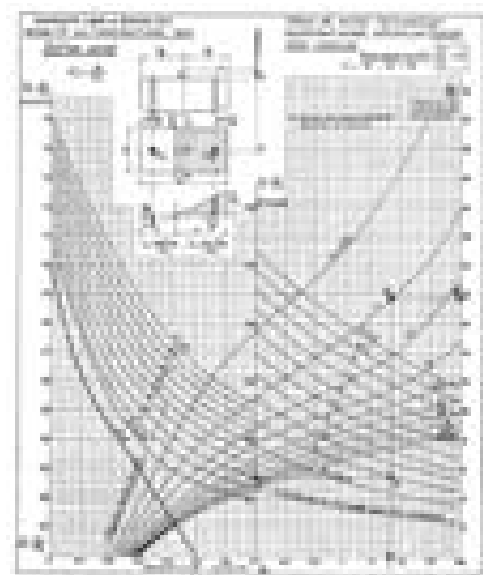


Fig.3.23 : abaque, in *Baes & Vandepierre [1930], p. 4*

règles mobiles graduées selon une loi logarithmique remplacent la lecture de graduations sur les axes des abaques dessinées sur papier.

On peut aussi noter que les opérations mathématiques étant exécutées sur des grandeurs, il est toujours possible de représenter celles-ci par un trait de longueur mesurée sur un dessin, et de mener toutes les opérations arithmétiques à l'aide de constructions géométriques (ce qui les autorise aux illettrés, dont le nombre n'était pas négligeable il y a un siècle de cela).

Quant au calcul à l'aide des nombres et des mathématiques, on en rencontre différentes formulations en fonction du degré d'abstraction des mathématiques utilisées : l'arithmétique, l'algèbre, l'analyse.

Au courant du XVIII^{ème} siècle on voit se développer l'analyse infinitésimale qui, appliquée aux problèmes de la Mécanique des structures, permet d'en formuler le comportement structural en termes mathématiques. Dès que Navier publie ses *Résumés...*, il devenait possible de résoudre les problèmes des structures *hyperstatiques*, concept dont la définition apparaît chez le même auteur. L'analyse est cependant menée en tant qu'exercice de résolution d'un système d'une ou plusieurs équations différentielles.

Vu la dextérité mathématique demandée par ce type d'exercice, on comprend la réticence dans un premier temps à abandonner les règles empiriques essentiellement pratiques, et plus tard, à lui préférer les constructions géométriques de la *statique graphique*.

Les choses évolueront par le fait du développement des moyens de calcul automatisés et des méthodes numériques de résolution en Mécanique des structures. La possibilité de faire usage des moyens de calcul automatisés tient en la possibilité d'exprimer les résolutions de nature analytique sous la forme de calculs algébriques. C'est là que se feront la plupart des progrès au XIX^{ème} et au début du XX^{ème} siècle en Mécanique des structures.

La première innovation qui va dans ce sens est la simplification apportée quant au calcul des poutres continues par l'équation des trois moments de **Clapeyron** autour de 1855 (décrite au *chapitre 6*).

Plus tard, grâce à sa reconnaissance tardive par sa publication en français, le théorème de l'italien **Castigliano [1879]** permet, usant du principe des coupures, de résoudre les systèmes hyperstatiques par la méthode des forces. La méthode est relativement directe pour les treillis, mais devient complexe pour les systèmes en flexion en raison de la complexité algébrique liée aux calculs intermédiaires des intégrales. Le théorème de réciprocité de **Betti (Maxwell-Betti)**, établi en 1872, en simplifie cependant l'application aux systèmes fléchis. Mais ces analyses restent complexes en fonction de l'importance du problème à traiter.

En 1914, Axel **Bendixen**¹⁶ propose une méthode basée sur les équations de la déformée angulaire, pour résoudre les ossatures, qui diminue fortement le nombre d'inconnues au sein des équations du système à résoudre. Cette approche ressemble à la méthode connue aujourd'hui comme celle des déplacements. En 1922, K. A. **Kasilev** publie en croate une méthode pour résoudre les équations de **Bendixen** par approximations successives sur la rotation des noeuds. Hardy **Cross [1930]** développe de son côté pareille approche dans laquelle les moments rencontrés aux noeuds, plutôt que leurs rotations, sont directement utilisés dans le processus de résolution. La méthode itérative proposée par Hardy **Cross** permet de résoudre le problème du calcul d'ossatures hyperstatiques avec une méthode systématique.

Il s'agit de construire un tableau¹⁷ des moments de flexion, sur une version simplifiée de la structure, puis de balancer les valeurs de moments de flexion, de noeud en noeud, sur la structure où les conditions de liaison réelles ont été restaurées jusqu'à obtenir un équilibre.

On pourrait aujourd'hui classer la méthode parmi celles dites « par relaxation ». L'avantage de la méthode est, comme nous l'avons dit, d'être systématique, ce qui permet de minimiser les erreurs de résolutions, voire

16 **Timoshenko [1953]**, pp. 422-423 et **Eaton [2001]**, pp. 17-18

17 **Heyman [1996]**, pp. 101-105

de la programmer. Procédant par approximations successives (itératives), la méthode évite de devoir résoudre d'importants systèmes d'équations linéaires qu'il fallait alors calculer à la main.

Bien sûr, dès qu'il est possible de disposer de moyens de calculs adéquats – ceci commence dans les cercles privés des universités par l'apparition des premières générations d'ordinateurs dans les années '50, puis se poursuit dans le grand public, par la calculatrice de poche au début des années '70, et l'ordinateur personnel dans les années '80 – la complexité mathématique n'est plus un obstacle aux études des structures complexes.

Dès les années '70, on constate un abandon progressif des méthodes de la *statique graphique* au profit de celles du calcul algébrique appliqué aux méthodes dites « des déplacements » (les systèmes d'équation adoptent la forme matricielle). Les années '80 permettent la programmation de ces méthodes numériques, méthodes qui, dans la foulée, sont appliquées aux systèmes continus discrétisés, puis réinterpolés, selon la méthode dite « des éléments finis ».

Ces méthodes numériques sont souvent élaborées sur les règles de la Théorie de l'élasticité appliquée à un très grand nombre d'éléments de manière à simuler plus ou moins fidèlement la réalité d'un système complexe ou continu. Dans ce cas, les précautions élémentaires quant à la validité des résultats sont de mise : les efforts résultant du calcul ne sont jamais ceux qui sont rencontrés dans la réalité. Ils doivent être perçus comme une forme d'interprétation de celle-ci, dans des conditions idéales.

L'ingénieur a donc plus que jamais son rôle à jouer pour l'étude et l'interprétation du comportement structural de l'ouvrage.

Cependant, la méthode appliquée à un matériau ductile, et pour l'étude de la structure par rapport à sa résistance, est viable en vertu du *théorème statique* de la Théorie du calcul plastique des structures. La seule difficulté restante est celle de l'étude des comportements en service des ouvrages, où la zone d'utilisation des matériaux est élastique, alors que les imperfections et les conditions particulières de son utilisation ne peuvent être prises en compte.

L'importance de la capacité d'interprétation de la réalité par l'ingénieur se retrouve alors tout spécialement mise à contribution.

Il ressort de tout ceci que la vérité du comportement structural n'existe pas, ce qui appelle à la prudence.

Le calcul algébrique se prête à épauler toutes les étapes que traverse le processus de conception, en fonction du type de résultat souhaité : un simple ordre de grandeur, une mise à dimension, ou une vérification pointue des types d'interaction que l'on pourrait rencontrer.

A chacune de ces étapes, le concepteur doit réfléchir à la forme de mathématique qu'il convient d'employer pour valider son projet. A ce titre, le calcul informatisé est un outil remarquable dont il faut user avec circonspection, tant la précision de ses calculs peut être un leurre.

Quoiqu'il en soit, lors de l'étude d'une structure, les mathématiques sont, par la force des choses omniprésentes, que ce soit sous la forme algébrique ou géométrique telle que rencontrée dans le dessin.

3.3 VALIDATION POUR LA CONSTRUCTIBILITÉ

Il est du devoir du concepteur de procéder à la validation attentive du comportement structural de son ouvrage. Mais si, chemin faisant, il ne se pose pas la question de la validation des dispositions au niveau de leur constructibilité, et que le processus du projet échoue à ce point, tout le travail mené jusque-là aura été vain.

Bien qu'à chaque étape le concepteur soit supposé s'interroger sur la possibilité matérielle de réaliser concrètement les concepts structuraux sur lesquels il s'appuie, il dispose aussi d'outils particuliers dans le but de l'étude et de la validation de la constructibilité. Ces outils sont principalement de nature physique et graphique.

3.3.1 Le modèle physique

La manière la plus directe de vérifier la constructibilité d'un détail est de le réaliser. Partant, il est également possible d'en faire le modèle, réduit ou à échelle réelle, partiel ou total.

Manipuler physiquement des modèles réduits pour la conception d'un ouvrage est d'ailleurs parfois la seule manière sensée de juger des pentes et des raccords, et de régler des questions de géométrie complexes, comme cela se présente dans le cas de coques ou de structures textiles.

La pratique de la modélisation matérielle des détails apparaît ça et là – et serait même courante – dans le contexte de bureaux d'architecture tel que celui de Renzo **Piano**, sitôt que le nombre de fois que l'on doit construire le détail justifie la dépense de la fabrication de modèles physiques.

Cependant, la dépense d'énergie ou de moyens nécessaires à la fabrication de pareils modèles pour certains types de vérifications ne peut pas toujours se justifier dans le cas d'un prototype unique (comme l'est une oeuvre de structure ou d'architecture) ou de petites séries. La simulation doit alors adopter d'autres formes, et en particulier celle du dessin.

3.3.2 Le dessin

La constructibilité peut devoir être validée quant à de nombreux aspects, aussi divers que : les outils dont disposent les ouvriers sur le chantier, ou la vérification géométrique complète d'un noeud d'assemblage particulièrement dense.

Avant l'invention du système de mesure décimal (voir *chapitre 4*) – qui suppose aussi le recours à un système de notation qui permet toutes les opérations mathématiques – qui reconnaît les chiffres derrière une virgule, et avant de s'être entendu sur un étalon de mesure universel, la définition des dimensions respectives était une opération délicate.

Le fait de se voir contraint à concevoir au départ d'un étalon indivisible improvisé sur chantier, suffit à expliquer le recours aux tracés régulateurs sur base de proportions respectives entières au sein d'un édifice – tout comme d'expliquer les spéculations sans fin au sujet des partages harmoniques de longueurs, que l'on rencontre dans la science de l'arithmétique dans la Grèce antique.

Ce faisant, et jusqu'à la Renaissance pour les ouvrages architecturaux un tant soit peu représentatifs, le premier type de validation pour la constructibilité consistait à inscrire l'ouvrage dans un système de proportions complet et cohérent.

Dès que les ouvrages se libèrent du canevas rigide de la conception menée selon des règles absolues, formalisées une fois pour toutes par la dérive d'un académisme quelconque, l'architecte se trouve naturellement confronté à résoudre les problèmes qui apparaissent lors de la morphogénèse des ouvrages. Cela semble être le cas des ouvrages de l'architecture gothique.

On retrouve dans des ouvrages comme celui de la cathédrale de Clermont-Ferrand la trace d'épures dessinées à échelle réelle à même le sol dans le but de servir de modèle aux ouvriers pour la taille et le montage des voûtes de la construction (voir Fig.3.24).

La technique n'est autre que l'Art du trait médiéval que l'on verra évoluer, sous la plume de Gaspard **Monge** [1798], vers la *géométrie descriptive* (voir chapitre 4), puis plus tard, sous la plume de Jean-Victor **Poncelet** [1822], évoluer en *géométrie projective*.

Dans le cas de l'architecture, représentée dans un système géométral, les travaux en plan et en coupes successives permettent l'étude des problèmes de nature géométrique et l'analyse des rencontres des différents volumes. La *géométrie descriptive* fournit ainsi des moyens graphiques extrêmement puissants pour résoudre tous les problèmes de représentation et de définition des volumes complexes dans l'espace. Comme nous le verrons, elle succède aux recettes empiriques utilisées en stéréotomie pour le tracé des éléments à tailler.

Mais la résolution complète d'un problème géométrique complexe, sur base d'une description minutieuse des ouvrages, n'est pas forcément une manière adéquate de travailler sur un chantier. C'est essentiellement dû à la complexité mathématique dont il doit être fait usage à tout moment pour décrire le résultat de l'épure et de la complexité proportionnelle des formes à construire.

C'est en cela qu'une des étapes nécessaires de l'étude de la constructibilité de l'ouvrage consiste à pouvoir inscrire les dispositions du projet dans un système géométrique suffisamment simple pour être construit d'une manière pragmatique. C'est la raison pour laquelle les arcs en voussoirs de pierre suivent la ligne d'arcs de cercles, que les coques en béton sont construites selon des surfaces réglées, raison d'une partie du

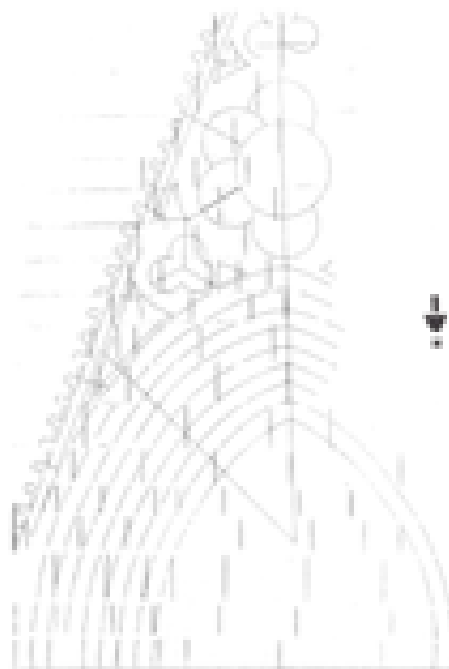


Fig.3.24 : épure médiévale in **Bayard** [1990], p. 226

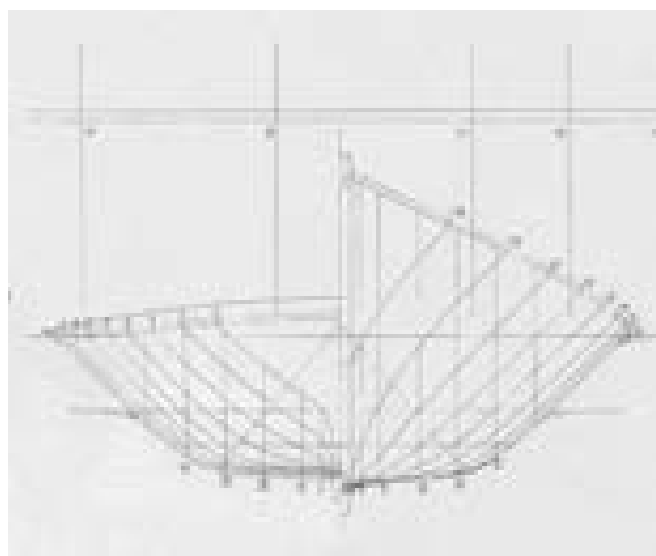


Fig.3.25 : étude de la forme de la coque de la barque *Victoire* à l'aide d'une succession de coupes transversales in *Les barques du Léman* de G. Cornaz – source : **Kramel & Lamparsky** [1991], p. 14

succès de la forme de PH (*paraboloïde hyperbolique*) proposée par Felix Candela, raison encore pour laquelle les successeurs de Gaudi ont opté pour une conversion des formes funiculaires obtenues par l'architecte catalan, en une savante géométrie de surfaces mathématiques. Laissons à ce sujet la parole au professeur et architecte Alain Marty :

« [...] Gaudi avait passé les dix dernières années de sa vie à réécrire son répertoire graphique, passant des formes "organiques" dictées par la nature ("Dieu me donne le plan, la nature me donne l'élévation") et difficiles à manipuler sans l'aide de maquettes physiques, à des formes plus "raides" à base de surfaces réglées, de PH, de paraboloïdes de révolution, de paraboles, redevenant manipulables graphiquement.

Gaudi semble avoir réalisé à la fin de sa vie que son architecture n'était pas transmissible sans cette "réduction" et qu'elle disparaîtrait avec lui sans cette remise en question.

[...] Dans tous les cas, ceci conforte le point de vue selon lequel le registre des formes structurales doit intégrer d'autres contraintes que l'optimisation des efforts : représentation, transmission, mise en oeuvre... Exemple : Construire une voûte cylindrique à section chaînette n'est pas chose complexe, on construit un gabarit et on fait glisser ; on a construit des hangars à ballons dirigeables sur ce principe et il y fallait vraiment une forme dictée par l'optimisation des efforts. Mais pour construire une cathédrale et sa multitude d'intersections, on atteint rapidement un niveau de complexité tel que le modèle n'est plus représentable aisément et transmissible in situ. »¹⁸

Dans le dessin des dispositions structurales, on voit s'immiscer ainsi les mathématiques – sous le visage de la géométrie – pour servir de gardiens à la constructibilité. L'une des formes de validation consistant simplement à pouvoir inscrire le projet dans un canevas géométrisable. Si la difficulté à l'époque de Gaudi était d'abord un problème de représentation, les outils informatiques comme la DAO permettent de résoudre cet aspect du problème. Celui-ci devient alors un problème de construction : une très grande complexité géométrique entraîne une complexité extrême de la construction, si pas son impossibilité si les moyens sont limités.

Lorsqu'aujourd'hui on fait usage de logiciels de Dessin Assisté par Ordinateur, ce sont les mathématiques – géométrie analytique et vectorielle – que l'on utilise pour le calcul des opérations sur les entités du dessin. Comme pour les logiciels de calcul aux éléments finis, les logiciels de dessin permettent de décrire les modèles géométriques de manière filaire, surfacique ou volumique, éventuellement paramétrée.

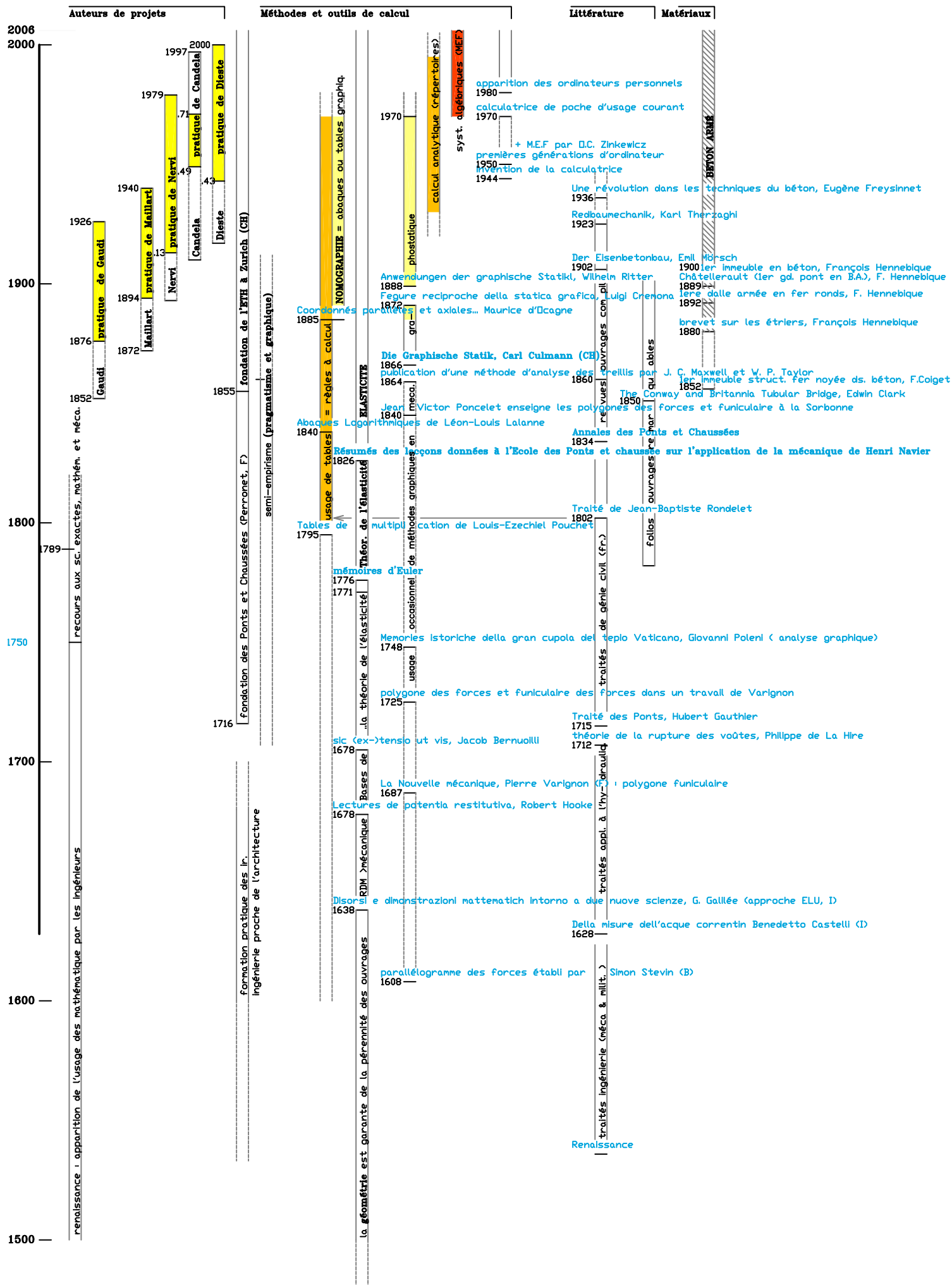
En tant que tel, le calcul numérique ne joue pas de rôle réel dans ce type de validation constructive, si ce n'est déguisé sous l'aspect des opérations graphiques des logiciels de DAO. Mis à part l'éventuelle simulation numérique d'un processus comme celui du fromage, la validation pour la constructibilité est d'abord un acte graphique. En un sens, si le dessin utilise des entités géométriques, mathématique et phénomène graphique se confondent en un seul et même outil.

Suite à cela, il est utile de repositionner le rôle historique et technique de chacune de ces disciplines de l'espace, et d'investiguer plus à fond la *statique graphique*, rassemblant en une seule discipline : dessin, mathématiques géométriques et analytiques, et analyse structurale. Ce sera l'objet du chapitre suivant.

Au terme de cet exercice de chronologie et sur le type de recours théorique ou pratique qui est fait durant la conception, il est possible de se risquer à dresser le tableau synoptique suivant qui permettra une vue synthétique sur l'ensemble des phénomènes étudiés.

(Les éléments chronologiques spécifiques à la *statique graphique* sont étudiés au prochain chapitre.)

18 Marty [2005]



4. GÉOMÉTRIE, GRAPHIQUE ET STATIQUE GRAPHIQUE

Complété d'un historique de l'utilisation des sciences graphiques à l'ETHZ

TABLE DU CHAPITRE

4.1 INTRODUCTION À L'HISTOIRE DES SCIENCES GRAPHIQUES

4.2 HISTORIQUE DE LA STATIQUE GRAPHIQUE

4.3 IDÉES MOTRICES DE L'ENSEIGNEMENT À L'ETH AU TOURNANT DU XIX^{ÈME} SIÈCLE

4.1 INTRODUCTION À L'HISTOIRE DES SCIENCES GRAPHIQUES

L'usage du dessin remonte à l'aube de l'humanité. Il est alors couramment utilisé comme moyen de représentation et de communication. Dans le contexte de notre étude, il ne nous intéresse plus directement que dès lors qu'il devient technique, c'est-à-dire lorsqu'il est susceptible de servir les objectifs d'une connaissance – ou science – appliquée.

Ainsi, le dessin technique apparaît dès que l'utilisation du dessin entre directement en relation avec un savoir donné où la précision est de mise. D'une part, il s'agit des sciences de la connaissance du monde en tant que macrocosme (l'astronomie, la géographie et la topographie) où il devient une catégorie particulière de dessin technique de représentation (la cartographie).

D'autre part, sont également concernées toutes les sciences dont l'objet est de concevoir un artefact, en général construit par un tiers. Ce sera le cas pour les sciences de la construction navale, civile, architecturale et de la construction des machines.

Comme nous l'avons vu, le dessin permet alors de représenter l'objet de l'étude dans le but de le communiquer à autrui ; il permet au concepteur d'étudier et de vérifier le produit de sa réflexion, en général par des constructions à caractère géométrique ; le dessin permet enfin de planifier l'exécution quand il est détaillé.

L'épure¹ sera ainsi la forme la plus courante du dessin d'étude (aujourd'hui concurrencée par le modèle numérique en DAO) ; le plan sera la forme la plus courante du dessin de représentation. S'il est détaillé, dans la perspective d'une exécution, il doit être représenté à l'échelle lorsque l'étalon de mesure est connu. Sinon, il doit être construit selon un système de proportions sur base d'un module, dont les dimensions ne seront réellement arrêtées qu'en cours de construction.

Le dessin technique, en tant qu'outil de conception, s'appuie fréquemment sur des développements théoriques préalables et distincts. Tel est le cas de la *géométrie*, comme exemple principal, qui se décline selon de nombreuses modalités : géométrie euclidienne ou non, de situation (topologie), analytique, descriptive, projective, différentielle, etc. D'une manière générale, la géométrie entretient des relations privilégiées avec la mesure (éventuellement la proportion).

Par contre, dans le champ du dessin de représentation, on fait usage de conventions (mis à part le dessin perspectif).

Parmi ces méthodes graphiques, la *Statique graphique* tient une place particulière, étant à la fois une méthode de dessin géométrique et une méthode de calcul.

Au départ, il s'agit d'une méthode d'analyse structurale, par le dessin. Mais la méthode a ce potentiel de pouvoir être utilisée comme un outil de conception heuristique quant à la forme à donner aux ouvrages de structure. Notre hypothèse de travail pour l'étude des travaux de Robert Maillart a été que cette manière d'employer la *statique graphique* est constitutive de sa méthode de travail. Il est donc opportun d'examiner l'histoire de cette méthode, et l'usage qui en est fait au cours des âges. Ce faisant, les utilisations qui ont été réservées à ces méthodes, et l'étendue des problèmes de structure à laquelle ouvrent ces techniques, seront explorées lorsque ces données existent.

1 Dessin précis réalisé aux instruments, à grande échelle.

4.2 HISTORIQUE DE LA STATIQUE GRAPHIQUE



Simon Stevin
(1548-1620)

On peut faire remonter les balbutiements de cette discipline au Belge Simon **Stevin** [1608] qui énonce le principe de la composition des forces dans son *Art pondéraire ou de la statique*. Pour sa part, **Maurer** [1998] va même jusqu'à chercher l'origine de cette discipline dans les travaux de Leonardo **da Vinci** (1452 - 1519).

Stevin est le premier à développer une représentation graphique de ce qui deviendra plus tard la notion de vecteur. Il met en oeuvre la résolution d'un équilibre vectoriel – un exercice de composition des forces où la résultante est nulle – à l'aide d'un *triangle des forces* (composition graphique des forces).

Stevin applique sa méthode à la théorie du levier, du plan incliné et à l'hydrostatique. Par ses travaux sur l'équilibre des poids et la loi de la combinaison des forces, il contribuera à asseoir les fondements de la *statique* moderne.



Pierre Varignon
(1654-1722)

Près d'un siècle plus tard, le Français Pierre **Varignon** [1687], [1725] démontre les principes énoncés par Stevin. Alors que Stevin était constamment préoccupé par l'aspect pratique de ses travaux et comptait de nombreuses réalisations concrètes d'ingénierie, Varignon est un mathématicien rigoureux.

Le principe de la composition des forces est mené à l'aide du *parallélogramme des forces*, devenu dès lors classique. On rencontre dans ses travaux la première utilisation du *polygone funiculaire* pour le calcul des équilibres de forces.

En étudiant les machines simples, il établit la théorie des *moments* (de flexion), théorie à laquelle on fait constamment appel dans nos méthodes modernes d'ingénieur pour l'étude des structures.

Avec le *polygone des forces*, qui permet de s'assurer de l'équilibre de translation d'un système de forces, et avec le *polygone funiculaire* qui sera utilisé pour s'assurer de l'équilibre de rotation du système, on se trouve doté, dès l'époque de Varignon, des deux outils principaux de la *statique graphique*.

Le premier est la figure géométrique polygonale formée par les vecteurs dont on cherche la résultante une fois ceux-ci dessinés bout à bout, sorte de *parallélogramme des forces* complexe.

Le second est la courbe caténaire dont les segments équilibrent le système des forces à l'étude dans le *polygone des forces*. Ses segments correspondent à des parallèles à la composition vectorielle des forces appliquées avec chaque fois la même force horizontale, sur le polygone des forces. Cette seconde courbe caténaire est représentée à l'échelle de la structure, à proximité ou par-dessus celle-ci, sur l'épure.

Une des premières, et des plus célèbres, utilisations des principes de l'analyse graphique est celle de l'italien Giovanni **Poleni** [1748], qu'il applique à l'étude de la stabilité de la coupole vaticane.

Mais Poleni ne se contente pas d'utiliser des outils graphiques disponibles par ailleurs. Dans son mémoire, sorte de développement théorique à vocation didactique, il fait une étude raisonnée complète des éléments de claveaux habituellement utilisés pour constituer les voûtes ou les coupoles.

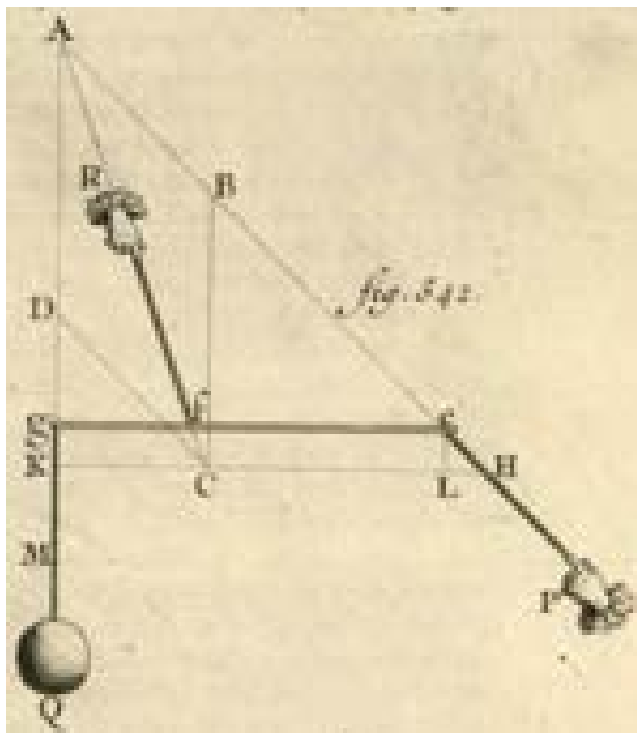


Fig. 4.1 : loi du parallélogramme des forces chez Varignon établie grâce à l'étude du levier

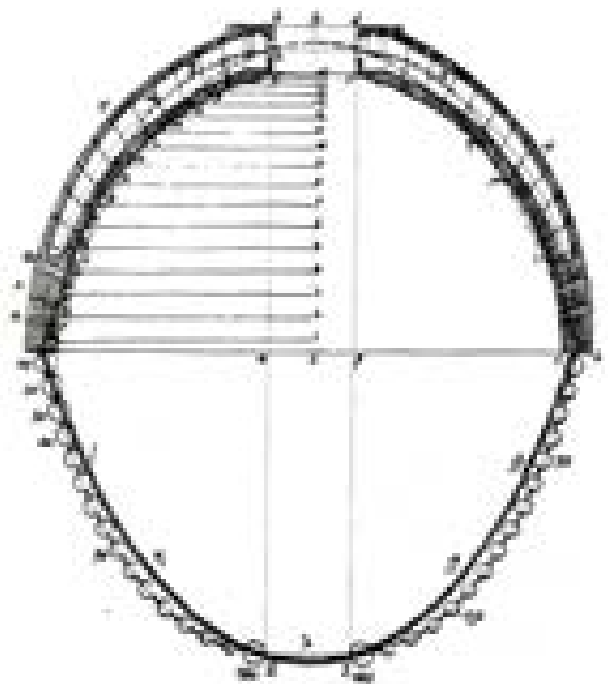


Fig. 4.2 : étude de la forme d'équilibre de la coupole vaticane chez Poleni [1748]

On peut reconnaître sur la fig. 4.2 la forme caténaire caractéristique de la chaînette, ainsi que la courbe d'équilibre sous le chargement équivalent à celui du poids propre de l'édifice. Par cette étude, il met en pratique la méthode analogique de l'inversion de la courbe funiculaire, pour définir la forme de l'équilibre de l'arc correspondant. C'est là un des usages fondamentaux du polygone funiculaire pour le tracé des arcs ou des câbles funiculaires, qui sera notamment partagé par Maillart.

Cette méthode a été annoncée trois générations plus tôt par Robert Hooke [1675] dans sa formule désormais célèbre :

« *Ut pendet continuum flexile, sic stabit continuum rigidum inversum.* »

De fait, les deux méthodes classiques pour définir la forme d'équilibre funiculaire (i.e. exclusivement en traction, ou en compression, sous une configuration de charge donnée) sont : la maquette et la *statique graphique*. La première méthode a été employée par Gaudi pour définir la forme des voûtes de la *Sagrada Familia* à Barcelone. La seconde méthode utilise simplement le tracé du polygone funiculaire. Cependant, cette dernière méthode a pour inconvénient de se compliquer singulièrement pour l'étude de structures dans les trois dimensions de l'espace pour des configurations de chargements non-symétriques, d'où la démarche de Gaudi.

La future *graphostatique* prendra un nouvel essor avec les travaux du Français Jean-Victor Poncelet, lui-même élève de Gaspard Monge.

Monge est principalement connu en tant qu'inventeur de la *Géométrie descriptive*, science graphique de la représentation des objets dans l'espace à l'aide de leurs projections. Cependant, les premières publications de Gaspard Monge concernent la *Statique*². Il fut l'initiateur de l'École polytechnique en France et sitôt sa

2 Monge [1788, 1794]

*géométrie descriptive*³ publiée, il travailla à ses applications : soit en *géométrie pure*, soit pour le travail de l'ingénieur et en architecture. Il s'illustre par une oeuvre mathématique multiple et une volonté d'en explorer et d'en enseigner les aspects les plus pratiques, notamment aux architectes et ingénieurs. Son ouvrage est ainsi précurseur de la *géométrie projective* que fondera son élève Victor **Poncelet**.



Jean-Victor Poncelet
(1788-1867)

Jean-Victor **Poncelet** appliquera la nouvelle science géométrique et les représentations vectorielles à des problèmes concrets de la construction.

Il applique ainsi les méthodes graphiques à la théorie des voûtes et des murs de soutènement dans son *Mémorial de l'officier du génie*⁴, ouvrant la voie aux travaux de Karl Culmann qui suit ses cours à l'École d'application du génie civil et d'artillerie à Metz⁵.

En 1822, Poncelet publie l'ouvrage⁶ qui est considéré comme fondateur pour la *géométrie projective*. Elle se base sur l'emploi de la perspective, des sections planes, sur l'étude des transformations géométriques et l'introduction systématique des éléments à l'infini.

A son tour, Poncelet dirigea l'École polytechnique française de 1848 à 1850.



Fig. 4.3 : étude graphique de la poussée des terres chez **Poncelet**, d'après Fritz **Kötter** :
Die entwicklung der Lehre von Erddruck in Maurer [1998], p. 112 Fig. 51



Karl Culmann
(1821-1881)

A son retour de France pour la Suisse, l'ingénieur allemand Karl **Culmann** [1866] participe à la fondation de l'École polytechnique de Zürich en 1855 (où Maillart a étudié). Quelques années plus tard, aidé d'un collègue géomètre, il publie l'ouvrage *Die graphische Statik* qui fonde, à proprement, parler la science de la *Statique graphique*. La forme qu'emprunte l'ouvrage est théorique. Les problèmes de la Mécanique et de la Résistance des matériaux y sont traités avec le formalisme que nous leur connaissons toujours aujourd'hui sans négliger, à l'occasion, l'une ou l'autre application concrète de la théorie.

Dans son ouvrage, Culmann démontre entre autres la manière de construire graphiquement le diagramme des moments de flexion, aborde la question des poutres continues et emploie une représentation graphique très proche du *cercle de*

3 **Monge** [1798]

4 tome XII (1835) et tome XIII (1840)

5 **Culmann** [1880], p. IX.

6 **Poncelet** [1822]

Mohr, que ce dernier établira quelques années plus tard.

Ce qui distingue les écrits de Culmann des autres ouvrages sur la *statique graphique*, c'est son caractère exhaustif et systématique vis-à-vis de la Mécanique en tant que science. Il a ainsi recours tant aux développements analytiques qu'aux constructions graphiques pour servir ses propos, la méthode étant choisie en fonction de son efficacité en considération des objectifs théoriques qu'il se donne.

Dès sa parution, l'ouvrage est plébiscité par le public de langue allemande. Il ne sera traduit en français que quatorze ans plus tard (**Culmann [1880]**), à l'occasion de la publication de la seconde édition en langue allemande. Ce qui distingue la nouvelle édition – retravaillée sur le fond – de la précédente, c'est le cheminement suivi pour traiter des différents points théoriques. Ainsi, parmi les problèmes traités ou développés par la voie analytique, certains sont simplifiés ou abordés directement par la graphique. L'ouvrage de Culmann n'est donc pas un manuel de graphique, mais bien un traité de Mécanique statique, tantôt graphique, tantôt analytique.

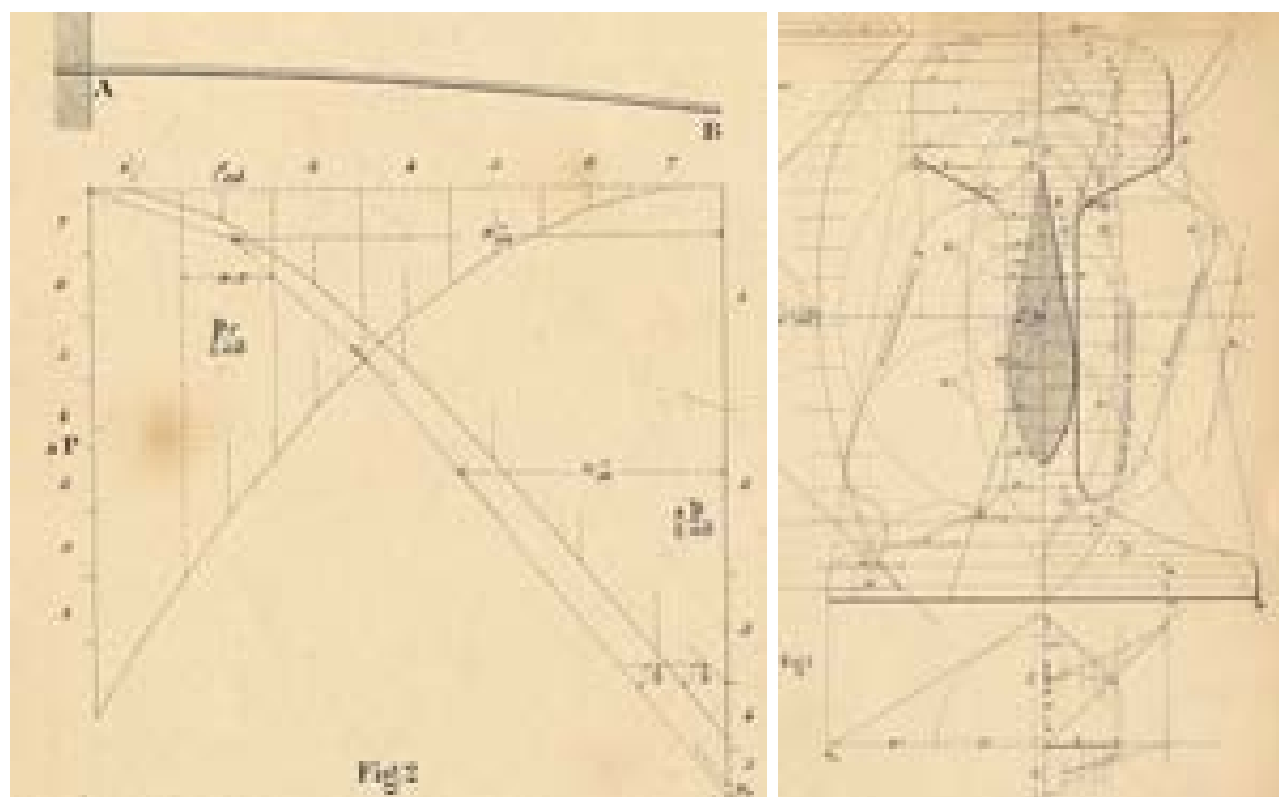


Fig. 4.4 : traitement systématique des problèmes de la statique par le dessin chez **Culmann [1880]**, pl. XII et XVII

A l'occasion de cette seconde édition, on la voit s'enrichir de notions telles que la *réciprocité des figures* (voir infra) dont Luigi Cremona fera son champ de bataille. Culmann lui rend d'ailleurs explicitement cet hommage⁷, le considérant comme l'un de ceux qui ont le mieux intégré et prolongé ses travaux. Culmann lui emprunte ainsi certaines de ses figures.

⁷ **Culmann [1880]** ne semble ainsi mentionner que Cremona et Maxwell dans le cours de son ouvrage, les deux promoteurs du principe de la *réciprocité des figures*, en *statique graphique* ; principe qui lui avait échappé. (Poncelet, Gaspard Monge et Léon-Louis Lalanne sont mentionnés dans les pages introductives de l'ouvrage.)

Le moment où a été éditée la version française de son ouvrage correspond à celui de l'adoption en masse des sciences graphiques en France ; les efforts déployés jusque-là par Maurice **Lévy** [1874] n'ayant pas suscité l'engouement attendu.

Il ne semble pas que l'ouvrage de Culmann ait jamais été traduit en anglais, en italien, ou en russe pour qui les techniques graphiques auraient eu à jouer un rôle important.⁸



Luigi Cremona
(1830-1903)

En Italie, Luigi **Cremona** [1872] publie aussi bien sur la *géométrie projective* que sur les méthodes du *calcul graphique* et de la *statique graphique*. Il popularise les notions de réciprocité des figures de Maxwell et propose une méthode entièrement graphique pour la résolution des treillis (le *crémona*). En effet, jusqu'alors, les méthodes proposées tant par Culmann que par **August Ritter** étaient hybrides : mi-graphiques, mi-algébriques, mais cependant plus générales.

(Le *crémona* doit être entièrement reconstruit pour chaque nouveau cas de charge, ce qui n'est pas le cas des méthodes des deux autres auteurs cités.)

Curieusement, l'ouvrage de Cremona ne sera traduit que tard en français (**Cremona** [1884]) ; son ouvrage sera également traduit en anglais (**Cremona** [1890]). L'influence de sa méthode est universelle.

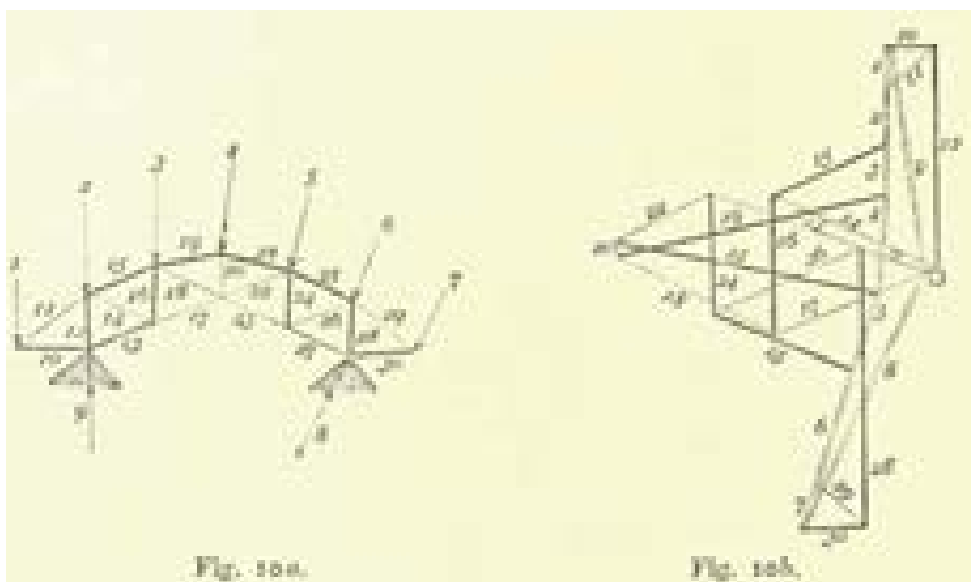


Fig.4.5 : analyse graphique d'un treillis, in **Cremona** [1890], p. 158

En Angleterre, Robert (Henri) **Bow**⁹ nous apprend que, dès avant 1854, on a recours à des constructions graphiques simples pour l'analyse de treillis (cf. travaux de l'ingénieur C. H. **Wild**).

Sur ce sujet, Bow renvoie aux travaux du professeur et ingénieur (William John) Macquorn **Rankine** [1858, 1862] et à ceux du professeur physicien et mathématicien Maxwell.

⁸ **Tournès** [2003]

⁹ **Bow** [1873], p. 46-52, voir aussi **Maurer** [1998] p 248 et bibl.



Clerk Maxwell
(1831-1879)

(James) Clerk **Maxwell [1864]** aurait appliqué le principe de l'analyse graphique, à la construction de diagrammes de forces, en trois dimensions.

C'est à Maxwell¹⁰ que nous devons le concept de *Réciprocité des figures*, rendu célèbre par Crémona. En résumé, il établit les relations de correspondance qui lient la géométrie du *polygone des forces* et celle du système des forces en équilibre (qui adoptent dans certains cas la forme du *polygone funiculaire*).

Bien qu'il n'en ait alors pas eu connaissance, Rankine concède que ces méthodes auraient été découvertes préalablement à ses propres travaux par le dessinateur industriel W.P. **Taylor** qui les aurait appliquées à la détermination des forces agissant dans les treillis.

Le professeur Fleeming **Jenkin [1869]** aurait détaillé les applications de la méthode graphique aux cas les plus importants rencontrés dans la pratique de l'ingénieur, dont il est possible qu'ils aient ouvert la voie aux ingénieurs du continent..

Pour sa part, Robert **Bow [1873]**¹¹ introduit la *notation intervalle*, à laquelle nous aurons recours plus loin dans le texte pour la construction de nos épreuves de *statique graphique*, mais qui n'est pas employée par Robert Maillart et le courant de pensée de l'ETH à Zurich.

En résumé, la notation intervalle consiste à utiliser des lettres capitales pour dénommer les forces appliquées à la structure étudiée, la *ligne d'action* d'une force donnée étant nommée d'après les majuscules situées de part et d'autre de sa représentation graphique (force AB, pour A|B sur la figure principale). Sur le *polygone des forces*, la force correspondante est un vecteur borné par deux traits, qui sont nommés chacun par une lettre minuscule (*ab* dans notre exemple). Quant aux forces, elles sont nommées à l'aide du même principe, des lettres majuscules relatives aux forces appliquées, et des chiffres que l'on note dans chacun des *panneaux* de la structure étudiée (un *panneau* étant un polygone fermé constitué de membrures dans une structure). Une membrure porte ainsi souvent pour nom deux chiffres (5-6) ou un chiffre complété d'une majuscule (*G7*) [voir les exemples du *chapitre 8*].

Bow applique ces méthodes aux structures en treillis, préalablement réparties en plusieurs classes différentes, dans son ouvrage consacré à l'économie des structures (économie obtenue grâce à un calcul précis et un dimensionnement réfléchi). Ce serait lui qui aurait popularisé les techniques graphiques auprès des publics anglophones.¹²

Les auteurs anglais et italiens ne semblent pas, à cette époque, avoir abordé la question des ouvrages en flexion, limitant leurs investigations à l'étude des treillis, ce qui limite donc le champ d'application de leurs méthodes. Par contre, ils connaissaient le principe de la réciprocité des figures, inconnu de Culmann en 1866.¹³

Quant à l'approche des problèmes hyperstatiques, l'Allemand (Christian) Otto **Mohr [1860]** complète la formulation du *théorème* (analytique) *des trois moments* de Clapeyron (décrit au *chapitre 6*) aux cas des poutres ayant leurs appuis à des niveaux différents.

Les fondements du théorème, qui simplifie beaucoup l'approche du calcul des poutres continues tel que proposé par Navier, sont jetés par l'ingénieur français **Bertot** en 1855¹⁴ sur base des équations de son compatriote **Clapeyron**, mais l'équation restera attachée au nom de ce dernier après qu'il aura publié sa version du principe en 1857.

10 **Timoshenko [1953]**, pp. 202-204

11 **Bow [1873]**, p53-55

12 **Zalewski et Allen [1998]**, p. 215

13 **Timoshenko [1953]**, p. 196.

14 **Timoshenko [1953]**, p 145,



Otto Mohr
(1835-1918)

Mohr [1874] redécouvre également le théorème de réciprocité de Maxwell, publié dix ans plus tôt, mais resté inconnu (il serait, depuis cette date, appelé théorème de Maxwell-Mohr selon **Timoshenko [1953]**). Mohr décrit ensuite diverses applications de son théorème en analyse structurale. A l'instigation de Culmann, Mohr développe plusieurs applications graphiques de ses théories, dont le *Cercle... de Mohr*.

Dans le même article, où il traite des premières applications de la théorie des *lignes d'influence* et où il montre comment utiliser le polygone funiculaire pour trouver la *déformée élastique* d'une poutre, **Mohr [1868]** met aussi au point une méthode graphique pour la résolution des poutres continues hyperstatiques.

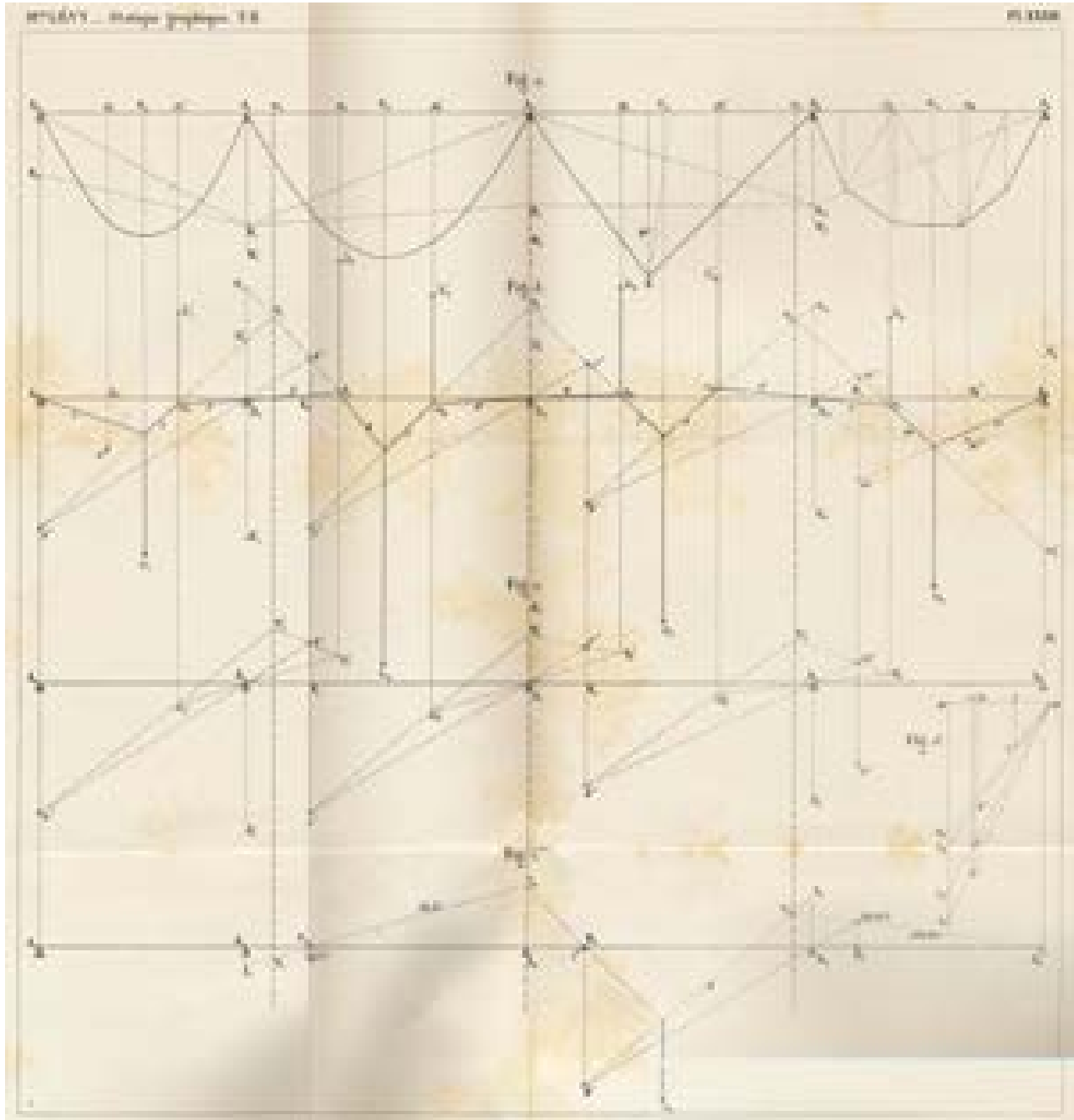


Fig. 4.6 : méthode de Mohr pour la résolution des poutres continues chez **Lévy [1886b]**, tome 2

C'est précisément la méthode que l'on retrouvera, publiée plus tard chez les Français Maurice **Lévy** [1886] et Maurice **Koechlin** [1889], puis chez le Suisse Wilhelm **Ritter** [1900].



Maurice Lévy
(1838-1910)

Maurice **Lévy** est un ingénieur français d'origine alsacienne. Alors qu'il est encore en dernière année de ses classes à l'École d'application des Ponts et Chaussées (1858), il développe une méthode pour calculer les efforts dans une poutre continue sur plusieurs appuis. C'était alors un problème courant de la Mécanique et de la Résistance des matériaux avec lesquels les ingénieurs de l'époque étaient encore régulièrement confrontés.

Fort impressionné par l'ouvrage de Culmann, *Die graphische Statik*, il pense un instant en faire la traduction, puis abandonne ce projet pour rédiger son propre traité en langue française. Dans celui-ci, il apporte nombre de contributions personnelles à la *statique graphique* et il s'applique à démontrer consciencieusement chacun de ses propos. Pétri de rigueur, il suit en cela les traces de Culmann pour aborder la matière des sciences graphiques appliquées à la Mécanique.

Ses écrits sont représentatif du champ d'application grandissant de la *statique graphique* pour la pratique de l'ingénieur. L'ouvrage connaît trois éditions successives, chaque fois étoffées : la première édition comprenait un volume d'une épaisseur respectable (**Lévy** [1874]) ; la deuxième édition comptait quatre tomes (**Lévy** [1886], [1888]), ainsi que la troisième. La rédaction de cette dernière a été interrompue par la mort de l'auteur (**Lévy** [1907-1926], le dernier volume étant un nouveau tirage de la deuxième édition). Dans le tome II de ses deuxième et troisième éditions, il étudie notamment le problème du calcul de la poutre continue sur plusieurs appuis à l'aide des méthodes graphiques. Pour en venir à bout, Lévy s'appuie à la fois sur l'application du *Théorème des trois moments* de son compatriote Clapeyron et sur les travaux d'Otto Mohr.

Cependant, il prend le parti de reléguer les constructions graphiques de ce dernier en annexe, pour développer lui-même, *in-extenso*, son principe de résolution.

En effet, l'approche exclusivement graphique de Mohr produit un résultat qui n'est valable que pour un seul cas de charge, tout comme les diagrammes de Crémona, ce qui inscrit Mohr dans la lignée de ce dernier. Par contre, l'approche de Lévy s'inscrit dans la lignée de celle de Culmann, en restant dans la plus grande généralité possible où l'analyse est valable pour plusieurs cas de charge différents. Au-delà de l'analyse des classiques problèmes *isostatiques*¹⁵, Lévy aborde aussi la résolution des arcs à liaison rigides (*hyperstatiques*), les poutres continues, et les problèmes d'équilibre des ouvrages en maçonnerie et des poussées des terres. Chez Lévy, l'ensemble des problèmes de l'ingénieur en construction sont ainsi abordés, avec une préférence plus grande encore que Culmann pour les méthodes graphiques.

15 où il y a autant d'équations d'équilibre que d'inconnues de liaison dans la structure. La résolution est donc directe, sans faire appel aux équations de compatibilité des déformations de la *Résistance des Matériaux* comme pour lever des degrés d'hyperstaticités liés au nombre d'inconnues surnuméraires.



Maurice Koechlin
(1856-1946)

Maurice **Koechlin**, collaborateur de Gustave **Eiffel** et ingénieur de la tour devenue le symbole de Paris, suit les cours de *statique graphique* de Karl Culmann à l'École polytechnique de Zürich.

De retour en France, il aborde également la rédaction d'un ouvrage traitant des « *Applications de la Statique Graphique* ». L'ouvrage connaîtra deux éditions (**Koechlin [1889/98]**). Parmi tous les ouvrages rédigés à l'époque sur le sujet, celui de Koechlin est assurément le plus pragmatique : il traite pêle-mêle des méthodes graphiques, des tailles de profilés métalliques et du nombre de rivets au kilo.

Au vu de ses travaux, c'est également celui qui est le plus précis en ce qui concerne le calcul des charges au vent sur un ouvrage en treillis métallique, et on peut considérer que son ouvrage est le reflet des méthodes enseignées à l'ETH.

L'ouvrage, pratique, direct et parfois laconique dans ses propos, reproduit sans grands commentaires les procédés de la *statique graphique*. Parmi ceux-ci, on rencontrera à nouveau la méthode de Mohr pour l'analyse des poutres continues (sans toutefois qu'il en nomme l'auteur).

Pour comprendre l'importance qui est donnée à la question des arcs ou des structures hyperstatiques, il faut comparer l'ouvrage à ce qui est publié en Sciences graphiques à l'époque et qui se contentent de propos tout à fait généralistes sur les équilibres vectoriels. La plupart ne font aucun cas des problèmes complexes de la pratique de l'ingénieur, parmi lesquels on compte les arcs et les structures continues.

Par contre, Koechlin reproduit certains propos et développements de Wilhelm Ritter qui ne seront parfois publiés que quelques années plus tard (sur la question des arcs, par exemple). Cette fois, il se réfère explicitement à W. Ritter en plusieurs occasions.



Wilhelm Ritter
(1847-1906)

(Karl) Wilhelm **Ritter** est l'élève, puis l'assistant, de Karl Culmann. A la mort de celui-ci, en 1881, il lui succédera à l'École polytechnique de Zurich. Dans les quatre tomes de ses *Applications de la Statique Graphique* (*Anwendungen der Graphischen Statik*), il n'est pas du tout certain que Ritter apporte quelque nouveauté que ce soit aux théories graphiques développées par Culmann. Ceci est d'ailleurs tout à fait explicite dans le sous-titre de ses publications : « [...] *nach C. Culmann* »

Par contre, Ritter applique les principes à une grande variété de configurations structurales, tirant à chaque fois les conclusions qui s'imposent quant à leurs caractéristiques géométriques propres. Ritter étant un excellent pédagogue, il adopte une approche progressive et très bien illustrée des problèmes de l'ingénieur.

Les développements mathématiques qui abondent chez Culmann – et dans une moindre mesure chez Lévy – sont pratiquement bannis de ses ouvrages. Tout au long de ses quatre ouvrages sur les applications de la *statique graphique*, Ritter traite des forces à l'oeuvre dans une poutre (**Ritter [1888]**), des treillis (**Ritter [1890]**), des poutres continues (**Ritter [1900]**) et des arcs (**Ritter [1906]**).

Les illustrations tirées de son quatrième ouvrage (voir fig. 4.7 et fig. 4.8) montrent à quel point la question de l'arc est dépassée, pour aborder la question de la structure dans le cadre de la construction.

En effet, pratiquement chez tous les auteurs, l'arc est réduit à l'expression d'une courbe, éventuellement à *inertie variable* (tel qu'il est classiquement représenté pour l'étude des problèmes de la Mécanique), ayant des conditions d'extrémités qui peuvent changer, ainsi que le nombre d'articulations.

Chez Ritter, la question de l'arc devient en finale celle d'un portique épousant toutes les nécessités du principe structural de l'enveloppe d'un bâtiment.

Précédemment au cas du portique, l'arc est décliné suivant toutes les modalités de fabrication (matériau et mise en oeuvre) et en fonction de la complexité liée au nombre de ses articulations.

(Un arc *isostatique* possède trois articulations, en général une à chacune de ses extrémités et une rotule centrale à la clef de l'arc.)

Les quatre ouvrages de W. Ritter sont rédigés en allemand et ne seront traduits que vers l'italien.

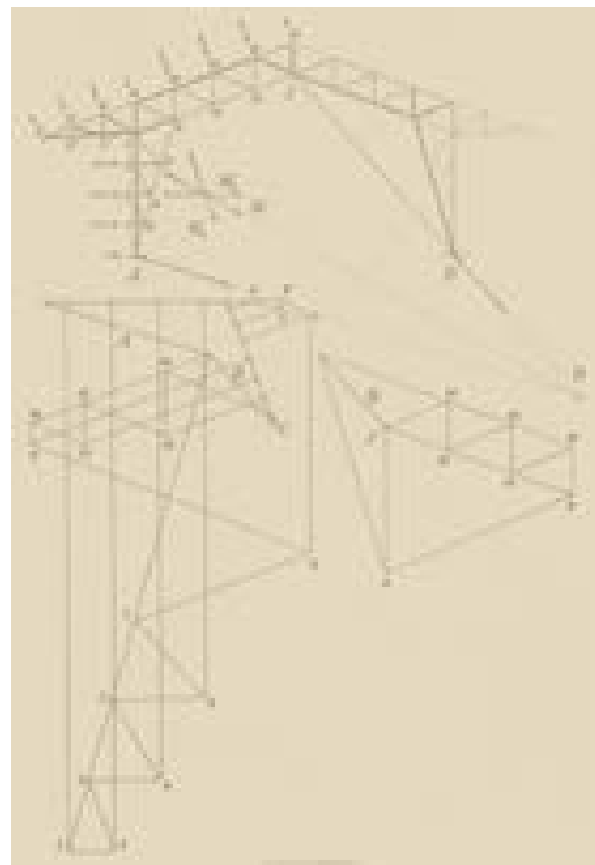


Fig. 4.7 : résolution d'un portique articulé avec débordants de toiture sous les charges dues au vent chez **Ritter [1906]**

Ritter enseigne donc ses méthodes à l'École polytechnique de Zurich (dont il prend la direction de 1887 à 1891). Le réflexe d'aborder les problèmes de l'ingénieur au travers des méthodes graphiques – « le dessin est le langage de l'ingénieur » lit-on dans l'introduction de l'ouvrage de **Culmann [1866]** – était si commun que celles-ci en seraient devenues une tradition propre à la Suisse en ingénierie structurale. L'approche contraste avec celle toute analytique de l'Allemagne (à quelques exceptions près) dans le cadre de l'analyse des structures.¹⁶

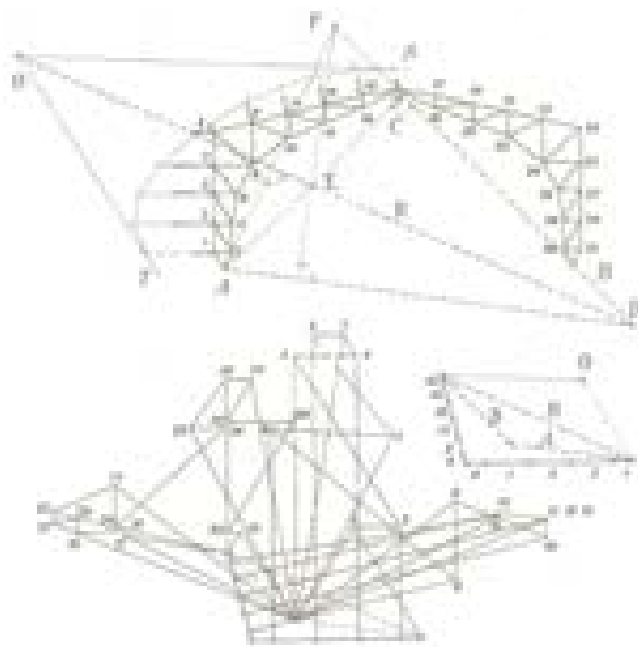


Fig. 4.8 : résolution d'un arc à trois articulations sous l'application d'une charge de vent dont le profil de charge est elliptique cher **Ritter [1906]**

C'est ainsi que, tant en France qu'en Suisse, il y a une volonté chez les défenseurs de la *statique graphique* d'en faire un outil efficace destiné à l'ingénieur. Ceci, et la réception qui est faite à ces techniques, est encore renforcé par le fait que certaines des sommités dans ce domaine font partie du corps professoral des Écoles polytechniques nationales de Suisse et de France. La *statique graphique*, comme la Mécanique des

¹⁶ **Billington [1997a]**, pp. 8-9

structures, est avant tout un outil de vérification structurale (calcul des structures). Et nous avons vu qu'elle a cette aptitude de s'appliquer à pratiquement toutes les problématiques structurales rencontrées au début du ^{xx}^{ème} siècle.



Robert Maillart
(1872-1940)

Robert Maillart suit la formation d'ingénieur en construction à l'École polytechnique de Zurich de 1889 à 1894. Il assistera ainsi aux cours donnés par Wilhelm Ritter, qu'il croisera à nouveau plus tard dans son parcours professionnel.

Maillart excelle dans les techniques graphiques. Il sera pétri des idées de l'approche structurale qui sont véhiculées à l'École polytechnique de Zurich. A l'examen des documents des *Archives Maillart*, rassemblés dans les Collections spéciales de l'École, il ne fait aucun doute qu'il a fait le choix de recourir aux techniques promues par Ritter. Ses idées dépassent cependant l'étendue des seules techniques graphiques, comme nous le verrons dans une étude plus approfondie de l'École.

A son tour, Maillart y enseignera de manière sporadique entre 1911 et 1913.

Une question fondamentale serait de juger dans quelle mesure Robert Maillart a pu être pionnier dans l'usage des méthodes graphiques pour la conception structurale. En ceci, on entendrait qu'il en est fait un usage heuristique en morphogenèse, et qui accompagne notamment le travail d'esquisse. De fait, la *statique graphique* a été développée par ses promoteurs comme un outil d'analyse structurale. On a étudié au *chapitre 2* la position de l'analyse structurale en conception : à proprement parler, une analyse structurale n'est pas un exercice de conception, mais un exercice de validation qui a un rôle à jouer en conception structurale. On y montrait comment, dans nos approches contemporaines, on entendait souvent par « conception » un exercice d'analyse structurale pour le dimensionnement sur base d'un prototype déjà figé dans une grande mesure... où par conséquent, le travail de la forme et du fonctionnement structural était éludé, voire faussé.

Donc, il s'agirait déjà de s'entendre sur ce qui peut distinguer fondamentalement analyse et conception. Lorsqu'un projet est imaginé sur base des dispositions d'une réalisation antérieure, où les principes du fonctionnement structural – ou la forme générale et ses proportions – sont déjà définis dans leurs grandes lignes, la limite de chacun de ces usages (analyse ou conception) peut sembler ténue, voire inexistante.

Un travail approfondi sur les épures des ponts à trois articulations de Maillart a permis de mettre en lumière un usage de la *statique graphique* pour la conception (voir *chapitre 6*), ce qui, jusque-là, n'avait pas été établi dans la littérature. Pouvoir révéler d'éventuels précédents – chez Koechlin, par exemple – serait d'un grand intérêt historique et scientifique. La réponse à la question des précédents nécessite la même étude minutieuse des sources originales que pour les travaux de Maillart : une analyse des originaux des épures de travail successives d'un même projet, après traitement informatique ou reproduction sur les supports adéquats, à la condition que ces documents existent. S'il n'est par conséquent pas possible de répondre à cette question sans une campagne de recherche longue et intensive, c'est là une porte ouverte à des travaux de recherche ultérieurs. Dans le stade actuel de nos recherches, il n'est pourtant pas exclu que Maillart soit le pionnier de cette forme d'usage de la *statique graphique* en conception, tant il est vrai que la méthode gagne en pertinence pour la conception des ouvrages en béton où Maillart s'illustra.

Par ailleurs, nous pouvons déduire de ce qui a précédé que la date de naissance officielle de la *statique graphique* est 1866, date de la publication du traité théorique de Karl Culmann. Cependant, l'usage des techniques graphiques pour l'analyse structurale remonte à la fin du ^{xvi}^{ème} siècle. Elles prendront leur essor, avec un succès variable, en fonction de la langue et du pays où elles sont enseignées ; en fonction également des porte-parole qu'elles y trouveront.

Grâce à leur commodité d'usage dans le cadre de la pratique d'un bureau d'étude, mais aussi de ce qu'elles se sont révélées fort adaptées aux sciences de l'ingénieur, elles ont connu un succès non démenti durant plus d'un siècle. On peut, à la manière dont l'a fait Dominique **Tournès [2003]**, examiner le nombre et l'époque des publications sur le sujet, pour se faire une idée de l'attention qui leur a été consacrée au cours du temps.

Sur un premier diagramme (*fig. 4.9*), on constate que l'âge d'or des sciences graphiques, à en juger par le nombre des publications, s'étale entre les années 1870 et 1970. De fait, les années 50 voient l'apparition des premiers ordinateurs dans les universités, et c'est l'apparition des calculatrices de poche¹⁷ qui sonne le glas des méthodes graphiques, au profit des méthodes algébriques.



Fig. 4.9 : études statistiques portant sur la publication de 622 ouvrages traitant des méthodes graphiques in Dominique **Tournès [2003]**, répartition par décennie

De la seconde analyse (*fig. 4.10*), on constate d'une part que sur la décennie qui s'étale de 1860 à 1969, parmi les dix ouvrages publiés, quatre traitent d'intégration graphique, vraisemblablement dans une perspective d'usage des méthodes analytiques ; quatre traitent de calculs graphique en général ; et un de l'usage des tables de calcul ; le dernier des dix étant l'ouvrage de Culmann. (Chronologiquement, il s'inscrit dans le mouvement d'ensemble puisqu'il paraît au milieu de la série des dix ouvrages). On constate également que Culmann s'inscrit dans un mouvement d'ensemble, intéressé par le calcul graphique sous toutes ses formes, qui naît des années 1840, ce que nous avons déjà relevé dans l'historique de ces méthodes. C'est également une décennie plus tôt qu'apparaissent les publications sur l'intégration graphique, ce qui témoigne d'une certaine ébullition autour du développement des sciences mathématiques (la *Statique*, branche de la *Physique*, est ici considérée, comme chez certains auteurs, en tant que branche – appliquée – des mathématiques).

D'autre part, on constate que l'utilisation de la *statique graphique* va de pair avec un intérêt marqué pour la *nomographie* (science des abaques graphiques) et les méthodes graphiques en général.

¹⁷ (brevet de Texas Instrument en 1970, première calculatrice de poche : HP35 en 1972)

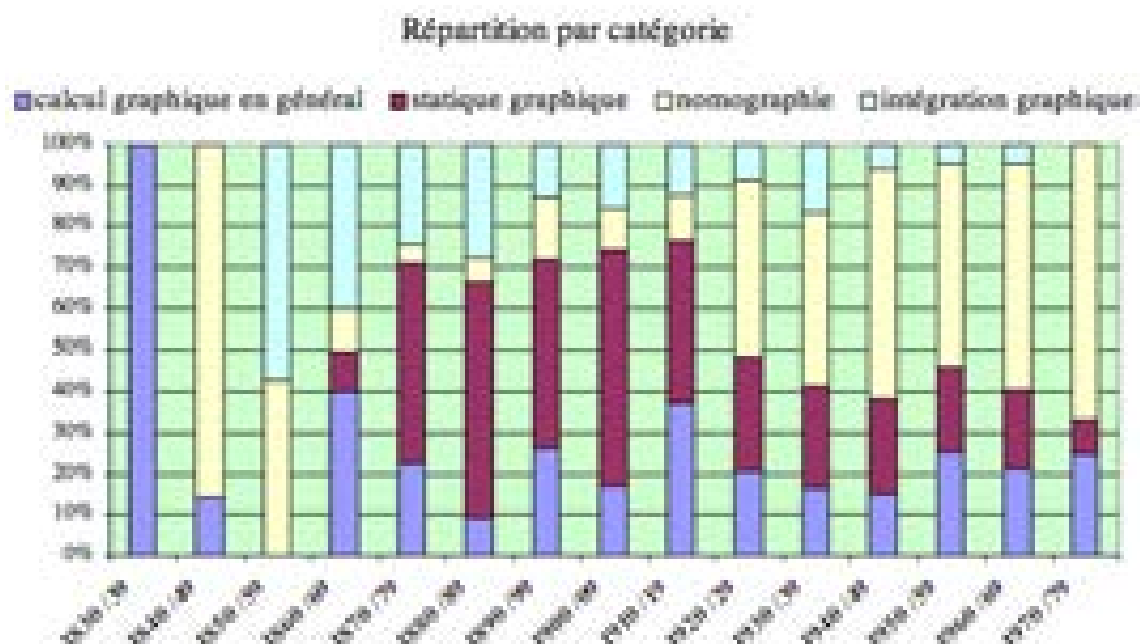


Fig. 4.10 : études statistiques portant sur la publication de 622 ouvrages traitant des méthodes graphiques in Dominique **Tournès** [2003], répartition par catégorie

De fait, l'utilisation des méthodes graphiques, même si elles suffisent à faire toutes les opérations mathématiques (sommations, produits, élévations aux puissances ou calcul des racines), peuvent être positivement relayées pour les opérations les plus courantes par des tables de calcul plus rapides et directes. De plus, l'effort n'est pas placé en continu sur la *statique graphique* ; il se déplace au cours du temps vers la science de la *nomographie*, celle-ci pouvant concerner les calculs algébriques, mais aussi toute forme de calcul préalable sur les objets d'étude de l'ingénieur (poutres, armatures, tuyauteries, calculs balistiques, etc.). De la manière expéditive dont la calculatrice de poche a balayé l'usage des autres méthodes graphiques, on ne peut cependant pas conclure au manque d'outils véritablement adaptés au calcul. Un autre outil – qui entretient des relations privilégiées avec le calcul graphique et la nomographie – était apte à alléger le travail de calcul de l'ingénieur : il s'agit de la règle à calcul. Celle-ci a connu autant de variantes qu'il peut y avoir d'opération de calcul à mener.

L'origine des règles à calcul remonte aussi loin que celle des bâtons de John **Napier**, dit Neper (1617, sorte de table de multiplication dont les colonnes sont mobiles), voire des bâtonnets gradués utilisés en Chine ; mais les bases théoriques qui en fondent l'usage sont déjà décrites chez **Culmann** [1880] : elles utilisent les logarithmes pour substituer l'addition à toutes les opérations de multiplication.

De fait, la véritable difficulté mathématique que rencontrent les ingénieurs, est la complexité qui naît de la continuité rigide entre les éléments de la structure ou de la mise en oeuvre de barres surnuméraires (*hyperstaticité*).

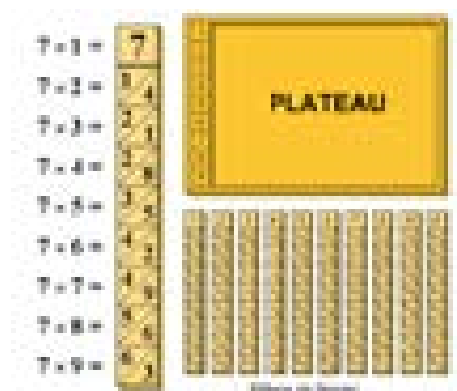


Fig. 4.11 : bâtons de John Napier dit Neper – source : http://fr.wikipedia.org/wiki/B%C3%A2tons_de_Napier [en ligne]

Il serait certes logique, dans ce contexte, de recourir uniquement à des structures simples. C'est ce qui s'est régulièrement produit au cours de l'histoire de l'ingénierie structurale mais, d'une part, cela a pour conséquence de limiter singulièrement les solutions structurales à leurs modalités les plus élémentaires (celles qui sont décrites dans des tables pré-calculées, par exemple), et d'autre part, certains matériaux comme le béton armé s'accommodent mal de la réalisation d'articulations. Ajoutons que l'*hyperstaticité* structurale peut avoir pour intérêt d'améliorer le comportement ou la résistance de certains ouvrages, tout comme d'avoir le défaut d'en pénaliser d'autres aspects.

Cependant, dans le contexte de la pratique de Maillart, qui recourt, tant au béton armé comme matériau de construction, qu'aux interactions complexes entre composants d'un même ensemble structural, la question de l'aptitude à résoudre tout problème hyperstatique se pose fatalement. Un élément de méthode fondamental réside dans l'adaptation nécessaire du concept d'*hyperstaticité*, au contexte structural propre de l'ouvrage en cours d'étude. Cette question a déjà été abordée, et le sera à nouveau dans les chapitres suivants.

Mais dans le contexte des sciences graphiques, il est important de mesurer précisément dans quelle mesure l'outil graphique (ou analytique, comme ce sera développé plus loin), est apte à répondre de manière appropriée aux cas classiques de la *Résistance des Matériaux*.

Nous avons vu que la *statique graphique* est en mesure d'apporter des réponses satisfaisantes pour le calcul des poutres continues et pour les arcs sans articulation, solidaires de leurs appuis.

Qu'en est-il des ossatures et de tous systèmes de cadres rigides, soit qu'ils permettent de composer un ensemble continu de cadres complexes appuyés sur le sol, soit qu'ils composent les entités élémentaires (ou *panneaux*) d'un élément de structure complexe tel que la *poutre Vierendeel* ?

L'étude de la Mécanique des structures montre qu'il faut obligatoirement avoir recours à l'intégration des déformations normales ou des courbures des éléments contigus, pour garantir la condition de compatibilité des déformations. Chez Otto Mohr, la méthode graphique consiste à appliquer à la structure des forces fictives qui représentent la quantité M/EI (la courbure de l'élément).

L'intégration graphique est aisée puisqu'elle se réduit au calcul d'une surface : ces forces fictives sont estimées en tant qu'aire de la zone située sous la courbe d'un *polygone funiculaire* (qui représente le moment de flexion) prise pour le cas *isostatique* de référence.

Ces forces sont par la suite équilibrées par analyse graphique, tout en recourant simultanément à des constructions géométriques qui se justifient par l'application du Théorème des trois moments. La méthode permet ainsi la résolution de toute configuration structurale de complexité modérée.

Les limites de la méthode graphique sont rencontrées sitôt que la complexité de la construction graphique croît de manière trop importante, en même temps que la complexité de la structure. La difficulté est semblable pour les méthodes analytiques qui ont pour leur part à gérer un nombre important d'équations simultanées.

Bien que le *cadre* soit une forme particulière de *portique* – le portique étant un arc dont les segments sont très éloignés de la *ligne des pressions* – il ne semble pas que l'on puisse trouver quelque référence explicite que ce soit d'une étude graphique de celui-ci, dont on ne se souciera de fait que plusieurs décennies plus tard.

Il n'y a pas, par conséquent, à ma connaissance, d'application de la *statique graphique* aux ossatures, constituées de portiques continus solidaires, ni aux poutres *Vierendeel* dont la longueur est constituée d'une succession de cadres continus.

Le mythe veut que les systèmes hautement hyperstatiques ne puissent être étudiés que par voie analytique. Il n'y aurait donc pas de méthode graphique adaptée à la résolution complète des structures les plus complexes imaginées par Maillart au cours de sa pratique, comme le hangar de Chiasso (voir *fig. 4.12*).

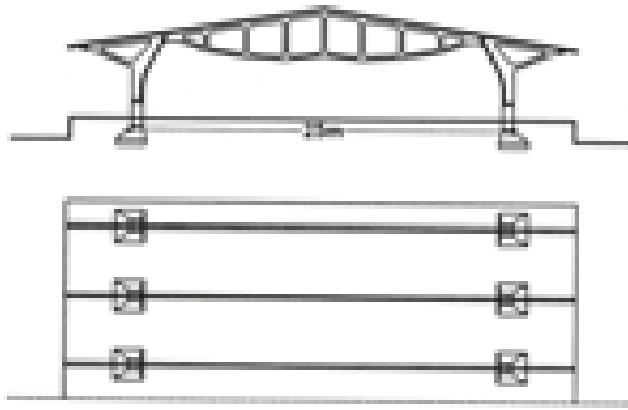


Fig. 4.12 : halle couverte des entrepôts des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart, 1924. Échelle 1/500^{ème} – dessin de l’auteur

Il est certain, cependant, qu’une troisième difficulté, dans la pratique du métier d’ingénieur en structures, naît de l’écart inévitable entre le comportement physique et concret de l’objet de son étude, d’avec la méthode théorique et abstraite nécessaire à en faire le calcul.

C’est précisément pour cette raison que la *statique graphique* a connu un succès aussi durable : le résultat du calcul est une construction géométrique fort semblable à la géométrie de la structure.

Le résultat du calcul devient de ce fait concret – pour ainsi dire palpable – développant ainsi le sens intuitif du fonctionnement structural de l’objet étudié.

4.3 IDÉES MOTRICES DE L'ENSEIGNEMENT À L'ETH AU TOURNANT DU XIX^{ÈME} SIÈCLE

L'ingénieur Robert Maillart, sur les travaux duquel nous nous appuierons pour nos études de cas, étudie le génie civil à l'École Polytechnique de Zurich (ETH).

Afin de comprendre son approche des structures et son parcours professionnel, il convient de se pencher sur le contexte et le contenu de son apprentissage, mais aussi sur les personnes qui ont éclairé et balisé ce parcours.

Wilhelm Ritter était alors professeur à l'ETH de Zurich, succédant lui-même à Karl Culmann, déjà professeur en poste à l'époque de la publication de *Die graphische Statik*. L'ETH est alors l'École d'ingénieurs la plus renommée de Suisse et d'une bonne partie de l'Europe.

L'ETH (*Eidgenössische Technische Hochschule*) de Zurich est un institut polytechnique fondé en 1855. Il compte alors cinq départements : l'architecture, la construction (génie civil), la mécanique de l'ingénieur, l'ingénierie chimique et forestière¹⁸). Comme dans d'autres universités, l'architecture est y abordée par le biais de la formation d'ingénieur.

Dès les débuts de l'Ecole suisse, Gottfried **Semper** et Karl **Culmann** y officient. Ils comptent parmi les professeurs les plus influents dans leur domaine au milieu du XIX^{ème} siècle en Europe.¹⁹



Fig. 4.13 : École polytechnique de Zurich (ETH – Eidgenössische Technische Hochschule) – photo de l'auteur

A l'époque où Maillart fréquente l'École polytechnique – il en sort diplômé en 1894 à l'âge de 22 ans²⁰ – ces deux enseignants ont passé le relais à leurs successeurs respectifs. Cependant, l'École reste encore profondément empreinte de leurs enseignements, qui forgèrent l'esprit de l'institut.

C'est assez naturellement que l'influence de leurs idées marqua le jeune Maillart.

Semper y a défendu vigoureusement l'approche « rationnelle » (structurale) de l'architecture ; nous sommes encore, à cette époque, pleinement sous l'influence des idées de l'Académie et ceci encore pour un moment. Maillart a visiblement adopté les idées de Semper, comme en témoignent ses travaux, puisqu'il conservera jusqu'à la fin de sa vie les notes qu'il a prises au cours du successeur de celui-ci, Benjamin **Recordon**.²¹

18 Billington [1979], p. 5

19 Ibid., p. 4

20 Ibid., p. 8

21 Ibid., p. 6

Culmann, nous l'avons vu, met au point la *statique graphique*, méthode graphique d'analyse des structures. Mais l'apport de Culmann, et de son successeur – Wilhelm Ritter – dès 1881, dépasse de loin le développement d'une méthode d'analyse, fut-elle graphique, sensible et taillée sur mesure pour l'analyse structurale par l'ingénieur.

Karl Culmann a étudié les méthodes graphiques auprès du Français Jean-Victor **Poncelet** à l'Ecole d'application du génie civil et d'artillerie à Metz, puis obtient un diplôme d'ingénieur à l'Institut Polytechnique de Karlsruhe en 1841²². Chez Poncelet, les méthodes de la future *statique graphique*, avant d'être un corpus théorique, sont d'abord des applications des règles de l'équilibre vectoriel, à l'aide de la *graphique*, aux problèmes de l'ingénierie structurale.

Son diplôme en poche, Culmann travaille ensuite pour les chemins de fer nationaux, où il se découvre une passion pour les ponts contemporains.

En 1849, il entreprend un voyage d'étude de deux ans, en Grande Bretagne et aux États-Unis, où il pourra visiter bon nombre d'ouvrages à la pointe du progrès technique de l'époque. De cette expérience, il rédigera en 1851 et 1852 deux rapports²³, publiés dans le *Allgemeine Bauzeitung*, qui feront longtemps référence.²⁴

En 1866, Karl Culmann publie *Die Graphische Statik*, ouvrage fondateur de la *statique graphique* en tant que théorie, consistante et aboutie, de l'analyse statique des ouvrages par des moyens graphiques.

Son ouvrage constitue entre autres un recueil méthodique de procédures graphiques et analytiques utiles pour l'analyse des structures.

L'ouvrage traite d'abord d'une manière générale des outils de nature graphique : le calcul graphique en substitut des opérations algébriques élémentaires, les *règles à calcul* et les opérations graphiques de calcul sur les surfaces et les volumes. Il aborde ensuite les opérations vectorielles : composition et décomposition des forces, *polygones des forces* et *polygones funiculaires*, ainsi que leurs propriétés. Suit le calcul par la *graphique* des propriétés mécaniques des êtres géométriques : centre de gravité, inerties,... Enfin, il aborde les éléments de la Théorie de l'élasticité. Cette dernière partie, à la fois analytique et graphique, s'intéresse entre autres aux éléments de structure que sont les arcs et les poutres.

L'ouvrage décrit donc un outil d'analyse, graphique et hybride. L'objectif avoué de l'auteur est de rendre palpable (au moyen de procédures graphiques) l'approche de la Statique habituellement abordée par des développements analytiques, trop abstraits à son goût, mais dont il n' imagine pas pouvoir se passer. Il complète d'ailleurs sa seconde édition essentiellement par des solutions analytiques.

Dans la préface à l'édition française, Culmann salue l'importance des travaux de **Cremona**, qu'il considère comme son successeur dans ces matières, ainsi que des travaux de Léon-Louis **Lalanne**, inventeur des tables logarithmiques, qui annoncent la nomographie et les tables de calcul construites sur des échelles logarithmiques.

En rejoignant David **Billington** [1997a] dans ses observations, la personne de Karl Culmann rassemble ainsi des compétences multiples, mais toutes fondamentales pour le métier de l'ingénieur. Il s'agit d'abord d'une expérience directe de la pratique du métier, que ce soit lors de ses premières années d'expérience auprès des

22 **Billington** [1997a], p. 7 .

23 **Culmann** [1851] : *Der Bau der Holzernen Brücken in den Vereinigten Staate von Nordamerika* ;

Culmann [1852] : *Der Bau der eisernen Brücken in England und Amerika*

24 **Billington** [1997a], p. 8

chemins de fer nationaux (c'est la grande époque de la construction ferroviaire en Suisse et les constructions de ponts sont nombreuses), ou par les deux années de voyage qu'il a consacrées à l'étude des ponts.

Il se construit ensuite un regard international sur la profession, lors de ses voyages en Grande-Bretagne et en Amérique, mais également grâce à sa formation d'ingénieur en France et en Allemagne.

Il joint enfin à ses compétences une approche essentiellement visuelle du métier, grâce à la connaissance de la géométrie et des méthodes graphiques.

Sa vision de l'ingénierie, des affirmations telles que « le dessin est le langage de l'ingénieur » et « une réflexion basée sur la géométrie permet une vue de la chose elle-même ; pour cette raison, c'est la méthode la plus naturelle, alors que, malgré toute l'élégance de la méthode analytique, le sujet s'y cache derrière des symboles peu familiers »²⁵ témoignent de l'état d'esprit qui marqua profondément les débuts de l'enseignement à l'ETH. Et donc des méthodes structurales de Robert Maillart.

Cette approche contraste vigoureusement avec celle des enseignants phares de l'époque, dont les démarches étaient davantage axées sur les développements analytiques, notamment en Allemagne, où les spécialistes ont longtemps donné le ton en ingénierie structurale.²⁶

Dans la préface de la seconde édition de son ouvrage en 1880, Culmann annonce la publication future d'un second volume qu'il pense consacrer à « une série d'applications aux poutres, aux frameworks, aux arcs, et aux murs de soutènement ».²⁷

La première partie de ce nouvel ouvrage – un volume à part entière – ne paraîtra qu'en 1888 (*Anwendungen der graphischen Statik : Applications de la statique graphique*), mais sera signé de la main de son ancien élève et successeur à l'ETH, (Karl) Wilhelm Ritter ; la mort de Culmann en 1881 ayant interrompu ses travaux.

Ils ont cependant été tous deux pris de vitesse par les travaux de **Lévy [1874], [1886-1888]**, en France, qui aborde l'intégralité de ces domaines appliqués de la *statique graphique* et, pour les poutres- et les fermes-treillis seulement, par l'Italien **Cremona [1872]** et l'Anglais **Bow [1873]**.

En 1881, (Karl) Wilhelm **Ritter** (1847 - 1906) est appelé à l'ETH pour prendre la succession de Karl Culmann. Ritter, qui avait été le meilleur étudiant de Culmann, l'assistera pendant quatre ans avant d'être nommé professeur d'ingénierie structurale en 1873 à Riga (Lettonie) à l'âge de 26 ans.²⁸

De retour à l'ETH, il suit alors, dans son enseignement, la voie tracée par Culmann et se fait l'ardent porte-parole de ses idées. Il est nommé directeur de l'ETH de 1887 à 1891, période durant laquelle il marque l'institut de la vision qu'il se faisait du métier d'ingénieur.

Mais en 1905, il se voit contraint, par des ennuis de santé persistants, à prendre une retraite anticipée.²⁹

Lorsqu'il était encore étudiant, **Ritter** aurait reformulé avec clarté les idées et les formulations scientifiques reçues de ses professeurs, de manière à mieux en révéler le potentiel en conception structurale³⁰. Etant assistant de Culmann à l'ETH, il en ré-expose les propos de manière à rendre accessibles aux étudiants les discours inspirés, mais parfois décousus, de son maître à penser³¹. Plus tard, il est appelé à y donner des conférences et à y enseigner ; il publie des rapports d'expertise officiels sur des ouvrages de structure et est fréquemment appelé comme consultant.

25 traduction de l'auteur, à partir d'une première traduction en anglais

26 **Billington [1997a]**, pp. 8-9

27 **Culman [1880]**, p. xii

28 Ibidem

29 **Billington [1979]**, p. 127

30 **Billington [1997a]**, pp. 8-9

31 Ibidem

Sur le plan académique, il poursuit les travaux de Culmann sur la Statique et, comme lui, publie des analyses de réalisations construites, sélectionnées et collectées lors de ses propres voyages.

Ces publications sont critiques, tant sur le terrain de la technique que sur celui de l'esthétique. Malgré un caractère affable, il n'hésite pas à qualifier d'« insipide »³² toute structure par trop axée lors de sa conception sur les seuls critères immédiatement fonctionnels.

Dans ses rapports de voyage, **Ritter** consacre un tiers de l'analyse à la reproduction de détails : joints, assemblages, rivets, etc. Ce qui permet au lecteur d'appréhender concrètement la manière dont ces ouvrages ont été pensés et construits.

Chaque détail reproduit est analysé de manière critique, tant sur sa valeur technique que sur la qualité de son aspect ; la critique étant extrêmement sévère s'il juge ces critères négligés sur un point ou sur un autre.

Brillant pédagogue et analyste, Wilhelm **Ritter** a eut une grande influence sur toute une génération d'ingénieurs de projet suisses³³. Parmi ceux-ci, Robert **Maillart** (1872-1940) et Othman **Ammann** (1879-1965), deux des plus grands concepteurs de ponts du ^{xx}^{ème} siècle : ce dernier utilisant l'acier pour la réalisation de ponts suspendus alors que Maillart a magnifié l'usage du béton armé.

L'influence de Ritter sur l'apprentissage de Maillart est manifeste par ses annotations sur les supports de cours de son professeur, qu'il conservera également jusqu'à la fin de sa carrière.³⁴

De fait, certaines idées de **Ritter**, comme sa théorie appliquée aux ponts suspendus, seront capitales pour les explorations formelles de Robert Maillart.

Mais l'influence et l'expérience de **Ritter** marqueront de surcroît la carrière de Robert Maillart à un autre niveau : comme il était requis par les usages de l'époque, en Suisse, les membres du monde académique se voyaient fréquemment appelés comme consultants, par les autorités locales, pour avaliser la construction de grands ouvrages de génie civil que l'on y édifiait alors.

C'est le choix de Ritter qui, par ses avis officiels motivés, allait autoriser Maillart à construire ses premiers ouvrages innovants en structure.

A comparer le cursus de l'ETH en 1890 avec celui, postérieur d'un siècle, d'une école d'ingénieur en construction, **Maillart** a été instruit dans des matières sensiblement identiques à celles de nos années '90, à quelques différences près.

Sa formation comprend des cours de mathématiques, de dessin, de mécanique des machines, de ponts, de théorie des structures, de *calcul différentiel (analyse infinitésimale)* et de *géométrie descriptive*. C'est dans ces deux dernières matières qu'il aurait été le plus à l'aise, à en juger par les notes obtenues aux examens.³⁵ Ce cursus ne comportait cependant pas de cours traitant du *béton armé* – alors un matériau tout nouveau – ni d'*analyse des structures statiquement indéterminées*, les deux domaines où il aura une approche novatrice en conception structurale.³⁶

L'enseignement prodigué à l'ETH était ainsi beaucoup plus axé sur le visuel que dans les autres écoles polytechniques du milieu du ^{xx}^{ème} siècle, et c'était de toute évidence encore le cas pour les années de classe de Maillart. L'enseignement de la conception et de l'analyse des structures y est abordé de préférence au moyen d'études de cas et d'ouvrages de structures réalisés.

Les enseignants, qui forgèrent l'esprit de l'Institut suisse en matière de formation des ingénieurs en construction, se sont appesantis sur la nécessité pour ces derniers de se soucier de la bonne esthétique de

32 **Ritter [1895]**, voir **Billington [1997a]**, pp. 10, 246

33 **Billington [1980]**

34 **Billington [1997a]**, p. 7

35 **Billington [1979]**, p. 5

36 *Ibid.*, p. 8

leurs propres structures. L'accent y était mis sur la vérité structurale et sur la nécessité de se départir d'une reproduction aveugle des formes du passé (à contre-courant des dérives académiques, usant et abusant de la pierre, trop souvent rapportée sur une structure de nature différente).

La méthode d'analyse alors préconisée à l'ETH était d'abord la méthode graphique, bien avant celle analytique, à tel point que la méthode graphique en devint une tradition propre à la Suisse³⁷.

Parmi les enseignants de l'ETH, Karl **Culmann**, Wilhelm **Ritter** et Mirko **Roš** étaient des personnalités entretenant des rapports étroits avec la pratique. Cette intimité avec le monde de la construction les a inévitablement menés à une approche de la conception structurale à la fois vivante et empreinte de pragmatisme.

D'autres ingénieurs, enseignants à l'ETH, marcheront dans les traces de Culmann : Emil **Mörsh** (entre 1904 et 1908), à qui l'on doit l'analogie du treillis pour le calcul des poutres en béton armé à l'effort tranchant, Robert **Maillart** (entre 1911 et 1915) et Mirko **Ros** (dès 1925) qui mena de nombreux essais de charges sur des ouvrages de franchissement en Suisse.

Cependant, la teneur des enseignements à l'ETH reste d'abord une affaire de personnalité chez l'enseignant. Avec des personnalités comme François **Schüle** (1860 - 1925)³⁸, Arthur **Rohn** (1878 - 1956)³⁹, ou Max **Ritter** (1884 - 1946)⁴⁰ donnant le ton en analyse structurale à l'ETH – organisme accréditant des ouvrages de structure en Suisse – Maillart rencontrera bien des difficultés pour construire des ouvrages de prime pureté structurale.

Ces bons théoriciens, retranchés de la réalité constructive, ont fermement défendu les méthodes du calcul analytique détaillé, pour appréhender le comportement structural des ouvrages. Il encouragèrent de la sorte des approches opposées, à l'un ou l'autre titre, aux idées motrices de l'enseignement de l'ETH à l'époque de W. Ritter.

Tantôt ce fut en poussant la complexification mathématique de l'étude structurale jusqu'au ridicule, de surcroît inexacte – à l'exclusion de toute autre méthode, bercés en cela par la promesse illusoire d'un résultat parfaitement correct. Tantôt ce fut en promouvant un académisme rétrograde dans les formes architecturales, qui dispense de tout effort de réflexion sur la pertinence et l'adéquation du comportement structural et des caractéristiques formelles au problème posé.

Robert **Maillart**, indomptable dans ses convictions et porté par son expérience personnelle de la construction s'inscrit, lorsqu'il enseigne, dans la continuité de pensée de ses précepteurs.

C'est assez naturellement qu'il s'est également posé en défenseur des idées qu'il a si bien su exploiter dans le cadre de sa pratique, fut-ce au prix d'une lutte acharnée contre les pontes de l'époque sombre de l'ETH.

Fut-ce aussi *a contrario* des idées que ces derniers tenaient au goût du jour, et qui étaient le joug imposé aux entreprises de construction pour garantir leur carnet de commande.

Ce n'est que par son implication dans la rédaction du Code de calcul suisse, dans sa version de 1909, attirant sur lui l'attention des membres académiques les plus éclairés, qu'il est invité en 1911 à l'ETH en tant que conférencier pour instruire les étudiants des questions liées au béton armé⁴¹. Maillart y officiera quatre années durant, avec une charge croissante.

37 **Billington [1997a]**, note 4, p. 258

38 Ibid., p. 75

39 Ibid., p. 103

40 Ibid., p. 76

41 **Billington [1997a]**, p.76

Son approche de l'enseignement colle de près aux cas de figure classiquement rencontrés dans la pratique par l'ingénieur en construction.

Il s'appuie régulièrement sur des exemples concrets, le plus souvent issus de ses propres travaux. C'est assez naturellement qu'il y intègre aussi les résultats de ses propres investigations.



Fig. 4.14 : notes prises au cours de Robert Maillart : la torsion y est abordée à l'aide d'un cas concret.
Source : archives ETH, in **Billington [1997a]**, p. 76.

Lorsque Maillart accepte d'être chargé de cours à l'ETH, il y a donc deux manières d'enseigner l'étude du comportement des structures : celle du professeur, avec le développement de méthodes mathématiques, et celle de l'ingénieur praticien. Ce dernier s'encombre rarement de la lourdeur du formalisme et des approches des théoriciens.

De plus, à cette époque où des pans entiers de la théorie mathématique étaient encore faux, il était capital pour la pratique structurale de pouvoir appréhender le comportement d'ensemble d'une structure avant d'en aborder le calcul, quelle que soit la méthode employée. Il semble que bien des professeurs-analystes n'aient pas pris cette précaution ; nous verrons que cette manière de faire, pourtant, est au cœur de la démarche de conception de Robert Maillart.

Maillart invite donc ses étudiants à l'imiter dans ses méthodes et les encourage à se mesurer continuellement avec les problèmes concrets et pratiques du métier de l'ingénieur.

En résumé, la formation proposée par l'École polytechnique de Zurich (ETH), à l'époque où Maillart y est formé, se veut investie davantage de l'art de l'ingénierie structurale plutôt que de l'approche scientifique de l'*analyse*, au sens mathématique. Wilhelm **Ritter**, à la suite de Karl **Culmann**, y enseigne la *statique graphique* et passe en revue nombre de réalisations remarquables de l'ingénierie structurale ; il en porte l'étude et la critique, tant sur le plan du détail technique, que de l'aspect général. Sur ce point, il souligne la nécessité pour l'ingénieur de se préoccuper lui-même de la qualité esthétique de ses réalisations structurales. Ces enseignants sont au fait des réalités pratiques de la construction.

A cette époque, les applications de la *statique graphique* ont été portées à chacun des champs d'intérêt des sciences de l'ingénieur. Même s'il s'agit d'une méthode d'analyse structurale, la technique, comme nous le verrons plus loin, a potentiellement la qualité de servir d'auxiliaire dans un processus de conception structurale.

A côté de cela, les enseignants en architecture, succédant à Gottfried **Semper**, réitérèrent les principes d'une architecture « rationnelle » plutôt que formelle. On est alors sur les traces de l'architecte **Viollet-le-Duc** (1814 - 1879) qui promeut la vérité constructive et, par conséquent, structurale.

5. ROBERT MAILLART

TABLE DU CHAPITRE

5.1 PRÉSENTATION ET CONTEXTE

5.1.1 BIOGRAPHIE SUCCINCTE

5.1.2 LE BÉTON ARMÉ, MATÉRIAU DE PRÉDILECTION

5.2 LES MODÈLES STRUCTURAUX

5.2.1 LES ARCS

5.2.2 LES POUTRES CONTINUES

5.2.3 LES DALLES-CHAMPIGNONS

5.3 RÉSUMÉ [LIGNE DU TEMPS]

5.1 PRÉSENTATION ET CONTEXTE

5.1.1 Biographie succincte

Robert Maillart est né le 6 février 1872 à Berne, ville située un peu à l'ouest du centre de la Suisse. Né d'un père belge et d'une mère suisse-allemande, Robert Maillart est le cinquième des six enfants de la famille. Issu d'un milieu franco-germanique aisé, il devient citoyen suisse en 1886.

Doué en mathématiques, en dessin technique et à main levée, Robert Maillart entre à l'École polytechnique fédérale de Zurich (ETH) en 1890. Il en sort avec le diplôme d'ingénieur civil en construction en 1894.¹

Maillart débute ensuite une carrière professionnelle longue de 46 ans, que l'on peut résumer comme suit.²

De 1894 à 1897, il est employé chez Pümpin & Herzog pour lequel il étudie des petits ouvrages et s'occupe de la mise en place de lignes ferroviaires.

De 1897 à 1899, il travaille pour le Génie civil municipal de Zurich, pour lequel il conçoit le pont Stauffacher.

De 1899 à 1901, il est employé par les entreprises Proté & Westerman. Il conçoit pour leur compte le pont de Zuoz (1901), le premier pont de l'histoire en arc à trois articulations en caisson de béton armé, le « système Maillart », pour lequel il fait la demande du brevet n° 25712 en février 1902.³

En 1902, il s'établit à son compte comme associé des Entreprises Maillart & Cie à Zurich – qui est une entreprise de construction – pour poursuivre définitivement une carrière à son propre compte jusqu'à ses derniers jours. Celle-ci l'emmène en Russie en 1902 ; il en revient ruiné par la Révolution en tout début de l'année 1919. Il ouvre alors un bureau d'ingénieur à Genève ; c'est le début de la grande époque de ses travaux de maturité. En 1924, il ouvre à Berne et à Zurich des succursales régionales de son bureau d'étude (actuellement Tremblat à Genève ; Bernet & Weyenroth à Berne).

En 1937, il est fait membre d'honneur – fait inédit à l'époque pour un ingénieur – du *Royal Institut of British Architects* (RIBA), en même temps que le Français Eugène **Freyssinet** (inventeur de la précontrainte et de la rotule en béton armé), puis il est nommé unique membre d'honneur de la section du génie civil de la Société des ingénieurs et architectes suisses (SIA) en 1940⁴. Maillart décède quelques mois plus tard, à Genève, le 5 avril 1940, à l'âge de 68 ans.

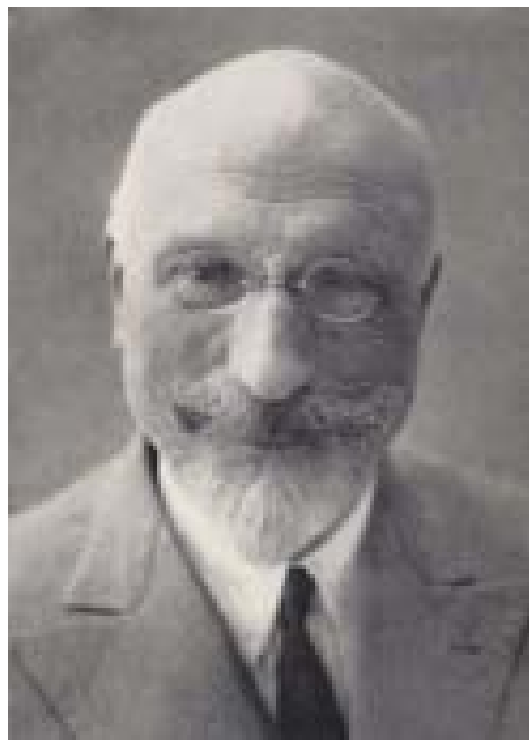


Fig. 5.1 : Robert Maillart in *Bill* [1955], p. 13

1 **Billington** [1997a], pp. 3-10

2 **Bill** [1955], p. 12

3 **Billington** [1997a], p.28 et note 11, p. 250

4 *Ibid.* pp. 217, 243

La reconnaissance de Maillart, en tant qu'ingénieur d'exception, a été lente et laborieuse. A cause de ses propres méthodes de calcul et de conception – précisément les méthodes qui lui ont permis d'imaginer les ouvrages si remarquables quant à leur pertinence formelle et structurale – il s'est attiré l'opposition farouche des maîtres à penser des Sciences de l'ingénieur en Suisse.

D'après Ernst **Stettler**, le principal collaborateur de Robert Maillart à l'époque de la construction du Salginatobel, son plus grand pont en béton armé, certains de ceux-ci avaient qualifié Maillart du sobriquet de « *Tanzboden Ingenieur* »⁵ en référence à ses méthodes d'analyse – apparemment trop simplifiées pour être sérieuses – utilisées pour la conception de ses ouvrages.⁶

Les travaux de Maillart n'étaient reconnus que par un cénacle d'ingénieurs de terrain, informés de ses travaux par les publications spécialisées du *Schweizerische Bauzeitung*, cénacle qui comptait à sa meilleure époque quelques professeurs de l'ETH ; et parmi ceux-ci Wilhelm Ritter et Mirko Roš. L'invitation qui fut adressée à Maillart de participer à la rédaction d'un code de calcul suisse dédié au calcul du béton armé (en 1902 et 1905) contribua à développer sa notoriété.

La notoriété internationale de Maillart, mis à part la reconnaissance honorifique de la RIBA, viendra essentiellement à titre posthume, grâce aux publications de ses deux compatriotes : Sigfried **Giedion** et Max **Bill**. Le premier, critique et historien, publie son premier article sur Robert Maillart en 1930⁷. C'est son ouvrage *Space, Time, Architecture*⁸ publié en 1941 qui fait (re)connaître Robert Maillart comme acteur de premier plan pour le développement de formes inédites, quant à leur efficacité et leur modernité, dans le matériau encore neuf qu'était alors le béton armé.

Quant à l'artiste et écrivain Max **Bill**, il publie le célèbre *Robert Maillart, Ponts et Constructions*⁹ dans une édition trilingue en 1949, ouvrage qui connaîtra trois éditions successives, et où sont reproduits les plans des principaux ouvrages de Robert Maillart, ainsi que quelques-uns de ses écrits, publiés de son vivant.

Si on connaît surtout Maillart pour la grande qualité plastique de ses réalisations les plus emblématiques, on lui doit également quelques développements théoriques et concepts bien en avance sur leur temps.

Maillart est l'inventeur du *caisson* en béton armé et de l'articulation en béton armé dans sa forme moderne ; il est à l'origine de la manière contemporaine de réaliser par gunitage les parois des tunnels creusés au travers de massifs rocheux ; il se réapproprie, pour la séquence d'exécution de ses ouvrages en béton armé, l'antique technique romaine de la construction des voûtes par anneaux successifs ; il réalise la première analyse théorique correcte de la coque cylindrique ; il semble être le premier à suggérer une construction segmentale pour un ouvrage en béton armé par assemblage de caissons préfabriqués ; enfin, il est le découvreur du concept théorique de *centre de cisaillement*.¹⁰

Mais le plus grand mérite de Maillart est d'avoir produit des oeuvres réellement représentatives de l'art de la conception structurale. Toutes ses œuvres sont le fruit d'une synthèse extrêmement savante d'éléments et concepts pour la plupart déjà disponibles. Ce faisant, il fait étalage d'une originalité remarquable et d'un sens aiguisé de l'à-propos en conception structurale.

Pour s'en convaincre, examinons l'état des connaissances à la fin des années 1890, sur son matériau de prédilection, et les concepts structuraux qu'il lui appliquera.

5 ingénieur de kermesse, littéralement : « de piste de danse »

6 **Billington** [1973], p. 1527

7 **Billington** [1997a], p. 156

8 **Giedion** [1941]

9 **Bill** [1955] (seconde édition)

10 **Billington** [1979], [1997a], **Timoshenko** [1953]

5.1.2 Le béton armé, matériau de prédilection

Le béton armé, au tournant du XIX^{ème} siècle, est toujours un matériau nouveau quant à son emploi pour la structure de bâtiments ou d'ouvrages d'art. Bien que l'origine du béton remonte à l'*opus caementicium* romain et qu'on retrouve des traces d'un tel matériau sur le site de *Yiftah El*, en Galilée, vers l'an ~ 7000¹¹, le béton armé, en tant que matériau aux propriétés nouvelles, n'apparaît que lorsqu'il est associé au fer. De plus, il aura préalablement fallu faire évoluer la formulation du liant qui n'est, à l'époque romaine, qu'un mélange de sable, de chaux et de débris de terre cuite aux propriétés très variables, devant beaucoup de sa résistance aux propriétés de la pouzzolane¹². Ceci n'est atteint qu'avec un lent processus de recherches chimiques amorcées au cours du XVIII^{ème} siècle et qui culmine par la formulation du ciment *Portland* par Joseph **Aspdin** en 1824 et celle du clinker par I. Charles **Johnson** en 1845.¹³



Fig. 5.2 : mise en place de fondations à l'aide de l'*opus caementicium* romain – source : illustration de Giovanni Giocondo in *Vitruvius* [1511]

Quant à l'idée d'associer des armatures à un mortier pour une construction, elle apparaît dès la fin du XVIII^{ème} siècle chez plusieurs auteurs : **Loriot** (1774), **Fleuret** (1807), **Frost** (1822), **Raucourt de Charleville** (1824), **Loudon** (1833), qui ne passent cependant pas à la concrétisation de leurs idées.¹⁴

C'est donc Joseph Louis **Lambot** (F) qui, le premier, construit en 1849 un objet où les deux matériaux sont associés : une barque en ciment armé.

L'invention n'est pas anodine : utiliser une pierre reconstituée pour la construction d'une barque, un objet relativement léger et étanche, permet tout à coup au ciment armé d'accéder au même statut que le bois ou l'acier pour la construction d'ouvrages qui sont habituellement réservés à ces derniers. Le ciment armé devient un matériau « léger », doté d'une certaine élasticité, et de surcroît étanche, qu'on peut assembler en ouvrages de formes complexes.

Pour ses propriétés d'élasticité, au sens de non-fragilité, on voit ainsi naître un nouveau matériau pierreux ayant notamment la *ductilité* comme propriété notable.



Fig. 5.3 : la barque en ciment armé de Joseph Louis Lambot en 1848 – source : <http://www.tecnologos.it/Articoli/articoli/numero_010/concrete.asp> [en ligne]

11 **Malinowski & Garfinkel** [1991]

12 terre volcanique des environs de Naples ; cf. **Choisy** [1996] et **Simonnet** [2005], p. 10

13 **Simonnet** [2005], p. 25-27

14 *Ibid.*, p. 40

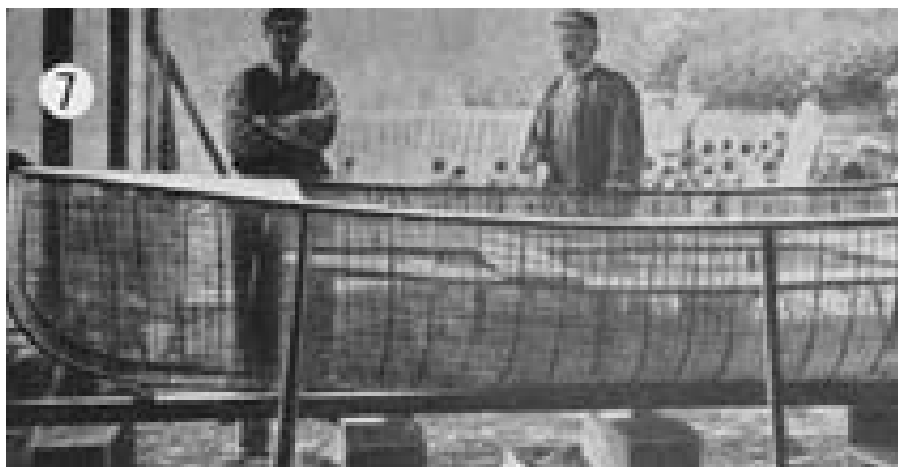


Fig. 5.4 : construction de barques de 11 t, puis de 55 t, pour la navigation intérieure en Hollande, 1887 – source : *Chambre syndicale... [1949]*, p. 41

Ce nouveau statut se confirme, près de huit décennies plus tard, lorsque l'on constate que l'idée apparemment folle de construire des bateaux en ciment est toujours de la plus grande actualité.

Dans une communication où M. E. **Gerard**¹⁵ aborde les usages du béton armé pour les sciences de l'ingénieur, il mentionne la construction de plusieurs bateaux de fort tonnage, à l'aide du matériau pierreux, en Angleterre et aux États-Unis d'Amérique entre 1910 et 1930.



Fig. 5.5 : lancement d'un bateau en béton de 1000 tonnes à Gloucester vers 1930 – source : *Gerard [1930]*, p. 11

Ainsi lancé dans cette nouvelle invention, Joseph Louis Lambot dépose le 30 janvier 1855 le brevet de sa barque, et le 30 mars de la même année le brevet n°22120 du *fer-ciment succédané du bois de construction*. C'est le premier brevet de l'histoire déposé pour valider l'invention du béton armé.

Mais Lambot est talonné par d'autres inventeurs comme l'architecte **Lacroix**. Celui-ci dépose en 1862 un brevet, resté tout à fait inconnu, pour « la construction d'une maison dont l'ossature métallique est entièrement sertie dans du mortier »¹⁶. L'histoire a également retenu Joseph **Monier** qui aurait utilisé dès 1849 un treillis d'armature pour la construction de bacs à plantes en ciment¹⁷ (brevet n° 77165 du 16 juillet 1867).

¹⁵ **Gerard** [1930], pp. 9-11

¹⁶ **Simonnet** [2005], p. 49

¹⁷ **Guidot** [1997]

Quant à la construction du premier bâtiment en béton armé, François **Coignet** (F) et William **Wilkinson** (E) se disputent le titre de pionnier pour l'utilisation de la technique en architecture. Coignet aurait fait usage de fers profilés noyés dans du béton dès 1852.¹⁸

De son côté William Boutland **Wilkinson**, en 1854, imagine une maison, où une armature est ajoutée par le maître d'œuvre « dans les parties soumises à des forces de tension »¹⁹. C'est donc ce dernier qui aurait le mieux intégré la véritable nature du béton armé.

En effet, pour François **Coignet**, il s'agit d'abord de couler, entre des banches, un béton de mâchefer très sec qu'il fait pilonner, à la manière d'un pisé. Des ancrs métalliques sont utilisées dans les coins comme renforcement, ce qui en fait une technique encore fort éloignée de ce que nous considérons aujourd'hui comme le « béton armé ».

Coignet prend une série de brevets entre 1855 et 1867 pour son procédé de construction de *béton « aggloméré »* appliqué aux bâtiments. Mais finalement ces procédés déçoivent : les éléments monolithiques se délithent horizontalement et des taches disgracieuses apparaissent sur les parois de ses ouvrages.²⁰

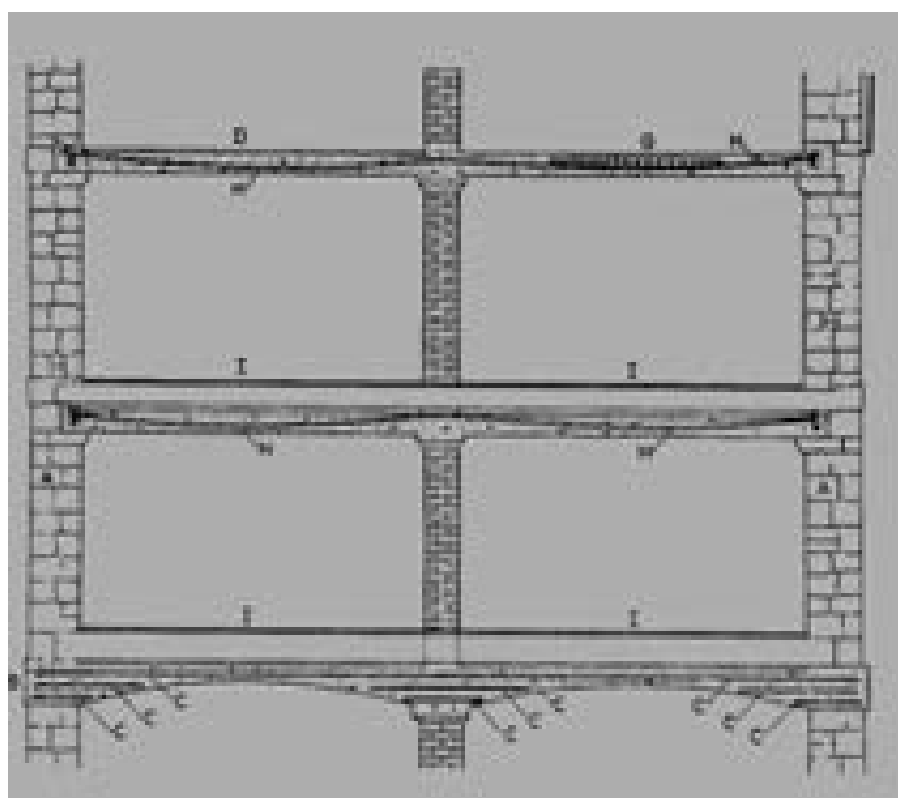


Fig. 5.6 : le premier bâtiment en béton armé par William Boutland Wilkinson en 1854 – source : http://www.tecnologos.it/Articoli/articoli/numero_010/concrete.asp [en ligne]

Quant aux ouvrages de génie civil, on rencontre, dès 1890, l'usage du béton pour la construction du pont de Wildegg, en Suisse, selon le système Monier, en réalisant un des premiers ponts de l'histoire moderne en béton²¹. On considère cependant que le premier pont en béton armé de l'histoire est celui de François Hennebique, à Châtellerault en 1899, que l'on retrouvera au *chapitre 6* de notre essai, lorsqu'il sera question des ponts à trois articulations.

18 Ibid.

19 **Simonnet [2005]**, p. 40

20 Ibid. pp. 40-45

21 **Guidot [1997]**

Le procédé du béton armé va se développer, pour les bâtiments principalement, grâce aux recherches et aux réalisations de Wayss & Freytag, Edmond Coignet, Joseph Monier et François Hennebique.

La première poutre en béton armé est décrite par Joseph Monier dans un additif de 1878 à son premier brevet²². En 1892, le Zurichois Gustav-Adolf **Wayss** et Mathias **Koenen** (A) déposent un brevet où, pour la première fois, les facultés de résistance spécifique aux efforts de flexion du béton armé sont mentionnées.

C'est aussi en 1892 que l'entrepreneur belge François **Hennebique** fait enregistrer son premier brevet, mentionnant la nécessité d'employer des « ancrs » ou des « agrafes » pour « amortir les effets de l'effort tranchant »²³. C'est dans son additif du 7 août 1893 que le terme « étrier » apparaît pour la première fois.

Quant à Edmond **Coignet**, le fils de François Coignet, l'inventeur du béton aggloméré, il propose tout à la fin de l'année 1892 de mettre en oeuvre les poutres de béton armé selon la forme d'une poutre en T.

À l'occasion d'un additif déposé un an plus tard, E. Coignet propose un modèle de calcul rationnel applicable à tous les systèmes.²⁴

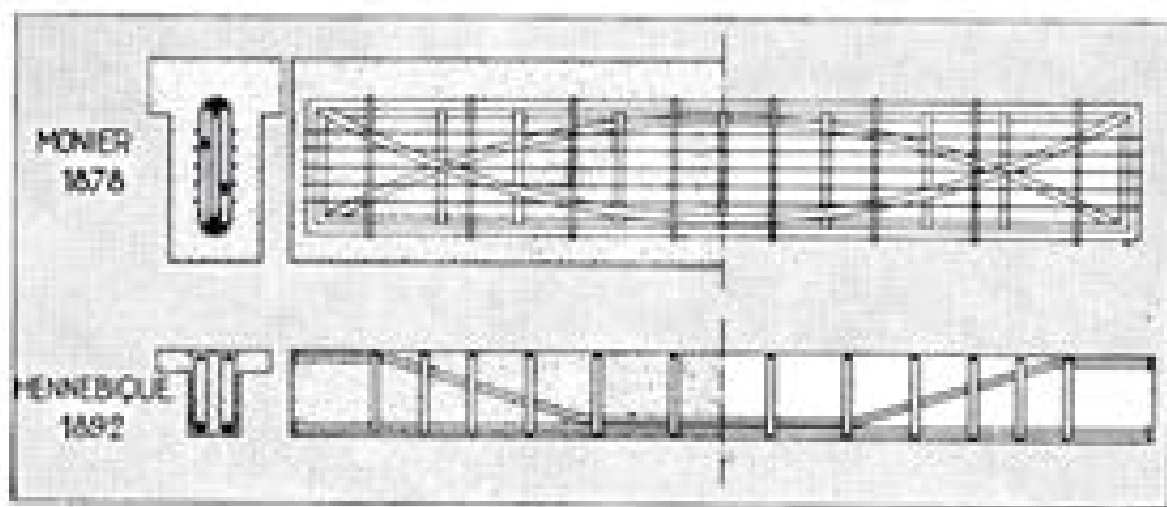


Fig. 5.7 : les premiers brevets de poutre de Joseph Monier (1878) et les premières poutres avec étrier de François Hennebique – source : *Chambre syndicale...* [1949], p. 113

On retrouve aussi en 1895 la proposition d'une méthode de calcul aux Entreprises Genaron et Goyon (« Société des crèches ») pour les ouvrages qu'ils font breveter.

Dans le domaine des réalisations, François **Hennebique** (1842 – 1921) sera le leader européen de l'application du matériau au secteur de la construction. Il construit en 1880 la première dalle armée de fers ronds de l'histoire.²⁵ Ses recherches aboutissent en 1892 à un système complet de construction pour lequel il organise la location d'une licence sur le système à travers toute l'Europe (voir fig. 5.8).

Sous accord préalable de licence, Hennebique s'engage à faire gracieusement l'étude des projets qui lui sont soumis. Bien qu'un certain empirisme en ait guidé la conception, les études sont notamment menées par des formulations relativement simples, qui nécessitent d'être interprétées en fonction d'hypothèses de sollicitations qu'il faut évaluer en tous points de la structure. La plupart des ouvrages imaginés par

22 **Simonnet** [2005], p. 49

23 brevet n°223546 du 8 août 1892 de François Hennebique, cité dans **Simonnet** [2005], p. 52

24 **Simonnet** [2005], pp. 51-54

25 **Guidot** [1997]

Hennebique imitent les formes des réalisations en pierre et en bois. Malgré cela, une idée essentielle de Hennebique est que des éléments souvent distincts comme les poutres, les colonnes et les dalles peuvent être construits ensemble de manière monolithique.²⁶

L'approche de l'analyse utilisée se justifie ainsi par la forme qu'empruntent les ouvrages ; de surcroît, à l'origine, l'Agence Hennebique est issue d'une entreprise de maçonnerie.

Wayss & Freytag exploitent pour leur part la licence du brevet de Monier (« *Monierbau* ») qu'ils ont rachetée, en préférant l'usage du voile à celui de la poutre, manière de faire qui deviendra un trait original du béton armé allemand²⁷. Mathias Koenen s'associe à Gustav-Adolf Wayss lorsque ce dernier va s'installer à Berlin en 1885. Koenen fait alors faire des expériences à Munich et commence des recherches approfondies visant à définir des méthodes de calcul applicables au nouveau matériau. Ses premières hypothèses sont publiées en 1886. L'association avec Freytag a lieu en 1893. Au départ de Koenen en 1891, Emil Mörsch, qui deviendra plus tard professeur à l'ETH, rejoint la firme pour poursuivre les travaux du premier cité. Il publiera en 1902 un des premiers traités de calcul du béton armé.²⁸

Mais le béton armé est un matériau complexe dont il n'est pas facile de prévoir le comportement. Sitôt que l'on a voulu baser les principes de sa mise en oeuvre par des procédés autres qu'empiriques, on s'est trouvé en butte à des difficultés jusqu'alors inconnues. Selon les remarquables études de Roberto **Gori [1999a et b]**, sur la seconde moitié du XIX^{ème} siècle, il existait un nombre important de méthodes grosso-modo équivalentes. Gori relève ainsi, parmi les méthodes pour le calcul des poutres en flexion, les systèmes suivants : celui de **Koenen** (1886), de **Demay** (1887, 1899-1900), de **Coularou** (1889), de **Melan** (1890), de **Coignet & de Tedesco** (1894), de **von Thullie** (1897), de **Lefort** (1898) et de **W. Ritter** (1899).

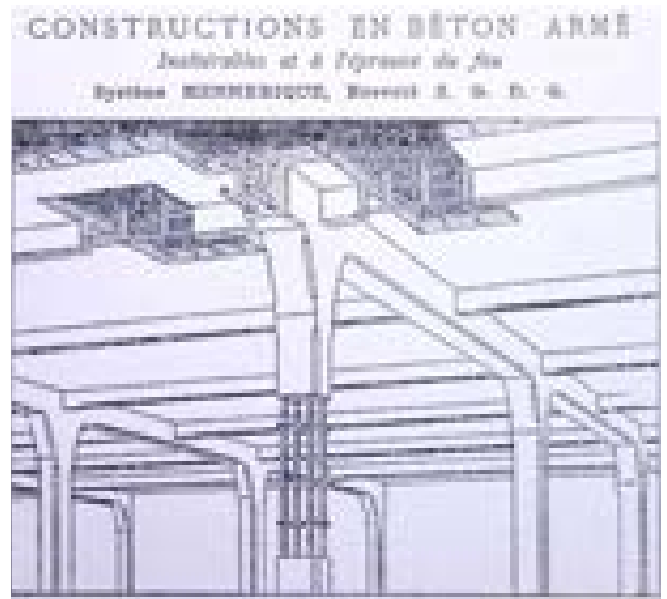


Fig. 5.8 : système Hennebique, collage d'après la brochure promotionnelle du Bureau technique central de l'Agence Hennebique – source : [en ligne] et Simonnet [2005], p. 68

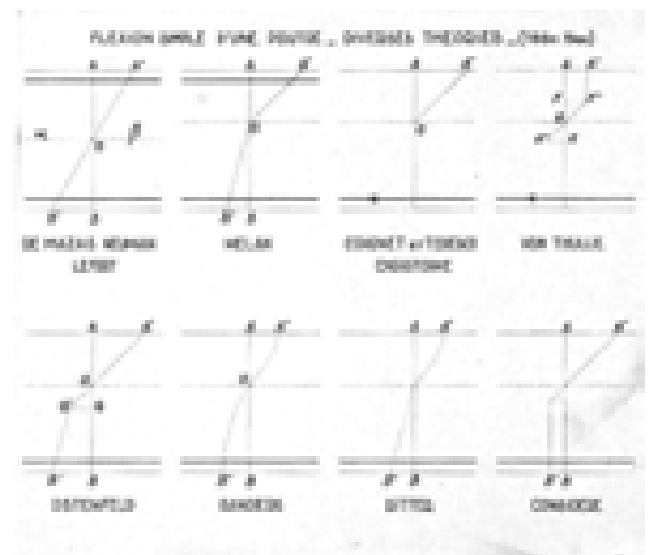


Fig. 5.9 : théories du calcul du béton armé entre 1880 et 1900 – source : **Chambre syndicale...** [1949], p. 74

26 Billington [1997a], p. 15

27 Simonnet [2005], p. 71

28 Mörsch [1902], Mörsch, Emil, Der Betoneisenbau, seine Anwendung un Theorie, Stuttgart : 1902

Il est étrange dans cette étude, qui porte sur plus d'une dizaine de méthodes pour le calcul des poutres en flexion, de ne pas y rencontrer les théories de Hennebique (1892) ; les théories de ce dernier, qui sont exposées dans l'article, n'ont trait qu'au calcul des colonnes ou de l'effort tranchant dans les poutres (pour rappel, l'invention des étriers, qui sont destinés à reprendre ce type d'effort, est due à Hennebique). Ceci confirme peut-être les dires de Simonnet, pour lequel Hennebique aurait toujours représenté la tendance empirique²⁹ pour la conception des ouvrages en béton armé. Pourtant, aux environs de 1900, des feuilles de calcul soigneusement calligraphiées accompagnent les plans d'exécution communiqués, par le bureau central de l'Agence Hennebique, aux entreprises de construction sous licence.

Toutes ces méthodes de calcul constituaient en réalité le secret commercial des différents systèmes de construction, ce qui explique le nombre réduit de publications sur le sujet avant 1900. Mais en même temps, il était nécessaire, pour le promoteur d'un système, de pouvoir attester de la pertinence du dimensionnement opéré pour les ouvrages à construire. C'est ainsi que, peu à peu, on verra les résultats des différentes recherches menées pour ces systèmes, servir de base pour des publications à caractère scientifique.

Il semble ainsi que les premières théories publiées soient celles de **Koenen** dans le *Zentralblatt der Bahnverwaltung* en 1886, suivies de près par les travaux de **Wayss**. Entre 1890 et 1894, plusieurs chercheurs publient leurs théories étayées par les résultats de tests. Citons : **Möller** (D), **Neumann & Melan** (A), **Emperger & Wünsch** (H) et **Hennebique** (B).³⁰

En 1894, Edmond **Coignet**, avec l'aide de N. de **Tedesko**, expose sa théorie « du calcul des ouvrages en ciment avec ossature métallique », au cours d'une séance de la Société des ingénieurs civils. L'approche utilisée est celle du *calcul élastique*, et sera celle qui deviendra universellement admise pour le calcul des ouvrages en béton armé. Selon Simonnet, l'exposé de Coignet et Tedesco apparaîtrait *a posteriori* comme un déclencheur des recherches de Koenen et Emperger. Selon lui également, Ritter et Emperger valideraient les hypothèses de Coignet et de Tedesco en 1899.³¹

Mais Roberto Gori, qui a analysé chacune des méthodes des différents protagonistes, remarque que plusieurs des premières théories mathématiques sont basées sur les principes du Calcul aux états-limites de rupture. Ce serait notamment le cas des théories de Max **Ritter von Thullie** (1896 – 1897) et de Wilhelm **Ritter** [1899], le professeur du jeune Robert Maillart.

La conception d'un ouvrage en béton armé nécessite d'être étudiée pour deux aspects distincts. Il y a d'une part, la composante technologique de la mise en oeuvre du béton et des dispositions de ferrailage et d'autre part, l'étude numérique de la résistance des ouvrages. Dans les deux cas, à la fin du XIX^{ème} siècle, l'apprentissage de la technologie ne peut être acquise que par empirisme ou par enseignement, que ce soit dans les livres ou sur les bancs d'une école polytechnique. Tous les promoteurs des différents systèmes de conception en ont inauguré les fondements par pur empirisme.

Pour voir les champs d'utilisation du béton armé s'élargir, il faut que les différents systèmes soient d'abord exposés de manière générale pour être connus, puis décryptés au travers de publications spécialisées, ce qui survient tout à la fin du XIX^{ème} siècle.

La technologie du béton armé est exposée dans des brochures comme celle de Thaddeus Hyatt (1877), la brochure Monier (1894) et la plaquette publicitaire Hennebique (1892).³²

29 Ibid.

30 **Gori** [1999a], p. 58

31 **Simonnet** [2005], pp. 80, 84

32 Ibid, pp. 68, 81

Les revues professionnelles, en tant que vecteurs de connaissance, feront également la part belle à la technologie du béton armé : plus de 300 titres sur une trentaine de revues en 1901³³. C'est en 1898 que paraît le premier numéro de la revue de Hennebique : *Le Béton armé*.

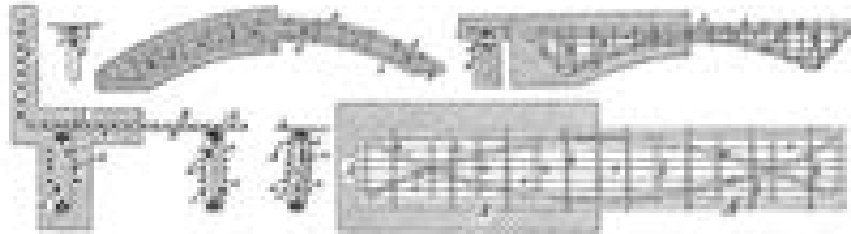


Fig. 5.10 : système Monier en 1881 d'après : Barbisan & Guardini – source : <http://www.tecnologos.it/Articoli/articoli/numero_010/concrete.asp> [en ligne]

Le premier cours de béton armé semble être celui de Charles **Rabut** à l'École des ponts, pour l'année académique 1897-1898. Dans ce cours, l'auteur analyse les différents systèmes existants de l'époque (Hennebique, Matrai, Cottancin, Harel de la Noë, Considère, etc.).

Rabut, tout comme Culmann ou Ritter, est un adepte des voyages et des cours magistraux très amplement illustrés par sa moisson d'images personnelles.

En 1899, Armand Considère (F) publie ce que l'on estime être le premier manuel de béton armé³⁴. La même année, C. **Boitel** fera de même pour un ouvrage qui traite du calcul du matériau armé³⁵. C'est aussi la même année que paraît un article d'une trentaine de pages de Paul **Christophe**, ancien collaborateur de Hennebique³⁶, dont le titre, *Le béton armé et ses applications*, préfigure l'ouvrage légendaire du même nom publié en 1902³⁷. L'ouvrage serait d'après Cyrille Simonnet davantage « fait pour convaincre et valoriser, plus que pour servir ou instruire »³⁸. Selon **Guidot [1997]**, P. Christophe aurait mis au point des méthodes de calcul en même temps que Armand Considère, Charles Rabut et Wilhelm Ritter. Roberto **Gori [1999a]** nous indique qu'il développe essentiellement une méthode pour le calcul des colonnes en béton armé.

Il semble que c'est encore la même année, que **C. Berger & V. Guillerme**³⁹ et Emil **Mörsch**⁴⁰ publient également des ouvrages de référence.⁴¹

33 Ibid., p. 83

34 **Gori [1999]**, p.58

35 **Boitel [1899]** Boitel, C., *Les constructions en béton armé, calcul de résistance, détails d'exécution*, Paris: Berger-Levrault, 1899.

36 **Billington [1979]**, p. 10

37 **Christophe [1902]** Christophe, Paul, *Le béton armé et ses applications*, Paris-Liège: C. Béranger, 1902.

38 **Simonnet [2005]**, p.87

39 *La construction en ciment armé*, Paris : Dunod, 1902

40 *Der Eisenbetonbau, seine Anwendungen und Theorie*, Neustadt: Wayss & Freitag, A.G., Im Selbstverlag der Firma (édité par l'entreprise), A.D. Hardt, 1902 ; seconde édition : Stuttgart, Von Konrad Wittmer, 1906 ;

41 **Billington [1997a]**, p. 44 et note 76 p. 255

C'est toujours la même année que se forme en Suisse la toute première Commission à Zurich ayant pour but de commencer la rédaction d'un code de calcul suisse, Commission à laquelle Robert **Maillart** est convié. Le rapport est remis en 1903.⁴²

En Allemagne, les premières recommandations officielles paraissent en 1904.

En France, il faut attendre 1906 pour qu'une circulaire ministérielle paraisse, après cinq années de travail de la Commission qui rassemble, entre autres, les promoteurs des principaux systèmes concurrents sur le marché français.

Elle ordonne les différentes hypothèses théoriques qui sous-tendent leur application. Il semble que l'article 10 de la circulaire épinge spécifiquement les pratiques de l'Agence Hennebique en requérant que « les calculs de résistances seront faits selon des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales et non par des procédés empiriques. Il seront déduits soit des principes de la résistance des matériaux, soit de principes offrant au moins les mêmes garanties d'exactitude. »⁴³

Ce ne serait qu'à sa suite que l'on verrait augmenter le nombre de publications sur le béton armé.

En résumé, à la fin du XIX^{ème} siècle, il existe bon nombre de méthodes de construction dédiées spécifiquement au béton armé. Ces méthodes sont l'apanage des grands groupes qui en détiennent les licences. De même, à l'exception de rares exposés ou publications dans des revues spécialisées, les méthodes de calcul sont jalousement gardées confidentielles. Par contre, les méthodes de construction, elles, sont exposées dans des brochures pour servir à la promotion des différents systèmes.

Les premiers ouvrages de référence abordant les deux aspects, la technologie et le calcul, paraissent officieusement vers 1899, les publications officielles ne démarrant pas avant 1902.

Robert **Maillart**, en début de carrière, n'est donc pas formé au béton armé (il termine ses études en 1894). Il est cependant fort impressionné par une des premières réalisations de **Wayss & Freytag** en Suisse, en 1890, année où il commence ses études⁴⁴. Par contre, il suit à l'ETH les cours de Wilhelm **Ritter**, qui est un des grands spécialistes européens du moment pour le béton armé, et dont les concepts seraient, à l'origine, essentiellement guidés par une approche de la résistance par rapport à la rupture et non pas par rapport à la Théorie élastique du calcul.

Ensuite, Maillart travaille de 1899 à 1901 pour **Froté et Westermann**, titulaires d'une licence **Hennebique**⁴⁵. Maillart a ainsi accès aux « notes de calcul » qui accompagnent les plans étudiés par l'agence centrale du groupe Hennebique, et il profite de l'expérience et du modèle d'organisation de cette société. La première publication professionnelle de Maillart pour le *Schweizerische Bauzeitung* en 1901 est d'ailleurs consacrée au système Hennebique.

Notons qu'à cette époque, Hennebique a encore le « défaut » de se fier trop aux méthodes empiriques, plutôt qu'aux méthodes considérées comme parfaitement rationnelles. Ce que Maillart adoptera aussi comme attitude, et qui peut être interprétée comme une des clefs de son succès.

En quelques années, Maillart est devenu l'un des spécialistes les plus éminents de Suisse : son premier pont en béton est construit en 1899 à Zurich ; il invente le premier arc en béton armé à trois articulations en caisson en 1901 à Zuz (le « système Maillart ») ; et il est devenu un interlocuteur difficilement contournable

42 Ibid.

43 **Simonnet [2005]**, pp. 85, 93

44 **Billington [1997a]**, p. 11

45 Ibid., pp. 14-15 ; le marché suisse représentait 10% de l'activité totale du groupe Hennebique en 1898.

pour la rédaction d'un code de calcul suisse en 1902, en même temps que l'on rassemble en France et en Allemagne tous les promoteurs des grands systèmes qui ont fait le succès du béton armé.

Dès la fin de l'année 1890, Robert Maillart argumente que l'usage du matériau est la seule approche raisonnable pour le contexte suisse de la construction.⁴⁶

En effet, les ouvrages métalliques impliquent des coûts d'entretien relativement importants qui, en 1930, sont estimés à 25% du prix de la construction de l'ouvrage⁴⁷. De plus en Suisse, pays de montagnes et de contrées isolées, où sont construits de nombreux ouvrages de génie civil, il faut ajouter à cela la difficulté et le prix pour acheminer les matériaux de construction sur le site de l'édification. Dans ce contexte, l'usage du béton armé ne nécessite plus d'amener sur le lieu de la construction que l'acier de ferrailage et le ciment ; les autres matériaux – l'eau, le sable, les granulats et le bois du coffrage – étant disponibles sur place. Dans son discours vis-à-vis des autorités locales, Maillart ne manque pas d'argumenter, à l'occasion de ses offres, le fait que la majeure partie du prix de la construction est ainsi payée à des fournisseurs locaux plutôt qu'à des manufacturiers étrangers.⁴⁸

Ainsi, nous avons vu que Maillart hérite, dès le début de sa carrière, du savoir-faire des entreprises Hennebique et des connaissances du théoricien Wilhelm Ritter. C'est sur les approches respectives de ceux-ci qu'il échafaudera ses propres travaux et son approche personnelle de la conception, démontrant une bonne part d'originalité dans l'usage qu'il fait du matériau.

Il y a cependant des idées héritées d'autrui qui ont été décisives pour la manière dont Maillart a abordé le comportement structural du béton armé, une fois sollicité par des charges. Il s'agit des concepts énoncés en 1883 par l'ingénieur **Tetmajer**. Au moment où le projet de la Tour Eiffel est publié, en 1883, l'attention de Maillart est plutôt attirée par la présentation, dans la même revue, d'un pont de 12 m de portée en béton, projeté par Tetmajer.

Dans un article qu'il consacre à l'évolution de la construction, Maillart cite ce dernier qui est d'avis que « le béton de ciment Portland était particulièrement approprié à la construction de voûtes et de ponts pour le génie civil et que les fissures localisées semblaient se comporter comme des joints de voûte qui n'impliquaient en soi aucun danger de rupture »⁴⁹. Et Maillart d'ajouter : « Mais longtemps encore, il resta presque le seul à avoir cette opinion [...] ».

Mis à part l'opportunité d'user du béton pour les ouvrages de structure ou de génie, que Maillart érige en credo, on y trouve une idée essentielle sur le statut des fissures dans le béton. La fissuration est considérée comme inoffensive tout en permettant de fabriquer des « joints » – une forme d'articulation plastique comme dans les voûtes en maçonnerie – qui permettent, par conséquent, les redistributions d'efforts au sein de la matière, ce qui est un concept très contemporain. Ces idées paraissent importantes pour expliquer, entre autres, l'émergence du concept d'articulation en béton chez Robert Maillart.

S'appuyant sur les idées de Hennebique, de W. Ritter et de Tetmajer, Maillart sera ainsi l'un des pionniers de l'usage du béton pour la construction de ponts en Suisse. En même temps, il sera aussi pionnier quant à la juste manière d'appréhender le comportement structural du matériau.

46 **Billington [1997a]**, p. 14

47 **Billington [1979]**, p. 84

48 **Billington [1997a]**, p. 17 ; un discours qui s'est déplacé aujourd'hui en faveur de l'usage du bois comme matériau de construction dans de nombreuses régions de France. Ceci, notamment, depuis que les cimentiers sont maintenant devenus de grands groupes industriels souvent internationalisés qui fournissent le béton déjà préparé en malaxeurs mobiles.

49 **Maillart [1930b]**

5.2 LES MODÈLES STRUCTURAUX

Au cours de sa carrière, Robert Maillart a employé une certaine variété de types structuraux différents. Cette partie du texte est dédiée aux types les moins courants, ou à ceux qui ne font pas l'objet d'un chapitre entier.

Malgré cette variété, la quasi-totalité des ouvrages sont réalisés en béton armé. On retrouve ça et là un autre matériau, comme cette proposition en bois comme variante au pont en béton construit à Innertkirchen, qui sera analysé au *point 5.2.1*. C'est d'ailleurs la seule proposition en bois qui me soit connue chez Maillart.

Pour le dessin de cet ouvrage, Maillart et son équipe adoptent simplement la forme en treillis, couverte, qui est traditionnellement donnée aux ponts de bois en Suisse. A ce titre, on ne constate pas d'invention particulière pour la conception d'une structure en un matériau autre que le béton.

Il semble que Maillart n'emploie pas davantage de structures en acier. Pour lui, le béton armé est le matériau qu'il convient dorénavant d'utiliser pour la construction : il est incombustible ; il ne requiert pas l'entretien de l'acier ; il ne pose pas les problèmes des profilés en acier pour être acheminé sur le chantier ; enfin, il se prête à des formes structurales jamais vues auparavant.

C'est ainsi que la grande majorité des réalisations de Maillart sont en béton armé. Elles adoptent cependant des formes variées, en fonction du type d'ouvrage et de la réponse structurale qui y est apportée. Dans la suite du texte, nous distinguerons les structures en arcs, les poutres continues et les dalles-champignons, ce dernier type n'étant utilisé que pour les bâtiments.

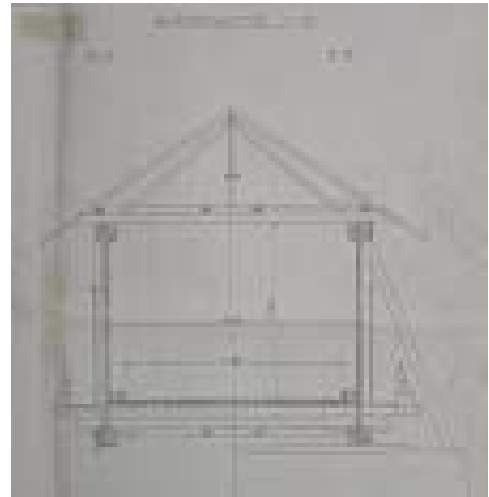


Fig. 5.11: variante 2 (en bois) pour le pont sur l'Aar à Innertkirchen, R. Maillart, 8 décembre 1933. Échelle 1/100 – source : dossier HS 1085 RM 1934-2 des Archives ETHZ, cliché de l'auteur

5.2.1 Les arcs

Robert Maillart n'invente, à proprement parler, aucun des types d'arc qu'il utilise pour construire en béton armé. On peut en compter trois : l'arc à trois articulations, l'arc raidi, et l'arc à forte excentration de la *ligne des pressions*.

Nous verrons au *chapitre 6* l'origine des arcs à trois articulations, et au *chapitre 7*, l'origine des arcs raidis. Ce n'est cependant pas parce que le concept théorique a déjà été mis en évidence préalablement que Maillart ne fait pas acte d'invention. Au contraire, il parviendra à inventer, pour chacun de ces concepts d'arc, une forme qui tirera tout le parti possible du matériau et de la technologie du béton armé, tout en visant à une expression structurale explicite et toujours adaptée.

Historiquement, nous voyons que la première attitude adoptée par rapport au béton, chez tous les concepteurs, est de le mettre en oeuvre à la manière de la maçonnerie, c'est-à-dire en volume important. Maillart n'a pas échappé à la règle puisque c'est de cette manière qu'a été conçu le pont Stauffacher à Zurich (voir *chapitre 6*).

Dans un second temps Maillart, comme la plupart des concepteurs, en est venu à envisager l'usage de formes structurales mieux adaptées pour profiter de la résistance à la compression du béton. Comme pour la maçonnerie, c'est l'arc qui se révèle le plus approprié pour la construction des ouvrages de franchissement. Le béton armé n'ayant pas la souplesse d'une maçonnerie, la première solution qui s'impose est de l'assouplir en lui ajoutant des articulations.

Ensuite, on remarque que pour les ponts, si l'arc peut dicter la forme de sa ligne inférieure, la ligne supérieure est sensée être proche de l'horizontale. De nouveaux ouvrages sont alors nécessaires entre la ligne de l'arc et la surface du tablier, offrant l'opportunité d'envisager l'interaction entre ces deux éléments d'une manière qui peut servir la résistance de l'ensemble. C'est sur ce type de raisonnement que s'élabore le concept d'*arc raidi*.

La troisième voie est une forme de radicalisation de l'approche qui vient d'être citée : quitte à se voir contraint à accepter de la flexion dans l'ouvrage, ce comportement ne peut-il pas devenir pratiquement dominant par rapport aux efforts de compression qui suivent la ligne de l'arc ? C'est sur ce principe que s'élabore le troisième type de pont en arc imaginé par Maillart. On en parle comme d'un arc à forte excentration de la *ligne des pressions*. Il s'agit en fait d'un arc qui est fortement fléchi, une sorte de poutre dont la ligne inférieure adopte la forme d'un arc, mais au sein de laquelle des trajectoires de compression ont néanmoins la possibilité de se mettre en place. Ce dernier point est important puisque Maillart continue à mettre en place trois articulations au sein de cette poutre-arc.

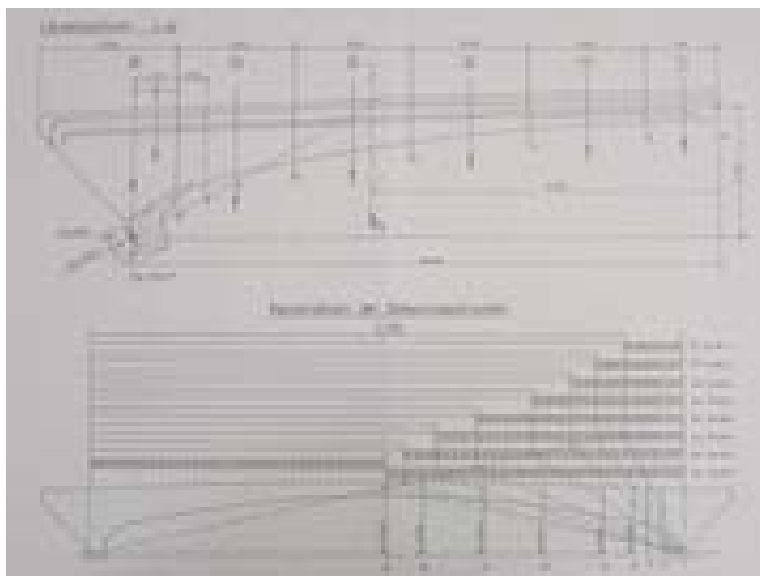


Fig. 5.12 : détail de la note de calcul du pont sur l'Aar à Innertkirchen, Robert Maillart ingénieur, 20 septembre 1933 (29 mai 1935). Échelle 1/200 – source : dossier HS 1085 RM 1934-2 des Archives ETHZ, cliché de l'auteur



Fig. 5.13: dessous du pont à Innertkirchen, R. Maillart, 1934 – source : Bill [1955], p. 103

On remarque sur cet ouvrage que la ligne des pressions n'apparaît plus sur aucun des plans. On le calcule à la manière d'une poutre en flexion. Si la *statique graphique* a été utilisée, ce n'est plus, cette fois, que pour obtenir la résultante des charges appliquées, afin de dessiner correctement le massif de fondation.

L'examen de la vue du dessous de l'ouvrage révèle que la section en caisson a été abandonnée au profit d'une section en forme de U renversé.

C'est l'examen de la naissance de l'arc qui se révèle le plus étrange. Il semble que la « poutre » y soit posée comme sur le sol, contrebutée sur le côté de son appui par le massif de fondation. Ceci est dû à la symétrie du pied de l'arc par rapport à l'axe des poussées, car la « poutre » ne peut bien évidemment pas être posée ailleurs que sur le massif de fondation.

Maillart aurait aimé voir ce type d'arc plus utilisé ; il aurait aimé que le pont de Vessy soit réalisé de cette façon.

Ce type d'arc préfigure d'ailleurs les projets tardifs de Robert Maillart. Il dessine dès 1935 un pont sur le Rhin (non réalisé) dont la section transversale est similaire à celle du pont de Innetkirchen. Il renouvelle ce type de tracé pour un projet de pont sur le Rhône en 1939, lui aussi resté au stade de l'esquisse.



Fig. 5.14 : projet de pont sur le Rhône, Robert Maillart, 1939 – source : **Bill [1955]**, p. 136

Mais ce qui distingue ces deux projets du pont de 1934, c'est que ces derniers ont réellement adopté la flexion comme principe structural. L'apparence d'arc qu'adopte la forme provient cette fois de la loi d'évolution des moments de flexion au long d'une poutre continue. Pour ce dernier, on assiste d'ailleurs à une inversion de l'emplacement où la section en caisson est rencontrée : elle se trouve à présent sur les appuis.

Ces ponts préfigurent la disposition moderne des ponts en cantilever, réalisés à l'aide de poutres parallèles. Ces ponts désorientent en effet fortement à cause de leur forme qui évoque l'arc sans en être un. Ces projets évoquent en fait une approche qui n'a plus rien à voir avec les arcs : il s'agit de ponts en poutres, le plus souvent continues sur appuis, auxquelles le titre suivant est consacré.

5.2.2 Les poutres continues

Lorsqu'il est question de concevoir des ponts relativement courts, alors que la hauteur sous le pont n'est pas assez importante pour y développer la structure, Maillart a recours, quasi-automatiquement, à des ouvrages qui vont adopter la forme de poutres. Le premier exemple de ce type est le pont sur le Birs à Liesberg en 1935.

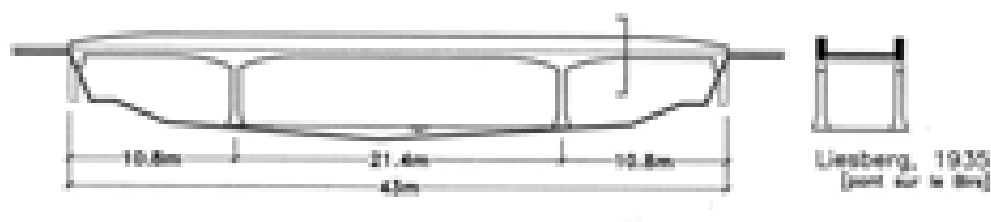


Fig. 5.15 : pont de Liesberg, Robert Maillart, 1935. Échelle : 1/500^{ème} – source : dessin de l'auteur

Chronologiquement très proche des deux premiers ponts dont il a été question ci-dessus, le pont sur le Birs se présente de profil comme une poutre sur plusieurs appuis. En réalité, vu de côté, les garde-corps se sont épaissis à un point tel qu'ils forment à présent deux poutres massives de part et d'autre du tablier pour le soutenir. Ce qui est intéressant, c'est la manière dont Maillart fait évoluer la forme du profil tout au long de la poutre. Il ne parvient à l'épaissir qu'en-dessous du pont, au droit des appuis, là où les moments négatifs sont les plus importants.

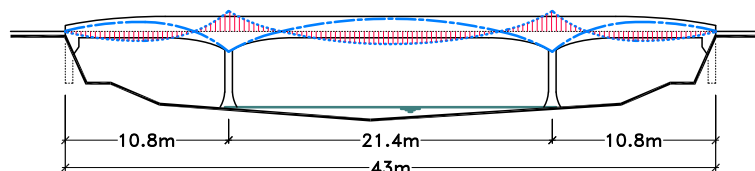


Fig. 5.16 : pont de Liesberg avec ligne de pression (traits d'axes bleus) et diagramme des moments de flexion (rouge), Maillart, 1935. Échelle : 1/500^{ème} – source : dessin de l'auteur

Pareillement, on voit que la hauteur de la poutre faisant garde-corps va en diminuant à proximité des berges, ce qui sert tant l'évolution du diagramme des moments de flexion, qu'une volonté intelligente quant à l'idée d'augmenter la hauteur du garde-corps seulement lorsque c'est utile et agréable.

Dans une même logique, on voit que Maillart épaissit les naissances des poteaux de manière à faire une connexion rigide au sol et, esthétiquement, à offrir un contrepoint au galbe de la poutre sur les appuis.

Ce pont offre encore une solution originale à un nouveau type de problème : celui de la traversée oblique d'une rivière ou d'une voie de chemin de fer ou automobile. La stratégie de Maillart dans ce cas est simple : il s'agit de morceler la structure porteuse en plusieurs éléments parallèles qui se décalent longitudinalement, l'un par rapport à l'autre, de manière à ce que leurs appuis tombent précisément au même point par rapport à l'obstacle à traverser (ici : les rives de la Birs).

On perçoit ainsi sur le profil, derrière l'élément de structure placé en avant, la seconde structure, en tout point pareille, positionnée avec un certain décalage (voir fig. 5.17). Dans le cas du pont de Lisberg, ce décalage est de 4,5 m.



Fig. 5.17 : pont de Liesberg, Maillart, 1935 – source : **Bill [1955]**, p. 108

Ce type de solution est celui qui sera adopté, entre autres, pour les ponts en arc de Vessy (1936) et de Lachen (1940), tous deux analysés dans la dernière partie du *chapitre 6*.

Sur ce type structural, on verra encore Maillart utiliser une autre solution originale en 1937, pour le pont qui enjambe la Lütschinen à Grindelwald. Le pont est à nouveau oblique ; la distance entre les appuis pour la portée centrale est de 38 m, soit près du double de celle du pont de Liesberg (approx. 22 m).

Si Maillart applique aveuglément la même logique qu'à Liesberg jusqu'au bout, il lui faudrait augmenter la hauteur des deux poutres porteuses latérales du tablier à des dimensions encore plus importantes, ce qui n'est pas d'office esthétiquement heureux. La solution qu'il adopte alors est de rajouter de la matière, non pas au-dessus, mais en un épaissement latéral de la partie supérieure de la poutre porteuse, fabriquant une espèce de galbe latéral aux poutres vues du haut.



Fig. 5.18 : pont sur la Lütschinen à Grindelwald, Maillart, 1937 – source : Bill [1955], p. 108

Ce faisant, il parvient à augmenter la quantité de matière disponible à la reprise des efforts en compression, qui découlent de la flexion maximale rencontrée au centre de l'ouvrage, sans en pénaliser l'aspect. Même sur un exemple aussi simple, du point de vue du principe structural, Maillart parvient à une solution pertinente, qui rencontre des considérations de nature tant technique qu'esthétiques. Le problème technique est utilisé comme prétexte à développer pour l'ouvrage une solution qui, une fois formalisée, donnera son esthétique particulière à la réalisation.

L'étape suivante, du point de vue de la généralisation du concept de continuité pour un ouvrage structural, est d'appliquer ce principe à des ouvrages qui ne sont plus linéaires dans leurs portées, mais s'étendent aux deux dimensions du plan. C'est ce qui a été fait par Maillart lorsqu'il développe le principe des dalles continues solidaires de leurs appuis, dalles qu'il appelle « *pilzdeken* », que l'on traduira pas « dalles-champignons ».

Chronologiquement, ce type structural est inventé préalablement aux ponts en poutres continues. La similitude de ces dalles avec ces poutres continues est évidente, ce qui démontrera *a fortiori* que la forme adoptée par les ponts analysés ci-dessus n'est qu'une forme d'extension du concept des *dalles-champignons*, une fois appliqué aux ponts. La section suivante leur est dédiée.

5.2.3 Les dalles-champignons

Le système **Hennebique**, malgré son caractère monolithique, reproduit les dispositions utilisées en acier et en bois pour les planchers. La logique de mise en oeuvre de ces matériaux consiste à assembler des poutres ou des sections profilées de manière à construire une ossature articulée. Il s'agit du réflexe de pétrification – qui a été rencontré dans l'architecture grecque classique, lorsque ses bâtisseurs ont envisagé de construire les édifices du culte en pierre – qui consiste simplement à reproduire les formes des dispositions en bois (et en fonte ou en fer) dans un matériau pierreux.

Hennebique aborde la conception d'une dalle en béton armé en mettant en oeuvre des poteaux rectangulaires qui portent des sommiers en béton, reprenant eux-mêmes des poutres parallèles de plus petite section sur lesquelles repose une dalle fine (voir *fig. 5.8*). De la sorte, Hennebique promeut un système économique en matériau, mais dispendieux en main-d'oeuvre et en moyens d'exécution. Si ce principe de fragmentation de l'ouvrage structural est rationnel pour le bois ou les ouvrages métalliques, il ne repose pas sur une logique propre à un matériau coulé dans un coffrage.

Maillart sera le premier à défendre une position assez différente. En effet, *a contrario* du système belgo-français, Maillart développe et fait breveter la dalle plate et massive dès 1908 !⁵⁰ Fort conscient des implications diverses de l'art de bâtir, il avance une série d'arguments pour défendre ce type de dalle :

- elle est plus résistante au feu ;
- elle offre des meilleures propriétés acoustiques ;
- elle développe un meilleur comportement vis-à-vis des vibrations ;
- elle serait plus sécuritaire ;
- elle se déforme proportionnellement moins sous les charges rapportées.

En effet, déployant moins de surface exposée à la flamme pour un volume de matière similaire, sa résistance au feu sera meilleure. Puisqu'un des principes de la dalle massive est précisément de profiter des avantages de la masse de matériau, celle-ci permet un amortissement plus important qui se traduit par des effets positifs sur l'acoustique et les vibrations.

Pour Maillart, la bonne manière d'envisager la conception d'une dalle signifie plutôt qu'elle doit être simple dans son exécution et massive. En alourdissant ses dalles, il diminue le rapport :

$$\frac{\text{charges appliquées}}{\text{poids propre}}$$

Par conséquent, l'importance de la surcharge rapportée diminuant par rapport à la charge totale que peut reprendre la structure, une plus grande sécurité structurale, vis-à-vis des surcharges, est concédée au système par rapport aux phénomènes de rupture.

Il en découle naturellement que les déformations occasionnées par les charges appliquées sont, de même, réduites dans ces proportions.

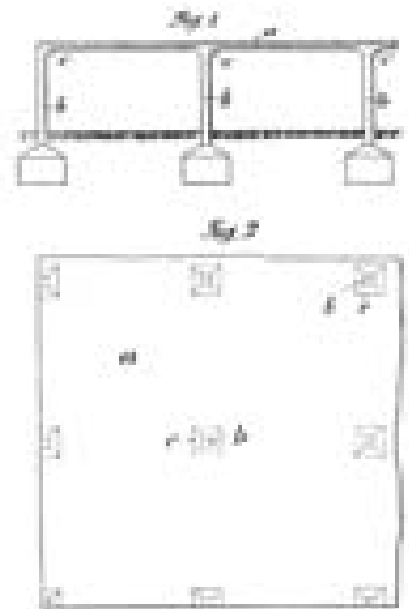


Fig. 5.19 : extrait du brevet n° 46.928 de Robert Maillart (1909), in *Billington [1979]*, p. 56.

⁵⁰ *Billington [1979]*, p. 55

La dalle ayant des propriétés isotropes dans deux directions perpendiculaires de la surface horizontale, il est par conséquent possible de profiter des interactions entre celles-ci pour la reprise des charges. C'est ici que Maillart a été confronté à un nouveau problème pour la conception d'une dalle selon l'approche qu'il promeut : celle de la modélisation du comportement structural de pareil ouvrage.

Pour l'étude de pareilles dalles continues sur leurs appuis, il s'agit de parvenir à en modéliser théoriquement le comportement sous des configurations de charges qui peuvent évoluer, en fonction du type d'utilisation qui est fait de la structure. La théorie qui est en vogue au début du ^{xx}^{ème} siècle est la Théorie de l'élasticité. Elle est confrontée d'une part à la complexité mathématique qu'il y a à modéliser une dalle continue (hautement hyperstatique), mais aussi à la difficulté que représente le comportement du béton armé lorsqu'il est soumis à flexion. Le matériau est obligé de développer de la fissuration dans les zones de béton tendues, pour permettre le transfert des efforts vers son réseau d'armatures. Ce faisant, les propriétés de surface et d'inertie de la dalle sont localement modifiées – les modalités de cette modification étant fonction de l'historique des chargements rencontrés – rendant le comportement des sections tout à fait imprévisible au vu des variations de raideur qui en découlent.

A ce qui précède, Maillart ajoute une nouvelle complexité en envisageant de liaisonner de manière rigide les colonnes d'appui à la dalle, ce qui place définitivement ce concept hors de portée de toute modélisation mathématique appropriée pour l'époque.

Les formulations adaptées au calcul de ces systèmes continus eussent-elles existé qu'il est à peu près certain que Maillart n'y aurait pas eu recours. D'une part, ces développements théoriques n'ont réellement eu lieu qu'à partir des années 1910 et ont été mis au point sur plusieurs décennies ; d'autre part, Maillart n'a jamais eu la moindre affection pour les formulations complexes qui entravent, plutôt qu'elles n'encouragent, la marche effrénée des idées au cours du processus de conception.

Or la formulation théorique du comportement des dalles continues solidaires aux colonnes d'appuis est extrêmement complexe.

Maillart a eu raison de boudier ces développements théoriques : les formulations en usage entre 1910 et 1920 se révélèrent être fausses de plusieurs ordres de grandeur.⁵¹

Alors que certains feraient le choix de concevoir le système structural selon des règles d'empilement, ou de juxtaposition simple, de manière à ne rencontrer que des cas de figure apparentés aux poutres sur deux appuis – étudiées par des formules élémentaires – Maillart entend bien prendre en charge toute la complexité des phénomènes rencontrés dans les structures continues et rigides. Celles-ci, comme nous le verrons, s'inscrivent dans une logique qui consiste à favoriser la continuité des systèmes et l'intégration des composants les uns aux autres, de manière à les faire contribuer, chacun, à plusieurs mécanismes de reprise des charges au sein d'un même système structural.

Ainsi, Maillart prend le parti de contourner la difficulté théorique en ayant recours à des essais en vraie grandeur, construits en béton, dans la logique de l'approche empirique des travaux de François Hennebique. Maillart construit alors sur ses chantiers – il s'est alors constitué en entreprise de construction – un ensemble de dalles de configurations variées qu'il met en charge selon plusieurs scénarios distincts.

Des ouvrages déformés, il fait un relevé des déformations. Traçant les lignes de la déformée, il calcule localement les courbures de la dalle pour lesquelles il estime l'effort de flexion nécessaire à les provoquer.

51 Billington [1979], p. 57

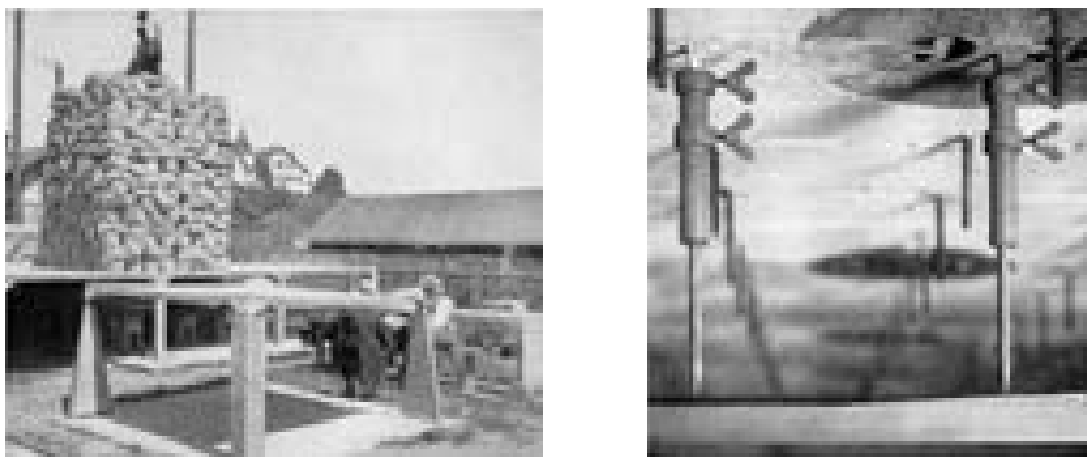


Fig. 5.20 : test de mise en charge des dalles continues et dispositifs de mesure, Robert Maillart, 1908 in *Bill [1955]*, pp. 159 et 161.

L'effort étant connu, il en tire des formules, puis des tables, qu'il établit en méthode simple pour le dimensionnement des dalles.⁵²

Ce faisant, Maillart se concentre sur le comportement global, de la structure en flexion, alors que les professeurs autorisés, en focalisant leur attention sur des jauges de contraintes en traction, se fourvoient en pensant pouvoir extrapoler les phénomènes locaux pour l'étude d'une structure prise dans son ensemble. L'erreur de ces derniers est commune, et est encouragée par la manière dont sont formalisés la plupart des codes de calculs où la structure, prise dans son ensemble, disparaît derrière le calcul pointu de ses composants.

Maillart s'est insurgé en son temps contre la tendance à complexifier le calcul des sections élémentaires – entre autres lorsqu'il participait à la rédaction du code de calcul suisse pour le béton armé – qui ainsi formalisé pénalisait l'attention que l'on peut porter aux mécanismes d'ensemble au sein de la structure. Ce fait est révélateur de son approche personnelle, lorsqu'il simplifie les formulations utilisées pour appréhender le comportement d'ensemble de la structure ou de ses composants principaux.

Pour en revenir à l'étude des dalles, une fois que Maillart a pu estimer les efforts de flexion rencontrés dans la structure, il en déduit la quantité de ferrailage nécessaire dans les deux directions principales de ses dalles. Lorsqu'il s'agit d'élaborer ensuite un schéma de ferrailage, Maillart démontre un sens aiguisé des réalités du chantier et de ses impératifs.

Par le produit de ses investigations, il est en mesure de déterminer le tracé des *isovaleurs des contraintes*, c'est à dire les trajectoires des lignes de force d'un même type au sein d'un ouvrage.

Pour une valeur donnée de contrainte, et un type d'effort (la traction ou la compression), le tracé des *isovaleurs des contraintes* fabrique un réseau enchevêtré de trajectoires d'efforts qu'il suffit de suivre pour intégrer le fonctionnement de la reprise des charges au sein de la structure étudiée.

Assez logiquement, il semble suffire de disposer les armatures en suivant les trajectoires de traction pour assurer leur reprise efficace au sein du béton armé. Les trajectoires correspondant à des niveaux constants des efforts, il est par la suite possible de moduler la quantité d'acier en faisant varier le diamètre à chacune des lignes d'isovaleur de traction.

⁵² Ibid., p. 56

C'est ce que suggère en tous cas un théoricien comme Walter **Edge** (USA).

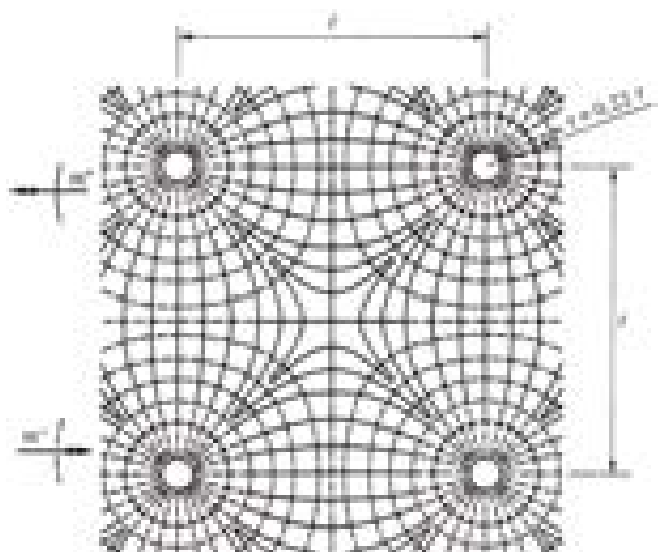


Fig. 5.21 : tracé des isovalues de contraintes dans une dalle sur colonnes in **Fabre et al. [1997]**

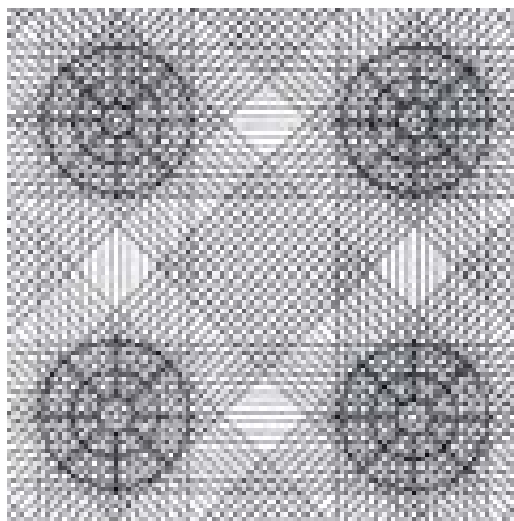


Fig. 5.22 : plan de ferrailage proposé Walter Edge in **Maillart [1926]** (extrait)

Pour sa part, Maillart fait preuve de bon sens en adaptant ces résultats aux pratiques en vigueur dans le monde de la construction. Ceci est aisément compréhensible lorsque l'on se souvient que Maillart a toujours aimé participer aux chantiers au point de se constituer en entreprise de construction.

Maillart constate avec justesse que la « disposition américaine » nécessite quatre directions de ferrailage différentes – donc quatre lits de fers superposés – ce qui entraîne un mauvais positionnement, dans l'épaisseur de la dalle, des couches situées le plus à l'intérieur de la section, ce qui en réduit d'autant l'efficacité. Il critique aussi le « système américain » sur le point de la forme des chapiteaux, sur lequel nous reviendrons plus bas, dont l'origine est pour eux purement formelle. Le chapiteau « américain », dont la forme du fût épouse *grosso modo* les formes du chapiteau corinthien, se révèle problématique sans l'artifice d'une plaque de renforcement entre la tête du pilier et la dalle.

Pour le ferrailage de sa dalle, Maillart imagine ainsi une maille orthogonale dont la densité varie proportionnellement à celle des efforts qu'instruisent les trajectoires des isovalues de traction. Il préfère aussi faire varier l'écartement des barres, plutôt que leur diamètre, pour tenir compte des concentrations locales d'effort. Pareilles méthodes sont toujours à l'honneur dans les pratiques du chantier et du bureau d'étude contemporains, en vertu de leur simplicité.

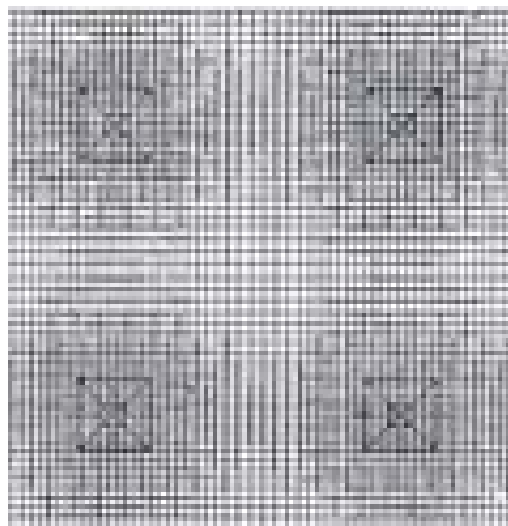


Fig. 5.23 : plan de ferrailage selon **Maillart [1926]** (extrait)

La question qu'il faut également résoudre lorsque l'on veut liaisonner de manière efficace une dalle aux colonnes qui la supporte est celle de la forme à donner à la transition d'un élément à l'autre. La méthode « américaine », selon le qualificatif employé par Maillart, aborde la question de manière purement formelle, dans une simple logique de superposition.

Maillart en fait un problème d'interaction, ce qui est d'ailleurs réellement le cas.

Dans un premier temps, Maillart a étudié la forme de la courbe de transition pour qu'elle corresponde exactement à la loi d'évolution des efforts tranchants sous une charge régulière.

Pour en établir l'expression⁵³, on peut prendre l'hypothèse d'une colonne ronde reprenant un effort $V = q.l^2$ sous la forme d'un effort tranchant uniforme sur le pourtour.

Sur ce périmètre, l'expression de l'effort tranchant V devient $V(x) = V - q\pi x^2$. L'effort tranchant par unité de longueur à une distance x de la colonne peut ainsi s'écrire :

$$V_x = \frac{V - q\pi x^2}{2\pi x} = \frac{V}{2\pi x} - q\frac{x}{2} = q \cdot \left(\frac{l^2}{2\pi x} - \frac{x}{2} \right) \approx q \cdot \frac{l^2}{2\pi x} \text{ si } x \text{ est petit}$$

Cette dernière expression étant approximativement hyperbolique, cette forme sera donc mise en oeuvre par Robert Maillart pour déterminer le galbe de ses chapiteaux. Mais la même loi n'est pas systématiquement utilisée, et on voit la forme de ces chapiteaux évoluer au fil du temps dans les réalisations de Maillart.

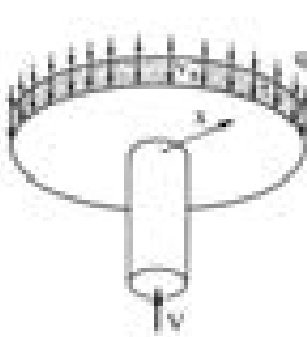


Fig. 5.24 : distribution hyperbolique des efforts tranchants au voisinage d'une colonne cylindrique, d'après **Favre et al. [1997]**

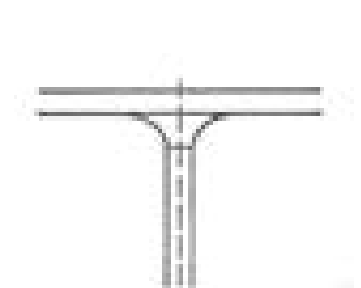
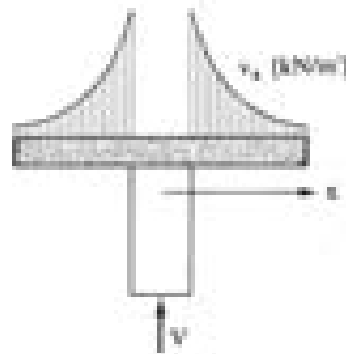


Fig. 5.25 : chapiteau hyperbolique selon Maillart, in **Bill [1955]**, p. 158

Selon David **Billington**, après le constat que la forme varie en fonction des efforts rencontrés, qu'elle est proche de celle d'une parabole⁵⁴ – les deux courbes étant toutes deux des *coniques*, la parabole étant un cas particulier d'hyperbole à une seule branche – puis que la géométrie de ces courbes est approximative une fois mise en oeuvre, Maillart aurait dessiné sur ces bases les formes courbes qu'il jugera, au cas par cas, les plus appropriées pour construire la transition.

⁵³ **Favre & al. [1997]**

⁵⁴ **Billington [1983]** p. 164

Dans un article, Maillart lui-même⁵⁵ nous donne la clef de ces changements des règles de composition : dans un premier temps, il construit la transition entre colonnes et dalle en considérant la résistance au poinçonnement (cisaillement). Le résultat est une hyperbole.

Pour ses réalisations ultérieures, « les chapiteaux furent exécutés selon une ligne plus aplatie présentant en chaque point la même résistance au fléchissement par rapport aux moments négatifs. Dans les deux cas, il y avait un passage progressif et continu du pilier à la dalle correspondant au jeu des forces naturelles ». La loi d'évolution des moments de flexion sera, pour sa part, parabolique.

Plus loin, nous constatons, qu'en accord avec les résultats de son étude, Maillart pose une règle géométrique optimale pour ce qui est de la reprise des efforts : elle sera tantôt hyperbolique, tantôt parabolique. Mais pour la réalisation, il reste tenu de se plier à l'interprétation de la règle – souvent simplificatrice du point de vue de la géométrie – dans les strictes limites autorisées par les moyens qui peuvent être déployés sur le chantier.

La géométrisation de la règle théorique est particulièrement explicite dans le détail qu'il publie en illustration de l'article précité. Sur ce dessin (voir *fig. 5.26*), la géométrisation du principe est poussée à son extrême.

Au premier examen, on remarque sur le schéma théorique que la taille des colonnes va en diminuant au fur et à mesure des étages, tout comme l'épaisseur des dalles. Un examen plus approfondi montre que la courbe des chapiteaux est pratiquement semblable à chacun des étages.

La forme est visiblement obtenue par la règle mathématique que Maillart a dû choisir dans ce cas présent (vraisemblablement une courbe parabolique proche de la loi hyperbolique : voir annotations en bleu).

Une analyse métrique détaillée fournit encore plus d'information sur le degré de géométrisation du principe structural (voir *fig. 5.27*). D'après ce qui est visible sur le schéma du principe publié dans **Max [1955]**, la largeur de la tête du chapiteau est définie au niveau inférieur du bâtiment et reste constante aux étages supérieurs.

Dans le même temps, la hauteur de béton entre la naissance (inférieure) du chapiteau et la face supérieure de la dalle qu'il supporte semble aussi rester constante, ce qui est une forme de simplification de la courbe hyperbole. Dans le cas où l'épaisseur des planchers va en décroissant avec les étages, le chapiteau gagne ainsi en hauteur, mais c'est aussi le cas pour toutes ses dimensions, proportionnellement à la hauteur des fûts des colonnes.

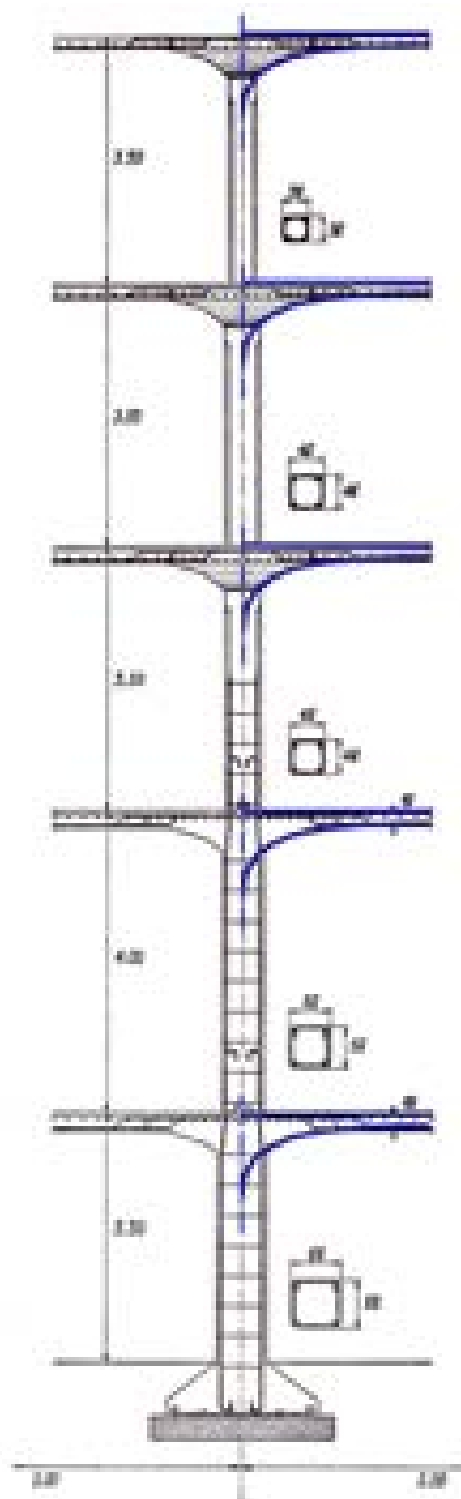


*Fig. 5.26 : coupe dans le système Maillart des dalles-champignons. Échelle : 1/100^{ème}, in **Bill [1955]**, p. 163, annotations en couleur de l'auteur*

⁵⁵ **Maillart [1926]**

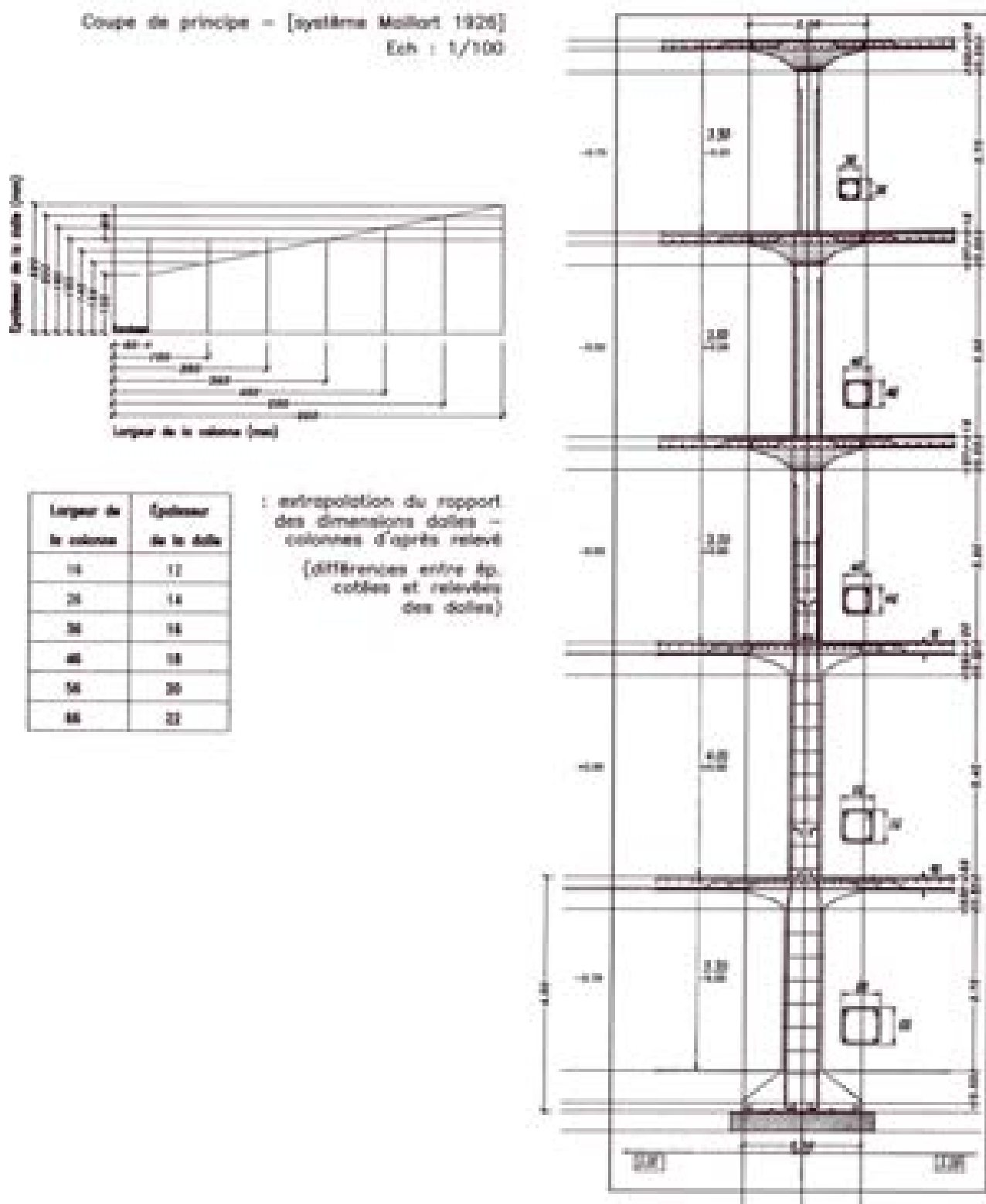


Fig. 5.27 : analyse dimensionnelle de la coupe de principe du système Maillart de dalles-champignons continues (Pilzdecken), d'après l'article de **Maillart [1926]** en fig. 234 de **Bill [1955]** (le tableau, les axes et cotes ajoutées sont de l'auteur)

On constate enfin que – mis à part les niveaux 3 et 4 qui sont semblables, et si on s'en tient aux dimensions mesurées, et non aux cotes – l'évolution des dimensions des dalles et des colonnes est réglée par une progression algébrique (une même valeur est à chaque fois ajoutée au terme précédent). L'extrapolation en est donnée dans le tableau de la figure 5.27.

Comme résultat de cette analyse métrique, on constate à quel point la règle mathématique qui était à l'origine de la courbe des chapiteaux est devenue une règle géométrique simple qui permet un dessin aisé d'un système de dalles continues. Nous verrons cependant au *chapitre 8* que la règle n'est pas définitive, mais que sa mise en oeuvre permet une certaine interprétation.

Dans les dispositions géométriques du schéma théorique analysé ci-dessus, on remarque qu'en définitive, la répétition de la règle de la courbe identique permet une grande expressivité formelle, au point qu'il serait aisément possible d'interpréter ces formes comme le résultat d'une volonté esthétique.

En effet, lorsque l'on monte avec les étages, les chapiteaux se font plus aériens par le simple fait que la taille des colonnes a diminué et que l'épaisseur des planchers a suivi le même processus. Dans des bâtiments destinés à l'industrie, il est somme toute logique de rencontrer les planchers supposés porter les charges les plus importantes dans les niveaux les plus proches du rez-de-chaussée ; le côté aérien de la structure des niveaux supérieurs contribuant à asseoir leur fonction dans un rôle moins technique.

On pourra aussi remarquer que Maillart ajoute un congé à la majeure partie de la longueur des angles de ces colonnes. Cette disposition, outre le fait qu'elle permet de protéger les arêtes des colonnes contre leur endommagement, renforce aussi visuellement la forme des chapiteaux par distinction de celle des colonnes.

Dans ce type d'ouvrage, on peut à nouveau dire que toutes les mesures qui sont adoptées à l'origine pour des raisons pratiques ou théoriques concourent à renforcer l'expressivité des ouvrages de structure.

Considérant le comportement réel de la dalle, et en comparaison de nos méthodes de dimensionnement contemporaines, quel est le degré de validité des résultats obtenus par Maillart ? Quel est donc le bien-fondé de son approche du problème ?

Lorsqu'on lit **Maillart [1926]**, il nous explique, dans un article rédigé pour le Bulletin Suisse (*Schweizerische Bauzeitung*), qu'avant les années 1910 la formulation analytique des dalles se réduisait à de rares cas de figure particuliers (cf. formules de **Grashof**). D'autre part, Maillart jugea la méthode du découpage en bandes non satisfaisante, « même en première approximation »⁵⁶. On peut cependant nuancer les propos de Maillart si on se réfère au *théorème statique* de la Théorie de la plasticité (dont il a été question au *chapitre 3*) : il est pertinent de faire usage de ce mode de discrétisation (méthode des bandes / *strip method* de Hillerborg⁵⁷) pour obtenir un pré-dimensionnement sécuritaire de la dalle en flexion et de son ferrailage. Au détriment cependant de la garantie du bon comportement en service et de l'économie du matériau.

Partant de ce constat, la seule manière de caractériser avec précision le comportement du plancher-dalle ou de la dalle-champignon est de recourir à l'essai sur une structure réelle.

C'est ainsi que Maillart en viendra aux constructions d'essai en 1908 sur ses propres chantiers, afin de caractériser le comportement des dalles sur colonnes. Ceci l'a amené à écarter la solution de l'appui simple des dalles sur leurs colonnes d'appui – en raison de ruptures prématurées à proximité des appuis – au profit de dalles continues et solidaires de ceux-ci.

56 À l'interaction des moments de flexion des bandes croisées perpendiculairement, il faut ajouter l'influence des moments de torsion et celle du *coefficient de Poisson* sur la valeur des moments de flexion. Ceci est valable pour l'analyse élastique d'une dalle massive, la fissuration compliquant singulièrement le comportement de l'ensemble sous chargement. Plus loin, il faut encore tenir compte de l'influence des efforts tranchants sous la forme du poinçonnement. Plus loin encore, il y a l'interaction des colonnes solidaires à la dalle, les modalités de l'interaction étant fonction des dimensions relatives et du profil de transition à la dalle.

57 **Favre et al. [1997]**, pp. 392-395

Lorsque les mêmes auteurs comparent cette fois les travaux de Maillart aux résultats obtenus par une analyse aux états-limites ultimes, les dispositions imaginées par Maillart s'avèrent garantir une marge de sécurité raisonnable. A comparer la quantité de ferrailage prévue par Maillart et celle de l'analyse à la rupture selon l'*American Concrete Institute* (1995), les quantités d'acier ne diffèrent que de quelques pour cent.

Figure 1 consists of four parts: (a) Plan view of the slab showing a 3x3 grid of panels labeled I through IX. The panels are arranged in three rows and three columns. The top row contains panels VIII, VII, and VI. The middle row contains panels IV, V, and III. The bottom row contains panels I, II, and IX. (b) Section view of the slab showing the profile with dimensions. The total width is 3.0m and the total height is 0.2m. The slab is supported by a wall on the left and a column on the right. (c) Section view of the slab showing the profile with dimensions. The total width is 3.0m and the total height is 0.2m. The slab is supported by a wall on the left and a column on the right. (d) Section view of the slab showing the profile with dimensions. The total width is 3.0m and the total height is 0.2m. The slab is supported by a wall on the left and a column on the right.

58 Après avoir corrigé la formulation pour garantir des résultats corrects.

Il ne s'agit pas uniquement de calculer le cas le plus simple, qui consiste à charger la totalité de la dalle avec une charge répartie sur l'ensemble de sa surface, mais de caractériser l'interaction de toutes les zones de la structure sous la sollicitation d'une charge mobile. Maillart définit sa valeur à *1 tonne*. (voir *fig. 5.29*)

Le sérieux des mesures et de la méthode est à l'image de la précision des formules développées par Maillart. Par exemple, le moment négatif dans la dalle à la limite d'un chapiteau vaut, respectivement sous le poids propre et la charge d'exploitation :

$$-0.3 \cdot q \cdot l_1^2 \cdot k_{\text{eq}} \cdot \frac{l_1 - 2 \cdot b_1}{3 \cdot l_1 + 9 \cdot b_1}$$

$$-0.3 \cdot q \cdot l_1^2 \cdot k_{\text{eq}} \cdot \frac{0.7 \cdot l_1 - b_1}{3 \cdot l_1 + 8 \cdot b_1}$$

(d'après *Fürst et Marti [1997]*, p. 1104)

Des formules sont pareillement établies pour le moment de flexion positif dans la dalle, et les moments en tête de colonnes, bien qu'elles ne soient pas toutes utilisées lors du processus de conception.⁵⁹

De plus, comme pour les ponts, les résultats du dimensionnement seront d'ailleurs confirmés quelque temps plus tard par des tests de mise en charge réalisés par le professeur Roš de l'ETH (voir *fig. 5.30*)

En résumé, par l'application aux dalles de plancher de son maître d'ordre – qui est d'intégrer les uns aux autres les éléments qui fabriquent une structure en béton armé – Maillart invente le principe des dalles-champignons dans leur plus parfaite expression. Vu la difficulté théorique que représente l'étude de leur comportement, il n'a d'autre possibilité que d'étudier le concept via des essais en vraie grandeur.

Les règles et formules de dimensionnement qu'il en tire s'avèrent correctes du point de vue d'une approche plastique – et sont donc adaptées à représenter la réalité – mais cadrent mal avec les théories du calcul élastique.

Les lois de comportement qu'il observe amènent Maillart à définir des règles géométriques qui sont en relation étroite avec des règles mathématiques. La mise en oeuvre de ces dispositions lui impose certaines contingences qui, comme nous le verrons plus loin, l'amène (lui ou l'entreprise) à simplifier par approximation les canevas géométriques. C'est la même démarche qui a été adoptée par Antoni Gaudi, comme nous l'avons vu au *chapitre 3*.

Ces simplifications laissent cependant à l'ingénieur une certaine latitude dans l'expression plastique de la structure, comme nous l'avons vu pour la mise en oeuvre des chapiteaux : nous en avons proposé une interprétation pour la mise en place des formes de la structure au sein du bâtiment.

La notion de continuité entre appui et éléments portés avait déjà été rencontrée pour les poutres continues qui, chronologiquement, n'apparaîtront que près de trente ans plus tard.

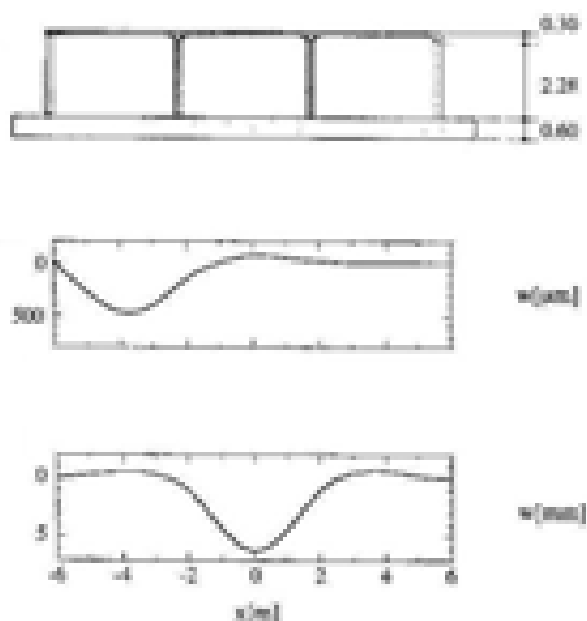


Fig. 5.29 : relevé des déflexions de la dalle d'essai de Robert Maillart sous une charge ponctuelle mobile de 1 t – source : Fürst et Marti [1997], p. 1104

⁵⁹ *Fürst et Marti [1997]*, p. 1104

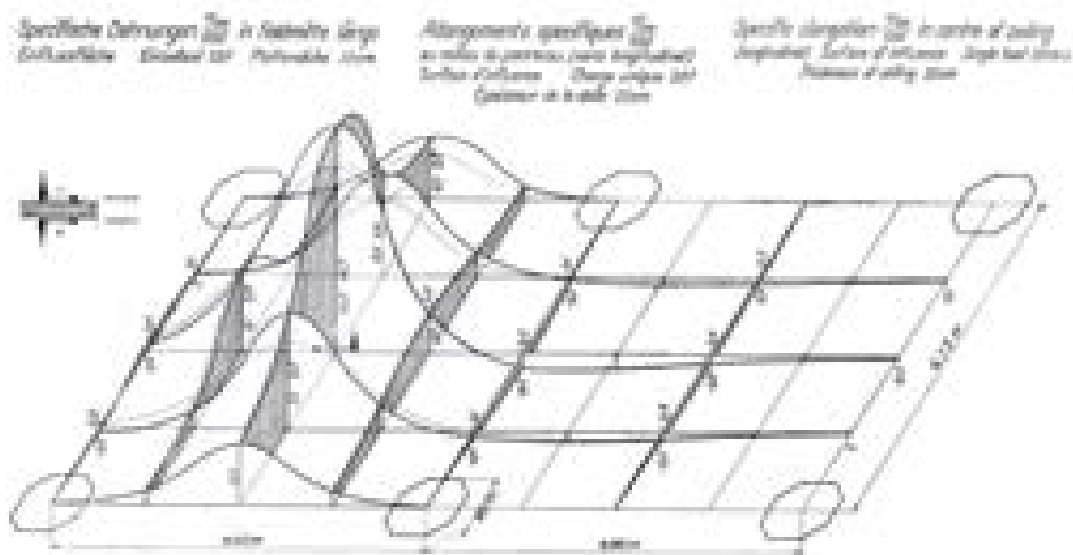
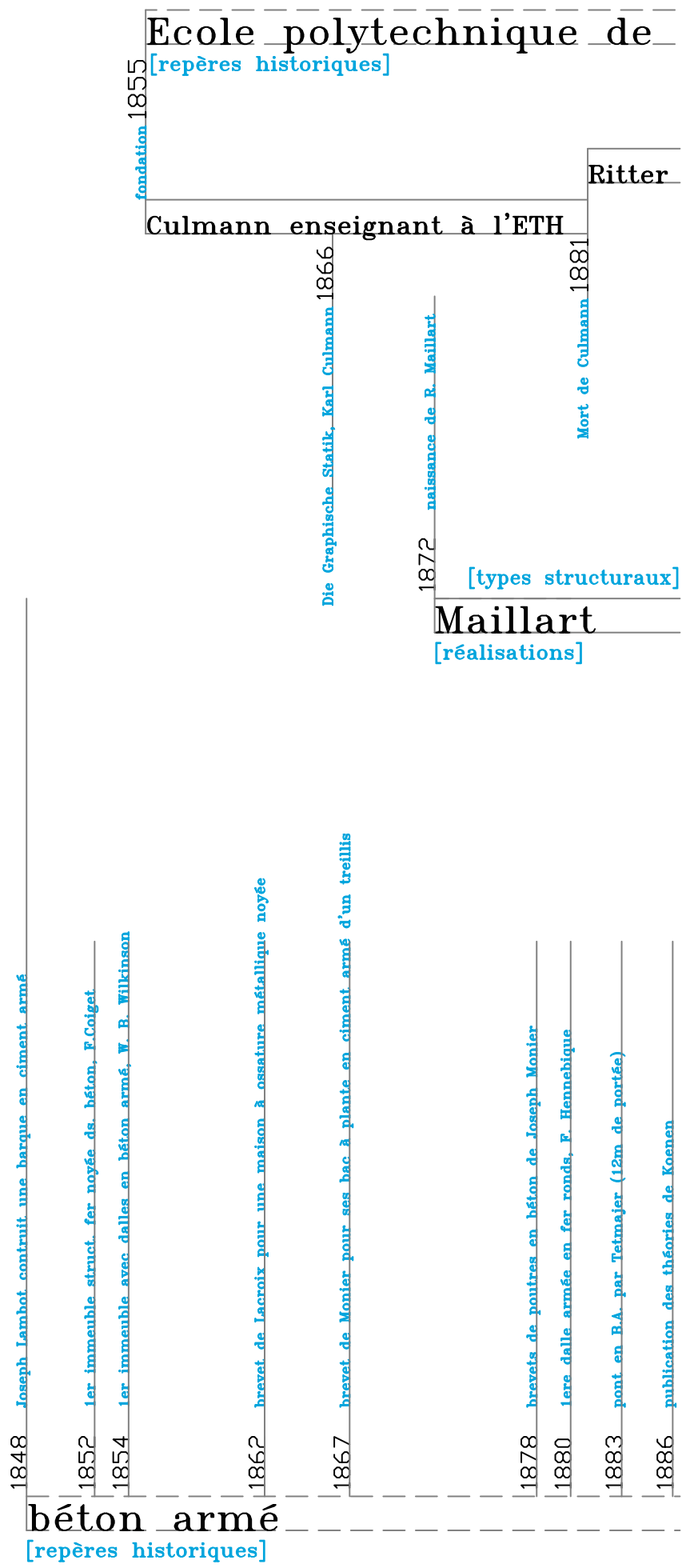
[illegible]Tableaux généraux des résultats
 Plantes à croissance rapide.Extrait de la Société pour l'Industrie chimique à Delle.
Delle à championnats en 1901-02.

Fig. 5.30 : campagne d'essai sur les dalles-champignons (e.a. de Robert Maillart) in **Roš & Eichinger [1930]**, p. 3

Après une étude superficielle des modèles structuraux les plus utilisés par Maillart, et ayant pu reconstituer l'état des connaissances de la technologie du béton armé à la fin du XIX^{ème} et au début du XX^{ème} siècle, nous sommes à présent prêts à aborder de manière approfondie les typologies structurales les plus abouties dans les travaux de Robert Maillart.

Il s'agira respectivement des arcs à trois articulations, puis des arcs raidis, dont l'étude sera suivie par celle d'un des bâtiments les plus étonnants jamais construits en béton armé : le hangar des *Magazzini Generali* de Chiasso.

5.3 Résumé



Zurich [ETH]

enseignant à l'ETH

Maillart enseignant à l'ETH

Poutres continues

Arcs raidis

Dalles-champignons

#1 Arcs à 3 articulations

#2

#3

pratique professionnelle de Maillart

décès de R. Maillart

1890 premières réalisations de Ways & Freitag (CH)

1892 brevet sur les étriers, François Hennebique
Edmond Coignet préconise l'usage de poutres de béton armé en forme de T

1897 premier cours de béton armé (Charlest Rahut)

1899 pont de Châtellerault, F. Hennebique / Théorie de W. Ritter
1900 1er immeuble en béton, François Hennebique

1903 commission suisse pour un code de calcul du B.A.

1904 premières recommandations officielles en Allemagne

1906 premières circulaire officielles en France pour la calcul du B.A.

Essais de Dalles champignons 1908
Brevet sur les Dalles champignons 1909
pont sur l'Aar à Aarbourg 1911

couverture sur une voie de chemin de fer à Ponte Chiasso 1913

1922 route en B.A. par Mesnager & Freyssinet (pont Candellier)

ponts du Wägital / Magazzini Generali de Chiasso 1924
pont sur le Val Tschielbach / Aqueduc à Châteland 1925

1929 route en B.A. par Maillart (pont du Salginatobel)

pont du Salginatobel 1929
pont de Kloosters 1930

passerelle sur la Töss / concours pour le viaduc de Sirakovo 1933
pont de Felsegg / pont de Schwandbach 1934
pont de Liesberg 1935
pont de Vesey 1936
pont de Gründlischwand sur la Liitschinen 1937

pont de Garstatt sur la Simme (1838/40) 1939
pont de Lachen / pont de Altendorf 1940

1890 début des études de Maillart à l'ETH

1894 fin des études de Maillart à l'ETH

Retraite de Ritter

1905



6. SALGINATOBEL, VESSY ET LES ARCS À TROIS ARTICULATIONS

TABLE DU CHAPITRE

6.1 UNE INTRODUCTION AUX ARCS ARTICULÉS CHEZ R. MAILLART

6.2 L'ARC À TROIS ARTICULATIONS : PRINCIPES ET RÉALISATION

6.3 PREMIÈRE ÉPOQUE : DU STAUFFACHER (1899) À TAVANASA (1905)

6.4 SECONDE ÉPOQUE : LE SALGINATOBEL ET LA MISE AU POINT DE L'ARC À TROIS ARTICULATIONS (1927-1933)

6.4.1 LE SALGINATOBEL : ORIGINES DE LA FORME ET RÉFÉRENCES

6.4.2 LE SALGINATOBEL : CONCEPTION GRAPHIQUE DE L'OUVRAGE

6.4.3 PROBLÈME ET CONCEPT DE L'ARTICULATION EN BÉTON ARMÉ

6.4.4 LE SALGINATOBEL : ANALYSE DÉTAILLÉE ET RÉALISATION

6.4.5 PROLONGEMENTS IMMÉDIATS DU CONCEPT

6.5 TROISIÈME ÉPOQUE : VESSY ET LES DERNIERS DÉVELOPPEMENTS (1936-1940)

6.6 CONCEPTION STRUCTURALE AVEC LES ARCS À TROIS ARTICULATIONS

6.1 UNE INTRODUCTION AUX ARCS ARTICULÉS CHEZ R. MAILLART

Comme nous l'avons vu, la carrière entière de Robert Maillart compte plus de 300 études et projets de structures. Nous avons également vu que parmi celles-ci, on peut distinguer grosso modo quatre grandes classes de typologies structurales dans ses ouvrages de franchissement, en particulier dans les ponts. On peut citer, dans un ordre de complexité plus ou moins croissante pour l'étude compte tenu des méthodes de l'époque : les arcs articulés, les arcs à forte excentration de la ligne des pressions, les arcs raidis, les poutres droites continues.

C'est dans la première des quatre catégories que l'on rencontre les ouvrages dont la portée est la plus importante. Elle comprend pour cette raison les ouvrages les plus connus.

Le **Salginatobel** est sans doute son ouvrage le plus célèbre ; on le retrouve également classé par l'ASCE (*American Society of Civil Engineers*) parmi les vingt ouvrages les plus prestigieux de l'histoire des structures, classement qui comprend entre autres la Tour Eiffel et le Canal de Panama.

Parmi les ponts de Robert Maillart, le pont sur l'Arve à **Vessy** est également une référence en raison notamment de ses colonnes caractéristiques en forme de **X**, popularisées par l'ouvrage de Sigfried **Giedion** [1941]. L'analyse de ces deux ouvrages est abordée dans la suite de ce chapitre.

Le *tableau 6.1* reprend la liste des ouvrages réalisés suivant la typologie des arcs à trois articulations, et mentionne encore une autre typologie, l'« arc à ligne de pression excentrée », également à trois articulations qui ne connaîtra qu'une seule réalisation.

# No	Nom	Lieu	Rivière	Date	Largeur (l)		Portée (L)	Flèche (f)	Rapport	Rapport	Épaisseur	
					[m]		[m]	[m]	L/f	f/L	de l'arc [cm]	
					circ.	tot.					min.	max.
Arcs à trois articulations												
1	Stauffacher	Zürich	Sihl	1899	6		39,6	3,7	10,7	9,3%		
2	-----	Zuoz	Inn	1901	4		38,5	3	12,83	7,8%		
3	-----	Billwil	Thur	1904	3,6	4,04	35	4	8,75	11,4%	20*	
4	-----	Tavanassa	Rhin	1905	3,2	3,6	51	5,5	9,27	10,8%	28*	
5	Salginatobel	Schiers	Salgina	1929	3,5	3,8	90	6,9	13,04	7,7%	20*	30*
6	-----	Schwarzenburg	Rossgaben	1932	3,6	id.	82	9,7	8,45	11,8%	18*	20*
7	-----	Felsegg	Thur	1933	9,5	9,8	72	8,5	8,47	11,8%	18*	32*
8	-----	Twan-Ligerz	Twanbach	1936	4,2	4,6	28,2	4	7,05	14,2%	16*	19*
9	-----	Vessy	Arve	1936	9,8	10,4	56	4,8	11,67	8,6%	15*	25*
10	-----	Garstatt	Simme	1940	7,9	id.	32	2,35	13,62	7,3%		
11	Altendorf /	Lachen	--- (route)	1940	8	8,35	40	4,5	8,89	11,3%		
'Arc' à ligne de pression excentrée, à trois articulations												
1		Innertkirchen	Aar	1934	7,2	7,6	30	3,5	8,57	11,7%	sans objet	

Tab. 6.1 : tableau synoptique des ponts en arcs articulés de Robert Maillart, d'après **Bill** [1955] et **Billington** [1974]
(les dimensions suivies d'une astérisque ne représentent que la table inférieure des sections ; « circ. » renvoie à la largeur circulaire des ouvrages)

Mis à part ce dernier, on rencontre onze arcs caractéristiques de ce type articulé dans les travaux de Maillart. On constate, en premier examen, que le recours à la typologie de l'arc à trois articulations a connu grosso-modo trois grandes périodes.

La première correspond à la mise au point de son type structural de l'arc à trois articulations. Elle culmine avec la réalisation du pont de Tavanasa (1905).

La seconde époque correspond à la fois à une première période de maturité et à une période de transition. Elle commence en effet par un ouvrage de maturité du type structural hérité de Tavanasa, le pont du Salginatobel (1929-30). Maillart y profite en outre des acquis formels rassemblés autour d'une autre typologie, celles des *arcs raidis* (voir *chapitre 7*) que Maillart commence à travailler en 1924. Dès cette période, on amorce une nouvelle évolution en abandonnant la forme d'arc parabolique continu, préparant la troisième période. Durant toute la durée de la phase de transition, Maillart travaille en parallèle la typologie de l'*arc raidi* et ceci jusqu'en 1934 (ou 1936 si l'on tient compte d'une dernière tentative non construite).

Durant la troisième période, Maillart ne recourt plus aux typologies raidies et travaille sur des arcs caractérisés par des gabarits de passage plus larges et des structures plus fortement chargées. C'est à cette étape que l'on constate un travail fait de subtiles variations dans la composition de la forme des arcs.

Nous aborderons plus loin chacune de ces trois grandes étapes, juste après avoir passé en revue les grands principes techniques et l'exécution des arcs munis de trois articulations.

6.2 L'ARC À TROIS ARTICULATIONS : PRINCIPES ET RÉALISATION

A l'époque où Robert Maillart conçoit son premier ouvrage, l'idée de l'arc à trois articulations est déjà ancienne et bien connue. Leur utilisation est héritée de la construction en acier du XIX^{ème} siècle¹ dans laquelle on recourt fréquemment à l'usage d'arcs porteurs d'articulations.

Un arc qui serait solidaire de ses appuis, y compris par rapport à sa rotation (encastrement), présente un degré d'*hyperstaticité*² égal à 3. A l'origine des arcs à trois articulations (*isostatiques*) on rencontre des raisons techniques et pratiques. Il s'agit d'une part de garantir le bon *comportement structural* de l'ouvrage, face à toute sollicitation de nature à en modifier la géométrie, et d'autre part de se donner les moyens d'en faire le calcul.

Le XIX^{ème} siècle est celui des grands développements des théories utilisées pour le calcul des structures : la Mécanique et la Résistance des Matériaux.

Le concept d'*hyperstaticité* est formulé pour la première fois dans l'ouvrage de Henri **Navier** [1826], précisément celui par qui la Théorie de l'élasticité est instituée comme science du calcul des structures. Les balbutiements du calcul mathématique des structures remonte plus loin encore : l'origine des connaissances en Résistance des matériaux remonte aux travaux de Galilée.

Les connaissances mathématique, touchant à la conception des structures entre l'Antiquité et la Renaissance ont été développées aux *chapitres 2 et 3*.

Dès 1826, **Navier** aborde dans ses *Résumés* l'analyse d'une poutre continue (*hyperstatique*). On sait, par les travaux de **Mariotte**, dès 1686³, que l'ajout de conditions d'extrémité supplémentaires permet d'augmenter la charge qui provoque la rupture des ouvrages et Pierre Simon **Girard** publie en 1798 une étude sur la résistance des poutres encastrees à leurs extrémités. **Navier**, de son côté, en produit l'analyse du comportement élastique, assimilant au passage les travaux analytiques de Jacob **Bernoulli** et Leonhard **Euler** sur la flexion des poutres. La solution de Navier est analytique et nécessite de résoudre, par intégration, un système d'équations différentielles sur base du principe de compatibilité des déformations.

Ces équations, comprenant autant d'inconnues que de liaisons, à cause de leur formulation *intégrale*, étaient réellement laborieuses à résoudre. Une première simplification sera apportée, pour la résolution des poutres continues, avec l'*Équation des trois moments* de **Clapeyron**, aux alentours de 1855.

1 **Billington** [1997a], p. 40

2 État d'une structure présentant plus de conditions de liaisons internes ou externes que nécessaire pour en garantir la stabilité au sens de la Statique (équilibre simple = *isostaticité*).

3 **Heyman** [1996], pp. 14-18, 95 et suivantes

Il s'agit d'abord d'écrire les équations reliant la pente aux déformations de la poutre de manière élémentaire. Son équation est construite de la manière suivante, pour une poutre encastrée à ses deux extrémités sous une charge q uniformément répartie⁴ :

$$6 EI\theta = \frac{1}{4} q l^3 - (2M + M') . l \quad \text{et} \quad -6 EI\theta' = \frac{1}{4} q l^3 - (M + 2M') . l \quad [1]$$

M et M' étant les moments d'extrémités, θ et θ' les déformations en rotation de ces mêmes extrémités ;

L'équation peut être appliquées à une poutre continue à n travées égales, où on retrouve $4n$ inconnues = quatre fois le quatuor M, M', θ et θ' . De même, on peut écrire $2n$ fois l'équation d'équilibre pour ces valeurs.

Sur chaque appui de la poutre continue, les moments M sont égaux deux à deux ; il est de même pour les déformations angulaires θ . Donc, soit on réduit le nombre d'inconnues du système, soit on lui ajoute $2(n-1)$ équations (il y a $n-1$ appuis intermédiaire pour une poutre à n travées) .

On obtient par cette seconde méthode : $2n + 2(n-1) = (4n-2)$ équations pour $4n$ inconnues. Si la poutre en question ne comporte que des appuis simples, les valeurs des moments extrêmes sont nuls. On rencontre alors 2 inconnues de moins, soit $(4n-2)$ inconnues, ce qui est précisément le nombre d'équations. Toutes ces équations se présentent sous une forme simple, où n'interviennent pas de termes différentiels.

Dans le même contexte d'une poutre continue, on peut combiner les équations [1] entre elles en éliminant les déformations angulaires θ qui sont égales de part et d'autre des appuis. Pour trois travées adjacentes (travée 1, de longueur l_1 , chargée d'une charge q_1 avec deux moments d'extrémités valant 0 (zéro) et M_1 ; travée 2, de longueur l_2 , chargée d'une charge q_2 avec deux moments d'extrémités valant M_1 et M_2 ; travée 3, de longueur l_3 , chargée d'une charge q_3 avec deux moments d'extrémités valant M_2 et M_3), on écrit la paire d'équations suivantes :

$$0 + 2(l_1 + l_2) . M_1 + l_2 . M_2 = \frac{1}{4} . (q_1 . l_1^3 + q_2 . l_2^3) \quad [2a]$$

$$\text{et} \quad l_2 . M_1 + 2(l_2 + l_3) . M_2 + l_3 . M_3 = \frac{1}{4} . (q_2 . l_2^3 + q_3 . l_3^3) \quad [2b]$$

Là où l'équation apparaît sous sa forme complète [2b], elle établit la relation qui existe entre *trois* valeurs de *moment de flexion*, sur les appuis de deux travées successives d'une poutre droite continue ayant plusieurs appuis (d'où le nom de l'équation).

Sitôt qu'on se donne une valeur de M_1 , les deux équations [2] fournissent immédiatement les valeurs de M_2 puis de M_3 . Pour la dernière et $n^{\text{ième}}$ travée, le moment M_n doit être nul, ce qui permet d'ajuster la valeur de M_1 et de résoudre le système linéaire. Pour annuler M_3 , on peut procéder par interpolation pour déterminer la valeur de M_1 ; il suffit ensuite de calculer les valeurs des autres moments intermédiaires.

Une nouvelle contribution à l'analyse des structures hyperstatiques est apportée par les travaux de l'italien **Castigliano**. Cette fois, la méthode proposée est systématique et applicable à tous les cas de figure ; elle est cependant moins complexe à mettre en oeuvre que les systèmes d'équations différentielles basés sur l'*analyse* (au sens mathématique) seule. Reconnu seulement grâce à sa publication en langue française, le théorème de **Castigliano [1879]** permet, par le principe des coupures, de résoudre les systèmes *hyperstatiques* par la *Méthode des forces*.

4 Heyman [1996], pp. 100-101

La méthode est relativement directe pour les treillis, mais elle devient complexe pour les systèmes composés où intervient la flexion, en raison de la complexité algébrique liée au calcul des *intégrales*. Le *Théorème de réciprocité* de **Betti (Maxwell-Betti)**, établi en 1872, en simplifie cependant l'application aux systèmes fléchis. L'analyse est donc possible algébriquement, bien que fort complexe.

Les Sciences de l'ingénieur en Mécanique des structures et en Résistance des matériaux se développent avec le besoin théorique lié à l'émergence des nouveaux matériaux que sont la fonte et le fer, puis plus tard l'acier. Avec eux apparaissent de nouvelles formes de structures architecturales dont l'expression évolue vers plus de légèreté et de complexité.

L'usage de la fonte en architecture remonte à la fin du XVIII^{ème} siècle et le fer ouvré se répand surtout à partir de 1820 dans les combles des passages couverts, des théâtres, des marchés, etc.⁵

Fer et fonte vont poursuivre, à partir de 1830, une carrière parallèle et complémentaire, avec l'apparition de constructions à structure entièrement métallique : serres, halls de gare, ateliers, etc., dans lesquels les piliers sont en fonte et la couverture en fer.

Vers les années 1845, la fabrication en série de profilés en **I** accélèrent la diffusion du fer qui devient un matériau d'usage courant. La construction du Crystal Palace à Londres, en fonte, fer, bois, et verre, en 1851, lui donne ses lettres de noblesse et l'Exposition universelle de 1889 à Paris en marque l'apothéose avec la Tour Eiffel et la Galerie des Machines.

L'acier concurrence le fer à partir de 1860 mais, dès le début des années 1900, il en a pratiquement remplacé totalement l'usage. Amorcés par l'apparition des matériaux ferreux en architecture, les développements théoriques – qui en permettent le calcul – deviennent rapidement nécessaires à l'étude des nouvelles formes de structure.

Dans un premier temps, la complexité de l'outil mathématique, lorsqu'il existe, n'autorise pas la résolution des systèmes complexes et on voit surtout apparaître des configurations structurales simples. Les composants de la structure n'y rencontrent, dans la mesure du possible, que des conditions d'*isostaticité*, empruntant le plus souvent la forme de *poutres simples* (ou considérées comme telles) ou de treillis métalliques.

En ce qui concerne les arcs en acier, la solution consiste à leur ajouter trois articulations intermédiaires, de manière à les ramener également aux conditions de l'*isostaticité*.

Il y a un second avantage à recourir aux structures *isostatiques*, et donc aux arcs à trois articulations : c'est qu'une telle structure n'est normalement pas bridée dans ses mouvements, ce qui lui évite de rencontrer des efforts parasites.

Ceux-ci peuvent naître de mouvements d'appui sous le poids de la structure, ou des charges qui lui sont appliquées (*contraintes géométriques*), ou bien encore des variations dimensionnelles de l'ouvrage. Ces dernières peuvent être dues aux dilatations à cause d'un changement de température, des variations hygrométriques (pour le bois) ou à des phénomènes comme le retrait (dans le béton).

Si on empêche la structure de se déformer, c'est à dire de s'adapter à ces changements de forme à l'endroit de ses conditions de liaisons internes ou d'appui, elle doit compenser ces mouvements par la déformation de

5 Architecture XIX^e – XX^e siècles [1980]

la géométrie de ses composants (longueur ou courbure). Il en naît inévitablement des efforts dans les éléments qui la composent et sur les appuis, efforts qu'il faut pouvoir intégrer tant dans l'analyse de la structure, qu'en veillant au surcroît de résistance nécessaire des sections transversales ou des fondations.

En compensation d'un excès de raideur de l'ouvrage (*hyperstaticité* ou structure bridée), la structure sera moins sujette aux déformations sous les charges appliquées, puisque cet effort est distribué sur un plus grand nombre de ses composants. Elle connaîtra cependant des déformations (et des efforts) supplémentaires sous les variations dimensionnelles empêchées .

Pour illustrer ce phénomène, il suffit de penser à un fort profilé métallique, dont les extrémités seraient prises entre deux murs, et qu'on soumettrait à l'action directe d'un ensoleillement important. D'une part, la pièce métallique peut prendre une courbure, à cause de la dilatation thermique plus importante, du côté qui est directement soumis à l'action du soleil ; d'autre part, les murs qui la limitent connaîtront sans doute des dommages à cause de la dilatation longitudinale qui naît de l'augmentation moyenne de température du profilé.

En conséquence de cela, une structure extrêmement souple et légère gagnera à être rigidifiée par l'ajout de conditions de liaison internes ou externes puisque, en raison de sa souplesse intrinsèque, ses variations internes de forme sont peu dommageables, comparées à celles qui seraient rencontrées avec des sections transversales particulièrement rigides. Ce cas de figure est cependant exceptionnel pour les arcs

En définitive, le choix de rigidifier ou de brider une structure appartient à l'ingénieur qui, par son expérience, est en mesure de juger si la nouvelle configuration est profitable au *comportement structural* et s'il en serait apte à le démontrer par le calcul.

Dans le cas des structures en fer et en acier au XIX^{ème} siècle, il s'est avéré que l'articulation des arcs était dans la plupart des cas souhaitable.



Fig. 6.1 : articulation en fer, au pied de la structure, Galerie des Machines, Paris, 1889 – source : Giedion [1990]

Dans les grandes structures métalliques du XIX^{ème} siècle, les articulations sont de gros mécanismes qui permettent à une partie de tourner librement par rapport à l'autre.

Dans les ouvrages contemporains, on a recours également pour les structures plus modestes à toute une série de dispositions des tiges d'assemblages, au niveau des connections, pour en approcher le comportement articulé.

De fait, le métal se prête bien à la fabrication des axes et charnières, et il n'est pas particulièrement complexe de fabriquer un assemblage articulé dans les structures en fer ou en acier.

Il n'en va pas de même dans les structures en béton. Par la technologie même de mise en oeuvre du matériau, les structures en béton acquièrent dès la construction un caractère monolithique. La difficulté est alors analytique lors de l'étude, et liée au comportement de l'ensemble après la réalisation.

Nous avons vu que, à l'époque où Maillart pratique le métier d'ingénieur, les outils théoriques pour l'analyse des structures hyperstatiques de complexité raisonnable sont disponibles pour le concepteur. Ce n'est donc pas dans le domaine des arcs que cette raison sera réellement contraignante.

Par contre, au fil des réalisations, il est apparu pour cette époque, qu'au niveau du *comportement structural*, le principe de l'articulation était préférable.

En tant que pierre agglomérée reconstituée, il a pu paraître de prime abord logique aux concepteurs qu'il valait mieux appliquer aux ouvrages en béton les mêmes logiques que celles des ouvrages en maçonnerie. C'est donc ce qui a été fait dans un premier temps ; il est vrai que les origines du béton armé remontent entre autres à l'*opus caementicium* de la Rome antique, dont le principe est de mettre en oeuvre des éléments de voûte épais contrebutés par des massifs de maçonnerie. Étant plus résistant, le béton était cependant mis en oeuvre dans des volumes plus réduits et dessinés.

Ainsi, un des premiers ponts en arc de portée respectable en béton armé, qui soit quelque peu travaillé dans sa mise en oeuvre, est celui imaginé et dessiné comme un arc épais par François **Hennebique** à Châtellerault en 1899.

Une fois mis en oeuvre, l'arc présentait rapidement de fort méchantes fissures.

Par conséquent, Paul **Christophe**, dans sa publication de référence sur le béton armé de 1902, en attribue les défauts à l'absence d'articulation, argumentant en faveur de l'arc à trois articulations comme étant le type structural le plus rationnel pour les arcs en béton armé.⁶



Fig. 6.2 : pont de Châtellerault, François Hennebique, 1899 – Source : **Billington [1997a]**, p. 16

A quoi peuvent être dus ces défauts ?

D'après David **Billington**⁷, il faut attendre 1925 pour que Charles **Whitney** (USA), établisse et détaille la méthode mathématique analytique appropriée à l'étude des arcs en béton sans articulations. Cependant le comité de l'ASCE (*American Society of Civil Engineers*), alors en charge de la publication du document, en conclut que la méthode est trop complexe et dispendieuse en temps pour être utilisée dans un contexte professionnel.

On constate par contre que la seconde édition de l'ouvrage du Français Maurice **Lévy [1886-1888]** sur la *statique graphique* et ses applications, abordait déjà de manière approfondie l'étude des arcs non articulés dans le troisième tome de son édition. Il en est de même pour le quatrième tome des ouvrages du Suisse Wilhelm **Ritter [1906]** sur le même sujet.

Il est étonnant que le comportement de l'ouvrage de François Hennebique n'ait pas été anticipé par le calcul, quelle qu'en soit la forme adoptée. Son mauvais comportement aurait donc été dû davantage aux impondérables, quant aux variations dimensionnelles ou géométriques de l'ouvrage (réellement difficiles à étudier pour l'époque), plutôt qu'en l'absence d'une possibilité technique de calculer un arc sans articulation.

⁶ **Billington [1997a]**, p. 31 et note 26, p. 251

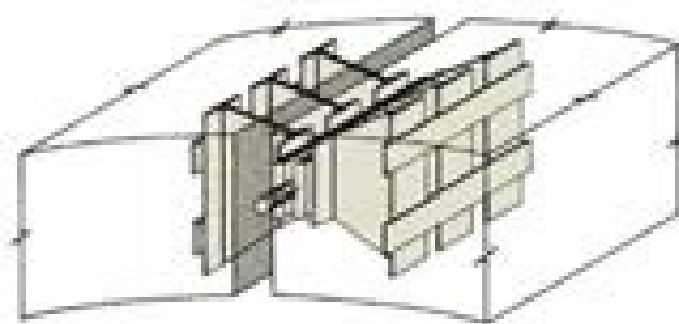
⁷ *Ibid.*, p. 116

En fait, si un arc en béton insuffisamment armé (cette notion ne peut être qu'absolument vague à ce point du raisonnement) est dépourvu d'articulations, il va simplement de lui-même reproduire des fissures de manière concentrée en trois endroits de sa longueur. Il se fabrique de la sorte trois articulations pour retourner à lui seul aux conditions d'*isostaticité*. C'est le principe de formation des rotules énoncé par Tetmajer que Maillart a repris à son tour (voir *chapitre 5*).

Étant acquis qu'il y a nécessité d'articuler en trois points les ponts en arc, quelque en soit le matériau, il fallait encore s'entendre sur la manière de réaliser les articulations dans un ouvrage en béton.

Si la manière de faire pour créer une jonction articulée dans un ouvrage en acier semble aller de soi, le recours aux articulations dans les ouvrages en béton est encore inhabituel et représente un problème neuf.

Dans un premier temps, le réflexe a été d'intégrer aux ouvrages des pièces métalliques semblables à celles qui étaient rencontrées dans les ouvrages en fer ou en acier (voir *fig. 6. 3*).



Typical metal hinge used in concrete arch bridges

Fig. 6.3 : articulations au pied des arcs du pont de Fragnée (1901-04), et Articulation métallique pour arc en béton – Sources : <www.structurae.de> et Billington [1979], p. 11, annotés

Les articulations dans les ouvrages en béton armé ne trouveront que plus tard une expression qui est réellement propre à leur technologie, comme nous le verrons dans les pages qui suivent, notamment au travers des travaux de **Mesnager** et **Freyssinet**, puis plus tard de **Robert Maillart**. Nous verrons aussi plus loin l'interprétation contemporaine que l'on peut faire de leur exécution.

6.3 PREMIÈRE ÉPOQUE : DU STAUFFACHER (1899) À TAVANASA (1905)

Le premier pont en béton conçu par Maillart est le pont **Stauffacher**, construit à Zurich, en 1899. Ce projet, construit par les entreprises **Froté and Westermann**, est un arc à trois articulations en béton dont l'architecte de la ville, Gustave **Gull**, dessina les façades en pierre dont il est habillé.



Fig. 6.4 : pont Stauffacher à Zurich, Robert Maillart, 1899 – Source : **Billington [1997a]**, p. 13

(La surface de couleur sombre, au centre, est une plaque de bronze qui porte le nom de l'ouvrage.)

Le principe de ce pont consiste en un arc en béton massif non armé, dont l'épaisseur varie entre 94 cm aux appuis et 72 cm à la *clef*. Ses trois articulations sont réalisées à l'aide de mécanismes en acier.

Sur cet arc, sont ensuite simplement construits des murs transversaux en blocs de béton, pour porter la dalle du *tablier*⁸ en béton armé. Bien qu'il soit loin d'être révolutionnaire dans son principe, ce pont présage par ses murs transversaux la forme qu'adopteront les ponts ultérieurs de Maillart.

Sa portée est cependant importante comparée à celle de ses concurrents en maçonnerie et en acier qui ont également été soumis à la ville lors du concours lancé en 1898 pour préparer l'édification de l'ouvrage. Seul un des ponts en acier envisageait aussi de franchir la portée en une fois, tous les autres projet prévoyaient un appui intermédiaire.



Fig. 6.5 : coupe dans la structure du pont Stauffacher, Robert Maillart, 1899, échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

8 Surface où circulent piétons et véhicules, le cas échéant.

Il faut noter que la ville s'est rangée à l'avis du professeur Wilhelm **Ritter** pour prendre sa décision, et que c'est ce dernier qui argumenta pour un pont en béton, sans appui intermédiaire, en forme d'arc avec trois articulations en acier. Mais déjà, **Maillart [1930]** témoigne d'une forte résistance des autorités pour un pont en béton. Actuellement, ce pont est toujours en service à proximité du centre de Zurich. Une plaque commémorative placée à mi-longueur de l'un de ses parapets mentionne le nom de l'ouvrage et de son ingénieur, Robert Maillart. Elle nous apprend que l'ouvrage a connu une restauration en 1991, soit près de cent ans après sa construction.

Il est remarquable qu'un ouvrage conçu pour supporter le passage de piétons et d'attelages puisse encore remplir de bons et loyaux services, un siècle plus tard, en supportant toute la gamme des véhicules automobiles contemporains. Cette capacité d'adaptation tient entre autres à la manière dont l'ouvrage a été pensé dans son principe structural.

Le second pont en béton étudié par Maillart appartient également à la même typologie d'arc à trois articulations : il s'agit du pont sur la rivière Inn à **Zuoz**, construit en 1901. Cette fois, il présente des caractéristiques tout à fait innovantes.

N'étant pas obligé, comme sur son pont précédent à Zurich, de souffrir qu'on rapporte à la structure de son ouvrage une façade en pierre pour satisfaire au bon goût, Maillart peut envisager d'utiliser le matériau même de la structure pour en définir l'esthétique.

Il envisage de cette manière de construire le mur longitudinal entre l'arc et la face inférieure du tablier en béton, redoublant les deux faces visibles d'un élément longitudinal à mi-largeur de l'arc.

Ce faisant, Maillart dessine en 1901 la première application de la forme de *caisson* pour la *section transversale* d'un pont en béton⁹. La section en *caisson* (*box-girder*) est devenue depuis une des formes les plus courantes pour la construction des ponts en béton armé.

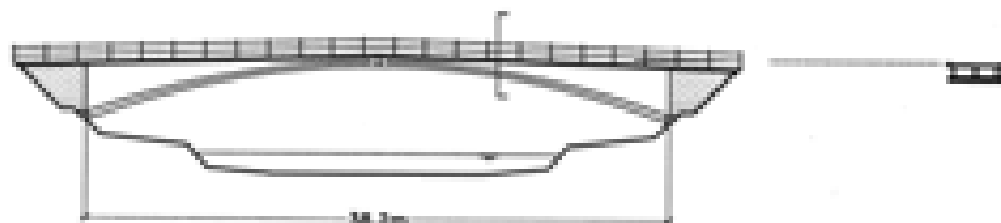


Fig. 6.6 : élévation et coupe transversale du pont sur la rivière Inn à Zuoz, Robert Maillart, 1901, échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

En fait, les coupes longitudinales des deux ouvrages sont encore fort semblables, mis à part le fait que les murs qui supportent le tablier changent d'orientation, et que l'ensemble est réalisé monolithiquement en béton armé, ce qui permet d'affiner l'épaisseur de la dalle inférieure de l'arc.

Maillart fait breveter le principe formel de ces deux ponts en 1902¹⁰, mais dans la perspectives que ces formes soient désormais réalisées en béton armé, avec par conséquent des sections transversales en *caisson*.

⁹ On considère encore couramment que l'invention de la section transversale en *caisson*, pour les ouvrages en béton, est due à François **Hennebique** en 1911 mise en oeuvre pour le pont Risorgimento, (voir **Schlaich & Schäfer [1991]**, p. 3) mais Maillart met déjà en oeuvre ce principe dix ans plus tôt.

¹⁰ **Billington [1997a]**, p. 28

Dans la foulée de ce premier succès, Robert Maillart construira sur un modèle identique le pont de **Billwil**, sur la Thur, en 1904.

Dans sa forme, le nouveau pont est simplement la reproduction des dispositions de Zuoz, adaptées à une longueur de franchissement plus importante.

Maillart se contente de franchir cette longueur à l'aide de deux travées successives, mises bout à bout mais séparées par un appui central intermédiaire, de manière à ce que les poussées des deux arcs puissent s'annuler l'une l'autre à son niveau.

Par la suite, capitalisant sur l'acquis structural de la *section transversale en caisson*, Maillart entame un lent processus de perfectionnement de la forme de ses ouvrages en béton sur le principe de l'arc à trois articulations, processus qui le mènera aux ouvrages parmi les plus beaux que connaîtra sa carrière et toute l'histoire des structures en béton.



Fig. 6.7 : pont sur la Thur à Billwil, R. Maillart, 1904, – cliché de l'auteur d'après le dossier HS1085 RM1903-02 des Archives ETHZ

De fait, des travaux sur l'optimisation des structures en arcs à 3 articulations, pour ce qui a trait à leur forme générale et à l'évolution de l'épaisseur de l'arc, sont menés dès février 1886 à Berlin par **Emperger** et **Melan**¹¹. Mais les résultats n'en seront pas publiés avant 1908.

Dans ceux-ci, Joseph **Melan** décrit la manière de dimensionner l'arc en fonction de l'évolution de l'importance des efforts de flexion tout au long d'un arc à trois articulations. Mélan montre que c'est bien au quart de la portée, à mi-distance entre la rotule de la *clef* de l'arc et celle de l'appui, que les moments de flexion les plus importants sont rencontrés.

Mais pour Robert Maillart, la suite de ces développements est amorcée accidentellement.

En septembre 1903, il est appelé sur le site de Zuoz pour examiner l'apparition de fissures dans les tympans en béton.



Fig. 6.8 : fissures relevées en 1903 sur les tympans longitudinaux du pont de Zuoz (1901) de Robert Maillart (en rouge). Ces zones n'étant soumises qu'à de très faibles contraintes, Maillart envisage pour les ouvrages ultérieurs une découpe des zones inutiles (en pointillés verts). Échelle : 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

¹¹ Billington [1997a], p. 40

Maillart était alors en fin de conception du pont de Billwil. Il examine les fissures à Zuoz, et sait par son étude en cours pour Billwil qu'il n'y a que de très faibles contraintes dues aux charges dans les zones où apparaissent ces fissures. Il constate enfin qu'elles sont présentes en majorité du côté de la face ensoleillée de l'ouvrage.¹²

N'étant pas en mesure de faire mieux, il suggère de faire enduire les tympans longitudinaux de ces deux ouvrages. Son attitude sera différente lorsqu'il aura à aborder la conception de ses ouvrages ultérieurs.

Selon **Billington**, la forme que Maillart imagine pour le pont de **Tavanasa** (1905) serait le résultat uniquement de cette volonté de résoudre le problème des fissures dans ses ouvrages, sans qu'il y ait là de considération particulière en ce qui concerne les efforts.

En fait, puisqu'à proximité des appuis, seule la zone proche de la rotule participe activement à la reprise des efforts, le tympan n'y est pas réellement nécessaire (il existe de manière transversale juste à côté de l'articulation). L'ouvrage étant réalisé en béton armé, le *tablier* est également en mesure de franchir seul une certaine longueur. Rien n'empêche donc Maillart d'évider le tympan à proximité des appuis, ce qui a pour effet immédiat d'individualiser l'arc dans sa forme.

Puisqu'il s'agit encore de porter le tablier, l'évidement ne peut avoir lieu sur toute la longueur de l'arc, mais seulement à proximité des appuis. Il est un moment où le dessus de l'arc remonte pour fournir un appui à la dalle du *tablier*. Sur ces seules considérations géométriques, on est en mesure d'expliquer la forme de l'ouvrage dans ses grandes lignes.

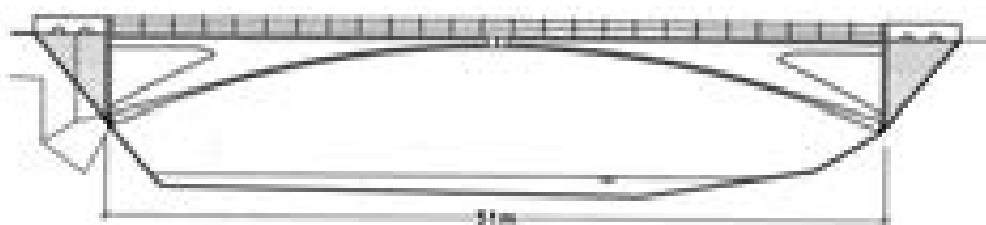


Fig. 6.9 : pont de Tavanasa, Robert Maillart, 1905, échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

On mesure ici tout l'ampleur du chemin parcouru depuis l'arc massif du pont Stauffacher à Zurich. L'analyse ne serait cependant pas complète sans un examen simultané des sections transversales de l'ouvrage.

Dans la partie centrale de l'ouvrage, une fois que la section de l'arc et de la structure du tablier se sont confondus, la *section transversale* de l'arc est composée comme un *caisson fermé*.

¹² **Billington** [1979], p. 34

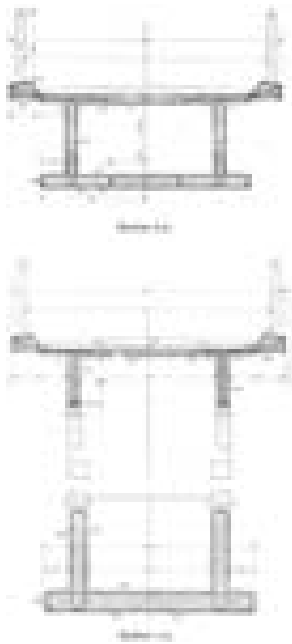


Fig. 6. 10 : coupes transversales dans le tablier du pont de Tavanasa, Maillart, 1905. Échelle 1/100^{ème}, d'après Bill [1955], p. 38 – coupes adaptées par l'auteur

Puisque la dalle de roulement, les tympans (murs) longitudinaux et la dalle inférieure sont solidaires pour composer la section de l'arc, il n'est pas nécessaire d'utiliser beaucoup de matière en comparaison de l'arc du pont Stauffacher où l'épaisseur de l'arc mesure près de 80 cm.

Lorsque l'on examine la section complète dans le premier quart de la portée de l'arc, on constate que l'arc se réduit à une dalle solidaire de deux morceaux de murs, constituant une sorte de poutre en double T inversé. La section du tablier est une sorte de miroir de la forme de l'arc, bien que moins importante en volume puisqu'elle n'a qu'à soutenir l'arc sur le quart de la portée, alors que l'arc participe au dispositif qui franchit l'ensemble de la largeur de la rivière.

À considérer la dalle inférieure seulement, son épaisseur varie entre 18 cm à la clef et une cinquantaine de centimètres aux appuis.

L'arc complet, d'une épaisseur atteignant les 90 cm à cet endroit du pont Stauffacher, possède ici une hauteur allant de 90 cm à 2 m, mais évidé de la majeure partie de son volume.

De petits détails comme le profil des ailes des sections en T ont été étudiés pour soigner l'écoulement des eaux sur l'ouvrage.

Du point de vue des efforts, la hauteur statique de l'arc est la plus importante là où il rejoint la section de la structure du tablier, à proximité du quart de la portée du pont. C'est précisément là que les efforts de flexion qui naissent de la charge d'utilisation appliquée sur une seule moitié du pont sont les plus importants.

A l'examen de la forme de l'ouvrage vu de côté, on perçoit ainsi immédiatement que l'arc gagne en résistance au fur et à mesure qu'il s'approche du quart de la portée, ce qui en révèle immédiatement la pertinence de la forme au vu des efforts rencontrés.

Du côté du détail des sections, Maillart joue à la fois sur les tableaux de la largeur des murs longitudinaux, de l'épaisseur de la dalle, de la hauteur de la section TT inversée, et de la section d'ensemble où elle collabore à la structure du tablier. Le travail subtil qui est mené, entre les proportions relatives des éléments constitutifs de son ouvrage, lui permet d'obtenir des sections transversales de surface approximativement constante, tout en modulant leur capacité à reprendre des moments de flexion importants.

A en croire David Billington, l'origine de forme ne serait cependant pas encore, à cette époque, le résultat des efforts rencontrés puisque Maillart n'aurait pas tenu compte des charges d'exploitation (qui ne représentaient que 11% de la charge totale à Tavanasa) pour concevoir son esquisse.¹³

Pour comprendre ce fait surprenant, il est utile de rappeler que les charges d'exploitation étaient rarement considérées alors pour la conception des ponts en maçonnerie.¹⁴ De fait, la forme géométrique de la ligne inférieure de l'arc, à Billwil comme à Tavanasa, est simplement parabolique.

Cette forme de l'arc était encore, en toute vraisemblance, circulaire pour les ponts antérieurs : elle était simplement héritée des dispositions adoptées pour la réalisation d'ouvrages en maçonnerie. Chez Maillart, comme dans l'ensemble du monde de l'ingénierie structurale, il faut un temps assez long pour que les

¹³ Billington [1979], pp. 39, 116, note 15 p. 139

¹⁴ Ibid., note 36 p. 132 (à l'exception cependant des efforts dus au vent pour les grandes structures gothiques)

ouvrages en béton se départissent, tant dans leurs formes que dans le principe de leurs structures, des pratiques architecturales issues d'autres matériaux, et en particulier de la maçonnerie.

Mais le pont de Tavanasa marque un tournant décisif dans ce processus d'individuation : cette fois, l'ouvrage structural n'a plus rien d'un ouvrage traditionnel en maçonnerie, si ce ne sont ses *culées* d'appui.

C'est précisément pour cette raison que l'ouvrage a rencontré une opposition aussi farouche dans l'accueil qui lui a d'abord été réservé, si ce n'est peut-être dans le cénacle des lecteurs admiratifs du *Zweizerische Bauzeitung*, un journal d'ingénierie marqué par l'indépendance de sa ligne éditoriale.

Mais pour la grande majorité du public, Maillart transgressait en une seule réalisation toutes les règles de l'édification des ponts construits jusqu'alors. Ce faisant, il invente en même temps une expression formelle enfin adaptée à la construction des arcs à trois articulations en béton armé.

Ce ne sera d'ailleurs qu'avec le temps que Maillart prendra conscience de tout le potentiel et du bien-fondé pour l'expression de l'arc de **Tavanasa** ainsi mis en forme.

Celle-ci présage des grandes réalisations des années de maturité de Robert Maillart. Mais pour cela, il faudra attendre près de 25 ans avant de voir le célèbre **Salginatobel** sortir de terre.

6.4 SECONDE ÉPOQUE : LE SALGINATOBEL ET LA MISE AU POINT DE L'ARC À TROIS ARTICULATIONS (1927-1933)

Au printemps 1905, c'est-à-dire pendant la construction du pont de Tavanasa (terminé en septembre 1905), Robert Maillart prend la décision de se consacrer désormais exclusivement à l'étude et à la construction de bâtiments. Jusque-là, il partageait son temps entre l'étude des rares ponts dont on voulait bien le charger et quelques vagues ouvrages utilitaires ou de petites structures.¹⁵

Ce sera notamment l'époque où il développe ses célèbres *dalles-champignons*.

Il construit encore quelques ponts, sans grande qualité comparés à ceux de ses débuts, entre 1909 et 1912,¹⁶ parmi lesquels se trouvera cependant le pont de **Aarburg** (1911) dont il sera question dans le chapitre suivant consacré aux arcs raidis.

Alors que toute l'Europe est en crise, cette aventure de la construction de bâtiments industriels l'emmènera à St-Petersbourg en 1912, puis à Riga (Lettonie) où sa femme le rejoint en 1914. Face au danger grandissant de la Prusse envahissante, il part s'installer à Kharkov avec toute sa famille en 1915. Là, il compte une armée de mille travailleurs dans son entreprise de construction et, alors que toute l'Europe est en guerre, Robert Maillart est millionnaire. Mais le vent tourne et la Révolution russe le pousse de nouveau à fuir, tout à la fin de l'année 1918.¹⁷

C'est un Maillart ruiné et endetté qui rentre en Suisse en 1919. Mais, doté d'une détermination forte et d'un solide savoir-faire, Maillart est prêt à tout recommencer. Dans les années '20, il entreprend l'étude de ponts d'un type nouveau en béton armé, auquel le chapitre suivant sera consacré.

Chemin faisant dans ces nouveaux concepts, Maillart élabore un nouveau langage formel sur lequel il s'appuiera aussi lorsqu'il sera question de construire à nouveau un pont à trois articulations.

6.4.1 LE SALGINATOBEL : ORIGINES DE LA FORME ET RÉFÉRENCES

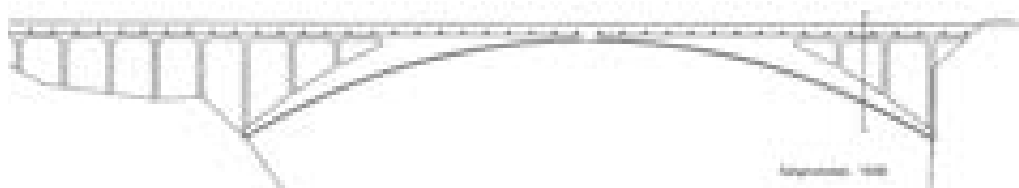


Fig. 6.11 : pont du Salginatobel, Robert Maillart, 1929. Échelle 1/1000^{ème} – dessin de l'auteur

Cette occasion ne viendra que sept ans plus tard, lorsqu'un glissement de terrain emporte le pont de Tavanasa. Maillart est alors invité à participer à un concours pour sa reconstruction, concours qu'il ne remporte pas. Pris entre les *desiderata* des habitants, qui ont fini par s'attacher à l'aspect unique de leur pont et demandaient à ce qu'il soit reconstruit à l'identique, et celles du canton, qui désirait construire un pont

15 Billington [1997a], p. 47

16 Ibid, p. 56

17 Ibid., pp. 77-96

plus haut, Maillart passe d'un concept à l'autre lors de ses trois avant-projets successifs (voir *fig. 6.14, 6.15, 6.16*).

Un autre concours, lancé en 1928, allait lui donner l'occasion d'en faire la synthèse. Il s'agit du projet de pont sur la Salgina (Salginatobel).

L'année suivant son échec à Tavanasa, Maillart s'associe avec les entreprises Prader & Cie pour participer au concours pour la construction d'un pont aux dimensions monumentales (90 m) dans un coin perdu de la Suisse. Ce pont devait relier le village de Schuders à la ville de Schiers (canton du Graubünden) par une petite route de campagne, par-dessus la Salgina qui coulait au fond d'un ravin large et profond.

Parmi les 19 projets, candidats¹⁸ à l'appel d'offres, dont sept étaient en acier, celui de Maillart compte, avec celui de G. **Lüscher**, parmi les deux seuls projets réellement adaptés aux contraintes du site : des parois abruptes et verticales en grès et une portance du roc relativement faible.¹⁹

Le pont du Salginatobel représente pour Maillart une étape décisive dans la mise au point formelle du prototype de son arc à 3 articulations.²⁰ C'est également sur cet ouvrage que le principe de l'articulation d'un arc en béton – emprunté à Freyssinet et Mesnager – trouve chez Maillart une expression réellement aboutie.

Le pont est étroit (3,5 m) et ne semble prévu que pour supporter une surcharge de 350 kg/m², ce qui est relativement faible par rapport aux contraintes contemporaines imposées aux ouvrages de franchissement.

Pour sa conception, le pont du Salginatobel est tributaire, dans ses formes, de nombreux ouvrages antérieurs dans la pratique de Maillart. Ceux qui illustrent le mieux ces étapes sont :

- le pont de Tavanasa (1905):

Le premier ouvrage marquant par lequel Maillart débute sa carrière est le pont de Zuoz dans lequel il transpose au béton la technique du caisson utilisée jusque là en acier seulement. A Billwil, il corrige la forme du profil de l'arc, qui devient parabolique. Mais c'est à Tavanasa, en 1905 que Maillart définit la forme caractéristique de son arc à trois articulations.



Fig. 6.12 : pont de Tavanasa, Robert Maillart, 1905, échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

18 **Billington [1979]**, p. 84

19 *Ibid.*, p. 86

20 **Billington [1997a]**, p. 136

Comme nous l'avons vu, il semble que la raison première de l'évidement des voiles longitudinaux à proximité des appuis, est de résoudre le problème de fissuration des murs longitudinaux rencontré sur le pont de Zuoz (1901), problème qui serait dû à une masse continue trop importante de béton.

Avec ce nouveau profil caractéristique, l'évolution de la section tout le long de l'ouvrage est en parfaite correspondance avec l'évolution des efforts maximaux occasionnés par une charge mobile, même si l'objectif de la conception était autre. Du point de vue de la pertinence de la forme vis-à-vis des charges, l'expression est juste, mais de caractère apparemment fortuit au moment de la conception.

Ainsi, donc, l'ouvrage de Tavanasa est porté par un arc parabolique ; il emprunte la forme d'un caisson confondu avec le tablier dans sa partie centrale. L'arc est lancé entre deux culées massives maçonnées en pierres.

Dans les zones d'extrémité de l'ouvrage en béton, l'arc (en forme de U) est distinct du tablier qui, pour sa part, prend la forme d'une dalle sur deux poutres longitudinales.

– le pont de Valtschielbach (1927-1928) :

Le pont de Valtschielbach appartient au type structural de l'*arc raidi*, qui est étudié au chapitre suivant. C'est le troisième ouvrage de ce type construit par Maillart, mais c'est le premier à avoir trouvé une expression formelle réellement intéressante.

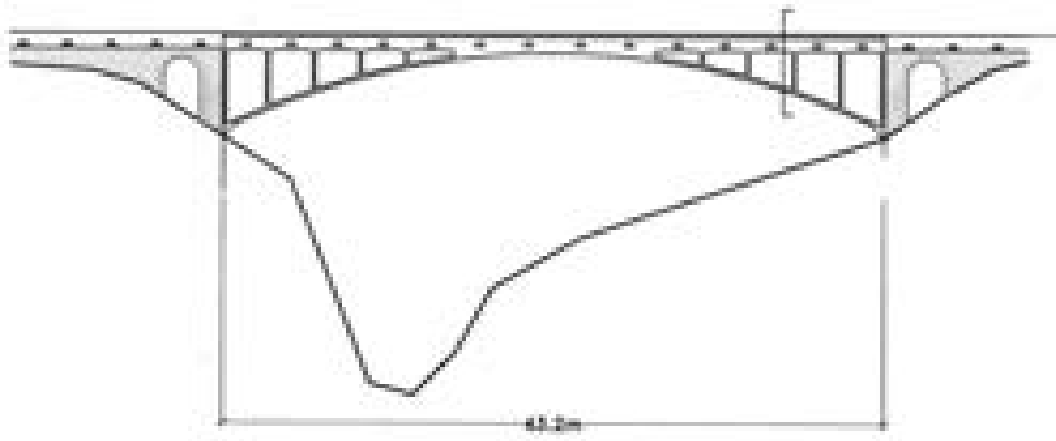


Fig. 6.13 : pont de Valtschielbach, Robert Maillart, 1928. Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Bien que l'arc de Salginatobel ne soit pas un *arc raidi*, on y trouvera la même expression caractéristique, usant de voiles en béton perpendiculaires au sens de la portée, que dans le pont du Valtschielbach.

Le principe de l'*arc raidi* est de concentrer la matière à proximité du tablier plutôt que le long de l'arc comme dans les arcs à trois articulations. Par contraste avec les arcs de Tavanasa ou du Salginatobel, l'épaisseur de l'arc du Valtschielbach et de tous les ponts de ce type est étonnamment mince.

C'est également à Valtschielbach qu'apparaissent des découpes en demi-cercle dans les garde-corps, caractéristiques des deux ouvrages, comme le sont les voiles de béton transversaux.

- le projet-concours pour le remplacement du pont de Tavanasa (1927-1928) :

A l'occasion de la ruine de l'ouvrage en 1905, occasionnée par le glissement du versant montagneux situé juste au-dessus du pont, et du concours lancé par le canton, Maillart se repenche sur la conception originale du pont de Tavanasa.

Cette fois, du côté des autorités du canton, on exprime la demande d'un ouvrage plus haut au-dessus du niveau de la rivière. L'objectif semble être de pouvoir laisser le passage par-dessous le pont à une voie automobile ou ferrée le long de la rivière. C'est donc assez naturellement que Maillart se tourne en premier lieu vers la forme d'un *arc raidi*, dans la mesure où il se prête mieux visuellement aux *flèches*²¹ importantes (voir *fig. 6.14*).

Mais les habitants de Tavanasa ne l'entendent pas de cette oreille. Ayant eu plus de deux décennies pour se faire à la forme de l'ouvrage tant décriée à ses débuts, ils requièrent un ouvrage semblable à celui qui faisait leur fierté depuis lors. Le deuxième avant-projet de Maillart est donc en tout point semblable à l'ouvrage original.

Suite à cela, les autorités du canton reviennent sur leur demande originelle qui imposait une hauteur beaucoup plus élevée de l'ouvrage sur l'eau.

Maillart en revient à un *arc raidi*, et remet en question la conception originale de Tavanasa dans le but de l'améliorer. Chemin faisant, il se défait progressivement des culées d'appui et des travées d'approche en maçonnerie, ceci au profit de voiles transversaux élancés qui vont chercher directement appui sur le sol.

On constatera également que les garde-corps sont en tous points semblables à ceux du Valtschielbach sur le troisième avant-projet.

Mais l'ouvrage primé et construit ne sera pas celui de Maillart mais celui de W. **Verseel**, très semblable visuellement à la dernière esquisse de Maillart, bien qu'il ne s'agisse pas d'un *arc raidi* dans le projet de Verseel.

Pour se faire une idée du projet primé, il suffit d'épaissir la hauteur de l'arc, de réduire de moitié le nombre de voiles porteurs transversaux à l'arc, et de décrocher un garde-corps massif en porte-à-faux du reste. Le résultat est un ouvrage qui semble peu travaillé et hors d'échelle par rapport aux projets de Maillart, un genre de structure brute et utilitaire minimaliste.

Lorsque Maillart se penche sur l'esquisse du **Salginatobel**, il sort à peine du concours du nouveau pont de Tavanasa et il est encore tout imprégné des pérégrinations qui l'ont ballotté d'un concept à l'autre dans ce projet. Il est aussi, sans doute, plus à même d'appréhender en profondeur les caractéristiques techniques qui départagent leurs principes structuraux respectifs.

Dans le projet du Salginatobel, on constate que les formes structurales rassemblent des caractéristiques propres aux deux dernières esquisses de Tavanasa. Dans ses principes techniques, il n'est cependant tributaire que du premier des deux.

²¹ Hauteur verticale entre le milieu d'un arc et de sa corde.

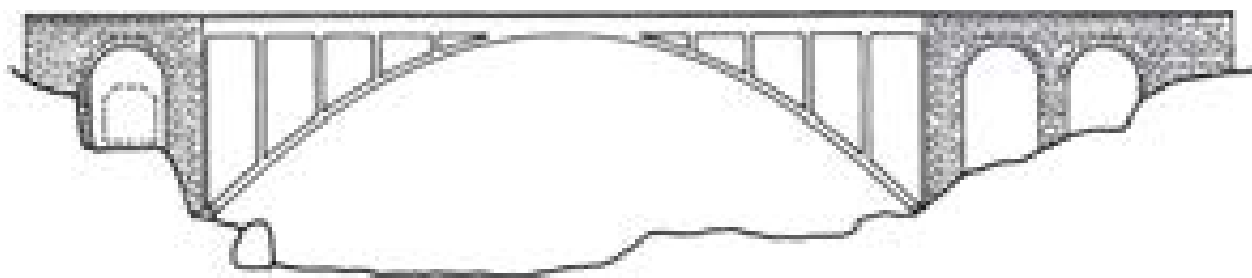


Fig. 6.14 : premier avant-projet pour le remplacement du pont de Tavanasa, Robert Maillart, 20 novembre 1927.
Échelle 1/500^{ème}, Archives ETHZ d'après **Billington** [1979], p. 78.



Fig. 6.15 : second avant-projet pour le remplacement du pont de Tavanasa, Robert Maillart, 6 décembre 1927.
Échelle 1/500^{ème}, Archives ETHZ d'après **Billington** [1979], p. 78.

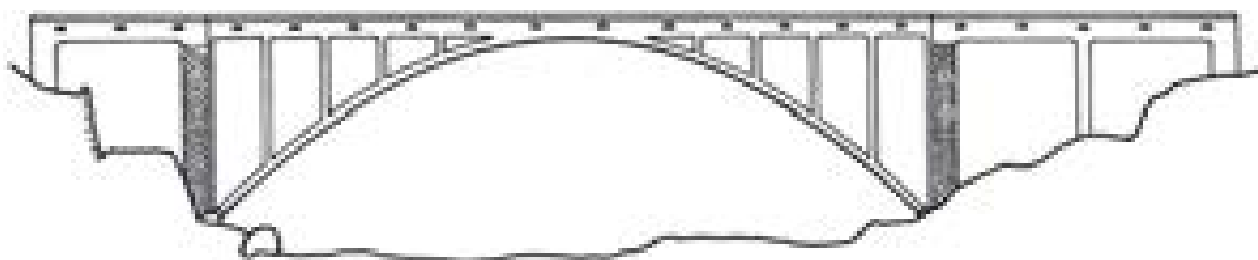


Fig. 6.16 : troisième avant-projet pour le remplacement du pont de Tavanasa, Robert Maillart, 31 janvier 1928.
Échelle 1/500^{ème}, Archives ETHZ d'après **Billington** [1979], p. 78.

Ainsi, le Salginatobel est un arc à trois articulations qui porte des voiles de béton transversaux pour soutenir le tablier. Ces voiles poursuivent leur rythme de part et d'autre des appuis de l'arc pour rejoindre les berges. On y remarque que les garde-corps sont percés d'ouvertures semi-circulaires comme dans l'avant-projet de Tavanasa de janvier 1928 et au Valtschielbach, sans toutefois que les garde-corps ne jouent le rôle de poutres raidisseuses pour l'arc porteur.

Il y a pourtant une nouveauté : en plan, la dalle inférieure de l'arc s'élargit au fur et à mesure que l'on s'approche des appuis de l'arc. De profil général parabolique, la dalle est cependant coffrée par des segments de droite.

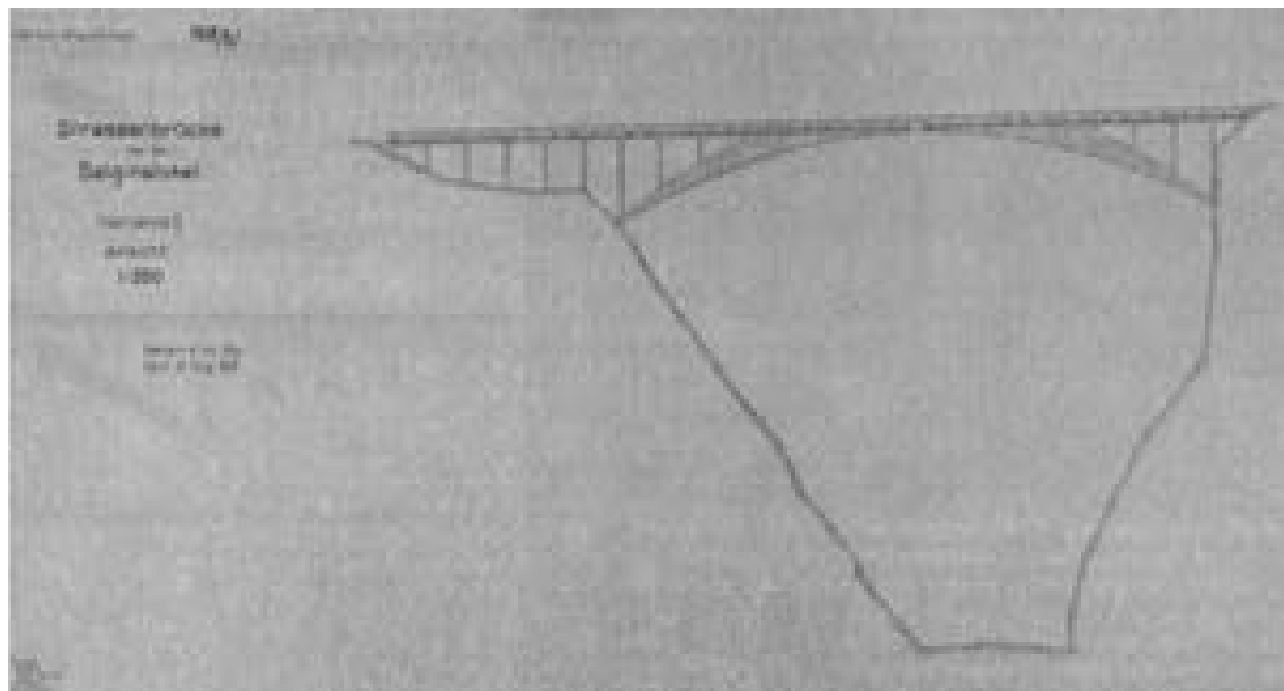


Fig. 6.17 : plan de la première variante proposée par Maillart pour le concours du Salginatobel, 31 août 1928. Hors échelle (d'un cinquième plus réduit que le 1/1000^{ème}) – Source : Archives ETHZ in **Billington [1979]**

Puisque ce projet suit de près le concours pour le remplacement du pont de Tavanasa, et au vu de la ressemblance formelle du Salginatobel avec les derniers principes qui sont proposés au concours précédent, on peut avancer que le projet du Salginatobel débute en 1927 avec le concours pour le pont de Tavanasa-bis.

Le concours du pont du Salginatobel court entre le 10 juin et le 15 septembre 1928. Maillart a terminé son avant-projet à la fin août 1928. Celui-ci se présente en trois dessins, profil et coupe, auxquels se joint une variante pour les travées d'approche. Dans cette variante plus onéreuse qui ne sera pas retenue, Maillart propose des arcs maçonnés comme... dans sa première proposition de forme pour le concours de Tavanasa.

Cependant, le fait qu'il ordonne cette possibilité en seconde variante, dans le concours du Salginatobel, marque le fait que Maillart entend désormais se départir des formes lourdes réalisées en maçonnerie – qui jusque-là, en leur fabriquant leurs appuis, encadrent systématiquement ses arcs en béton – pour se tourner vers des projets entièrement réalisés en béton et cohérents dans leur globalité.

6.4.2 LE SALGINATOBEL : CONCEPTION GRAPHIQUE DE L'OUVRAGE

Les traces de la conception de l'ouvrage dans les archives sont rares et ne permettent pas de reconstruire l'ensemble du processus de l'élaboration du projet. Les esquisses sont manquantes, il existe quelques notes manuscrites, et plusieurs épures en *statique graphique* (fig. 6.18 à 6.19, 6.36, 6.82 et suiv.). Les plans de présentation du concours sont encore existants aux archives (l'un d'eux est reproduit en fig. 6.17), ainsi que la note de calcul de l'ouvrage (44 pages).

D'après David **Billington**, qui a étudié en profondeur ce projet, il semble que Maillart ait fixé d'entrée de jeu, en tout début du projet, la longueur de portée de l'ouvrage (90 m), décision qui ne sera plus remise en question par la suite. Sur cette base, Maillart aurait fait une étude minutieuse du rapport flèche/portée (13/90) ainsi que de l'évolution de l'épaisseur de l'arc tout au long de sa longueur. (Les documents permettant d'étayer les propos de Billington n'ont pu être retrouvés aux archives Maillart de l'ETHZ.)

Toujours selon Billington, le choix de ces rapports n'a apparemment été arrêté que dans la perspective de produire le profil le plus impressionnant parmi les différentes solutions possibles, du point de vue de la technique et de l'économie. Cet aspect de l'étude aurait été mené exclusivement sur l'élévation latérale.²²

Il n'est pas possible de définir avec précision le moment où intervient le dessin des épures : celles-ci ne sont pas datées. Mais toutes ont – entre autres – pour objet une forme ou une autre de calcul.

Parmi celles-ci, certaines ont pour objet un calcul seulement : c'est le cas de la planche ayant trait aux efforts de flexion dans la structure du tablier [Fig. 6.82, p. 220] et des efforts de flexion dus au vent [Fig. 6.71]. Il est ainsi fort probable que ces derniers dessins interviennent en même temps que la rédaction des notes de calcul, en mai et juin 1929.

L'ordonnancement des planches utilisé ici est arbitraire. Nous l'avons adopté comme étant le plus probable, en considération des informations qu'elles contiennent.

Sur les autres planches, on remarque un travail qui est mené de front sur le calcul – mené graphiquement, à l'aide d'une épure de *statique graphique* – et sur le dessin des élévations ou des sections.

Trois de ces épures ont trait à la conception de la forme de l'ensemble de l'ouvrage (plan, coupes, élévations générales) [Fig. 6.18, 6.21 et 6.19], l'une au calcul et au dessin du massif de fondation [Fig. 6.36], et le dernier dessin est consacré à l'étude de la forme et du ferrailage du voile transversal le plus haut [Fig. 6.73].

Jusqu'ici, nous avons noté que la définition formelle du Salginatobel serait marquée tant par un travail sur le paysage (d'après Billington) que par une étude formelle trouvant ses références dans le principe structural de l'arc à trois articulations – tel que mis en forme à Tavanasa – et dans des manières de faire pour le dessin de la forme provenant d'autres projets.

Pour la suite, le fait que les épures ont un rôle central à jouer dans le processus de conception étant acquis – il suffit de juger de l'évolution formelle qu'on y constate – les pages suivantes seront consacrées à la manière dont elles contribuent à l'avancement du projet.

22 **Billington** [1997a], p. 138

La planche que nous estimons être chronologiquement la première montre une représentation géométrale complète de l'ouvrage sur laquelle est construite une épure de *statique graphique*.

Le dessin représente une vue de profil de l'ouvrage, un plan, une coupe transversale de l'arc, et une proposition d'élévation transversale pour la plus haute des piles (sur la rotule). Toutes ces vues sont tracées à la même échelle : le 1/100^{ème} sur la planche originale.

La pile en vue transversale a encore une forme en trapèze, avec des bords rectilignes. Ceux-ci s'incurveront sur les dessins postérieurs. Le dessin précise que la forme de la face intérieure de l'arc est parabolique sur les 4/7^{ème} de sa longueur, près des appuis.

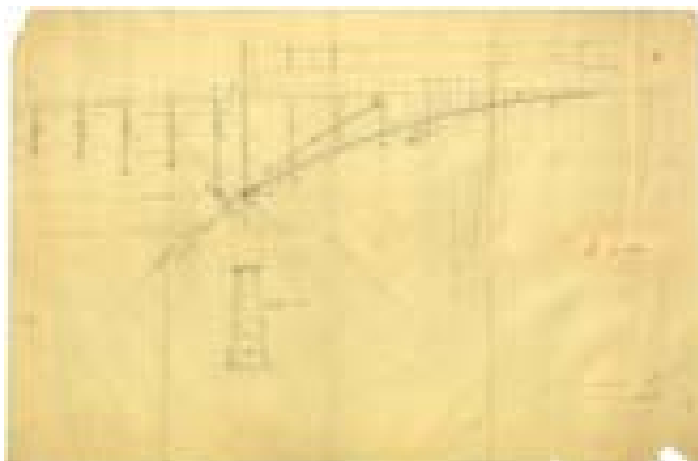


Fig. 6.18 : épure de travail « III » du Salginatobel, R. Maillart, env. 1928, échelle 1/1000^{ème} – source : Archives ETHZ

Le tracé parabolique est une référence directe à la forme d'équilibre d'un arc sous une charge répartie. La forme de la partie centrale est vraisemblablement définie sur d'autres règles : un relevé minutieux de la géométrie de l'arc montre que l'hypothèse la plus plausible est celle d'un arc de cercle.

Il ne s'agit cependant pas d'un pur dessin d'esquisse puisque plusieurs éléments sont déjà arrêtés (ou définis durant le dessin de la planche) et ne connaîtront plus de modifications fondamentales : le rythme de la structure, la forme du bord supérieur de l'arc qui va en s'incurvant aux extrémités, ainsi que la variation de l'épaisseur des murs du caisson de l'arc, dont l'épaisseur varie avec les travées. En particulier, toutes les cotes propres à définir la géométrie de la structure des travées d'approche sont définies, alors que leurs fondations ne sont qu'esquissées. On trouve sur cette planche plusieurs tracés superposés de la forme de l'arc et ailleurs, la trace de lignes effacés à la gomme. C'est l'épure de la mise en place générale des profils de l'ouvrage.

L'*épure de statique* ne prend en compte que le poids propre. Par contre, au niveau de l'appui de l'arc sur son articulation, le dessin reprend en représentation vectorielle les *résultantes* dues à cinq cas de chargements différents : le poids propre seul (g), le poids propre + la charge d'exploitation ($g+q$) et divers cas de charge en fonction de la moitié du pont qui est sollicitée par des charges d'exploitation.

Cette étape du dessin des *résultantes* vectorielles aux pieds des rotules peut être perçue comme une étape préliminaire au dessin des massifs de fondation. L'épaisseur de l'arc, vu de profil, est mise en place de manière symétrique autour de la trajectoire d'une des réactions d'appui. La courbe du bord supérieur de l'arc est également tangente à l'une de ces trajectoires. Par contre les massifs d'appui ne sont encore qu'esquissés sur l'élévation latérale et ils ne remplissent pas encore le rôle qui leur est attribué dans la descente des charges, comme nous le verrons plus loin.

Des trois planches, le style graphique de cette planche est le plus proche du brouillon. Quant aux objectifs de l'*épure de statique* dressée sur la planche, ils sont, comme nous le verrons en détail plus loin, très semblables à ceux des deux autres épures étudiées.

La deuxième épure est la plus importante en taille et la plus précise du point de vue graphique. C'est elle qui sera analysée en détail plus loin quant aux objectifs, lorsqu'il est fait appel à la *statique graphique*.

Le dessin représente l'ouvrage à l'échelle du 1/100^{ème} sur la planche originale. Il comprend une vue de profil, un plan et une élévation de la pile la plus haute, dans sa version galbée. Une élévation des travées d'approche est dessinée au 1/50^{ème}, ainsi qu'une coupe transversale de l'arc, au 1/20^{ème}.

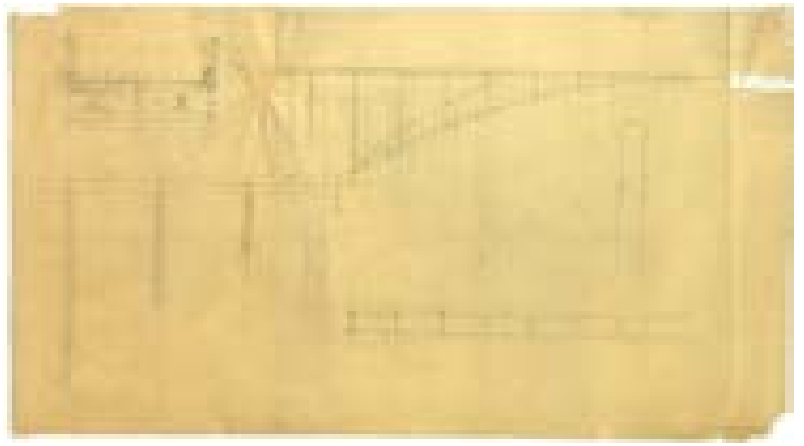


Fig. 6.19 : épure de travail « 1 » du Salginatobel, R. Maillart, ±1928, échelle 1/1000, 1/500 et 1/200^{ème} – source : Archives ETHZ

Sur l'élévation latérale, on voit une légère correction de la ligne supérieure de l'arc. La ligne inférieure de l'arc n'a pas changé. À la naissance de l'arc, sont représentés trois profils de terrain différents, ce qui montre que la géométrie de l'arc a ici été validée sur ce point, ou que le profil à donner en définitive au terrain a été étudié à ce moment.

L'élévation latérale inclut, à proximité de la *ligne des pressions*, une série de points annotés « S » qui figurent vraisemblablement le niveau du centre de gravité de sections transversales successives. Tout porte à croire que ces informations préparent une série de calculs de validation dont les résultats se traduisent par les modifications du profils de l'épure 6.21.

Cette fois, le dessin de la pile latérale présente des bords courbes. Elle est réglée à partir de tangentes sur un rectangle dont la largeur est celle de l'ouvrage et un triangle inscrit dont la base mesure 6 mètres. La pile est cotée à plusieurs reprises sur sa hauteur, témoignant qu'il est cette fois question de définir la géométrie de la pile avec précision. Le plan est identique.

À l'examen de la coupe transversale dans la tablier, on remarque que plusieurs lignes ont été retracées plusieurs fois, et que certains traits ont été effacés.

Pour le profil de la surface supérieure de l'ouvrage en coupe, trois solutions ont été étudiées afin d'assurer un bon écoulement des eaux. On constate que les profils de jonction, entre dalle supérieure et murs, ont fait l'objet d'un travail. La coupe présente également deux variantes pour le principe du garde-corps : l'une massive et l'autre métallique.

Cette dernière possibilité a été tracée de deux manières différentes, en fonction de leur distance par rapport à l'axe de symétrie vertical de la section transversale. Une de ces deux possibilités a fait l'objet d'une mise au point graphique à en juger par les contours retracés à plusieurs reprises.

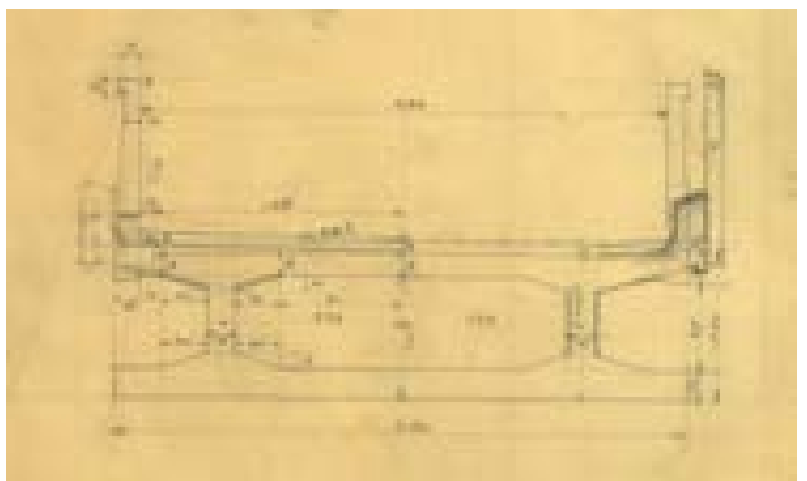


Fig. 6.20 : travail de la coupe transversale sur un extrait de l'épure de travail « I » du Salginatobel, R. Maillart, ±1928, échelle 1/50^{ème} – source : Archives ETHZ (détail de la fig. 6.19)

Mis à part celle-ci, Il faut noter que, des trois planches mettant en scène principalement le profil latéral de l'arc, aucune ne représente le tracé du garde-corps, qui est envisagé dès lors comme un accessoire peu signifiant, à la différence des garde-corps des *arcs raidis*. Le garde-corps massif ne mesure par ailleurs que 10 cm d'épaisseur, à la différence des garde-corps ayant un rôle structural à assumer. On constatera aussi que, tel que dessiné sur cette coupe, il est en tout point pareil à celui qui sera finalement réalisé. C'est l'épure où sont définies les dispositions géométriques de l'ouvrage en plan, de profil et en coupe.

La troisième épure est plus dépouillée : on y trouve l'élévation latérale, le plan, deux fois l'élévation transversale de la pile la plus élevée, ainsi qu'une *épure statique*.

Par contre, c'est celle qui semble entretenir les rapports les plus étroits avec des calculs de validation.

Les contours de l'arc sont tracés à trois reprises différentes, avec des profils qui varient légèrement : l'un au graphite, un autre à la plume noire, le dernier au crayon rouge. Ceci laisse supposer que l'objectif de l'épure est également la définition de la ligne de l'arc.

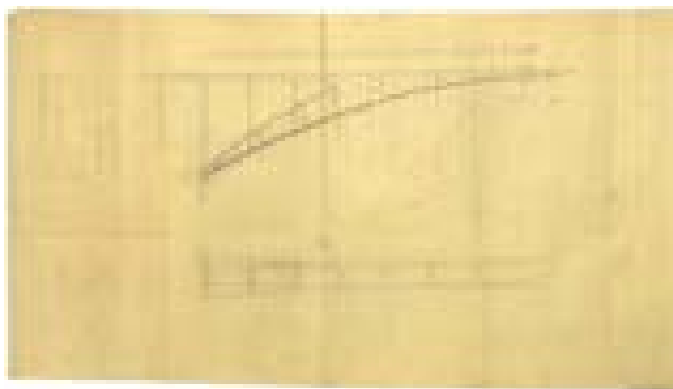


Fig. 6.21 : épure de travail du Salginatobel (sans nom), R. Maillart, ±1928, éch. 1/1000^{ème} – source : Archives ETHZ

L'épaisseur variable de la dalle qui fabrique la face inférieure de l'arc est à chaque fois tracée.

L'objectif de cette épure serait ainsi de mettre au point la forme des arcs et leur épaisseur. Cette épure porte de nombreuses indications d'épaisseur sur le profil de l'arc. Parmi ces indications métriques, apparaissent cette fois plusieurs annotations au crayon rouge (visiblement des corrections).

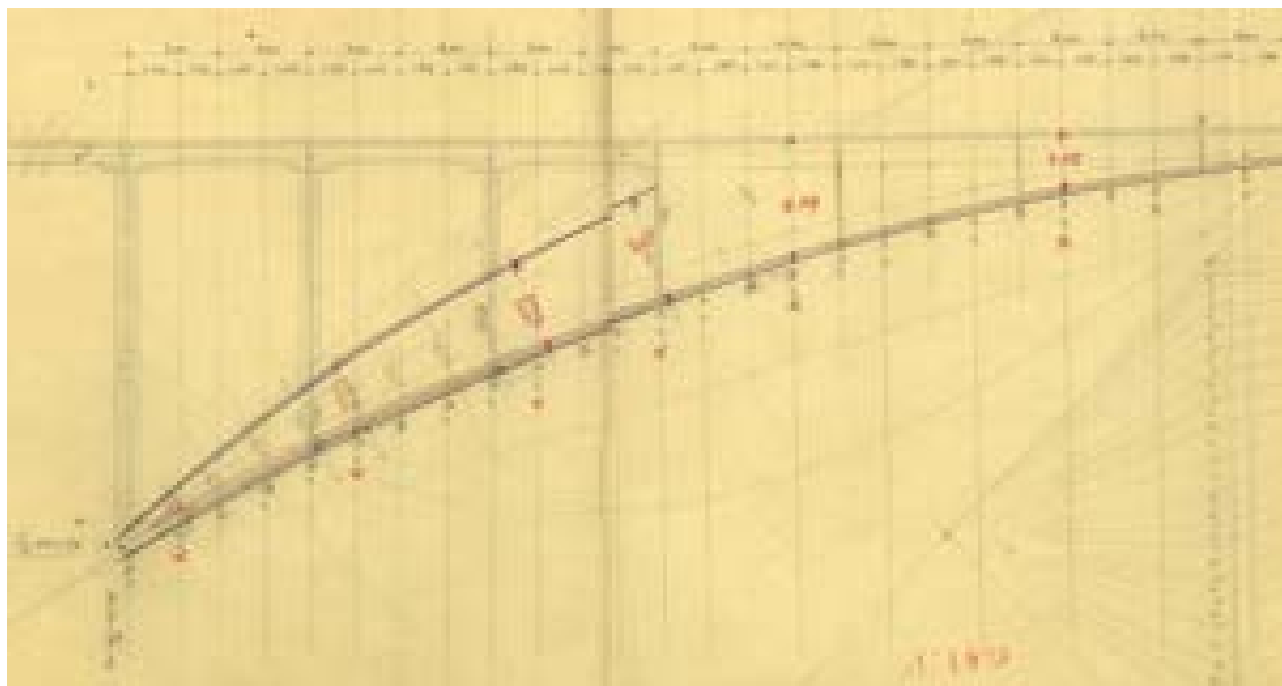


Fig. 6.22 : travail de la forme de l'arc sur un extrait de l'épure de travail (sans nom) du Salginatobel, R. Maillart, ±1928, échelle 1/250^{ème} – source : Archives ETHZ (détail de la fig. 6.21)

Plusieurs de ces sections sont dénombrées à la fois avec des chiffres arabes et des chiffres romains, ce qui témoigne de la nécessité de les distinguer et de les caractériser, ce qui sous-entend que le tracé de cette épure a été exécuté simultanément avec des calculs réalisés sur un autre support.

Parmi les valeurs inscrites sur l'arc, certaines sont encadrées de rouge, comme pour mieux souligner la validation ou la modification d'une des dimensions précédemment renseignées. C'est l'épure de la validation des *sections transversales*.

Ces vérifications simultanées ont sûrement trait à des calculs de flexion dans l'arc, calculs pour lesquels les caractéristiques géométriques des sections transversales sont nécessaires, puisqu'elles en déterminent les propriétés mécaniques, et donc la résistance.

En retour, le tracé de l'arc en plan connaît deux variantes, dont la nouvelle est détaillée avec toutes les cotes nécessaires à en reproduire la géométrie.

Si pour l'ensemble des planches, on trouve trace d'un travail de mise en place graphique, elles intègrent toutes aussi des éléments d'épure de *statique graphique*.

Des différences constatées entre ces trois épures, on remarque que, chez Maillart, les planches graphiques sont utilisées simultanément pour définir les géométries respectives des différents éléments tout en faisant le calcul de manière graphique. Par les variations nombreuses qui sont rencontrées, on voit qu'il s'agit d'un véritable travail de mise au point des sections (sans doute tant selon des raisons géométriques que liées au calcul). L'analyse détaillée (numérique) ne serait alors menée qu'en fin de parcours, en tant que validation plutôt qu'en tant que dimensionnement précis, puisqu'il semble qu'il pourrait encore être peaufiné pour l'économie.²³ Le dessin ne semble donc pas être un travail d'optimisation mais bien de conception.

On remarque que Maillart n'utilise pas non plus exclusivement des méthodes graphiques pour ses calculs. Les propriétés mécaniques (*moment d'inerties*, *moments statiques*, etc.) sont calculées algébriquement, alors que la *graphique statique* en permet également le calcul.

Mis à part la deuxième épure, (*fig. 6.19*), on constate également que pour l'arc, Maillart ne recourt qu'à un seul cas de charge pour le calcul. De même, sur ces dernières planches, on remarque qu'il y avait à chaque fois deux *polygones des forces* pour deux *polygones funiculaires* relatifs à un seul et même cas de charge. (Visible à l'unique *ligne des charges* commune aux deux *polygones des forces*).

Ceci est loin de constituer une règle pour tous les autres éléments de la structure.

Les notions de *polygone funiculaire* et de *polygone des forces*, introduite au *chapitre 4* traitant des outils de la *statique graphique*, et leur construction, seront illustrées graphiquement plus bas dans le texte, à l'occasion de l'étude des dispositions rencontrées sur la troisième planche graphique.

Sur ces épures, l'échelle des forces utilisée sur le document original est de 1cm = 25 t (tonnes). En examinant l'*épure statique* dessinée sur la planche la plus fournie (voir *fig. 6.23*), on remarque cette fois qu'elle contient trois *polygones des forces* pour deux cas de charge différents.

Commençons donc par détailler la construction de l'épure sur la dernière planche afin d'en détailler l'usage qui semble en être fait pour la conception. Nous verrons que l'objet de l'*épure statique* est en étroite relation avec la forme de l'arc.

On remarquera plus loin que chaque planche considère des charges dont la valeur varie d'un dessin à l'autre, ce qui témoigne d'un affinement progressif de la définition des charges équivalentes au poids propre de l'ouvrage.

23 Billington [1997a], p. 140

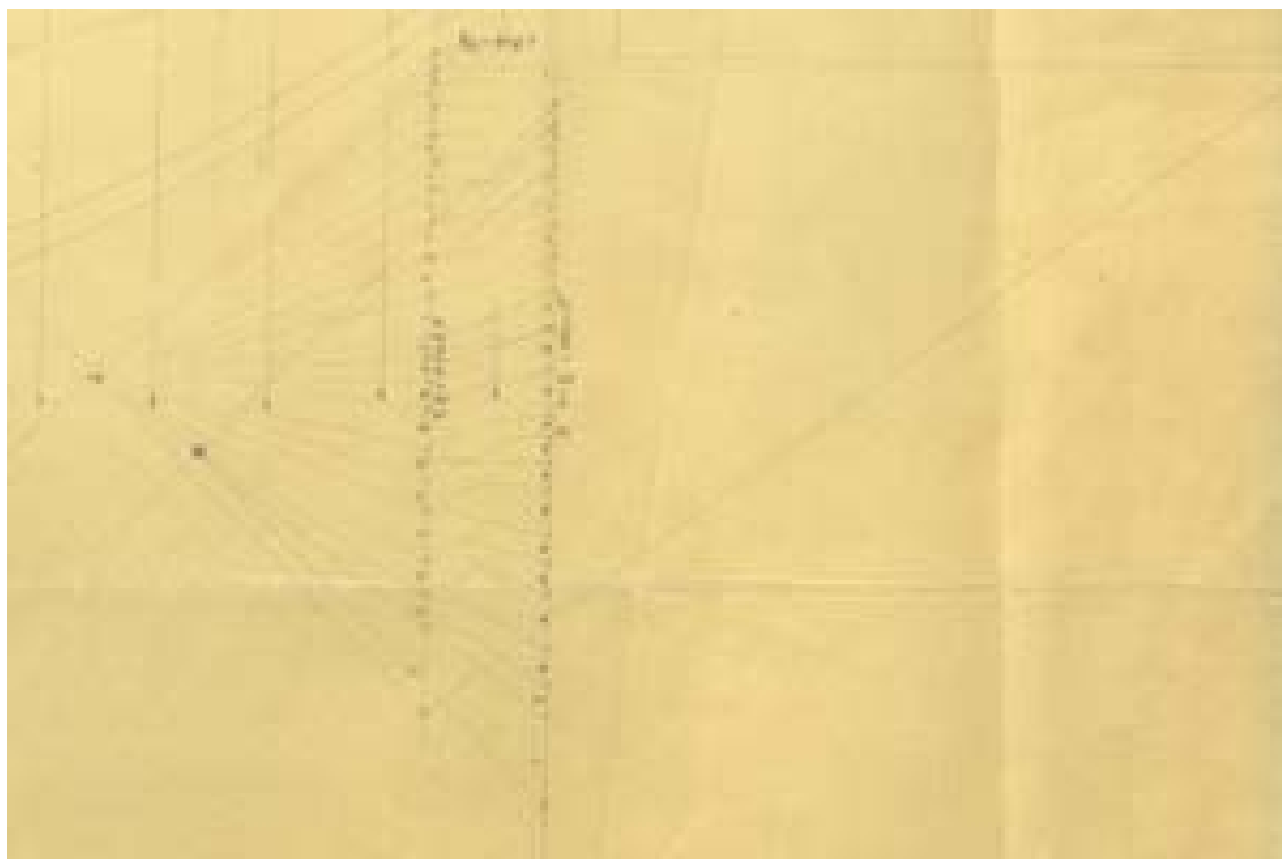


Fig. 6.23 : polygones des forces sur un extrait de l'épure de travail « I » du Salginatobel, R. Maillart, ±1928, échelle 1cm = 50T – source : Archives ETHZ (détail de la fig. 6.19)

Rappelons que le *polygone des forces* permet de s'assurer de l'équilibre en translation d'un système de forces. Ce polygone est construit sur une *ligne de charges*, qui peut être oblique et/ou brisée, en fonction de l'orientation des charges appliquées.

Dans le cas de l'épure de la troisième planche graphique, il y a deux lignes des charges correspondant respectivement à Σg et $\Sigma g + p/2$, c'est-à-dire, la somme des charges permanentes g , sans doute réduites au poids propre seul dans ce cas-ci, et la somme des charges permanentes g + la moitié des charges p , vraisemblablement des charges d'utilisation.

L'un des deux *polygones des forces* est double, à la fois construit à gauche et à droite de la *ligne des charges* : c'est celui qui a trait à la Σg seule, pareillement à ce qui est rencontré dans les deux autres épures.

À chaque *polygone des forces* sur ces épures est associé un *polygone funiculaire*, dessiné sur le profil des arcs représentés sur le dessin. Le *polygone funiculaire* tire son nom de la forme caténaire caractéristique qu'il dessine sur l'épure. Son rôle premier est de s'assurer de l'équilibre de rotation du système. Sans cela, on rencontre des *moments de flexion* dus à la non-convergence des lignes de force dans la structure.

Le *polygone funiculaire* est entre autres utilisé pour le calcul du point de passage de la *résultante* d'un système de forces et pour établir le diagramme des *moments de flexion* correspondant à un élément donné. Ce dernier point est particulièrement intéressant dans le cas d'éléments courbes ou polygonaux soumis à flexion, puisque les méthodes analytiques équivalentes sont plutôt laborieuses.

Pour rappel, chaque segment du *polygone des forces* correspond soit à la parallèle à une membrure dans le treillis de la structure, soit à la parallèle à un segment du *polygone funiculaire* pour les systèmes caténaux, en arc ou en flexion. C'est le principe de réciprocité des figures établi par Maxwell (voir *chapitre 4*).

A l'examen de la forme des funiculaires sur la figure principale (*Fig. 6.24*), on constate que deux de ces funiculaires prennent une forme caténaire, et le troisième (en bordeaux), prend la forme d'un arc au sein de la structure, et comme nous le verrons plus loin, entretient une relation particulière avec la forme de l'arc.

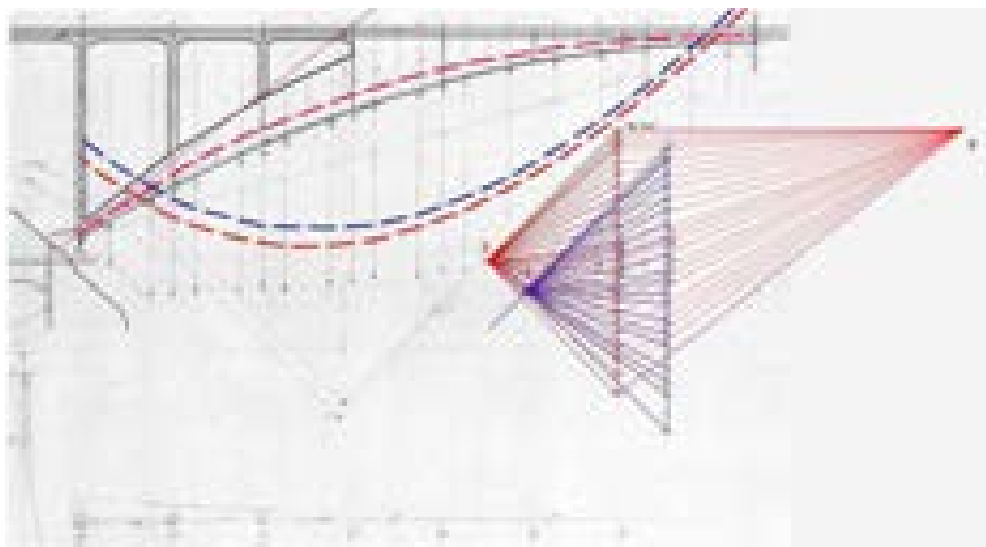


Fig. 6.24 : polygones des forces et polygones funiculaires correspondants (en lignes interrompues) sur la troisième épure du pont du Salginatobel, échelle 1/500^{ème} (annotations en couleur de l'auteur)

Ce qui est cependant surprenant au premier abord, c'est que les *polygones funiculaires* de forme caténaire tiennent une place plus importante que le polygone en forme d'arc.

Il est d'autant plus surprenant de constater que les rayons extrêmes des *polygones des forces* sont tous simplement inclinés d'un angle de 45° : il sont donc tracés indépendamment du contexte (*Fig. 6.25*).

On en conclut que ces deux *polygones funiculaires* tiennent un rôle d'intermédiaire technique : calculer la *résultante* du système des charges et servir de support, pour l'un des deux, au polygone en compression (l'arc de couleur bordeaux).

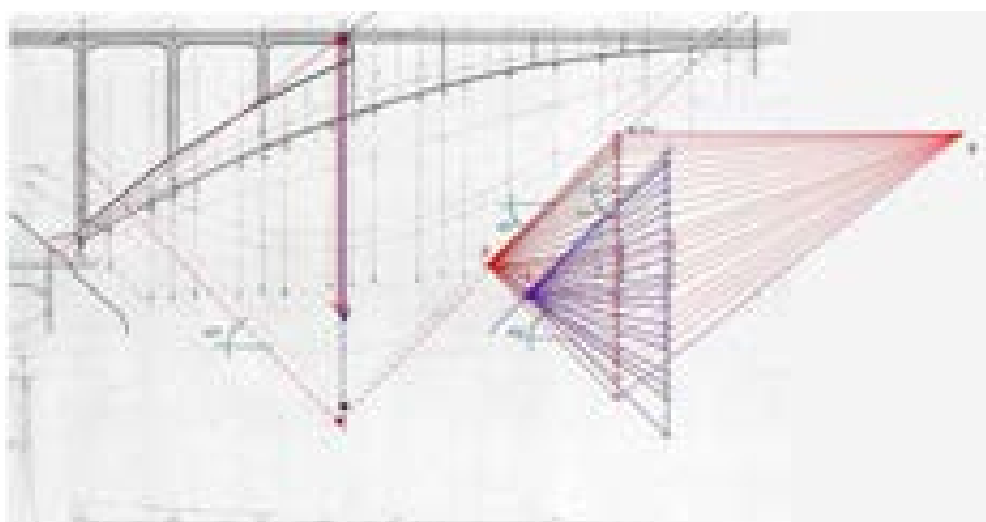


Fig. 6.25 : lignes d'action et résultantes des trois funiculaires sur l'épure du pont du Salginatobel, échelle 1/500^{ème} (annotations en couleur de l'auteur)

A comparer les valeurs des charges avec celles des autres épures, on en conclut que celles-ci ont pour objet un calcul sur la Σg seule. Puisqu'à chaque fois, les épures statiques des deux premières planches analysées reprenaient, tant un *polygone funiculaire* en traction qu'en compression, ceci signifie que la forme d'équilibre de référence pour l'arc est déterminée uniquement en fonction des charges permanentes.

En partant de ces constatations, nous pouvons à présent indiquer comment refaire la construction de l'épure de *statique graphique* pour ensuite en analyser les tenants et aboutissants.

- Au stade du tracé de cette épure, la forme de profil est déjà déterminée, la forme des sections transversales et du plan peut encore être adaptée. Le profil de l'ouvrage est d'abord tracé sur le papier. L'intrados de l'arc suit le tracé d'une parabole sur les trois premiers intervalles en partant des appuis, puis semble être ensuite circulaire sur sa partie centrale. Comme il a déjà pu être observé sur les documents graphiques, l'arc est étudié sur une moitié de sa longueur seulement, ce qui implique qu'il doit être symétrique en élévation ;

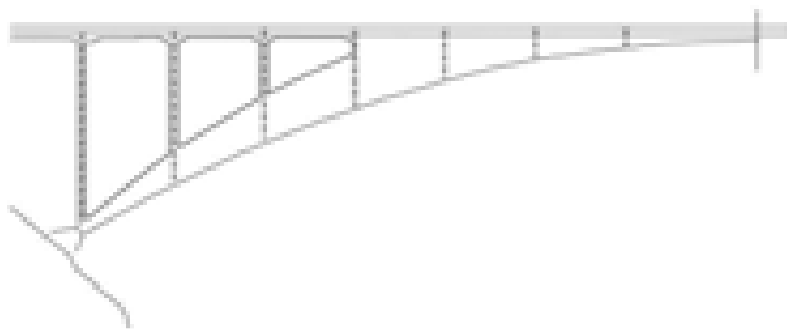


Fig. 6.26 : reconstruction de l'épure (1), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

- L'ouvrage est ensuite divisé en tronçons de longueurs comparables. Le poids des tronçons et de leurs surcharges permanentes peut être estimé. Ces charges sont dessinées sous la forme de vecteurs sur l'amorce de la *ligne des charges* (base d'un *polygone des forces*) ;

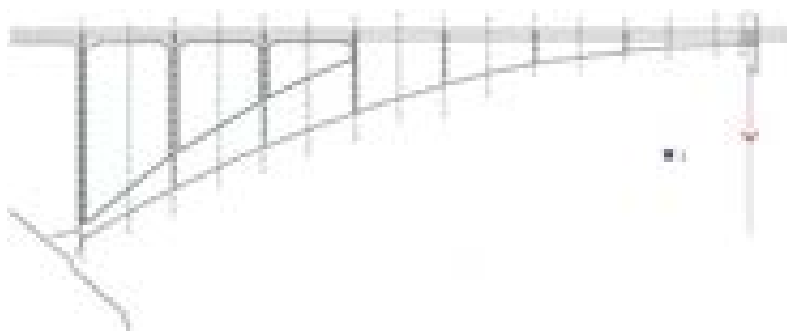


Fig. 6.27 : reconstruction de l'épure (2), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

- Tronçon après tronçon, le poids moyen des charges rencontrées est estimé pour construire la *ligne des charges*, où chacun de ces poids ou charges est représenté sous forme d'une longueur à leur échelle (ici : $1\text{cm} = 125\text{ t}$) figurant la norme d'un vecteur.

Sur le dessin principal, les charges sont supposées être appliquées le long de leurs *lignes d'action* (en pointillés rouges sur la figure) qui passent par le centre de gravité des poids rencontrés pour chacun des tronçons. De fait, en *statique graphique*, on fait usage pour la modélisation de l'ouvrage de *solides* considérés comme indéformables, ce qui fait que quel que soit le point d'application choisi le long de la *ligne d'action* d'une charge, elle est supposée produire le même effet sur le solide concerné ;

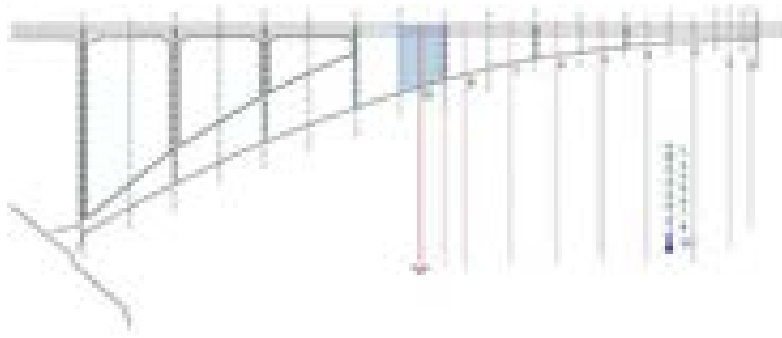


Fig. 6.28 : reconstruction de l'épure (3), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

- Une fois la ligne des charges complétée, un *polygone des forces*, dans le but de construire un *polygone funiculaire*, peut être tracé. Pour ce faire, il s'agit de choisir un *pôle*, point à partir duquel rayonneront les segments qui le constituent pour rejoindre les extrémités des vecteurs des charges. Ici, le *pôle* est obtenu en tant qu'intersection de deux rayons extrêmes faisant chacun un angle de 45° par rapport à l'horizontale ;

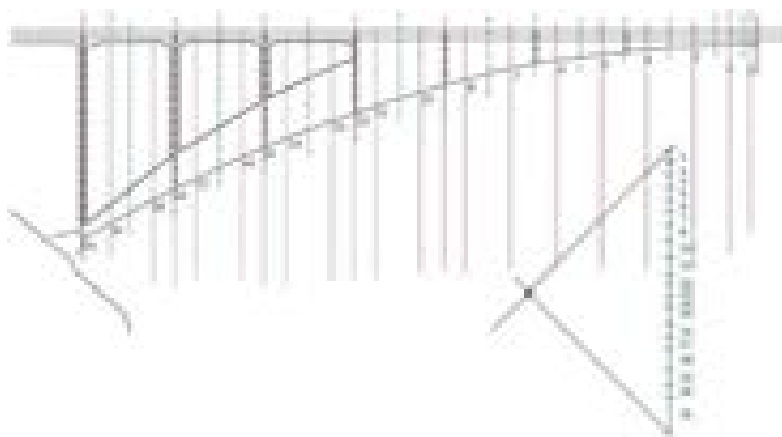


Fig. 6.29 : reconstruction de l'épure (4), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Il ne manque plus, sur la *polygone des forces*, que le tracé de tous les rayons qui joignent le *pôle*, du côté gauche de la ligne des charges aux traits qui limitent la longueur de chacun des vecteurs des charges.

- Les segments du *polygone funiculaire* sont parallèles aux rayons du *polygone des forces*. Pour amorcer sa construction, il s'agit de tracer d'abord la parallèle à l'un de ses deux segments extrêmes, du côté où la charge qui y correspond est appliquée. Par conséquent, cette ligne fait également un angle de 45° avec l'horizontale. Sitôt que cette ligne rencontre la *ligne d'action* (ici la ligne *l*) d'une des forces appliquées, elle change de direction, étant prolongée par la parallèle au segment suivant du *polygone des forces*. Ce faisant, la construction graphique obtenue est une courbe d'aspect caténaire. En fait cette courbe correspond à l'une des formes d'équilibre possibles que suivrait un câble caténaire dénué de masse et sans rigidité en flexion (parfaitement flexible au moindre effort rencontré), d'où le nom de *polygone funiculaire*.

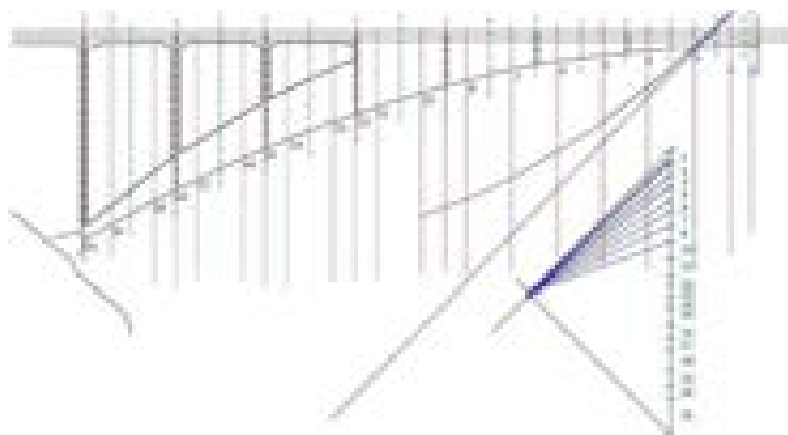


Fig. 6.30 : reconstruction de l'épure (5), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

- Le *polygone funiculaire* ayant été complété, on prolonge ses deux segments extrêmes (tous deux à 45°) pour obtenir leur intersection. On sait que par celle-ci passera la *ligne d'action* de la *résultante* des forces (ligne verticale tracée en traits interrompus verts, sur le dessin). La valeur de cette *résultante* n'est autre que la longueur totale de la *ligne des forces* appliquées. Pour justifier cette construction, il suffirait de ne garder sur le *polygone des forces* que la *résultante* et les deux rayons extrêmes : ils représentent sa décomposition vectorielle en deux forces à 45° qui, pour une raison d'équilibre de rotation, doivent converger en un même point sur le *polygone funiculaire*.

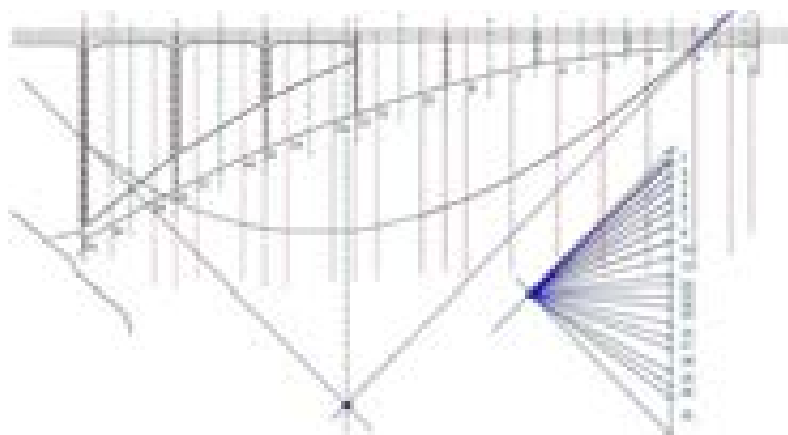


Fig. 6.31 : reconstruction de l'épure (6), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

- Puisque, pour ce calcul, la charge appliquée a été considérée comme symétrique, et le pont étant lui-même symétrique, on sait que l'orientation de l'effort dans l'arc, à sa rotule centrale (à la *clef*), doit être horizontale. Si on considère l'équilibre d'ensemble de la moitié de l'arc, tel que dessiné, l'ensemble des charges appliquées sont équilibrées par deux efforts : celui rencontré à la rotule de pied et celui qui est rencontré à la clef.

Ce dernier effort est donc celui qui est nécessaire pour assurer l'équilibre de l'arc en rotation autour de sa rotule d'appui. On peut obtenir graphiquement la valeur et l'orientation de ces deux efforts. La *ligne d'action* de l'effort à la clef est connu : il est horizontal et il passe par la mi-épaisseur de l'arc. Pour que ceci soit possible, il faut que le centre de gravité de l'arc en son centre soit situé à mi-hauteur de sa section : c'est effectivement le cas, comme nous le verrons plus loin.

On trace ainsi la ligne d'action de l'effort à la clef sur le dessin : elle rencontre la ligne d'action de la *résultante* des charges appliquées en un point qui avait été mis en évidence sur l'épure originale.

La *ligne d'action* de la *réaction d'appui* de l'arc doit passer par ce point pour qu'il y ait équilibre de rotation de l'ensemble. Elle est obtenue en traçant la ligne qui joint ce point d'intersection au centre de la rotule d'appui.

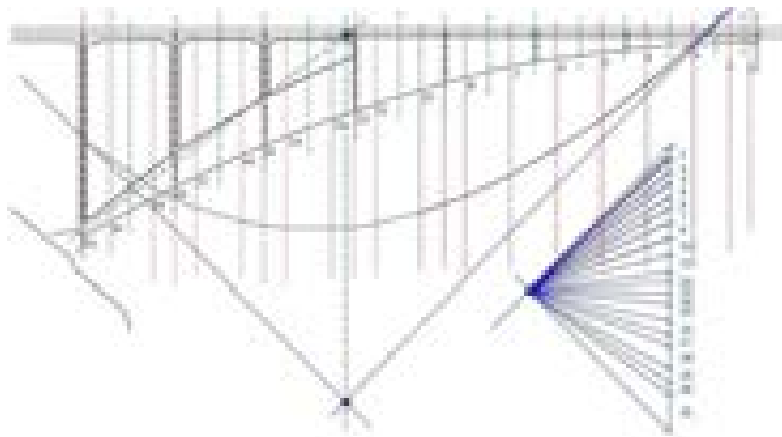


Fig. 6.32 : reconstruction de l'épure (7), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

En effet, dans la mesure où une articulation est un dispositif qui permet à un système de tourner, la valeur des *moments de flexion* qui peuvent y être rencontrés est obligatoirement nulle (si la rotule est *parfaite*, c'est-à-dire si elle n'a aucune rigidité dans son fonctionnement). Pour justifier ce fait, on peut se rappeler la manière dont la *statique graphique* procède pour établir le tracé du diagramme des *moments de flexion* et revenir sur le concept théorique de *moment*.

Un *moment de flexion* est un effort qui a pour effet principal de faire tourner ou fléchir la pièce à laquelle il s'applique, en fonction de ce que ses conditions de liaison l'empêchent ou non de tourner, une fois soumise à ce type de sollicitation. On voit apparaître des *moments de flexion* dès qu'une charge est appliquée à un élément de structure en développant un certain *bras de levier* (par rapport à la réaction). Cette occurrence se présente lorsque le point d'application de la charge et sa *ligne d'action* ne concordent pas. Le bras de levier est mesuré en tant que distance entre le point d'application de la charge et la *ligne d'action* de la force considérée.

Dans le cas de la *statique graphique*, puisque les *polygones funiculaires* représentent des éléments en traction ou en compression pure (où n'intervient pas encore de *moment*), il suffit d'en mesurer la distance par rapport à l'élément de structure qui est considéré, pour obtenir l'importance du *moment de flexion* auquel il est soumis. Si le tracé de la structure correspond au *polygone funiculaire*, il n'y a pas de moment de flexion par rapport à ce cas de charge précis : c'est le cas d'un arc sans flexion.

L'*articulation* étant un dispositif qui annule les *moments de flexion*, il n'y a donc aucun écart entre les efforts normaux qui y transitent et son centre.

- Par la suite, obtenir la grandeur des efforts respectifs est une simple opération géométrique : on construit un *parallélogramme des forces* sur la *résultante* des charges appliquées, les orientations de ses côtés sont celles de l'effort développé à la *clef* et à la rotule d'appui.

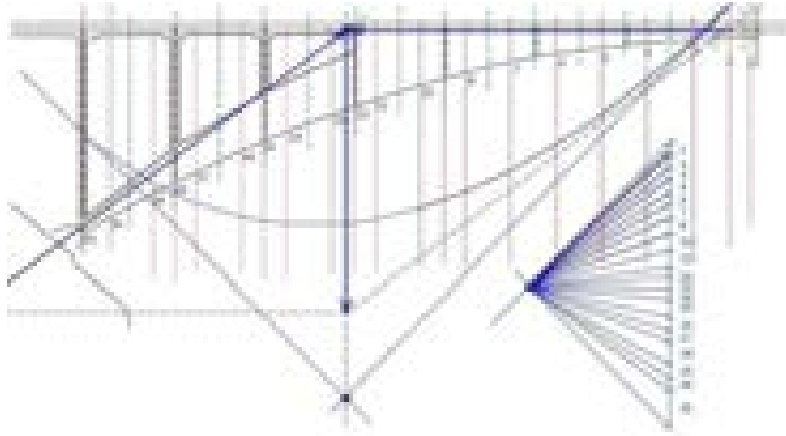


Fig. 6.33: reconstruction de l'épure (8), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

C'est visiblement en ce but que sont utilisés les deux *polygones funiculaires* en traction. D'un côté, par ce calcul, l'effort à la clef et à la rotule d'appui sont connus : respectivement l'effort de compression minimal et maximal rencontré dans l'arc, ce qui permet d'en définir la section en ces endroits.

D'un autre côté, l'orientation de la réaction d'appui est connue, ce qui permet de dessiner la forme adaptée du pied de l'arc et de faire la conception géométrique du massif d'appui qui se trouve en dessous.

Nous détaillons d'abord ces aspects avant de revenir au rôle que doit jouer le troisième *polygone funiculaire*, en compression, celui-ci.

Dès qu'une *contrainte* de travail σ a été fixée pour le béton (et pour l'acier), il suffit de diviser l'effort normal N obtenu dans les deux sections caractéristiques de l'ouvrage pour obtenir la section A qui est nécessaire à sa résistance ($A = N / \sigma$). Ceci permet d'affiner les sections de la coupe et nous avons vu qu'un travail de ce type a été mené sur la troisième planche graphique de Maillart (voir *fig. 6.19* et *6.20*).

Puisque la rotule (qui sera étudiée plus loin en détail dans une section qui lui est spécifiquement consacrée) est réalisée en barres de ferrailage, la section d'acier qui lui est nécessaire est également déterminée de la même manière.

Pour le dessin du pied de l'arc (voir *fig. 6.*), on constate qu'à sa base, il est simplement dessiné symétriquement par rapport à l'axe qui représente l'orientation de la réaction d'appui et qu'il y est tout simplement massif (le mur n'émerge de l'arc que plus loin sur sa longueur) .

Enfin, pour une première approche du dessin du massif de fondation, on recourt aux *résultantes* en pied d'arc pour déterminer l'angle avec lequel elles touchent le sol.

On peut aisément de cette manière dessiner la surface perpendiculaire à l'effort. Les risques de glissement sont ainsi réduits.

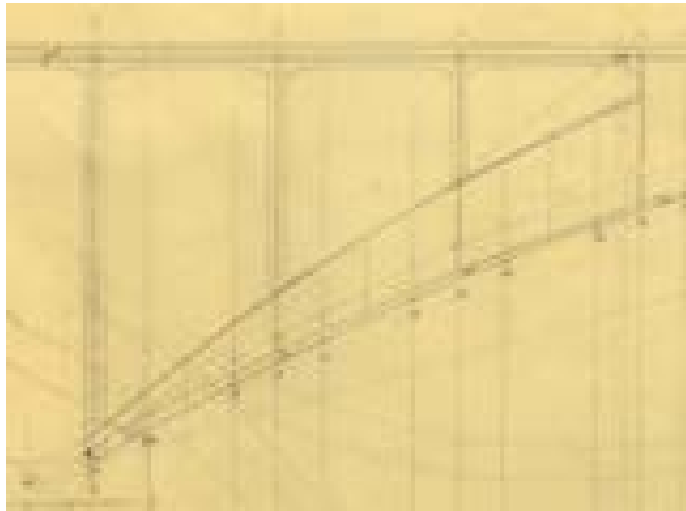


Fig. 6.34 : dessin du pied de l'arc sur un extrait de l'épure de travail « I » du Salginatobel, R. Maillart, ±1928, échelle 1/250^{ème} – source : Archives ETHZ (détail de la fig. 6.19)

Dans le cas de la figure ci-dessous (fig. 6.35), on constate qu'en raison de la proximité des parois rocheuses, les massifs de fondation ont des dimensions réduites, ce qui fait que leur contribution dans l'orientation de la *résultante* est somme toute réduite.

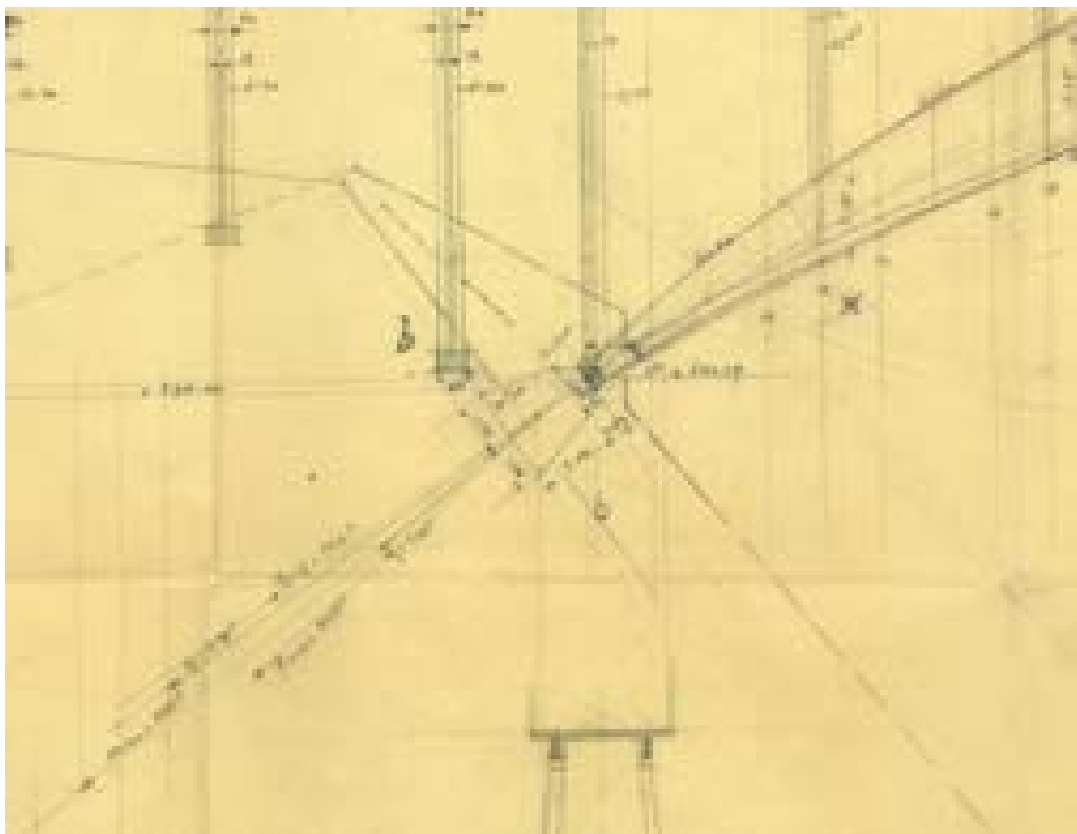


Fig. 6.35 : détail des réactions d'appui et du massif de fondation sur l'épure « III », R. Maillart, ±1928,– échelle 1/200^{ème} – source : Archives ETHZ (détail de la fig. 6.18)

On remarquera aussi que cette solution demande une intervention sur la forme du terrain qui paraît complexe.

Pour la solution finalement adoptée pour le dessin du massif, dans ce projet, la forme est un compromis :

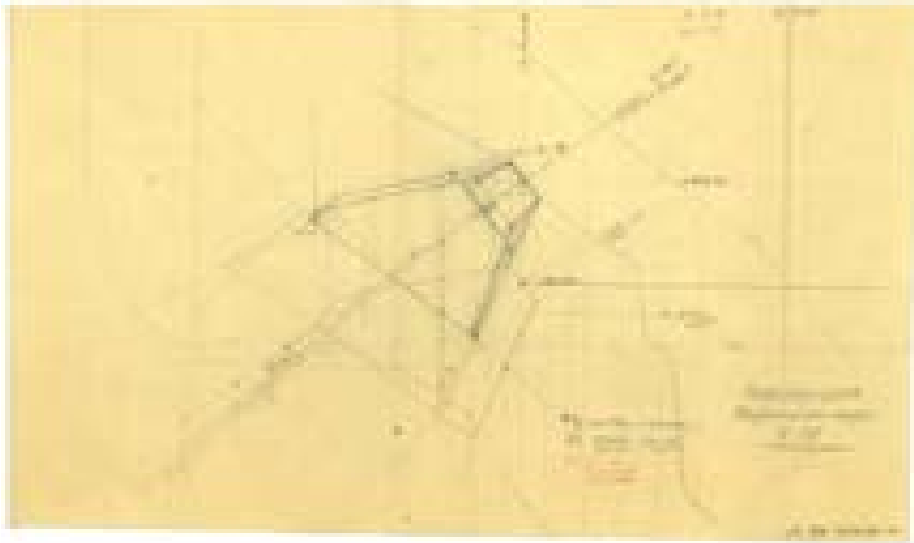


Fig. 6.36 : détail du massif de fondation [Bogenwiderlager], R. Maillart, ±1928, échelle 1/100^{ème} – source : Archives ETHZ

les faces supérieures et inférieures font un angle identique par rapport à la *résultante* : l'angle est symétrique, son ouverture est fixée par rapport à la contrainte admissible sur le sol appliquée perpendiculairement au versant : 5 kg/cm^2 . Sa longueur est fixée par rapport à la contrainte appliquée parallèlement au versant, contrainte qui est arrêtée à $0,7 \text{ kg/cm}^2$.

Par contre la surface d'appui a été un peu horizontalisée pour tenir davantage compte des profils possibles pour le terrain. Dans la solution adoptée, la surface d'appui orientée vers le versant est proche d'une parallèle au profil du terrain.

Cependant, la manière dont Maillart procède sur les massifs du Salginatobel est un cas particulier. Dans les autres projets, le rôle joué par le massif de fondation pour le mécanisme du transfert des charges est plus immédiat.

Dans le cas des appuis du projet pour le Viaduc du Sirakovo en 1934, projet qui sera illustré dans son ensemble au chapitre 9, la règle géométrique est automatique.

A la force résultant des charges symétriques appliquées, on combine le poids du massif de fondation.

Sur ce projet (fig. 6.37), l'orientation de la *résultante* de la réaction d'appui étant oblique, et la charge équivalente au poids du massif étant verticale, cette dernière a tendance à verticaliser l'effort appliqué sur le sol, ce qui représente en même temps un moyen de contrôle sur la descente des charges. Comme à l'accoutumée, les plans des faces du massif forment un angle égal de part et d'autre de la *résultante* – ici c'est la proximité de l'horizontale pour la face supérieure qui fixe l'angle – et l'autre face est adaptée un peu plus bas pour passer de l'oblique à la verticale. Cette fois, la surface de contact est dessinée perpendiculairement à la *résultante*, une fois composée avec la force équivalente au poids du massif.

Cette manière de faire est commune à la plupart des projets de Maillart où des arcs à trois articulations sont utilisés ; nous la rencontrerons à nouveau sur le projet du pont sur l'Arve à Vessy.

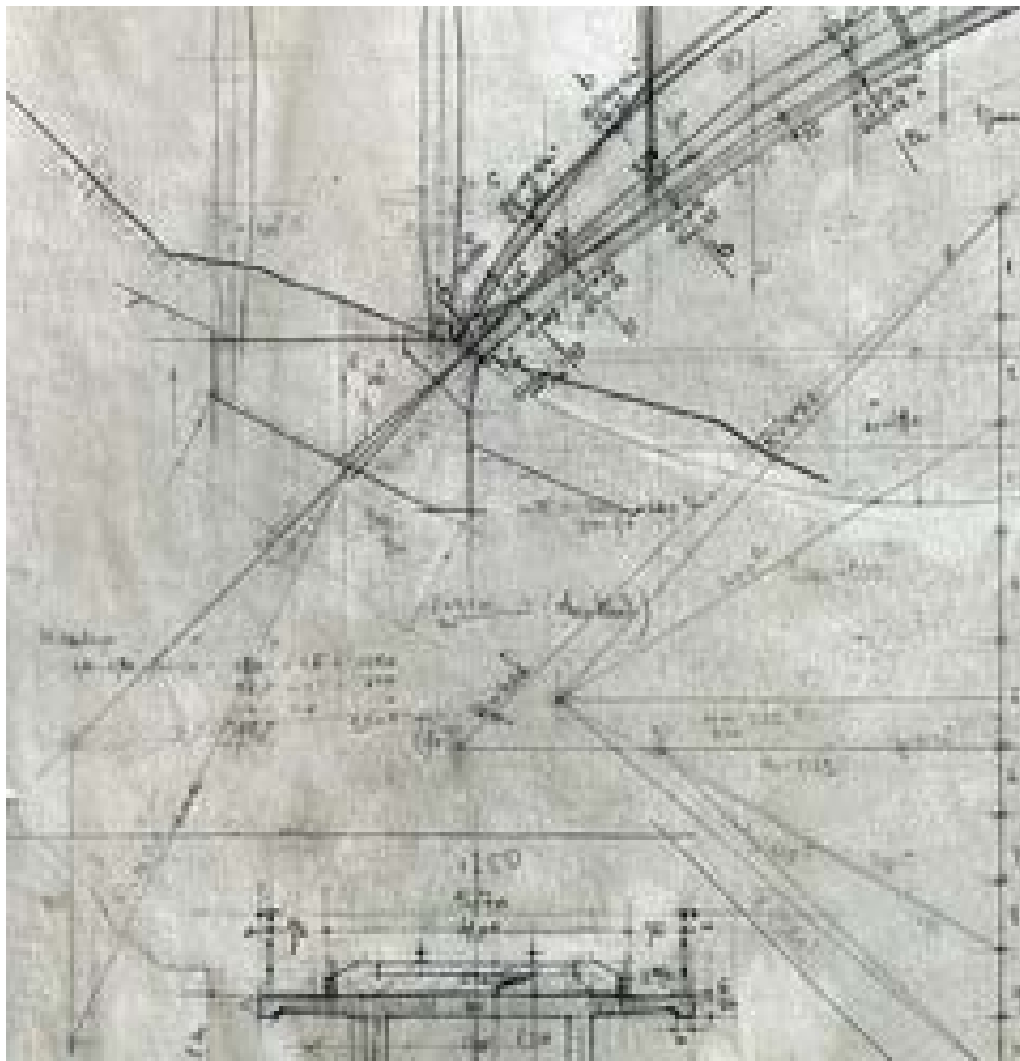


Fig. 6.37 : détail du massif de fondation sur le projet du viaduc de Sirakovo, R. Maillart, 7 juillet 1934 – échelle 1/200^{ème} – source : Archives ETHZ

Ayant exploré en détail l'usage qui est fait du *polygone funiculaire* en traction pour la conception de l'ouvrage, sur les épures statiques, nous pouvons examiner l'usage qui est fait du polygone jumeau en compression.

- Sur l'épure de statique graphique dont nous avons commencé la reconstruction, il y avait un second *polygone des forces* en traction (Σg , en rouge ; jusqu'à présent nous avons travaillé sur le polygone $\Sigma g+p/2$, en bleu). Son objectif est exactement le même que le précédent. Des deux polygones sur l'épure originale, la seule réaction d'appui qui est explicitement tracée – et qui sert donc de référence pour le travail des fondations – est celle de ce nouveau polygone. Nous remarquons d'ailleurs que les lignes d'action des *résultantes* des deux polygones sont très proches l'une de l'autre.

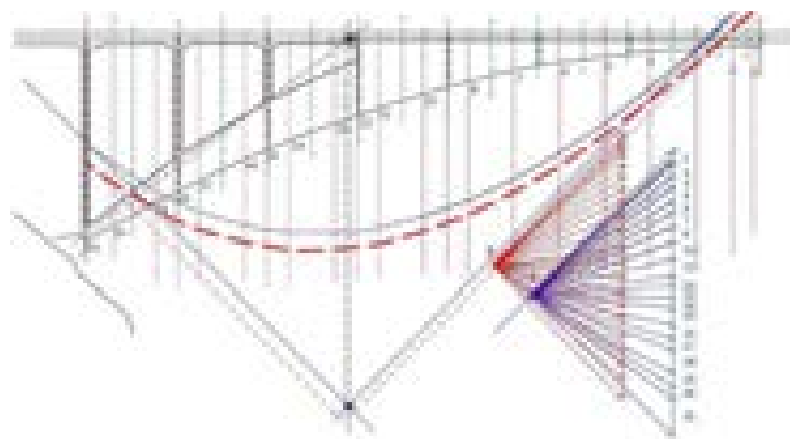


Fig. 6.38 : reconstruction de l'épure (9), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

- Le dernier *polygone des forces* (3), tracé en bordeaux, est en compression. Il partage sa *ligne des charges* avec le *polygone des forces* précédent. Pour en amorcer la construction graphique, il s'agit simplement de tracer le rayon supérieur horizontalement, et le rayon inférieur parallèlement à la *réaction d'appui* qui passe par la rotule d'appui. Son *polygone funiculaire*, tracé en traits interrompus sur l'élévation, a sa concavité tournée vers le bas, comme un arc. De fait, il s'agit de la *ligne des pressions* dans l'arc qui représente les *résultantes* des forces de compression au sein de l'arc. Sa géométrie sert de référence pour le tracé de ce dernier.

La mesure des rayons du *polygone des forces* nous donne l'amplitude ses efforts de compression tout au long de l'arc. C'est le même type de construction que nous avons utilisé plus haut, à l'aide d'un *parallélogramme des forces*, pour décomposer la *résultante* des charges appliquées en ses deux composantes d'appui, à la rotule centrale et au pied de l'arc.

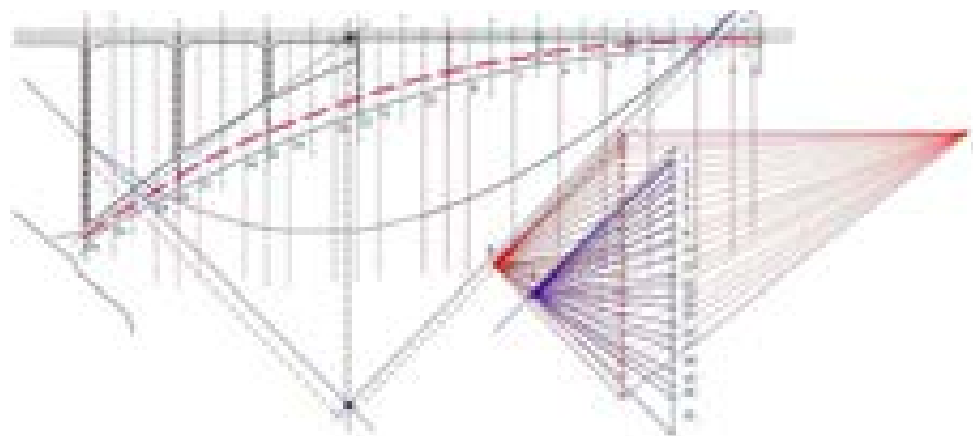


Fig. 6.39 : reconstruction de l'épure (10), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Si on compare la *ligne des pressions* de l'arc avec la courbe qui joint les *centres de gravité* des tronçons successifs, l'écart entre les deux courbes donne le *bras de levier* avec lequel l'effort de compression est appliqué sur chacun des tronçons de l'arc. Le *moment de flexion* qui y est rencontré est donc immédiatement connu.

On remarque d'ailleurs que cette vérification a eu lieu puisque sur l'épure originale, on retrouve dessinés tout au long de l'arc des points accolés à la lettre *S* : il ne fait aucun doute que ces points sont les centres de gravité des tronçons successifs de l'arc.

- Un dernier élément a été tracé sur le dessin : c'est la corde de la face inférieure de l'arc. Sur cette corde on retrouve, à son intersection avec les traits d'axes verticaux, de courts traits sombres horizontaux qui sont vraisemblablement des marques de compas, vestiges de ce qui apparaît être une opération de *relevé* (mesure) géométrique au compas, dans le but de reporter cette distance sur un autre document graphique en cours d'élaboration.

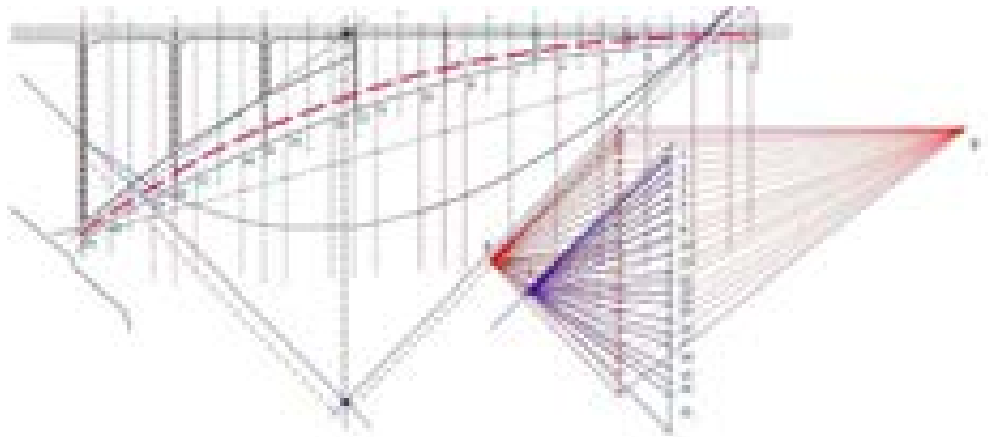


Fig. 6.40 : reconstruction de l'épure (11), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Puisque la corde a été tracée en référence à la face inférieure de l'arc, il semble bien que ce soit la géométrie de celle-ci qui ait été relevée, ce qui semble argumenter pour le fait que le dessin de cette ligne a été un des objectifs du tracé de cette épure.

Si cet aspect se confirme, cela pourrait signifier que la manière dont nous avons commencé notre épure pourrait être revue. Nous avons commencé (voir fig. 6.26) par tracer le profil de l'ouvrage pour faire la descente des charges qui permet de construire la *ligne des charges*. Suite à notre dernière constatation, il se pourrait que l'estimation de ces charges provienne d'une autre épure préalable.

Il s'ensuit la construction suivante :

- La construction graphique débute par le tracé des axes, puis des *lignes d'action* des différentes forces, à distances régulières (figure 6.41) :

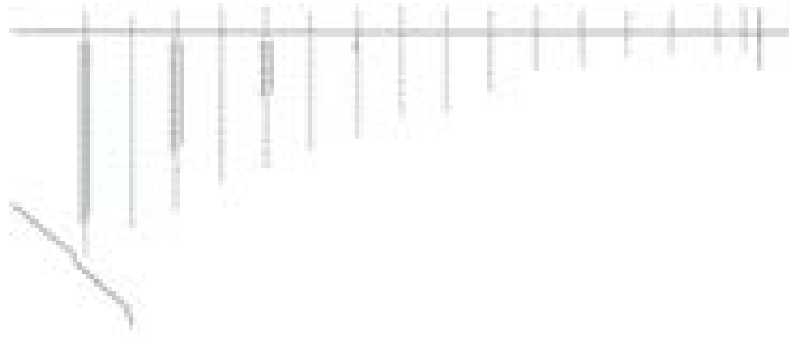


Fig. 6.41 : reconstruction de l'épure (1bis), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

- Elle se poursuit par la construction de la *ligne des charges*, dont les valeurs sont obtenues à l'aide d'une autre épure, préalable :



Fig. 6.42 : reconstruction de l'épure (2bis), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

- De la même manière que celle rencontrée précédemment, on trace un *polygone des forces* dont les rayons extrêmes sont à 45° par rapport à l'horizontale (*pôle 2*). On trace ensuite le *polygone funiculaire* qui lui correspond et on construit la *ligne d'action* de la *résultante* des charges appliquées. L'intersection de celle-ci avec l'axe horizontal du futur tablier fournit l'orientation de la *réaction d'appui*, qui est utilisée pour construire les rayons extrêmes d'un nouveau *polygone des forces* (*pôle 3*) :

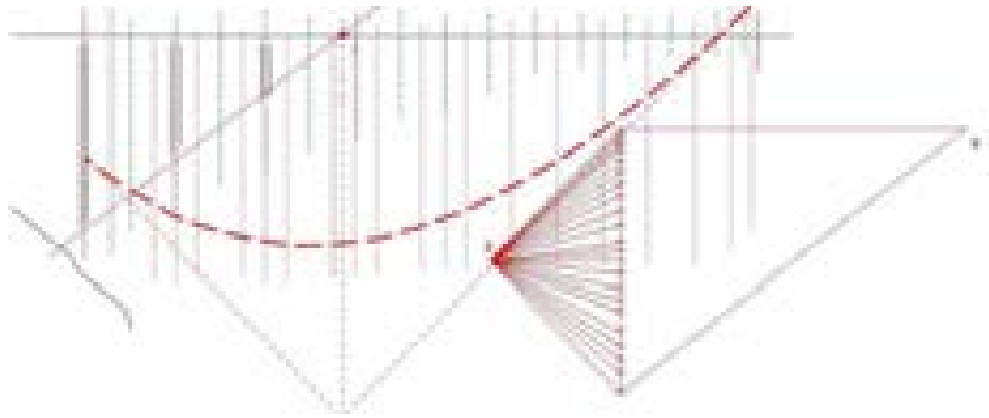


Fig. 6.43 : reconstruction de l'épure (3bis), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

- On peut alors construire la *ligne des pressions* dans l'arc, en bordeaux sur la figure.

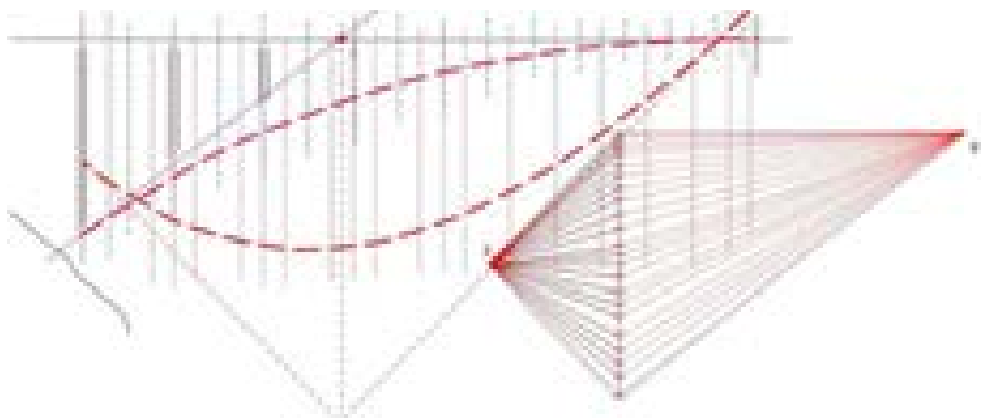


Fig. 6.44 : reconstruction de l'épure (4bis), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

- La forme de l'arc est ensuite dessinée au mieux en fonction de la *ligne des pressions* obtenue – en cela il fait recourir en parallèle au dessin des *sections transversales* et du calcul de leurs propriétés mécaniques – mais aussi en considération de l'esthétique du résultat, notamment par rapport son aspect mis en relation avec le site.

Nous avons notamment déjà vu plus haut comment la géométrie du pied de l'arc était établie en fonction de l'orientation de la *ligne d'action* de la réaction d'appui.

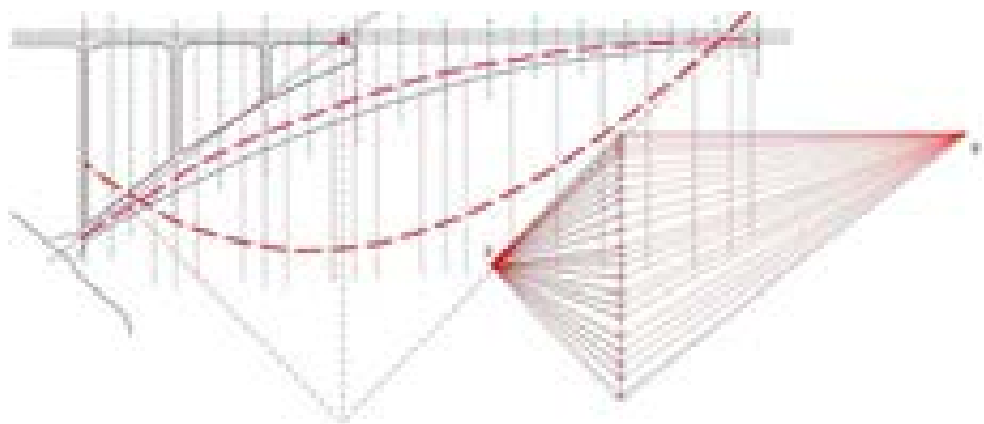


Fig. 6.45 : reconstruction de l'épure (5bis), échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Suite à cette construction, les sections transversales on déjà dû être dessinées. Il est alors possible à l'auteur de projet de se servir du résultat pour entamer l'étude détaillée de l'ouvrage, sous les autres cas de charges dissymétriques qui sont envisageables.

Cette manière de faire devient alors une méthode de conception pour la forme de l'ouvrage.

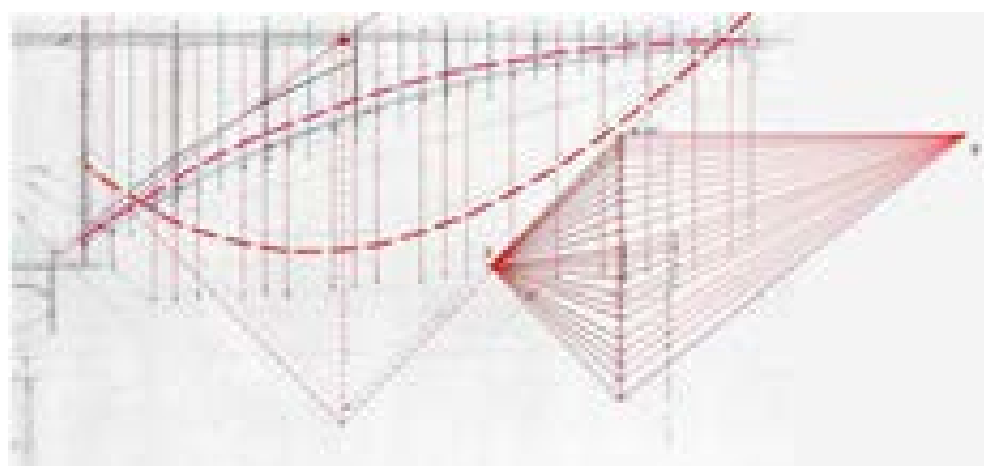


Fig. 6.46 : reconstruction de l'épure « I » superposée à l'épure originale, échelle 1/500^{ème} – annotations en couleur de l'auteur

Si ceci s'avère juste, cela signifie que l'ensemble des épures passées en revue jusqu'ici pour le Salginatobel sont antérieures à la planche du concours 168/2 du 31 août 1928 (voir *fig. 6.17*), et n'appartiennent pas à la série des épures techniques, rencontrées plus loin qui, elles, ont dû être réalisées en même temps que les calculs de mai 1929. Ceci malgré le fait que, d'aspect, tous ces documents sont très ressemblants.

Il y cependant un argument de poids pour défendre cette hypothèse : sur toutes les épures passées en revue, les élévations latérales sont dépourvues de garde-corps.

Or, sur la planche graphique la plus précise de la série, le travail sur la coupe transversale montre que l'hypothèse du garde-corps métallique a été considérée, simultanément à celle du garde-corps massif qui a été réalisé. Pourtant, on ne rencontre jamais la version métallique sur les planches de présentation de l'ouvrage : ni lors de la remise du concours, ni plus tard. Il est même possible que les coupes détaillées, sur les épures, aient été reprises tardivement, sur le même support que les profils et le plan.

De plus, le *centre de gravité* de la section transversale de l'arc, au milieu de l'ouvrage, est situé pile à mi-hauteur du caisson en béton (à 1 cm près), mais sans qu'il soit tenu compte des garde-corps massifs pour le calcul, garde-corps qui, fatalement, influencent les *propriétés mécaniques* de la section.

La raison en serait la suivante : Le Salginatobel est un *arc à trois articulations* en béton. C'est le premier ouvrage de ce type que Maillart dessine depuis la réalisation du pont de Tavanasa en 1905. Or le pont de Tavanasa est équipé de gardes-corps métalliques. Lorsqu'il a été question de refaire le pont de Tavanasa à l'identique en 1927, c'était à nouveau le cas dans l'avant-projet de Maillart.

Il est donc naturel que Maillart ait considéré d'emblée un garde-corps léger lors de son avant-projet pour l'ouvrage du Salginatobel. Mais en bout de processus, lorsque l'ouvrage a été remis en perspective par rapport à son contexte, l'aspect du garde-corps léger a dû poser problème.

D'une part, les arcs articulés de Tavanasa et du Salginatobel ont des proportions différentes : le premier franchit 51 m avec un rapport *portée : flèche* = 9,3 : 1 ; le second franchit 90 m avec un rapport *portée : flèche* = 13 : 1, alors que l'amplitude de la surcharge est similaire. Une fois le second projet remis en perspective par rapport au vallon qu'il domine, l'ouvrage par dessus l'arc a pu paraître fragile.

D'autre part, le sentiment de l'usager qui emprunte un pont, dominant une rivière à dix mètres de hauteur, ou dominant le fond d'une vallée à 84 mètres du haut d'un pont d'une longueur totale de 133 mètres, est sans doute très différent.

Ces deux arguments ont sans doute amené Maillart à recourir à l'usage d'un garde-corps massif en toute fin de la conception de l'avant-projet du Salginatobel, au moment de la remise des planches du concours, en août 1928.

Puisque David **Billington**²⁴ nous apprend que Maillart aurait fait seul l'étude et les premiers calculs du profil et des coupes de l'ouvrage, et n'aurait passé le relais à son meilleur ingénieur de ponts, Ernst Stettler, que pour les calculs détaillés (datés de mai 1929), il semble donc que toutes les épures étudiées ci-dessus soient de la main de Maillart lui-même.

Pour résumer les étapes de la conception structurale, au travers des trois planches graphiques successives, on pourrait dire que :

- la première planche [III] a servi à la mise en place des profils de l'ouvrage, plusieurs règles étant de nature géométrique ;
- la deuxième planche [I] a servi à la conception détaillée des sections transversales et du profil de l'ouvrage, et à vérifier la *ligne des pressions* de l'un des cas de charge d'exploitation ;
- la troisième planche [...]. a servi de support au calcul des sections transversales principales, en vue de finaliser le profil latéral et le plan.

24 Billington [1997a], p. 139

A ce stade de l'exposé, nous avons vu la manière dont le dessin et le calcul se côtoient intimement dans le processus de conception chez Robert Maillart. Nous avons pu voir comment le calcul adopte un format algébrique pour les cas simples et pour le calcul des propriétés mécaniques des sections, alors qu'il adopte la forme d'*épure statique* lorsqu'il entretient une relation étroite avec la forme.

Nous avons vu que l'hypothèse la plus probable en ce qui concerne le moment où ces calculs interviennent est l'avant-projet. Ceci dans l'objectif de valider la forme, avec une précision déjà grande, puisqu'elle a déjà fait l'objet d'ajustements. L'*épure statique* est construite, à chaque fois, pour un cas de charge de référence : le poids propre de l'ouvrage.

Nous n'avons pas détaillé l'analyse des valeurs des charges considérées pour construire la *ligne des charges* : cet examen révélerait qu'il n'y a pas un seul cas où ces charges sont considérées comme constantes, comme lorsqu'on cherche une première estimation de la forme d'un arc, alors que le détail de ses sections transversales n'a pas encore pu être abordé, comme c'est le cas en tout début de conception. Ceci veut dire qu'à chaque fois, chacune de ces épures doit s'être préalablement appuyée sur une esquisse grossière de la forme permettant de se faire une idée des charges représentant le poids propre à considérer. De tels documents étaient cependant manquants aux Archives Maillart de l'ETHZ en septembre 2006.

Pour ce qui est de l'usage qui est fait de l'épure de *statique graphique*, quelle que soit la planche, l'objectif est le même : il s'agit de construire la *résultante* des efforts appliqués, dessiner sa ligne d'action, puis déterminer l'orientation de la réaction d'appui.

Pour obtenir l'orientation de la réaction d'appui, nous avons construit une ligne qui part de l'intersection entre la *ligne d'action* de la *résultante* des forces appliquées et la *ligne d'action* de l'effort horizontal à la clef, pour rejoindre le noeud de la rotule d'appui. Ceci sous-entend que son emplacement est connu. Mais il y a une variante à cette construction si la position de l'articulation d'appui n'est pas connue : c'est de construire la *ligne d'action* de la *résultante* d'appui perpendiculairement au plan de la paroi (d'un seul des deux côtés), pour rejoindre l'intersection des deux autres *lignes d'action*. Cette dernière méthode permettait de définir la *flèche* de l'arc pour garantir des conditions d'appui optimales.

Les deux *lignes d'action* des appuis de l'arc étant connues, il est ensuite possible de dessiner la *ligne des pressions* de l'arc – qui sert de colonne vertébrale à sa forme – et d'étudier la forme des massifs de fondation.

Pour le dessin de l'arc, puisque Maillart invente la section en *caisson* en béton, qui devient un U lorsque l'arc n'est pas fusionné au tablier, il lui reste une grande liberté pour régler la forme en profil. Pour éviter les

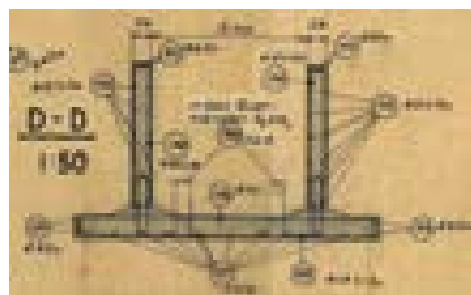


Fig. 6.47 : coupe sur l'arc, extrait du plan 168/9, Robert Maillart, mai 1929. Échelle : 1/100^{ème} – sources : Archives ETHZ

moments de flexion sous le cas de charge de référence, qui a donné sa forme à la *ligne des pressions*, il lui suffit de dessiner les *sections transversales* de l'arc pour que leurs *centres de gravité* soient sur la *ligne des pressions*. Ceci permet d'annuler toutes les *contraintes de traction* ou de *compression* qui naîtraient de la *flexion* pour ce cas de charge de référence, ce qui est favorable à l'économie de matière.

La liberté dont Maillart jouit tient au fait qu'il peut jouer sur quatre paramètres différents pour le dessin : les deux épaisseurs des murs et de la dalle, la largeur de la dalle et la hauteur des murs verticaux. Ceci fait que la *ligne des pressions* n'est pas obligatoirement située à mi-hauteur de l'arc vu de côté.

Les calculs mécaniques sont faits algébriquement.

Pour le dessin du massif de la fondation, la valeur de la réaction d'appui, mesurée sur le dessin à l'échelle des forces, comparée à la *contrainte de travail* sur le sol, fournit des aires pour la surface *normale* à l'effort et pour celle qui lui est perpendiculaire. Les orientations étant données géométriquement par le dessin, la forme est obtenue par construction graphique en tenant compte des spécificités géométriques du terrain.

De la sorte, on constate que la *statique graphique* et les constructions géométriques sont utilisées par Maillart comme un outil de conception ; celles-ci s'appuyant dès le début sur les résultats graphiques ou numériques que lui fournit la graphique.

Deux questions sont cependant restées jusqu'ici en suspens : celle du cas de charge de référence, et celle de l'utilité du relevé qui a pu être constaté dans le tracé de la dernière des trois épreuves d'après notre classement.

Mis à part les trois planches analysées, il n'y a plus d'épure de l'ensemble de l'ouvrage qui sera exécutée sur son profil. Le fait que l'on retrouve sur un dessin daté de 1929 (fig 48), au moment de la réalisation de la note de calcul de l'ouvrage, la géométrie exacte du profil, cotée, sur laquelle a été reportée la *ligne de pressions* de l'arc, confirme le fait que le profil de l'arc a été figé un an plus tôt.

Le long de la *ligne des pressions* l'annotation suivante a été ajoutée : « *Drucklinie aus Eigengewicht* » (*ligne des pressions sous le poids propre*). Ceci confirme le fait que l'ouvrage est bien dessiné pour ne rencontrer aucune flexion dans l'arc par rapport au poids propre seul, ce qui nous amène à la deuxième question : celle du *cas de charge de référence*.

La première raison qui vient à l'esprit serait d'en considérer la cause comme étant héritée de l'ancienne pratique de conception des ponts massifs en maçonnerie.

Dans ceux-ci, un important poids propre est supposé garantir que les charges d'exploitation n'auront que peu d'effet sur l'équilibre de la structure.

Dans le cas de ces ouvrages, la méthode de conception prévoit tout simplement de leur donner la forme d'équilibre sous les charges permanentes rencontrées : le poids propre et le poids mort appliqués à l'ouvrage. Étant donné leur importance, les charges d'utilisation étaient considérées comme relativement inoffensives quant à la modification induite dans la géométrie d'équilibre.

Elle n'étaient donc pas considérées pour déterminer la forme de l'ouvrage.

Étant donné l'allègement progressif des structures, grâce à l'apparition des nouveaux matériaux que sont alors le béton armé et le fer, la logique structurale mise en oeuvre a été appelée à évoluer. Dans le cas de structures réellement légères, c'est le poids propre qui devient négligeable par rapport aux charges appliquées.

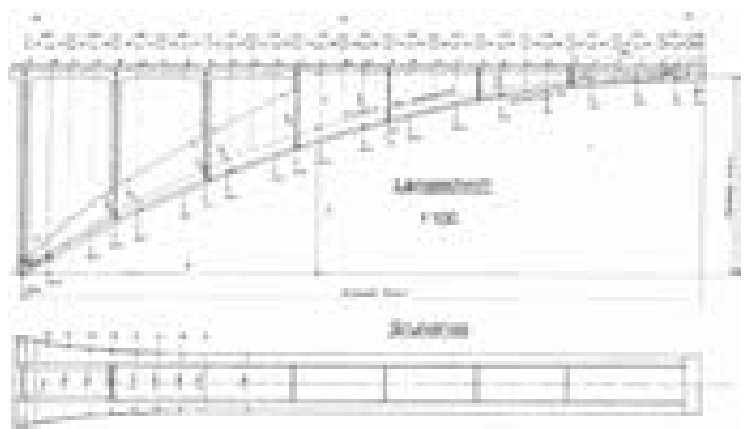


Fig. 6.48 : dessin n°168/11 extrait de la note de calcul du 1er juin 1929, Robert Maillart. Échelle 1/500^{ème} – source : archives ETHZ

Mais à leurs débuts, les structures en béton (parfois non armé) sont souvent des structures lourdes, et à ce titre, conçues de la même manière que les ouvrages de structure en maçonnerie.

Qu'en est-il lorsque charges permanentes et charges d'exploitation prennent une importance comparable ? Pour ce qui est de la charge mobile, l'ouvrage est supposé résister à un camion modélisé par une charge ponctuelle de 8 t qui produira ses effets principaux lorsqu'elle est appliquée à mi-distance entre deux rotules. On obtient alors le diagramme des moments de flexion par une simple construction de *statique graphique* (fig. 6.49). On voit alors que la manière de définir le profil de l'ouvrage est parfaitement adaptée à la reprise de cet effort de flexion.

Mais il est encore relativement faible par rapport à celui provoqué la charge répartie non uniforme de 350 kg/m^2 .²⁵ Si la forme de l'ouvrage structural est telle qu'on ne rencontre pas de flexion sous les charges permanentes, sous l'application de la totalité des charges d'exploitation (dont la distribution n'est parfois pas uniforme sur l'ouvrage), on se trouve dans ce cas en présence de l'effort de flexion maximal (disons M_f) lorsque la charge est distribuée sur la moitié du pont. La solution la plus rationnelle serait de veiller à ce qu'on ne rencontre pas de flexion sous un chargement équivalent aux charges permanentes + la moitié des charges d'exploitation.

Ce faisant si la structure n'est pas chargée, le moment de flexion vaut la moitié de M_f , tout comme lorsqu'elle est complètement chargée. C'est donc là que se trouverait la solution la plus économique.

Il se trouve cependant que la dernière épure statique analysée considère ce cas de charge idéal (en bleu).

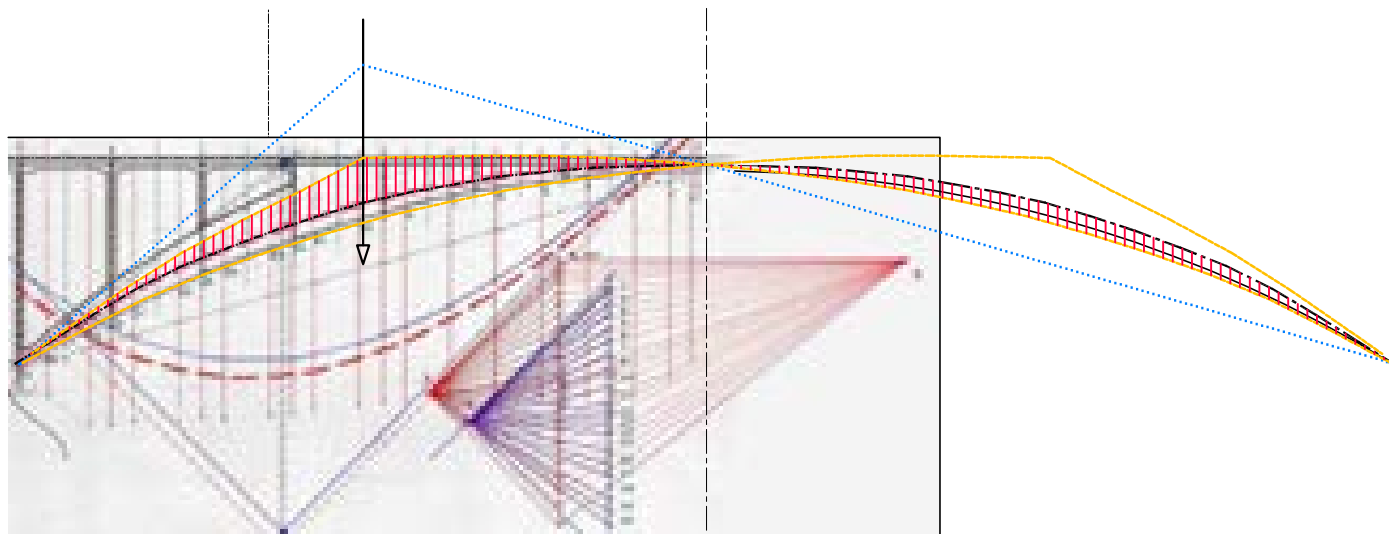


Fig. 6.49 : reconstruction de l'épure « I » superposée à l'épure originale (12) et définition du profil selon une charge ponctuelle mobile, échelle 1/500^{ème} – annotations en couleur de l'auteur

Mais ce *polygone des forces* et le *polygone funiculaire* relatif au cas de charge $\Sigma g + p/2$ n'est pas celui qui est considéré pour construire la *ligne des pressions* dans l'arc. C'est bien les autres polygones, relatifs au cas de charge Σg , qui ont été utilisés.

Par la présence des polygones respectifs relatifs aux deux cas de charges de référence, il n'est pas possible d'invoquer la négligence de l'auteur de projet. L'explication se trouve à la fois dans l'épure et dans le contexte d'utilisation particulier de l'ouvrage.

²⁵ $350\text{ kg/m}^2 \cdot 3\text{ m} \cdot 45\text{ m} = 82\text{ t} \gg 8\text{ t}$

L'ouvrage est construit pour connecter au monde un petit village isolé sur les hauteurs. Ce pont offre un passage de 3,5m de large : deux véhicules ne peuvent s'y croiser. Chaque véhicule doit attendre son tour pour emprunter les cent-trente mètres de longueur de l'ouvrage s'il est susceptible de croiser un autre véhicule en sens inverse. De plus en 1928, où l'ouvrage est conçu, la plupart des véhicules susceptibles d'emprunter cette route de campagne ressemblent davantage à une charrette à bras qu'à un semi-remorque de fort tonnage.

En conséquence de cela, le pont n'est tout simplement pas chargé la plupart de son temps. Sachant que l'on commence à prendre conscience, à l'époque, des déformations différées dans le temps que rencontrent les ouvrages en béton (le fluage), autant ne pas se risquer à soumettre le pont à celles-ci.

S'il avait été question de viser jusqu'au bout l'économie de matériau, on peut juger de l'importance de la modification qu'il aurait fallu faire sur l'épure : les *lignes d'action* des *résultantes* des deux cas de charge de référence ont été tracées sur l'épure. Elles sont très voisines l'une de l'autre.

Si l'on trace la ligne d'action de la réaction d'appui pour le second cas de charge, son tracé se confond pratiquement avec celui du premier cas de charge ; la variation angulaire est pour ainsi dire inexistante. Si celle-ci avait été reportée sur la ligne des charges du second funiculaire pour préparer la construction d'une nouvelle *ligne des pressions*, les deux tracés se seraient confondus sur le dessin.

C'est donc pratiquement une simple question d'honnêteté que d'avoir précisé que la ligne des pressions était relative au poids propre seul (*Drucklinie aus Eigengewicht*) sur le document de synthèse de juin 1929 (voir *fig. 6.48*).

L'usage qui a été fait ici de la *statique graphique* pour la conception est un modèle de bon sens et de simplicité. Il donne un aperçu de la puissance de la méthode en tant qu'outil (méthodique) de conception.

Cependant, le recours à la manière d'employer ici la *statique graphique* est soumise à une série de conditions, toutes rencontrées par l'ouvrage :

- la forme de l'ouvrage doit privilégier les mécanismes de compression simple, en adoptant la forme d'un arc (ou à l'opposé privilégier les mécanismes de traction, comme un caténaire²⁶) ;
- Le tracé de l'arc est symétrique par rapport à son centre lorsqu'il est vu de profil (sinon, l'arc doit être dessiné dans son intégralité et la simplification qui consiste à prendre un effort horizontal à la clef n'est plus valable) ;
- Le centre de gravité de la coupe transversale de l'arc, en son centre, doit être situé à mi-hauteur de la section (si cette condition n'est pas remplie, on ne peut positionner correctement dès le début la ligne d'action de la composante horizontale à la clef, ce qui fait que le tracé de l'arc n'est plus aussi immédiat et peut devoir faire l'objet de plusieurs esquisses successives pour être correct) ;
- L'arc doit être articulé en trois points (sinon, la logique qui consiste à considérer que les *lignes d'action* des réactions d'appui passent par le milieu de l'épaisseur de l'arc, aux extrémités et à la clef, n'est plus valable) ;

La question de la rotule devient tout à fait fondamentale en béton armé et il faut, par conséquent, en étudier le détail avec application. Cette problématique fait l'objet de la section suivante.

26 Notons cependant déjà que la *statique graphique* sera efficace dans tous les systèmes de structure composés de pièces exclusivement tendues ou comprimées, dont le treillis n'est qu'un exemple parmi de nombreux autres.

6.4.3 PROBLÈME ET CONCEPT DE L'ARTICULATION EN BÉTON ARMÉE

La question de la fabrication – et du concept – de la rotule en béton est fondamentale en regard du processus de conception du début du ^{xx}^{ème} siècle, tant chez Robert Maillart que chez les ingénieurs qui lui sont contemporains.

Elle est d'abord la condition de possibilité même qui permet de réaliser alors un ouvrage dont le comportement structural sera satisfaisant lors de son utilisation. A cause de la rigidité intrinsèque d'un ouvrage en béton armé, par nature monolithique, les mouvements d'un ouvrage se répercutent immédiatement sous forme d'ouvertures de fissures, dommageables tant pour l'esthétique que pour la durabilité de l'ouvrage (elles permettent l'infiltration de l'eau qui peut modifier localement la composition chimique et mettent les armatures en contact avec l'eau ou l'atmosphère).

Les mouvements liés aux variations de température sont inévitables et on peut aujourd'hui tenir plusieurs types d'attitude par rapport au contrôle de ceux-ci. A l'époque de Maillart, la seule manière valable de faire était de permettre à l'ouvrage de s'adapter librement aux différents mouvements sans subir de dommage. Le moyen le plus courant était de matérialiser des articulations.

Il est question ici du *comportement structural* de l'ouvrage, pris dans son ensemble, sous les sollicitations thermiques et géométriques.

La seconde cause évoquée est celle des mouvements des fondations. Au début du ^{xx}^{ème} siècle, en droite ligne des pratiques structurales du siècle précédent, le massif de fondation, en tant qu'unique moyen de transférer les efforts directement sur le sol, joue un rôle fondamental dans la manière dont est appréhendée la stabilité d'un ouvrage. Ce n'est que vers 1934 pour le projet du viaduc de Sirakovo, que l'on rencontre chez Robert Maillart, apparemment une seule fois, le recours aux *pieux Franki* pour réaliser les fondations. Dans tous les autres cas, les volumes de matière sont tels que l'on peut s'attendre à un mouvement de l'ouvrage qui sera loin d'être anodin à cause du tassement du sol sous leur propre poids.

Pour ce qui est de la manière dont Maillart mène la conception d'un pont en arc fléchi, c'est-à-dire de manière essentiellement graphique comme exposé plus haut dans le texte, il doit s'assurer que son modèle structural comporte trois articulations. Il lui est bien sur possible de calculer avec la *statique graphique* un ouvrage en forme d'arc qui comporterait moins d'articulations, mais la méthode gagne énormément en complexité, ce qui en fait un outil inadapté pour la conception. C'est la simplicité même du processus graphique, appliqué aux arcs à trois articulations, qui en fait une méthode valable pour concevoir. Ainsi, la complexité du calcul ne peut prendre le pas sur une réflexion fondamentale quant à la forme, laissant au concepteur la liberté de l'adapter au mieux au projet qui est en cours d'élaboration.

Il est ici question du *modèle structural* utilisé pour le calcul, qui adopte une forme graphique.

Enfin, la conception des articulations en béton armé touche à un troisième aspect fondamental de la conception structurale : celui du détail technique et de ses répercussions sur le *comportement structural* local. Nous avons vu au *chapitre 2* que le travail du détail technique apparaît déjà dans le processus de conception, bien en amont du calcul et du dessin des ouvrages détaillés. La raison en est qu'il faut s'assurer de la possibilité matérielle de définir les modalités particulières du *comportement structural* imaginé pour l'ouvrage dans son ensemble.

La manière dont la fabrication d'un détail donné évolue au fil des projets permet de juger du processus qui est à l'oeuvre dans la matérialisation concrète du principe. Le concept mécanique est celui de la charnière sans frottement, une matérialisation plurielle est possible pour chaque matériau de structure.

L'examen du détail révèle les subtilités dans la manière dont le concepteur perçoit le fonctionnement qui est à l'oeuvre au sein d'une technologie structurale donnée, comme celle du béton armé par exemple.

A ce titre, la question renvoie au rapport du modèle à la réalité et, par suite, à l'évolution qui est possible sur le mécanisme structural qui est concerné.

Il est ici question du fonctionnement structural, au sein d'un matériau de structure, appréhendé par le travail du détail.

Le béton est une pierre reconstituée à l'aide d'un mélange de gravillons, de sable, de ciment et d'eau. Lors de sa mise en oeuvre, il est coulé à l'état liquide dans un moule. Dès que le ciment entre en contact de l'eau, commence une réaction chimique qui l'amène à un nouveau composé calcaire solide. Cette réaction, très rapide au début, se poursuivra longtemps après la mise en oeuvre : les mois passant, le mélange gagne encore en solidité.

Ce faisant, le ciment sert de liant entre les grains de sables et les gravillons qui contribuent pour une bonne part aux propriétés de résistance en compression de l'ensemble. Comme il est moulé, le béton permet de fabriquer des pièces de structure importantes d'un seul bloc. Mais le béton a aussi les défauts de la pierre : il résiste mal aux efforts de traction.

Pour y remédier, on intègre aux sections en béton des armatures en acier, celles-ci étant disposées préalablement dans le coffrage qui reçoit le mélange encore liquide. Ainsi, c'est aux armatures de reprendre la quasi-totalité des efforts de traction et, occasionnellement à contribuer à la reprise des efforts de compression. Au passage, les armatures permettent aussi de résoudre un autre problème spécifique du béton : le phénomène du *retrait*.

Le *retrait* est la variation dimensionnelle du béton lorsqu'il fait prise, c'est-à-dire lorsqu'il durcit. On assiste alors à une perte de volume de l'ensemble s'il n'est pas gêné dans ses mouvements. Pour un petit élément isolé, le phénomène est inoffensif ; mais dès que l'importance de la pièce augmente, celle-ci est fatalement gênée dans ses mouvements par les contacts inévitables avec les éléments qui la portent ou l'entourent, ne fut-ce que par le contact du coffrage.

On voit alors apparaître des fissures localisées, entre volumes qui ont fait leurs mouvements en sens inverse.

Si le volume de béton mis en oeuvre est particulièrement important, le phénomène est encore aggravé par les gradients de température (la réaction d'hydratation du ciment est exothermique) ou par les conditions de séchage des surfaces du volume.

A nouveau, l'armature du béton, si elle est correctement disposée, permet de minimiser l'impact du *retrait* sur l'importance des fissures, celles-ci étant inévitables. Des fissures doivent aussi nécessairement apparaître pour que l'acier des armatures puisse être mis en traction, afin de contribuer à la reprise d'un effort.

Si les fissures sont nécessairement présentes dans le béton armé, il est cependant possible d'en réduire l'importance.

Ainsi, des fissures dont la largeur est minime (micro-fissures) sont pratiquement invisibles à l'oeil nu et garantissent une bonne protection des armatures contre les infiltrations au sein du matériau.

Dès lors, un élément de structure en béton armé correctement étudié comportera des armatures longitudinales (généralement sous forme de barres ou de câbles) et transversales (sous forme d'étriers), constituant ensemble des formes de cages. À la surface de ces cages, on ajoute parfois une armature de peau, sous la forme d'un treillis, pour que l'ensemble soit maillé en prévision de la fissuration de surface.

En conséquence de cela, les éléments d'une structure en béton armé acquièrent un caractère monolithique et leurs jonctions sont *de facto* rigides.

La nécessité de créer des jonctions articulées entre éléments pose donc réellement problème, de même que toute jonction susceptible d'autoriser un mouvement, quel qu'il soit, entre différentes parties de l'ouvrage (joints de mouvement ou de dilatation, etc.).

Aux premiers âges de la technologie du béton armé, l'usage qui est fait du matériau ressemble à une forme hybride entre les techniques de la pierre et celles des constructions métalliques.

Il est par conséquent naturel que la première expression d'une articulation dans ce matériau ait adopté la forme d'une rotule métallique rendue solidaire du béton coulé en place (voir *fig. 6.3, p. 148*).

Au tout début de la période où l'on rencontre ces rotules métalliques, tout à la fin des années 1800, les éléments de béton reliés entre eux sont encore dépourvus d'armatures. C'est à ce moment que les concepteurs de ponts en béton en sont arrivés à la conclusion que la présence d'articulations était nécessaire au bon comportement des ouvrages

Comme nous l'avons vu pour le pont de Châtellerault, conçu par François **Hennebique** en 1899 (voir *p. 147*), l'arc porteur a rapidement présenté d'importantes fissures liées à sa rigidité. Si on se contente de réaliser un arc en béton (insuffisamment armé, donc un matériau fragile) encastré à ses deux extrémités, il présentera des fissures en trois endroits différents, proches de la clef et des pieds de l'arc. Ce faisant, les fissures affaiblissent la section, libérant de la sorte les trois degrés d'*hyperstaticité* inutiles pour la stabilité de l'arc. Il fonctionnera dans les faits comme un arc à trois articulations.

Ainsi, en 1899, date de l'achèvement du pont de François **Hennebique**, Wilhelm **Ritter**, consulté par la ville de Stauffacher pour le nouveau pont à construire, insiste déjà sur la nécessité d'articuler les arcs en béton en trois endroits ; ceci pour s'accommoder des risques occasionnés par les tassements d'appui et les variations de température rencontrés.²⁷ Ce faisant, il avait argumenté pour le choix du projet soumis par Maillart.

Lors d'un congrès tenu en 1904 à St. Louis, le Dr. Fritz **von Emperger**, une sommité dans le domaine, prescrit d'articuler les arcs en béton en trois endroits sur base d'un argumentaire similaire à celui de **Ritter**, en 1899.

Si au ^{xix}^{ème} siècle, la construction des arcs à trois articulations en acier était courante, non seulement pour les raisons évoquées ci-dessus, mais aussi parce que les articulations en simplifiaient le calcul²⁸, puis que les personnes les plus éminentes du domaine en étaient arrivées à la même conclusion pour les arcs en béton, il restait à trouver la manière la plus appropriée de les réaliser.

Les premiers à inventer un détail d'exécution propre à la technologie du béton armé sont **Mesnager** et **freyssinet**²⁹, dont la description est donnée par ce dernier dans un article daté de 1923.³⁰

27 **Billington** [1979], p. 16

28 **Billington** [1997a], p40

29 **Billington** [1979], p. 87

30 *Ibid.*, note 24 p. 138

Le détail est étudié à l'occasion de la construction d'un pont ferroviaire à Montigny-le-Tilleul (B) pour le compte de la société des Chemins de Fer du Nord, en 1922. Le pont **Candelier**, du nom de l'ingénieur en chef de la société commanditaire, franchit la Sambre, à l'aide de deux arcs parallèles articulés.



Fig. 6.50 : pont Candelier, Mesnager et Freyssinet, échelle 1/500^{ème} – source : Archives SNCB

Le pont est dessiné sur le principe d'un arc épais à deux articulations, d'une portée de 64 mètres. Il se compose de deux arcs de 3,5 mètres de largeur chacun, décalés latéralement de 4,5 mètres puisque la traversée de la rivière se fait en oblique.

A l'examen de la coupe transversale, on pourrait croire que l'ensemble fonctionne en caisson, comme dans les ouvrages de Robert Maillart. La quantité de matière est en effet suffisante pour relayer la dalle inférieure de l'arc dans la reprise des efforts de compression longitudinaux.

Mais l'examen de l'épaisseur de l'arc du pont Candelier achève de dissiper cette impression : son épaisseur varie approximativement entre 1 mètre à l'appui et 80 centimètres à la clef, ce qui contraste réellement avec les 28 centimètres de la dalle inférieure du pont de Tavanasa, dont la portée est comparable (51 mètres).

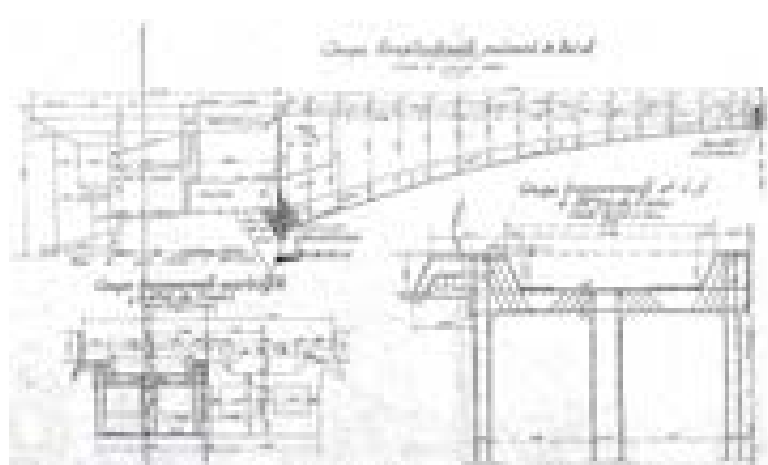


Fig. 6.51 : coupes du pont Candelier, Mesnager et Freyssinet, échelle 1/500, 1/250 et 1/100^{ème} – source : Archives SNCB

Pour la défense de l'ouvrage de Eugène Freyssinet, il faut cependant souligner qu'un pont ferroviaire est fort chargé par rapport à un petit pont routier.

Le principe de l'articulation de Freyssinet est le suivant (voir fig. 6.53) :

A l'endroit de la liaison, la section de béton est volontairement réduite par des cales placées dans le coffrage. La surface de contact entre les deux extrémités est ainsi réduite à une hauteur de 40 centimètres.

Les deux zones d'about sont fortement armées : on y rencontre quatre couches de ferraillements concentriques qui en longent grosso-modo les contours. Parallèlement à la surface de contact, à l'intérieur du volume défini par la couche de ferraillement concentrique la plus large, l'ingénieur place 6 lits de ferraillement successifs.

Les zones d'about se présentent ainsi comme des sections où la densité de ferraillement est tout à fait exceptionnelle.

Ces dispositions s'appuient sur le principe du *fretage* du béton. Lorsqu'on confine celui-ci à l'intérieur d'anneaux en acier, la compression qu'il est capable de reprendre augmente. La raison en est que, lorsque l'on applique un effort important sur un volume de béton, la Loi de Poisson nous dit que si le matériau se raccourcit parallèlement à l'effort appliqué, il a cependant tendance à se dilater dans la direction perpendiculaire à l'effort. Ceci fait naître des contraintes de traction perpendiculairement à l'effort qui amène le volume à se déliter, affaiblissant d'autant sa résistance. L'application la plus manifeste de ce principe est l'*essai de fendage* sur une éprouvette cylindrique chargée sur son flanc, qui permet de mesurer la résistance à la traction d'un béton en le comprimant dans la direction opposée.

En ajoutant des anneaux successifs en acier autour de la zone comprimée, on empêche le fendage de la section, ce qui en augmente la résistance.

Pour augmenter encore plus la résistance, on remarque d'ailleurs que l'ingénieur prescrit quelque peu naïvement une quantité de ciment tout à fait exceptionnelle dans les zones d'about contiguës à l'articulation : 800 kg/m^3 de ciment, alors que le reste du pont ne contient que 350 kg/m^3 .

Cette quantité inhabituelle de ciment par mètre cube de béton trahit le raccourci qui consiste à penser qu'en continuant à augmenter celle-ci, on continue à augmenter la résistance du béton obtenu, ce qui est tout à fait faux.

Dosage	Résistance (à 28 jours) à la compression
Béton A 1/5	100 kg/cm ²
" " A 2/5	150 " "
" " A 3/5	200 " "
" " A 4/5	250 " "

Fig. 6.52 : tableau des résistance de béton en fonction du dosage en ciment, extrait du plan 319/7 de Robert Maillart, 7 avril 1936 – source : Archives ETHZ

La résistance d'un mélange tel qu'on était en mesure de le composer à l'époque (sans nos adjuvants contemporains de particules fines comme les *fumées de silice*) ne permet pas de dépasser de beaucoup la résistance du ciment durci, qui n'était pas beaucoup plus élevée que celle d'un béton à 350 kg de ciment par mètre cube.

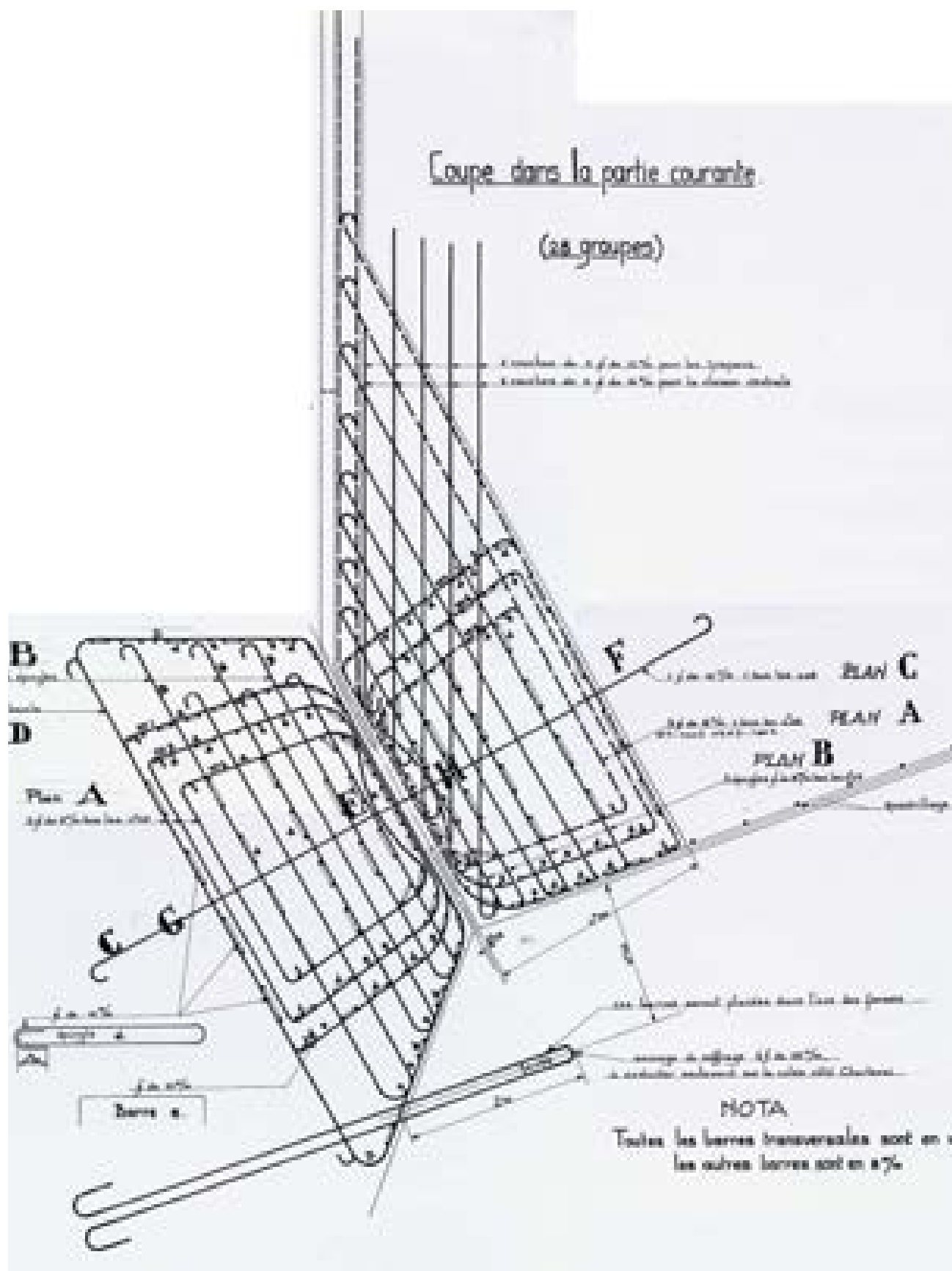


Fig.6.53 : détail de l'articulation en béton du pont Candelier, Mesnager et Freyssinet, échelle 1/20^{ème} – source : Archives SNCB

Une fois les deux bouts ainsi construits, l'ingénieur se contente de les maintenir l'un en face de l'autre à l'aide d'une unique barre de liaison de diamètre égal à 10 millimètres.

(Il faut se rappeler qu'une telle articulation a pour largeur celle de l'arc, et que l'on rencontre donc une telle barre à tous les 8 centimètres d'écartement.)

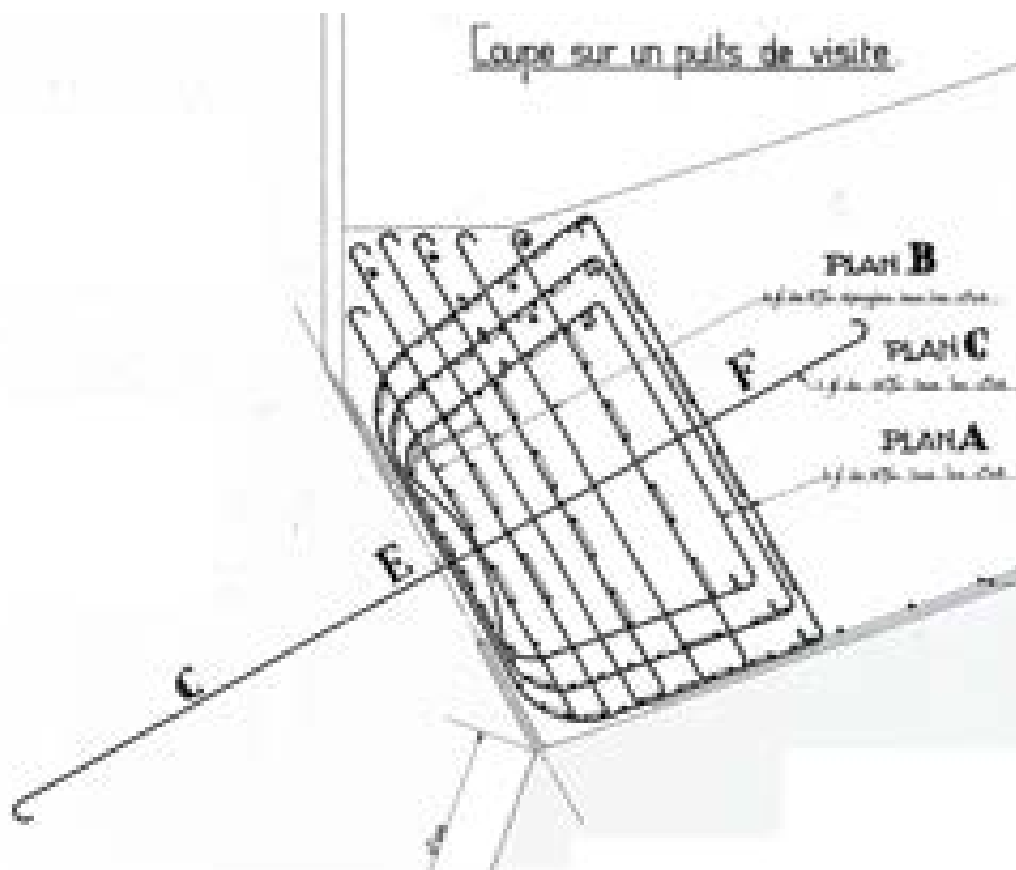


Fig.6.54 : détail de l'articulation en béton du pont Candelier, Mesnager et Freyssinet, échelle 1/20^{ème}
– source : Archives SNCB

A l'examen de ces dispositions, on peut interpréter le principe de cette liaison articulée de la manière suivante : deux bouts en béton à la résistance renforcée sont maintenus en place par une barre qui empêche le glissement. L'effort est transmis par contact direct des deux parties l'une sur l'autre, à la manière de la tête de l'extrémité d'un fémur tenu en place sur la tête du tibia par un tendon.

Bien que le principe soit similaire au détail de Maillart, postérieur de sept ans, pour le pont du **Salginatobel**, ce dernier comporte cependant quelques particularités qui en feront finalement l'archétype de l'articulation en béton.

Dans le détail de Maillart, en 1929, la section est réduite de manière différente selon que l'on se trouve à l'appui ou à la clef de l'arc. Les modalités de ce rétrécissement varieront au fur et à mesure des projets. À la rotule d'appui, on retrouve une pièce de liège en-dessous et un joint goudronné au-dessus (fig. 6.55). A la clef, on retrouve un morceau de bois dur en-dessous et une pièce de liège au-dessus (fig. 6.56).

Cette fois, la barre de liaison des deux parties s'est dédoublée et s'est épaissie à un diamètre de 36 millimètres. Des armatures de *fretage*, seuls subsistent des étriers transversaux et quelques barres construisant des mailles perpendiculaires à l'effort. Il n'y a plus de prescription particulière quant à la qualité du béton.

La lecture qui s'impose cette fois est celle d'un effort qui emprunte à la fois le chemin d'une section de béton réduite (resp. 25 et 30 cm) et la matière des barres de liaison en acier.



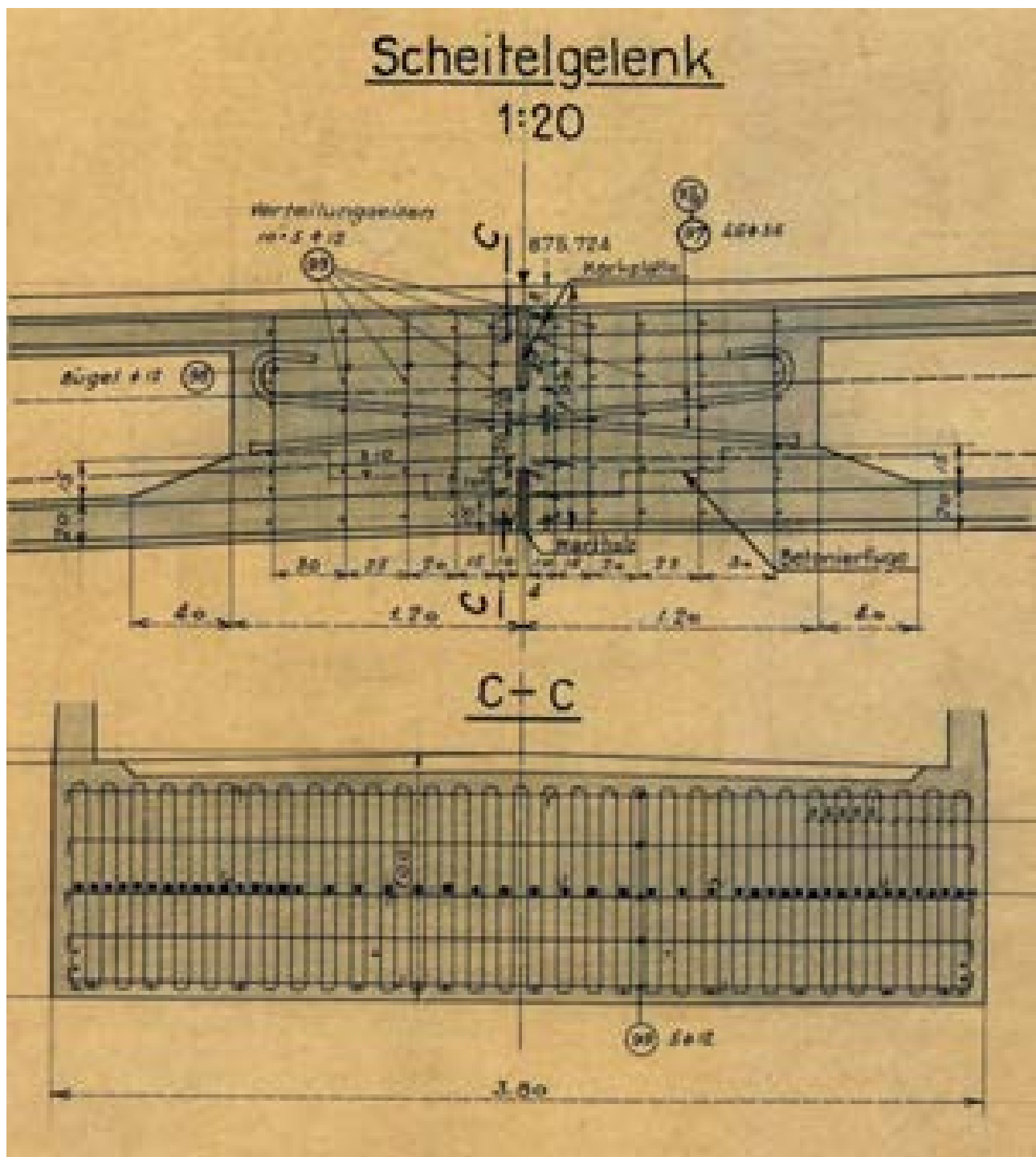


Fig. 6.56 : coupe sur l'articulation à la clef du pont du Salginatobel, extrait du plan 168/9, Robert Maillart, 10 mai 1929. Échelle : 1/25^{ème} – sources : Archive ETHZ

Si on vérifie la *contrainte* dans la section réduite de béton à l'endroit de la rotule, en considérant que l'acier ne contribue pas à reprendre les efforts, on obtient les valeurs suivantes :

- effort au pied de l'arc $\approx 858 \text{ t} / (600 \cdot 25) \text{ cm}^2 = 57 \text{ kg/cm}^2$ ($\approx 5,7 \text{ N/mm}^2$)
- effort à la clef de l'arc $\approx 678 \text{ t} / (350 \cdot 30) \text{ cm}^2 = 65 \text{ kg/cm}^2$ ($\approx 6,5 \text{ N/mm}^2$)

Pour juger de l'importance de cet effort, Maillart³¹, en 1909, renseigne la résistance ultime du béton comme étant de 16 N/mm^2 . Partant de celle-ci, on considérerait une *contrainte admissible* en compression pure de $16 \text{ N/mm}^2 / 4 = 4 \text{ N/mm}^2$, et pour de la compression due à un effort de flexion, une *contrainte* de 6 à 8 N/mm^2 .

Si on fait le calcul de la contrainte avant que la section ne se réduise en hauteur à la rotule, on obtient ainsi une contrainte plus faible :

– effort au pied de l'arc $\approx 858 \text{ t} / (600 \cdot 80) \text{ cm}^2 = 18 \text{ kg/cm}^2$ ($\approx 1,8 \text{ N/mm}^2$)

qui respectent les critères de bonne pratique pour la mise en oeuvre pour le matériau.

Par conséquent, à l'endroit de la rotule, soit l'acier contribue également à reprendre l'effort, soit le béton amorce sa *plastification* dès que l'effort de compression n'est pas parfaitement centré. En effet, dans la mesure où la section réduite n'est pas *frettée*, il est presque certain que la section de béton sera « endommagée » à la moindre sollicitation particulière. Dans la réalité, on peut supposer que c'est un mélange de ces deux comportements qui sera rencontré. Cette conception du comportement structural de la rotule nécessiterait de pouvoir appréhender le comportement des matériaux en plasticité, alors qu'en 1929 les balbutiements des théories du *Calcul plastique* sont alors loin d'être largement connus. C'est sur ces bases que l'on peut le mieux mesurer l'importance de l'évolution apportée dans le principe structural de l'articulation en béton telle qu'imaginé par Maillart.

A l'examen de la photographie du noeud de ferrailage à **Lachen** (1940 : fig. 6.57), l'hypothèse qui semble se dégager est que les massifs fortement frettés, de part et d'autre de la jonction, ont d'abord pour objet de maintenir en place les armatures croisées à la jonction, le béton n'étant alors présent que pour lui servir de protection contre les agressions climatiques.

Pour comprendre la manière dont Maillart conçoit le mécanisme structural, on peut se référer aux notes de calcul de l'ouvrage (document 168/11 du dossier HS 1085 RM 1929/30-1 des Archives de l'ETHZ).

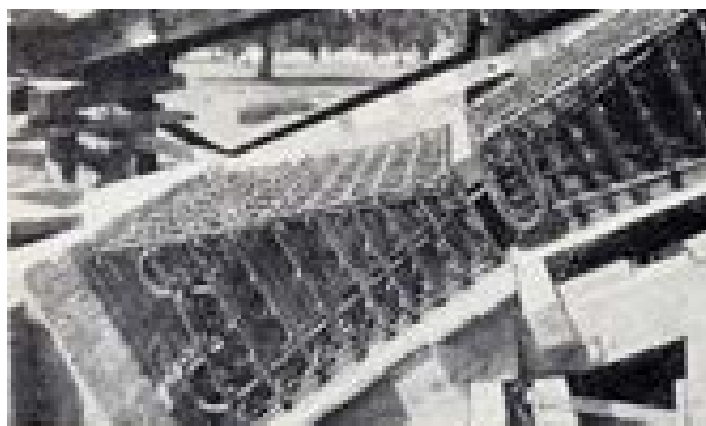


Fig. 6.57 : photographie du ferrailage de l'articulation du pied de l'arc du pont de Lachen (1940), Robert Maillart – source : **Giedion [1990]**, p. 288

Il y est fait mention de la résistance de la rotule en page 1 et en page 43. La première nous annonce que pour les rotules, il sera question d'adopter une résistance de 2000 kg/cm^2 , supérieure à ce qui est habituellement admis pour les aciers. Elle nous informe également d'une contrainte dans le béton qui peut atteindre 85 kg/m^2 , qui est 20 % supérieure à ce qui est habituellement admis.

En page 43, le document montre que la quantité de ferrailage dans la rotule est calculée en fonction de l'effort normal maximal rencontré à l'articulation à une contrainte de travail de 2000 kg/cm^2 . Ceci fait, Maillart fait le calcul de la contrainte dans le béton (seul) compte tenu d'un effort excentré à la limite du *noyau central*.³² C'est alors que la contrainte de 84 kg/m^2 est rencontrée dans le béton.

31 **Maillart [1909]** et **Billington [1979]** pp. 46-47 et note 15 p. 133

32 Zone dans laquelle l'excentration d'une force de compression appliquée suivant la normale à la section ne provoque pas de contrainte de traction dans la section.

Ce calcul montre ainsi que chez Maillart, à la différence du détail de Freysinnet, ce n'est plus le béton mais l'acier qui constitue le mécanisme par lequel transitent les efforts, ce qui fera du premier, comme nous le verrons plus loin, le véritable inventeur du concept moderne de rotule en béton.

D'un autre côté, le fait qu'il accepte des contraintes dans l'acier et le béton qui sont au-delà des valeurs communément admises montre l'embryon d'une réflexion qui va dans le sens du concept de *rotule plastique* qui est fondamental dans la théorie de l'analyse plastique des structures.

Ces deux principes démontrent à suffisance l'évolution accomplie par Robert Maillart dans la manière d'appréhender le *comportement structural* de l'articulation en béton armé.

A ce point, il est intéressant de retracer l'évolution que suit le détail de Maillart. Ce faisant, nous y verrons plus clair sur la manière dont Maillart a envisagé, au cours de son parcours professionnel, le *concept structural* d'une articulation en béton.

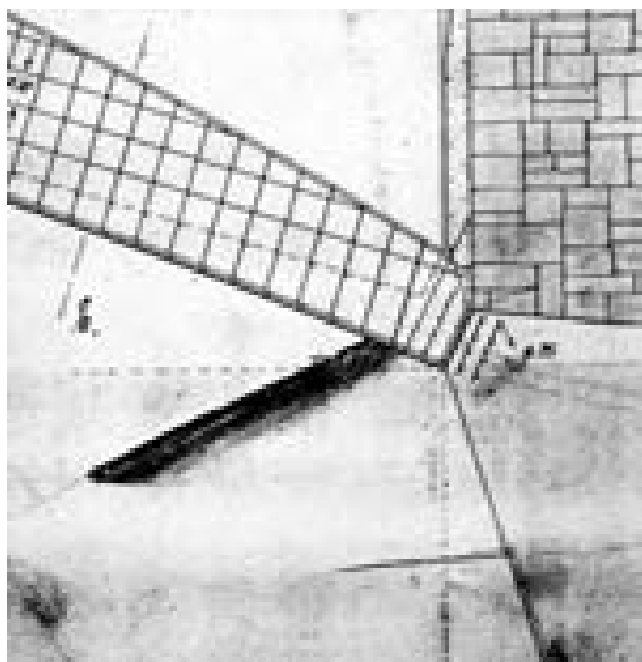


Fig. 6.58 : détail de la coupe longitudinale du pont de Tavanasa à l'endroit de l'articulation, extrait du dossier HS1085 RM 1905/06-1 des Archives ETHZ, Robert Maillart, 1905, hors échelle – cliché de l'auteur

En 1905, à **Tavanasa**, les plans de ferrailage de la vue de profil de l'ouvrage ne montrent pas de rotule métallique, ni la présence des barres croisées caractéristiques.

On retrouve cependant déjà les armatures de *fretage* comme on les rencontre sur les détails du Salginatobel. Un extrait de la note de calcul présent au dossier permet de comprendre la manière dont le concept de la « rotule » est ici appréhendé.

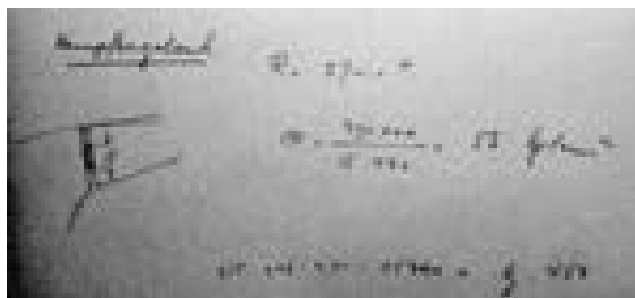


Fig. 6.59 : détail des notes de calcul manuscrites du pont de Tavanasa, extrait du dossier HS1085 RM 1905/06-1 des Archives ETHZ, Robert Maillart, 1905 – cliché de l'auteur

On peut y lire une vérification de la contrainte sur la section de béton qui sert de contact entre les bouts de l'arc et du massif de fondation, sans qu'y intervienne la résistance de l'acier. Le calcul renseigne une contrainte de compression de 56 kg/cm^2 , pour ainsi dire égale à celle rencontrée au pied de l'arc au Salginatobel. Dans un premier temps, il apparaît ainsi que l'articulation en béton est d'abord pensée par Maillart comme un système de contact où l'effort transite par un noyau réduit en béton.

Maillart³³ nous explique par ailleurs que ces « rotules » sont réalisées par un interface de plaques de plomb.

Nous avons vu plus haut comment le détail est exécuté en 1929 au pont du Salginatobel.

En 1933, lorsque Maillart étudie le pont de **Felsegg** (voir fig. 6.83), dont la portée est proche de celle de l'arc du Salginatobel, on remarque que les barres croisées qui traversent la jonction sont maintenant munies d'un crochet à chacune de leurs extrémités.

³³ Maillart [1930], p. 6

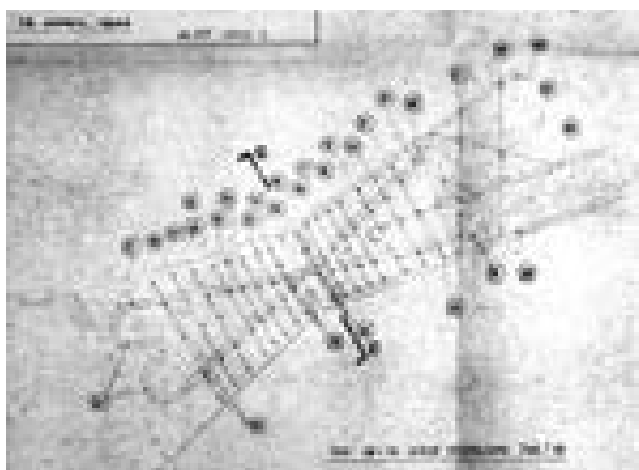


Fig. 6.60 : détail de l'articulation du pont de Felsegg, extrait du dossier HS1085 RM 1933-3 des Archives ETHZ, Robert Maillart, 1933, hors échelle – cliché de l'auteur

En 1936, lorsque Maillart dessine le pont sur l'Arve à Vessy, il prévoit cette fois 3 barres de directions différentes croisées en travers de l'articulation, toutes trois de 35mm de diamètre.

Cependant, on constate cette fois que le centre de gravité de ces barres s'est déplacé. Il est légèrement plus bas que la mi-hauteur de la section à l'articulation du pied de l'arc, mais s'est franchement déplacé vers le haut à l'articulation située à la clef (voir fig. 6.63).

Sur le plan d'exécution du coffrage (319/7), on remarque à l'articulation d'appui que les réservations dans le béton pour en diminuer la section au niveau de l'assemblage sont toutes deux réalisées à l'aide d'un morceau de liège, alors que l'on a rencontré jusque-là, de manière asymétrique, un bloc de bois dur et un bloc de liège.³⁴

Sur ce même plan apparaît une nouveauté : les colonnes d'appui qui sont situées à côté de l'arc, montées sur ses massifs de fondation,

L'ajout de crochets aux deux extrémités a principalement pour effet de rendre les armatures croisées encore plus solidaires des deux massifs de béton qu'elles liaisonnent, ce qui semble aller dans le sens d'une évolution où l'acier se substitue progressivement au béton pour le transfert de l'effort au travers de l'assemblage.

Sur le Salginatobel, une seule des deux extrémités était munie d'un crochet, probablement pour pouvoir autoriser un mouvement de la barre dans sa gaine de béton.

Dans les faits, au Salginatobel, le poids de l'ouvrage maintenant constamment les deux abouts en contact, les barres de fonction n'auront jamais tendance à sortir des massifs. Cet effort de compression y étant appliqué, les barres croisées ont tendance à s'éloigner l'une de l'autre, mais les armatures de *frettage*, sur les abouts en béton, s'opposent à ce mouvement en gardant la masse de béton compacte et solidaire.

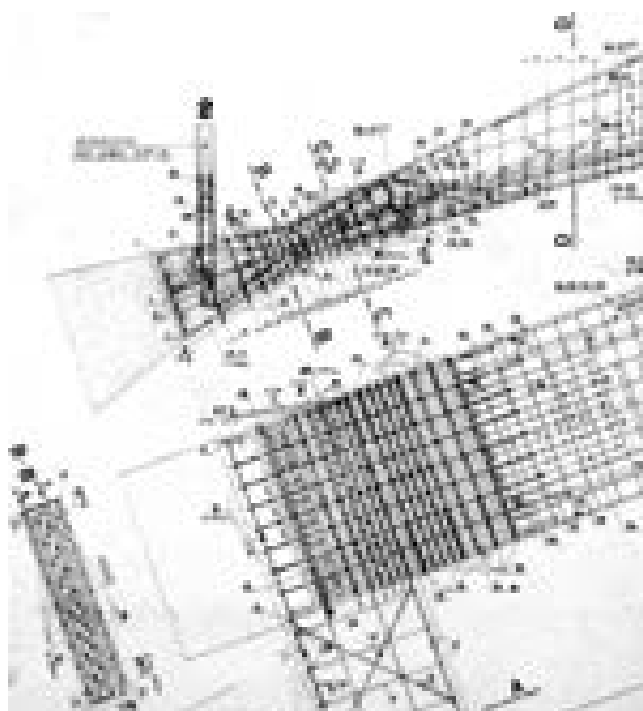


Fig. 6.61 : détail du plan 319/8 "Articulation des naissances" pour le pont de Vessy, 7 avril 1936, du dossier HS1085 RM 1935/36-1 des Archives ETHZ, hors échelle – cliché de l'auteur

³⁴ Ces données sont en contradiction avec le détail publié (en allemand, alors que le dossier de Vessy est rédigé en français) par Max Bill [1955].



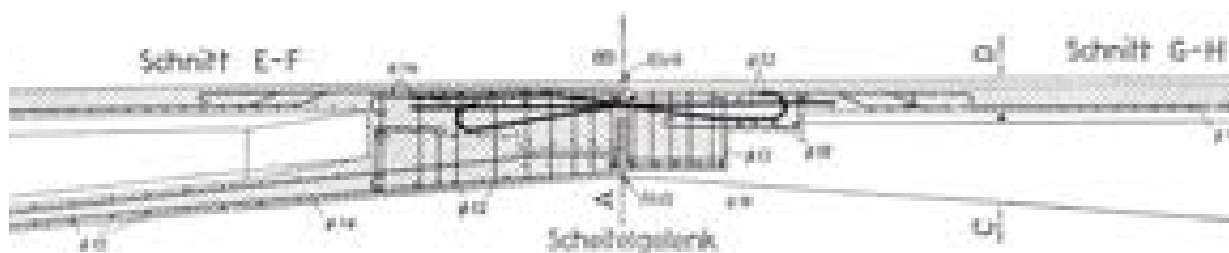


Fig. 6.63 : détail de l'articulation de la clef du pont de Vessy, tel que publié dans **Bill [1955]**, p. 118

Plus bas, il fait un calcul de la contrainte dans le béton d'une section rendue homogène à l'endroit du rétrécissement. Pour ce faire, il calcule la surface de béton à cet endroit, auquel il ajoute la section d'acier multipliée par dix. Sous l'effort maximal, il obtient ainsi une contrainte moyenne de 76 kg/cm^2 (naissances), dont il déduit plus bas une contrainte maximale de 153 kg/cm^2 .

Il suppose alors implicitement, et sans donner le détail du calcul, que le cas limite rencontré par l'articulation est une contrainte triangulaire, nulle à l'une de ses extrémités, et valant le double de la contrainte moyenne à l'autre extrémité.

La contrainte rencontrée dans le béton est de peu supérieure à la valeur moyenne estimée pour le Salginatobel (65 kg/cm^2). Les plans de coffrages³⁵ précisent cependant la résistance attendue pour le béton à 28 jours : 280 kg/cm^2 pour un dosage en ciment de 350 kg/m^3 .

Si on adopte un coefficient de sécurité en compression pure qui vaut 4, comme on peut le déduire de l'article de **Maillart [1909]**, on obtient une contrainte admissible de 70 kg/cm^2 , ce qui est pratiquement la valeur moyenne calculée par Maillart dans la note de calcul.

Toujours d'après le même article, la valeur de calcul de la contrainte de compression rencontrée en flexion est obtenue pour un coefficient de sécurité compris entre 2 et 2,7 (c'est cette dernière valeur qui était officiellement considérée pour le calcul élastique du béton dans la norme belge **NBN B 15-103 [1977]**).

La valeur admissible ainsi obtenue est respectivement de 140 kg/cm^2 et de 104 kg/cm^2 . Le résultat du calcul est donc situé entre les deux.

Si on tente de vérifier les valeurs des contraintes rencontrées dans l'acier, on remarque qu'elle est relativement importante par rapport à celles rencontrées précédemment dans nos analyses. Mais les valeurs calculées pour la clé et la naissance de l'arc étant pratiquement semblables, il s'agit là de la contrainte de travail jugée admissible pour l'ouvrage (les valeurs de résistance n'apparaissent pas dans les documents consultés). Si l'acier est toujours l'équivalent d'un BE22 dont la limite élastique est de 2200 kg/cm^2 , on remarque que l'acier pris isolément ne se plastifie jamais, à moins de flamber sous l'effort de compression. Mais l'écart des massifs à la rotule est de 3 centimètres, pour un diamètre de barres de 35 mm , ce qui signifie que cette opportunité ne devrait pas se produire. De plus, les valeurs de contrainte calculées dans le béton ci-dessus semblent garantir que, quoiqu'il arrive, l'acier sera soutenu dans sa tâche par le béton.

De ceci on peut conclure que le mécanisme envisagé pour le point le plus étroit de l'articulation est hybride : il serait mathématiquement valide tant avec l'acier seul que pour la section en béton en présence d'armatures. Cependant, dans la note de calcul, la vérification de la contrainte dans l'acier est proposée en premier, le calcul de la contrainte dans le béton armé arrivant en second.

35 plan 319/7 du 7 avril 1936, archivé au dossier HS1085 RM 1935/36-1 des Archives de l'ETHZ

On pourrait ainsi avoir tendance à interpréter le mécanisme comme le suivant : une articulation en acier de ferrailage, entourée d'une quantité de béton susceptible de conserver son intégrité sous les charges maximales appliquées, et dont le rôle ne serait finalement que de protéger l'acier qui, lui seul, constitue le coeur du mécanisme.

Une dernière caractéristique des articulation en béton qui semble encore évoluer, est la manière dont le remplissage de la zone où le béton a été évidé pour rétrécir les dimensions du noyau. Dans le projet du Salginatobel, on recourait à l'usage de bitume, de liège et de bois dur (voir page 193), et à Vessy uniquement au liège, par conséquent plus souple que le bois dur.

Dans le détail de **1939** (Maillart meurt en 1940), on voit que le recours aux deux matériaux est devenu totalement logique : Le bois dur, utile pour tenir en place les deux parties de l'articulation, est utilisé du côté de la rotule qui a tendance à s'ouvrir ; le liège est maintenant rencontré du côté où la rotule a tendance à se refermer.

Le détail est ainsi abouti, il est à la fois totalement fonctionnel dans la manière dont il a été pensé pour son comportement structural, pour son exécution en tenant compte des contraintes propres à la technologie de construction en béton armé, et pour sa mise en oeuvre pour l'édification sur chantier.

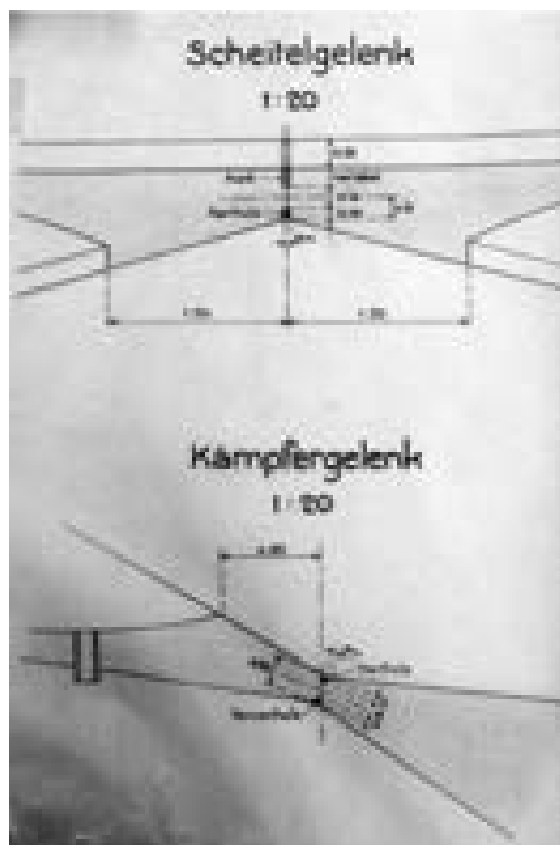


Fig. 6.64 : détail des articulations du pont de Garstatt, 1939, extrait du dossier HS1085 RM 1939/40-1 des Archives Maillart de l'ETHZ. Échelle 1/50^{ème} – cliché de l'auteur .

Sur ce même pont, qui prend des formes angulaires tout à fait caractéristiques, on rencontre une forme de ferrailage



Fig. 6.65 : détail du ferrailage de la rotule à la clef du pont de Garstatt, 1939, extrait du dossier HS1085 RM 1939/40-1 des Archives Maillart de l'ETHZ. Hors échelle – cliché de l'auteur .

à la clef qui reflète tant le caractère de la forme de l'ouvrage que l'interprétation qui a été donnée ci-dessus du mécanisme des rotules en béton armé chez Robert Maillart.

Il y a dans ce détail une réinterprétation somme toute fort logique des crosses semi-circulaires qui avaient été rencontrées sur les ouvrages précédents.

Une fois assimilé le principe qui est à l'oeuvre dans la fabrication d'une rotule en béton armé, les variations dans la forme exacte que doit prendre le dispositif perdent peu à peu leur importance.

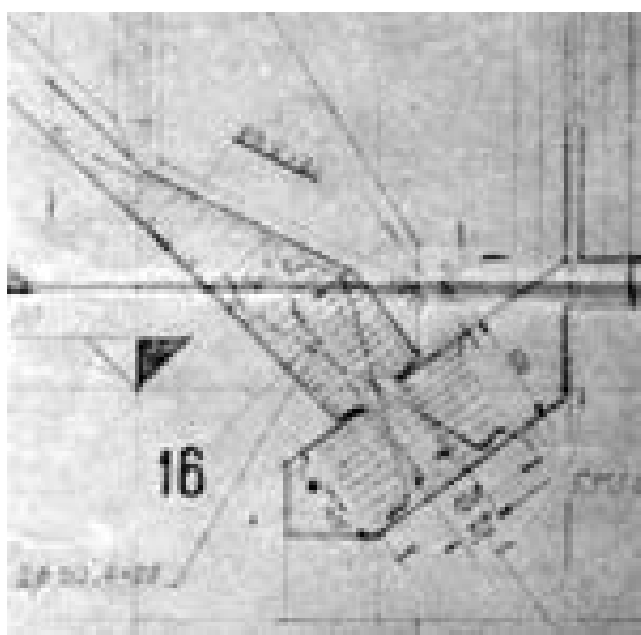


Fig. 6.66 : détail de l'articulation du viaduc de Sirakovo, extrait du dossier HS1085 RM 1934-15 des Archives ETHZ, hors échelle – cliché de l'auteur

Pour témoigner de ceci, il y a eu une exception dans la voie qu'a pris l'évolution de la mise en oeuvre des rotules en béton armé : dans le détail dessinée en 1934 par Maillart – ou l'un de ses collaborateurs : les titres et annotations étant en cyrillique – pour un projet de viaduc ferroviaire à **Sirakovo** (non réalisé), on est confronté à un formage unique des armatures pour les liaisons articulées.

Ce projet, connaît plusieurs variantes quant à la géométrie de l'arc et au nombre de traverses d'appui qu'il est appelé à reprendre.

Dans le détail qui en est extrait (voir *fig. 6.66*), les zones d'about en béton semblent étonnamment courtes et compactes. Les armatures de liaison ont, cette fois, leurs extrémités déployées dans la masse de béton, plutôt que recourbée en crosses ainsi que nous les avons rencontrées ailleurs. Comme nous l'avons vu ci-dessus, cette manière de faire n'est pas forcément dommageable pour le comportement de la liaison articulée.

Le détail élaboré par Maillart pour une articulation en béton armé est devenu depuis l'archétype de la rotule en béton armé. Bien que les modalités de son exécution aient pu varier légèrement au cours du temps, toutes sont le reflet de ses dispositions.

Passée l'expérience inaugurale de Freysinnet, on pourrait à ce titre considérer Robert Maillart comme étant le véritable découvreur de la rotule en béton armé. Face à l'importance que prend ce détail particulier lorsque l'on travaille sur la conception structurale, il est intéressant de se questionner sur ce que le principe de Maillart est devenu aujourd'hui.

Dans un ouvrage de référence, rédigé par R. **Allard** et G. **Kiénert**, puisqu'il ne connaîtra pas moins de huit éditions entre 1952 et 1974, les auteurs analysent les différents types de ponts en arc en fonction du nombre d'articulations que l'on y rencontre.

Une remarque qui s'impose d'emblée à la lecture de l'ouvrage, c'est l'importance que revêt toujours la qualité du sol en rapport avec le nombre d'articulations que comporte l'arc : « les ponts en arcs encastrés ne peuvent être réalisés que si le sol est très résistant car ils exercent des poussées considérables sur leurs culées et le moindre déplacement de celles-ci met l'ouvrage en péril. »³⁶

³⁶ Allard et Kiénert [1974], p. 220



Fig. 6.67 : articulation en béton, d'après **Allard et Kiéner** [1974], pp. 223-224

A l'examen des détails qui sont joints pour illustrer le principe des articulations, on constate que les armatures sont disposées d'une manière telle qu'elles semblent suivre le flux des efforts au sein de la matière. Par conséquent, cette approche formelle rejoint l'idée que le fondement du principe de l'articulation est de faire transiter les efforts par les armatures, comme cela semble être le cas chez Maillart.

Dans l'ouvrage que Marc-André **Studer** et François **Frey**³⁷ consacrent à l'analyse des structures les auteurs ouvrent une parenthèse sur la manière dont on réalise les articulations dans la réalité d'un ouvrage. Pour illustrer leur propos, il utilisent un détail dont la ressemblance est à nouveau frappante avec le concept structural de Maillart (Fig. 6.68).

Les seuls éléments du ferrillage qui sont cette fois représentés sont les barres typiquement croisées en travers de l'assemblage et les armatures de *frettage* qui les maintiennent immédiatement en place au coeur de la section en béton.

Ici, les armatures de *frettage* prennent la forme caractéristique des barres spiralées qui sont habituellement utilisées pour renforcer localement les zones d'about d'une poutre où est appliqué l'effort d'un câble de précontrainte.



Fig. 6.68 : articulation en béton, d'après **Studer et Frey** [1997], p. 70

Le détail, réduit à l'essentiel dans un objectif didactique, ne représente que le noyau central de la section où l'on rencontre le principe même du ferrillage, mais il est évidemment incomplet dans la mesure où il s'agit encore de rendre ce noyau solidaire du reste de l'ouvrage.

Toutes les armatures longitudinales qui terminent le profil de l'arc et du massif de fondation sont donc manquantes sur le dessin.

Cependant, l'analyse que fait René **Walther** du principe de l'articulation, dans son traité synthétique sur la conception en béton, est beaucoup plus critique : ³⁸

« La disposition d'articulations dans les structures en béton est en général coûteuse, et elle engendre des difficultés importantes pour la conception des détails de construction ainsi que pour la maintenance. Pour ces raisons, les arcs à trois articulations ne sont plus guère utilisés aujourd'hui pour les ouvrages de grande envergure. Cette remarque s'applique également aux arcs à deux articulations. Néanmoins, on les choisit parfois dans le bâtiment pour des raisons plutôt esthétiques que structurales.

³⁷ **Studer et Frey** [1997]

³⁸ **Walther** [1993], p. 161

De nos jours, on construit de préférence des arcs *bi-encastres* (encastrement au droit des appuis) qui se prêtent particulièrement bien aux réalisations en béton armé. La continuité monolithique ainsi atteinte est bénéfique en ce qui concerne la capacité portante et la durabilité de cet élément structural. De plus, cette conception facilite grandement l'application de la méthode moderne de la construction par encorbellement. Par le passé, les arcs étaient habituellement bétonnés sur cintres fixes. Aujourd'hui une telle méthode n'est plus envisageable, étant donné l'importance de la main-d'oeuvre requise et des coûts élevés qu'elle engendre. Fort heureusement, on a su adapter la méthode de l'encorbellement et du haubanage à la construction des arcs [...]. »

Bien que la conception d'un détail adapté au principe structural ne doive certainement pas représenter un obstacle digne de ce nom, il est cependant vrai que le problème de ce type de détail est sa durabilité et l'attention qu'il mérite en termes d'entretien.

Dès que la gangue de béton qui est supposée protéger les armatures rencontrées au coeur du détail est endommagée, l'ouvrage dans son entier est mis en péril. Dans la mesure où l'ensemble du poids mort de celui-ci repose sur l'articulation défaillante, il est facile de s'imaginer le défi que représente la réparation d'une telle articulation. Des entreprises de construction se sont d'ailleurs spécialisées dans la maintenance de ce type d'exécution.³⁹

Si la maintenance et la réparation de la rotule située au pied d'un arc semble encore possible, il n'en est pas de même pour une rotule située à la clef de l'arc d'un pont. En raison de sa position, cette zone de la structure se confond souvent avec celle du tablier qui supporte la surface de roulement des véhicules. Elle doit donc nécessairement comporter un joint qu'on suppose rester étanche, et la zone sera inévitablement agressée par les sels de déneigement utilisés sur le revêtement. Toute opération de maintenance est ainsi susceptible de perturber le trafic routier, et si elle est de conséquence, il est facile de s'imaginer la complexité potentielle et le coût dont elle s'accompagne.

Ceci semble postuler au minimum pour un arc qui ne comporte pas de rotule de clef.

A contrario, le monolithisme tant vanté par l'auteur suisse, s'il est mal géré au niveau de l'agression que représente le trafic routier et son entretien, est pareillement source de problème. Le travail du détail se déplace ainsi d'une problématique très locale pour l'articulation à l'ensemble des sections transversales susceptibles de poser ce type de problème. Des questions comme celles des mouvements dus aux dilatations thermiques doivent ainsi trouver d'autres solutions que leur absorption au sein du détail d'une articulation.

En termes de conception structurale, l'auteur a tout à fait raison de souligner que la méthode d'édification est peut-être, pour les grands ouvrages, le critère le plus important pour juger du principe structural le mieux adapté à l'ouvrage en cours d'étude.

Sonne-t-on pour autant le glas des structures en béton équipées d'articulations?

Dans la troisième édition du traité sur la conception et la réalisation des ponts, rédigé par Jean-Armand **Calgaro**⁴⁰, de l'École nationale des ponts et chaussées (F), la typologie des ponts en arcs articulés n'est plus abordée en tant que telle. On en trouve sans doute la raison dans le discours de René Walther.

Par contre, la typologie des ponts à béquilles est abordée dans leur forme actuelle. Celle-ci peut être perçue comme une forme complexe des ponts en arcs en béton armé ou précontraints dans une version contemporaine.

39 Voir, par exemple : <<http://www.pacuk.co.uk/FieldTestServices/CivilStructures/concretehinging.htm>> [en ligne].

40 **Calgaro [2000]**, les précédentes éditions de 1987 et 1991 étant rédigées avec Michel Virlogeux

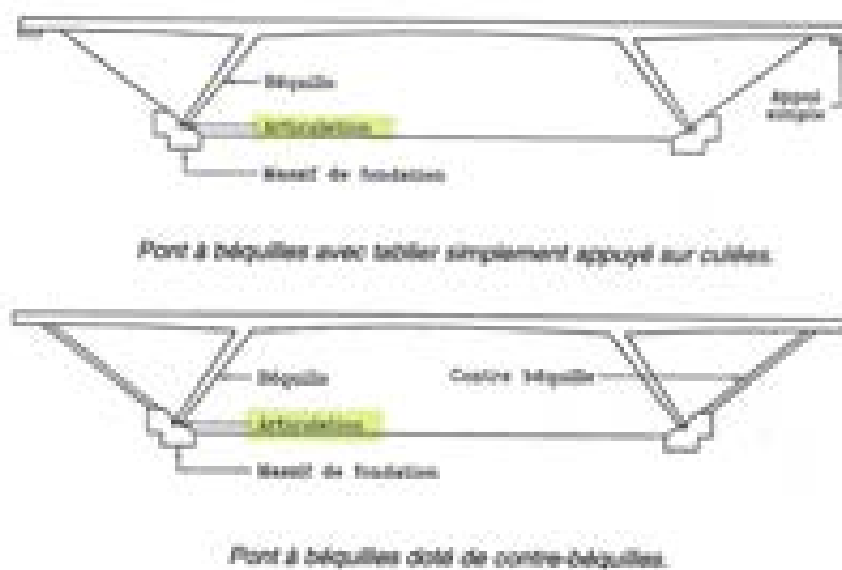


Fig. 6.69 : ponts à béquilles en béton armé et en béton précontraint d'après **Calgaro [2000]**, p. 439

Aux pieds des béquilles de ces ponts, on retrouve encore chez Calgaro, des articulations :

« La liaison avec la fondation est généralement une articulation de type Freyssinet à noyau rétréci de béton. »⁴¹

Après avoir étudié la forme que prend ce type de détail chez d'autres auteurs, il est vraisemblablement à supposer que l'auteur se réfère au principe de Freyssinet tel que mis en oeuvre par Maillart (le premier est français, le second ne l'est pas).

Si aujourd'hui, en 2007, on se questionne sur la manière dont le pont à béquille décrit par Calgaro sera exécuté, il y a fort à parier que l'on verrait la béquille, la contre-béquille et le tablier se fondre en un ensemble monolithique. Ce faisant, on évite tout joint de mouvement et tout travail de ferrailage particulier aux jonctions, ce qui va dans le sens de l'économie budgétaire. Reste la question des conséquences des mouvements de l'ouvrage, à cause des tassements ou des contraintes thermiques, à résoudre.

Actuellement, on peut dire que dans le contexte de la construction dans nos pays européens, les massifs de fondations sont le plus souvent réduits à des dalles de répartitions déposées sur des forêts de pieux. Le pieu étant une technique de fondation qui traverse les zones de moindre portance – comme le lit sédimentaire d'une rivière, par exemple – pour aller chercher appui sur les couches de roches profondes, le problème du tassement du sol n'en est désormais plus un.

Quant aux variations dimensionnelles de l'ouvrage, les simulations des outils informatiques permettent à présent de s'en faire une image, de manière à pouvoir anticiper les efforts qui en découleront par un dimensionnement et une quantité de ferrailage adaptés.

Ces démarches, où on renoue avec le monolithisme des structures en béton armé, sont partiellement autorisées par le fait que le calcul élastique des modèles hyperstatiques n'est désormais plus un problème. Plus loin, elles sont aidées en cela par les théories du Calcul plastique.

⁴¹ Idid., p. 441

Ceci mérite d'être expliqué.

Nous avons vu que depuis les années 1980, les programmes informatiques pour le calcul élastique des structures – dont les premiers développements se firent sur les vingt années qui précèdent, conjointement avec celui des approches théoriques sur lesquelles ils s'appuient – sont devenus des outils banals dans les études d'ingénieurs. Un fois que la forme de la structure, ses caractéristiques mécaniques et conditions d'appui ont pu être mathématisées (i.e. modélisées dans le cadre des définitions mathématiques disponibles dans le programme), le calcul du modèle numérique au sein du programme est un exercice automatique et insignifiant.

La seule difficulté, de taille cependant, pour l'ingénieur, réside dans son aptitude à représenter au sein du programme et de manière satisfaisante le comportement réel de la structure. Comme nous l'avons vu lorsque nous avons étudié la manière dont apparaît historiquement le calcul plastique, le calcul élastique est souvent inadapté pour calculer avec précision les contraintes rencontrées dans l'ouvrage à cause d'une multiplicité de facteurs (comme les défauts) sur lequel le concepteur n'a que très peu de prise.

L'interprétation des résultats fournis par la machine est donc capitale pour anticiper la question des désordres au sein d'un ouvrage monolithique. Cependant, l'expérience de l'ingénieur aidant, il est néanmoins possible d'anticiper la majorité des désordres.

Le second point est le recours possible à *la théorie de la plasticité* pour concevoir et analyser le comportement structural de l'ensemble de la structure ; ce dernier étant à distinguer du calcul des *sections transversales* selon la *Théorie de la plasticité* (courant, banal et normalisé).

Nous avons vu que le calcul plastique permet deux approches en fonction de ses deux théorèmes : *statique* et *cinématique*. Faisant usage du premier des deux, le *théorème statique*, la stabilité de la structure est appréhendée au travers de modèles où certaines sections transversales sont entrées en phase de plastification. En phase plastique, le matériau se déforme de manière continue tant que l'effort appliqué persiste, ceci pour une valeur plafonnée de la résistance qu'il est capable de développer. Ce comportement idéal n'est rencontré que pour un matériau parfaitement plastique (ou rigide-plastique, élasto-plastique, etc.).

Dans tous les autres cas, il s'agit de composer avec la capacité de déformation plastique limitée que peut accepter un matériau de structure donné. En l'absence d'armatures, le béton est un matériau fragile en traction ; il s'agit dès lors d'étudier correctement la capacité plastique des sections constituées de béton armé. Dès que l'on est en mesure de garantir une capacité plastique suffisante des sections transversales d'un ouvrage, si l'une de celle-ci dépasse la limite de l'effort élastique dont elle est capable, elle entre en plastification, créant de la sorte une *rotule plastique*.

L'effort augmentant dans un ouvrage hyperstatique en béton armé, dont les *sections transversales* ont une *capacité plastique* suffisante, on voit se créer une ou plusieurs *rotules plastiques* qui diminuent le degré d'hyperstaticité de l'ensemble monolithique. La ruine survient lorsque l'une des *rotules plastiques* est endommagée par suite d'une déformation plastique trop importante, où lorsque le nombre de *rotules plastiques* dépasse la limite au-dessus de laquelle un ouvrage *isostatique* se transforme en mécanisme instable.

Si donc il est possible de garantir une *capacité de rotation plastique* suffisante aux *sections transversales* les plus faibles, là où se développeront les *rotules plastiques*, il n'est pas absolument nécessaire de matérialiser la rotule dans les dispositions concrètes de l'ouvrage pour que ce mécanisme d'articulation intervienne, en cas d'incident, en tant que sécurité dans le *fonctionnement structural* de l'ouvrage.

Dans un ouvrage *hyperstatique* comme un arc *bi-encasté* qui rencontrerait l'affaissement imprévu de l'un de ses appuis, là où un ensemble rigide fragile risque la ruine, une structure où peuvent se développer trois

rotules de plasticité suffisante adaptera sa forme sans qu'il s'y rencontre une modification fondamentale de la répartition des efforts.

La plastification d'une section restant un accident, alerté par le mouvement, il serait possible de remédier aux éventuels dégâts locaux sans que la stabilité de l'ensemble ne soit mise en péril.

Il existe un cas où les modalités d'exécution d'une « articulation » sont réinterprétées par Robert **Maillart** dans un sens qui rejoint de loin les principes de la *Théorie plastique* : il s'agit des « articulations » présentes aux naissances des *arcs raidis*, arcs auxquels le chapitre suivant sera entièrement consacré.

Le principe structural de l'arc raidi est celui d'un arc flexible travaillant en collaboration avec le tablier.

Comme ce sera étudié au chapitre suivant, les extrémités de cet arc sont supposées être des articulations lors du calcul.

A l'examen des dispositions prévues aux plans (Fig. 6.70), on ne voit nulle trace du dispositif du noyau rétréci caractéristique des arcs articulés des dossiers étudiés ci-avant. Au contraire, le détail de l'articulation présente un élargissement de la section à l'appui, de manière à diffuser l'effort de compression dans le massif de fondation de l'ouvrage. Cette manière de faire serait plutôt caractéristique des liaisons encastrées.

Pourtant, comme nous le verrons plus loin lorsque le comportement de l'ouvrage sera analysé, les appuis de l'ouvrage se comporteront bien dans les faits selon le principe de l'articulation.

Dans le cas de ce type d'ouvrage, c'est précisément le comportement structural de l'ensemble qui détermine les conditions de fonctionnement possibles pour les appuis de la structure.

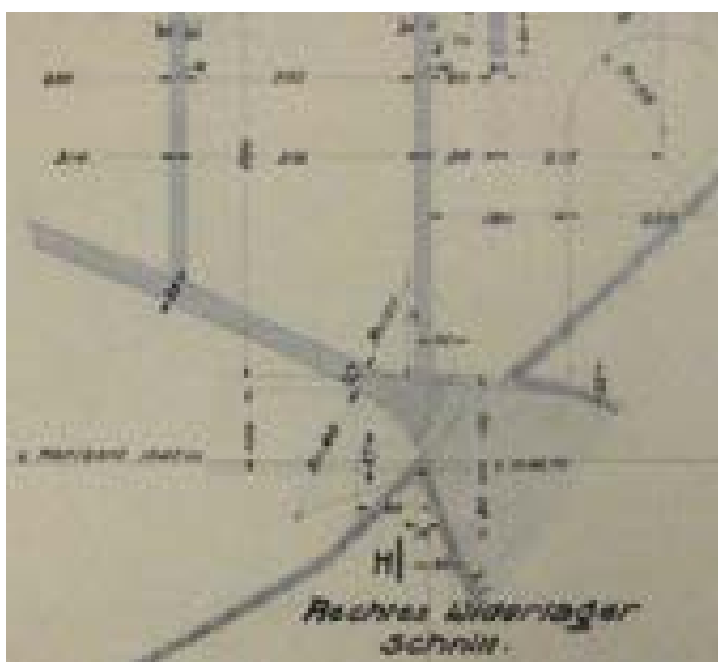


Fig. 6.70 : détail du pied de l'arc du pont de **Valtschielbach**, extrait du plan 4094/7 "Winderlager", Robert Maillart, 26 août 1925. Dossier HS1085 RM 1926-1 des Archives Maillart de l'ETHZ. Échelle : 1/100^{ème} – cliché de l'auteur

En résumé de notre étude du problème des articulations dans les ouvrages en béton armé, nous avons vu que, dans les premiers temps, il y a une volonté franche dans le chef des concepteurs de s'assurer que les arcs se comportent effectivement comme des ouvrages *isostatiques*, et à ce titre, soient munis de trois articulations.

Dans les arcs en acier, le problème des dilatations thermiques est réel, tout comme celui des mouvements de fondations mal maîtrisés au milieu du XIX^{ème} siècle. Le matériau s'y prêtant aisément, la solution qui s'est imposée a été de mettre en oeuvre des rotules physiques dans l'ouvrage.

Lorsqu'il a été question d'explorer la manière de concevoir des ponts en arcs en béton armé, le premier réflexe des ténors du domaine a été naturellement de considérer les structures en béton armé pour ce qu'elles sont : essentiellement des ouvrages monolithiques.

Ce faisant, les concepteurs d'alors se sont retrouvés face à un problème que n'avaient pas les ouvrages en maçonnerie : une tolérance très faible aux inévitables mouvements de l'ensemble.

Deux attitudes sont alors possibles : assouplir les ouvrages de manière à ce qu'ils adoptent les nouvelles conditions géométriques modifiées sans subir d'effort, ou au contraire, les renforcer pour résister sans dommage aux nouvelles conditions géométriques.

Cette dernière solution a été en partie rencontrée sitôt que l'on a mis en oeuvre la quantité de ferrailage suffisante pour reprendre les efforts de traction localement rencontrés. Mais ceux-ci restent très difficiles à estimer au début du XX^{ème} siècle.

À l'échelle de l'ensemble de la structure, cela signifierait augmenter encore sa rigidité de manière à empêcher par sa propre résistance tout mouvement, ce qui semble en premier examen peu économique.

La première des deux solutions, de prime abord contradictoire avec la technologie du béton armé, consiste à organiser d'entrée de jeu les zones de la structure qui concentreront les mouvements inopportuns en la munissant de dispositifs d'articulation. Cette manière de faire rejoint alors les pratiques alors en vigueur pour les structures en acier, et la rotule insérée dans les ouvrages massifs en béton était précisément un mécanisme en acier.

Maillart avait déjà réinterprété ce mécanisme par des plaques de plomb. Eugène Freyssinet fait évoluer le concept en 1922 vers un détail qui ressemble à deux têtes osseuses en béton fretté reliées par un tendon central en acier. Ensuite, c'est le tour de Maillart de proposer son propre détail en 1929 pour les articulations du Slaginatobel. Cette fois, le point de jonction n'est plus uniquement un noyau aux dimensions rétrécies en béton, mais participe à présent d'une série de barres de ferrailages croisées au point le plus étroit de la section en béton. Cette manière de faire valorise la faible résistance à la flexion d'une barre de ferrailage, sa résistance aux efforts normaux et la capacité plastique du matériau.

Dans les derniers détails de 1936, deux mécanismes cohabitent pour la reprise des efforts : les armatures seules croisées au sein du noyau en béton puis, en second temps mais tout aussi capable, la section de béton renforcé par l'armature.

En définitive, le concept de la rotule en béton chez les auteurs modernes devient celui d'un faisceau d'armatures qui suivent les lignes des forces rencontrées dans une articulation, ceci dans les traces du détail pionnier de Maillart.

Dans le chef des concepteurs contemporains, la matérialisation d'une rotule en béton est plus une source de problèmes que de solutions. Ce mode d'exécution est devenu coûteux, et son entretien (lire : sa remise en état) est un véritable défi. Pareillement, il est difficile de construire une rotule en béton armé avec les méthodes d'édification modernes qui se passent de cintres pour construire les arcs.

De plus, les usages ont également évolué en matière de fondations. Leur mode d'exécution s'étant orienté vers le recours systématique aux fondations profondes, leurs mouvements éventuels sont maintenant mieux maîtrisés.

La manière d'aborder la problématique des mouvements des ouvrages en béton, et en particulier les arcs, a ainsi évolué dans le sens de la rigidité des ouvrages au sein desquels les efforts dus aux mouvements peuvent maintenant être mieux appréhendés.

En cas de réel problème, la solution à un déplacement inévitable d'un ouvrage de structure sera résolu en garantissant une *capacité de rotation plastique* aux sections les plus faibles de l'ouvrage. Il est par ailleurs possible d'en définir l'emplacement par la définition de seuils plastiques plus faibles aux endroits choisis.

Ainsi, passé un certain effort qui correspond au *moment de plastification* de la section, on verra se développer une rotule, dont la capacité de rotation est cependant limitée. C'est peut-être en cela que réside la seule différence fondamentale entre le principe de la rotule chez Maillart et la manière dont on garantit la sécurité structurale sur les ouvrages contemporains.

Au regard de ce qui précède, on jugera toute la modernité des dispositifs inventés, il y a septante ans de cela, par l'ingénieur Maillart sur la question du contrôle des mouvements indésirables d'une structure.

6.4.4 LE SALGINATOBEL : ANALYSE DÉTAILLÉE ET RÉALISATION

Une fois l'étape de la conception de la forme et de ses principes fonctionnels achevée, c'est-à-dire le véritable travail de conception, il s'agit de vérifier soigneusement la forme, d'en affiner les détails et de les communiquer par le dessin. Ces trois étapes sont l'objet de cette partie du texte.

Pour simplifier, on peut dire que lors de la conception de l'arc du Salginatobel, Maillart utilise les charges permanentes en présence pour définir la ligne de l'ouvrage, et n'aborde les charges d'utilisation – appelée *surcharge accidentelle* par Maillart – que pour définir l'épaisseur des sections tout du long de cette ligne. Naturellement, cette vision est réductrice parce qu'interviennent également des contraintes géométriques pour le dessin de sa forme, et que le poids mort sert aussi à en définir l'épaisseur, bien que dans une moindre mesure.

Sous les charges permanentes, que Maillart appelle lui-même *poids mort*, la *ligne moyenne* (idéale) de l'arc est tracée suivant un *polygone funiculaire* défini à l'aide de la *statique graphique*. Tout au long de cette ligne est appliqué un effort normal idéalement appliqué au droit du *centre de gravité* de la *section transversale*. Ce faisant, on a pu définir la section minimale de l'arc, aux endroits par exemple des articulations, c'est-à-dire à la clef et à ses naissances. Le paradoxe réside dans le fait que pour connaître le poids mort qui définit l'effort utilisé pour calculer les sections, il faut préalablement connaître les dimensions des sections. Imaginons donc que les premières étapes d'allers et retours entre estimations préalables des charges et définition des sections transversales utiles, soit derrière nous.

Sous la surcharge d'exploitation attendue sur l'ouvrage – 350 kg/m² pour le Salginatobel – la *ligne des pressions* servant jusque-là de gabarit pour la ligne moyenne de l'arc se déplace. De l'excentration du point d'application de l'effort normal naît un *moment de flexion* qui est utilisé pour calculer les *caractéristiques mécaniques* – section, inertie, moment statique, etc. – nécessaires à la section transversale pour y résister.

Le jugement de l'ingénieur doit alors intervenir pour définir la forme de la *section transversale* autour de la *ligne de pression* de référence (sous le poids mort, dans ce cas-ci) pour définir les dimensions de l'ouvrage vu de profil, en plan, en coupe, etc.

Une section pleine, ou de proportions constantes ou d'épaisseur constante sont les idées qui viennent d'abord à l'esprit. Mais l'ingénieur peut jouer sur tous ces paramètres à la fois pour définir une forme qui lui paraît convenable. C'est le cas pour le pont du Salginatobel qui connaît une multitude de sections différentes tout du long de son tracé. C'est que d'autres paramètres géométriques sont intervenus en cours de travail : l'ingénieur désirait une ligne harmonieuse pour la face inférieure de l'arc et il avait à connecter cet arc au tablier horizontal.

Le résultat est un arc qui très tôt s'étire vers le haut pour rejoindre le tablier qui le domine, tout en restant proche pour sa ligne inférieure de la *ligne des pressions*, obtenue pour le poids mort. C'est assez naturellement que la forme de la section de l'arc adopte dès lors la forme d'un U, dont la face inférieure s'épaissit ou s'élargit en fonction des caractéristiques mécaniques nécessaires aux différentes *sections transversales*. Bien évidemment, la hauteur des branches verticales du U sont également adaptables, tout comme leur épaisseur.

En cours de conception, des épures statique et des calculs algébriques sont utilisés pour vérifier ou valider les formes et dimensions données à l'ouvrage. Son analyse détaillée intègre également la prise en compte des cas de charge autres que la *surcharge d'exploitation*.

Le vent est la seconde sollicitation importante qui apparaît pour la définition ou la validation de la forme. On retrouve, parmi les planches graphiques de travail, une épure qui est uniquement consacrée à ce cas de charge.

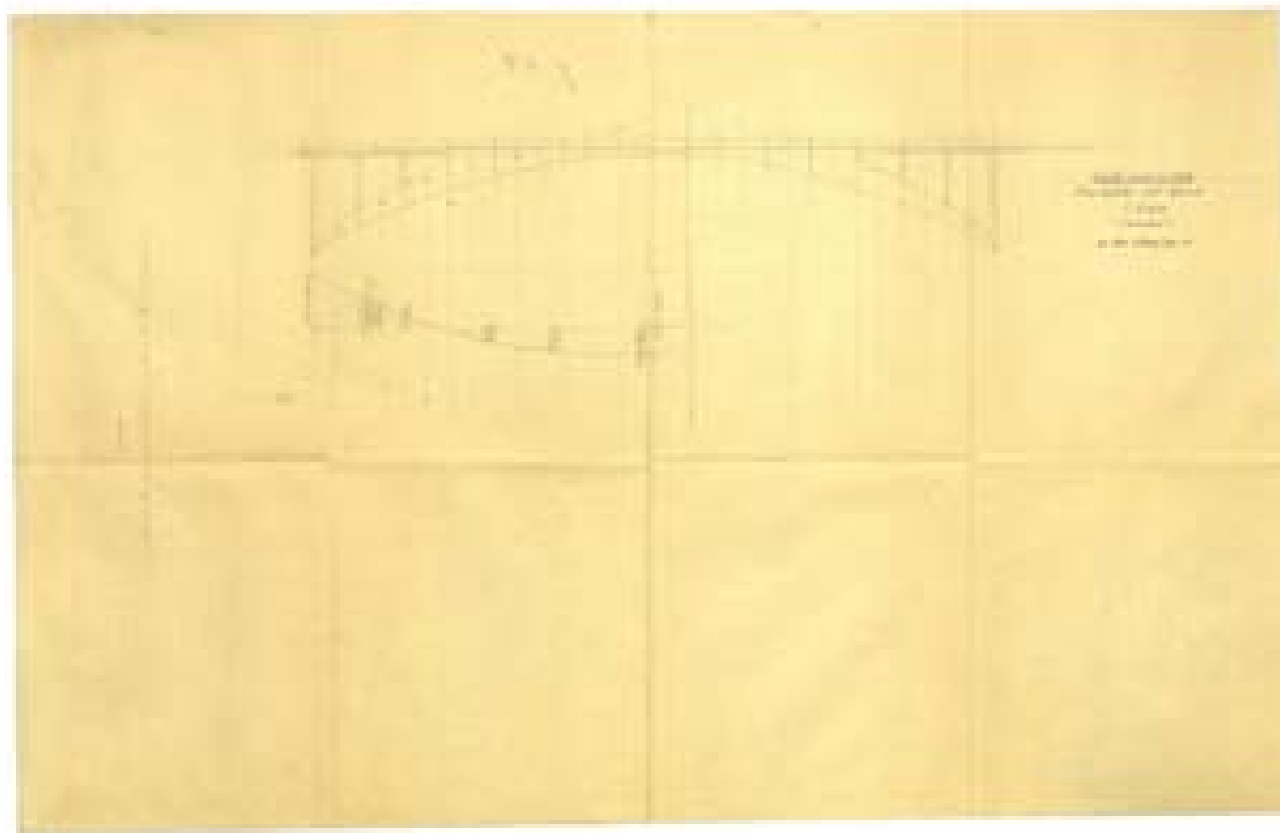


Fig. 6.71 : efforts dus au vent [Momente_inf_Wind] ; échelle 1/1000^{ème}, non daté, probablement mai 1929 –
source : Archives ETHZ

L'objet de cette épure est uniquement de tracer l'allure du diagramme des moments de flexion et de déterminer l'amplitude des sollicitations. Pour le calcul, l'ouvrage est considéré encastré à chacune de ses extrémités. Par extrémités, on entend ici les points qui sont au droit des rotules situées aux naissances de l'arc. La totalité de l'effort dû au vent sur la face latérale de l'ouvrage est par conséquent supposé être reprise par l'arc porteur, lui-même supposé encastré à ses extrémités vis-à-vis des sollicitations latérales (il est articulé par rapport aux charges verticales).

En plan, l'arc présente une forme caractéristique qui va en s'épaississant au fur et à mesure qu'il approche de son contact avec la paroi rocheuse. Les conditions d'encastrement utilisées pour le modèle du calcul de l'effort dû au vent nécessitent bien évidemment de se prémunir de ce que l'épaisseur de l'arc – 3,5 mètres sur la majorité de sa longueur, qui est de 90 mètres – ne puisse être suffisante à développer ces conditions d'encastrement.

À ses extrémités, la largeur de l'arc est ainsi portée à 6 mètres.

À ce raisonnement purement mécanique se joignent d'autres types de considérations de caractère plutôt formel ou esthétique.

D'une part, une largeur plus importante de l'arc en plan permet d'en amincir l'épaisseur, vu le profil sur la vue latérale. (L'effort de compression étant le même, il est simplement réparti de manière différente entre la largeur et la hauteur de la section de l'arc.)

D'autre part, aux dires de David Billington qui fait état d'un article publié par **Maillart [1935b]**, ce dernier verrait aussi dans l'épaississement des naissances de l'arc (vu en plan) une manière d'éviter une *sensation d'instabilité* latérale qui serait due à son étroitesse.⁴² De cette manière, les considérations esthétiques rejoignent à nouveau les considérations techniques pour le dessin de l'ouvrage.

On rencontre à nouveau les efforts dus au vent sur une épure dont l'objectif au premier regard semble être de dessiner le ferrailage.

En fait, deux opérations différentes coexistent sur cette planche qui concerne les piles, transversales à la ligne de l'arc, qui font la transition entre ce dernier et le tablier qu'il supporte. On y rencontre ainsi une validation simplifiée des contraintes dans la pile, ainsi que l'opération de dessin de son ferrailage, vu en coupe et en élévation. Vu le peu de connections entre ces deux travaux, il n'est pas du tout certain qu'ils aient été réalisés conjointement.

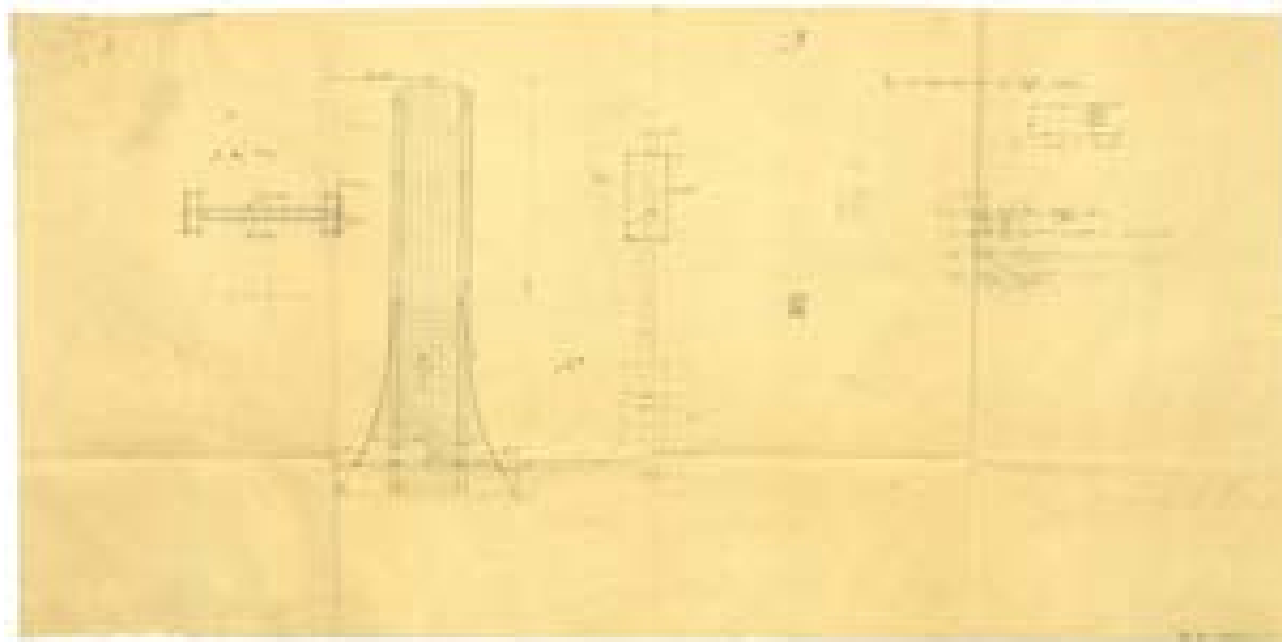


Fig. 6.72 : épure de conception du ferrailage et de validation de la pile la plus haute du pont sous l'effort du vent, non daté (probablement mai 1929). Échelle : 1/250 et 1/125^{ème} – source : Archives ETHZ

Cette épure mérite qu'on s'y attarde car elle montre comment Maillart – ou Ernst Stettler – simplifie les conditions du calcul pour s'en servir comme d'un outil de validation simple et rapide, afin d'en faire un usage efficace comme auxiliaire en cours de conception de l'ouvrage. Ce calcul intègre ainsi toute une série d'approximations qui, si elles sont utilisées sans discernement, peuvent mener le concepteur à l'erreur.

Il est d'ailleurs fort vraisemblable que cela ait eu lieu, comme nous allons le voir.

42 « [...] to avoid a feeling of lateral instability », **Billington [1997a]**, p.142

Sur le dessin de l'élévation de la pile, on rencontre en tête de l'ouvrage le dessin d'une flèche, annotée $W = 2,3 t$, appliqué à la tête de la pile. Vu son orientation, on en déduit qu'il s'agit de l'effort du vent (Wind).

La hauteur de la pile est cotée à $12,85 m$.

Simultanément on remarque, parmi le ferrailage dense de l'élévation, une petite flèche annotée $g = 19 t$: il s'agit d'une estimation très simplifiée du poids de la pile. Le poids propre d'une dalle de 20 cm étant estimé ailleurs à :

$$3,8 m \cdot 0,2 m \cdot 2,5 t/m^3 = 1,9 t/m$$

On conçoit que cette charge est bien inférieure à la réalité.

On trouve l'explication du rôle qui est donné aux charges dans les notes manuscrites de la zone supérieure droite de la planche (voir fig. 6.72).

On y lit ainsi : $M_W = 29,5 m.t$

Et plus loin : $e = 29,5/19 = 1,55 m$

L'opération consiste ainsi à transformer l'effort dû au vent en un excentrement de la charge du poids propre g , de manière à n'avoir plus qu'à considérer ce décalage pour la suite des calculs. Ce faisant, Maillart utilise dans son approche le poids propre de l'ouvrage pour équilibrer l'effort dû au vent en prenant appui sur l'arc. Il peut vérifier que celui-ci reste située dans la largeur du pied de la pile.

Il reporte ensuite l'effort en résultant sur la coupe pratiquée juste au pied de l'ouvrage, dessinée à échelle double juste à droite de l'élévation. Le point est annoté N (Fig. 6.74).

A la lecture des calculs manuscrits, on se rend compte que Maillart simplifie fondamentalement la section en plan de la pile : ayant constaté que la *résultante* N tombe à l'intérieur d'un des sabot du voile en forme de **H**, et au vu de la sollicitation, que le sabot opposé sera tendu, il ne conserve de la section que le sabot comprimé et l'armature la plus écartée du sabot opposé. Il néglige alors tout le reste de la section (le sabot opposé, le voile central et toutes les autres armatures).

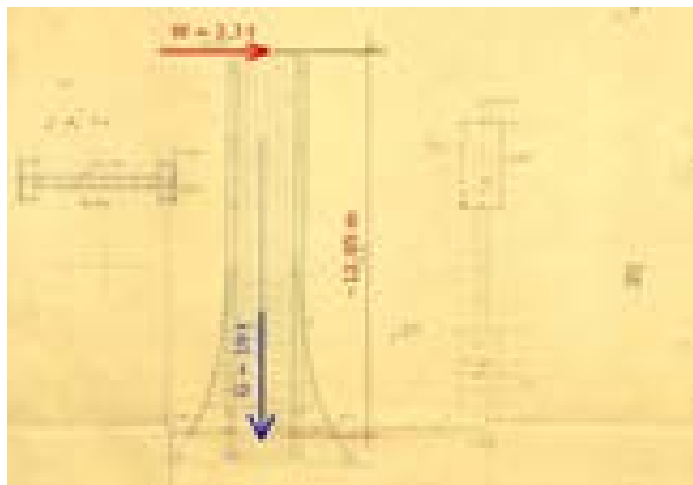


Fig. 6.73 : épure de validation de la pile. Échelle : 1/250 et 1/125^{ème} – source : Archives ETHZ, annoté.

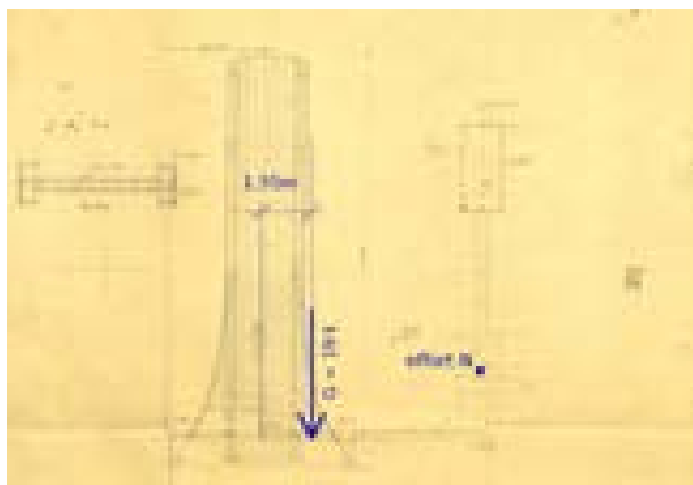


Fig. 6.74 : épure de validation de la pile. Échelle : 1/250 et 1/125^{ème} – source : Archives ETHZ, annoté.

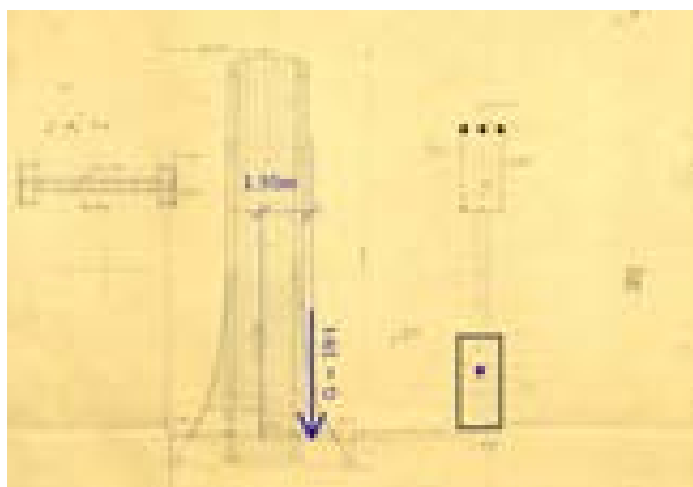


Fig. 6.75 : épure de validation de la pile. Échelle : 1/250 et 1/125^{ème} – source : Archives ETHZ, annoté.

Ceci fait, il va utiliser la section simplifiée obtenue pour valider les efforts rencontrés par la section.

Il commence par calculer l'emplacement du centre de gravité η de la section simple ainsi obtenue en transformant la section d'acier (les trois barres en haut) en une section équivalente en béton compte tenu du quotient n du module de Young de l'acier à celui du béton. Le coefficient n est pris égal à 20, et le centre de gravité η est calculé à 80 cm du pied inférieur du sabot.

Suit un calcul de l'inertie de la section, puis des contraintes.

Cependant, si on considère les données géométriques en présence, on remarque que le niveau du centre de gravité η obtenu est situé à 80 cm du côté inférieur de la section, alors que la résultante N est à 1 mètre de celui-ci. Un raisonnement simple, en termes d'équilibre, montrerait qu'en dessous du niveau du centre de gravité, la section serait tendue, et recomprimée par le dessus, ce qui est tout à fait faux.

De fait, un examen de l'élévation permet de s'en assurer. C'est pourquoi la suite du calcul apparaît avoir été particulièrement laborieuse et s'avère être émaillée d'erreur.

Dès le calcul du niveau du centre de gravité, le texte est rédigé sur un support maculé de taches de graphite. Ces taches trahissent l'usage de la gomme sur l'ensemble de ces formules, où aucune rature n'apparaît cependant.

Pour le calcul du centre de gravité J_x Maillart prend en compte l'inertie des deux sections rectangulaires de béton situées de part et d'autre de l'axe statique de la section ($bh^3/3 + bh'^3/3$) à laquelle il ajoute l'inertie de transport uniquement des barres de ferrailage ($n.A_s.t^2$). Une première erreur se glisse dans le calcul : Maillart emploie la distance du centre de gravité des barres à la semelle de fondation (d) au lieu de la distance par rapport au transfert à partir du centre de gravité ($d - \eta$). L'erreur est de : $(80 \text{ cm})^2 \cdot n \cdot A_s$

Maillart fait ensuite le calcul de la contrainte dans l'acier, en haut de la section, en faisant usage de la formule :

$$\sigma = (N/F) \pm (M \cdot v/I)$$

Le signe « +/- » est choisi en fonction de la zone à calculer.

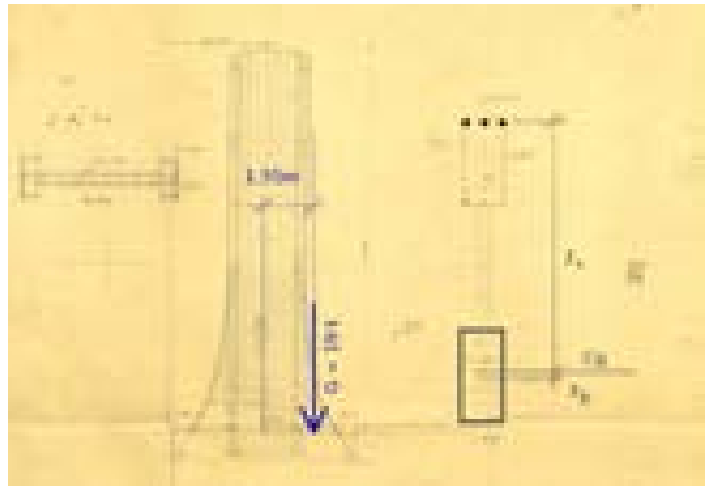


Fig. 6.76 : épure de validation de la pile. Échelle : 1/250 et 1/125^{ème} – source : Archives ETHZ, annoté.

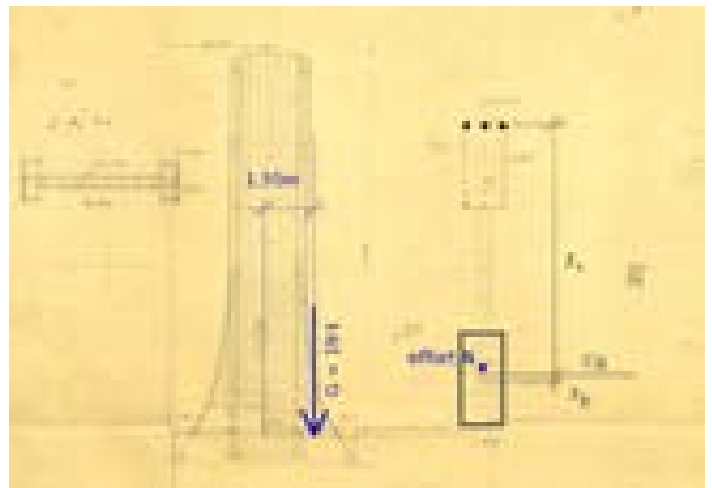


Fig. 6.77 : épure de validation de la pile. Échelle : 1/250 et 1/125^{ème} – source : Archives ETHZ, annoté.

Le calcul étant appliqué à l'acier, il devrait prendre la forme suivante sur une section homogène de béton :

$$\sigma_{ez} = n \cdot [(N / F) - (M \cdot v / I)]$$

En réalité, la formulations suivante est utilisée :

$$\sigma_{ez} = (N / F) - (M \cdot [h / 2 - e] / I) \cdot n = 50 \text{ kg/cm}^2$$

Donc, d'une part, seul le terme dû aux moments est converti en contrainte équivalente pour l'acier par le produit avec le coefficient n ; d'autre part, le concepteur se trompe entre la distance entre le centre de gravité à l'emplacement des barres et la distance entre le point d'application de l'effort N à l'emplacement des barres, soit une erreur de 20 cm . Cependant, la contrainte étant très faible par rapport à la limite autorisée (2000 kg/cm^2), l'erreur est sans conséquence.

Le calcul est ensuite mené pour la zone la plus comprimée du béton :

$$\sigma_{bd} = (N / F) + (M \cdot v / I) = 2,3 \text{ kg/cm}^2$$

Dans les deux cas, la contrainte obtenue est extrêmement faible. Donc, qu'il y ait eu erreur ou forte approximation au cours du calcul ne constitue pas en soi un obstacle à l'avancement du travail de la mise en place du projet.

Ceci est particulièrement vrai vis-à-vis des caractéristiques mécaniques de la *section transversale* de la pile d'appui qui a été considérée pour le calcul. Nous avons vu qu'elle a été réduite à un rectangle de béton et à trois barres d'armature d'un diamètre de 16 mm . L'approximation est certes grossière, et peut paraître sauvage en premier examen, mais elle permet d'atteindre rapidement l'objectif : une validation rapide des dimensions envisagées pour les sections. En cela, la manière de faire, dans ce contexte bien précis, est une méthode de conception remarquable.

Il est possible de se faire une idée de la teneur de l'analyse détaillée de l'ouvrage en examinant les quarante-quatre pages de la note de calcul qui le concerne et les plans auxquels elle se réfère.

L'analyse détaillée a pour objet final la vérification approfondie des sollicitations sur les différentes sections de l'ouvrage. Elle est menée sous les cas de charges simples, mentionnés jusqu'ici, et sous tous les cas de figure envisageables en termes d'efforts appliqués. Idéalement, les cas de charges utilisés pour définir la forme sont les plus pénalisants, mais le cas de charge qui correspond à ce critère peut varier en fonction du type et de la forme particulière de l'ouvrage, ce qui justifie le recours à une analyse détaillée. Parmi tous les cas de charges envisageables, on peut aussi classer toutes les modalités d'application d'une charge répartie (d'un seul côté, sur une seule partie, symétrie ou non, etc.).

Une manière de gérer le problème de la multiplicité des cas de charge est de faire usage des *lignes d'influences*. Une *ligne d'influence* décrit, de manière graphique, l'évolution d'un effort donné (ou d'une déformée) dans une seule section préalablement définie, en fonction de la position d'une charge mobile ponctuelle.

Ainsi, c'est assez naturellement que dans la seconde édition de son traité, Karl **Culmann** [1880] y montre l'emploi et la construction des *lignes d'influence* en analyse structurale.

Quant à la méthode suivie pour le Salginatobel, on peut trouver dans ses épures de travail la trace d'une planche qui a trait aux *lignes d'influence* des moments de flexion dans le tablier de l'ouvrage et les *diagrammes de moments* qui en découlent (fig. 6.79). Elle est l'esquisse exacte du document officiel (plan 168/13 du 27 mai 1927).

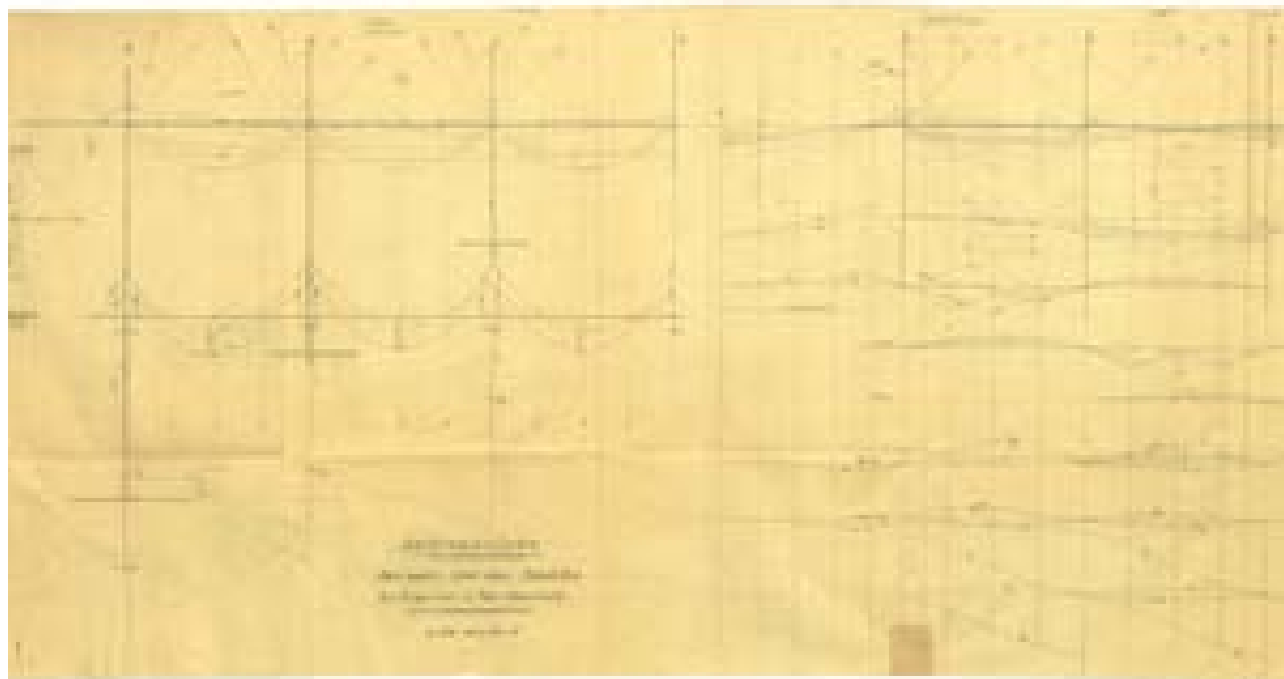


Fig. 6.79 : lignes d'influence et moments dans les poutres de tablier [*Fahrbahn ueber Gewoelbe / Einflusslinien & Max. Momente*], non daté (probablement mai 1929). Échelle 1/250^{ème} – source : Archives ETHZ

Les deux planches reprennent le tracé de *polygones funiculaires* attestant que la *statique graphique* a été utilisée, du moins partiellement, pour leur tracé. Cependant, la note de calcul⁴⁴, en page 10, établit algébriquement une série de coefficients qu'il dit avoir été utilisés pour tracer les figures de la planche « 168/12 ».

En termes d'analyse de l'ouvrage, on retrouve ainsi l'usage conjoint de plusieurs méthodes, dont le raffinement varie en fonction du moment où elles sont utilisées et de l'objectif du calcul. En tout début de conception, ce sont des opérations de *statique graphique* et des calculs arithmétiques simples qui sont utilisés. Plus tard, ces derniers émaillent le processus de conception, comme le prouve l'exemple ayant trait à l'effort au vent sur la pile la plus haute de l'ouvrage.

Lorsqu'il est question de validations approfondies, on rencontre tant l'usage de méthodes algébriques, que de méthodes de la *statique graphique* ou de la théorie des *lignes d'influence*.

Ce qui est surprenant pour un observateur contemporain, c'est la préséance des méthodes de la *statique graphique* qui conduisent l'ensemble du processus de conception, l'érigeant en une méthode globale et cohérente avec les méthodes du projet en structure ou en architecture.

⁴⁴ document 168/11 du dossier HS 1085 RM 1929/30-1 des Archives de l'ETHZ

Passée l'étape du calcul détaillé de l'ouvrage, il reste au concepteur à en affiner la définition des sections et d'en tracer les détails. Un des objectifs du calcul détaillé dans un ouvrage en béton armé est de faire l'étude des quantités de ferrailage nécessaires en fonction des efforts rencontrés.

Les ferrailages étant inclus au sein de la masse de béton et nécessitant d'être protégés contre tout contact d'avec les agressions extérieures, ils n'interviennent qu'indirectement dans la définition de la forme. Les travaux de ferrailage ne sont en aucun cas visibles.

Par contre, un examen des dispositions prévues au plan (*Fig. 6.80*) donne une vue synthétique de la manière dont le concepteur définit les mécanismes structuraux, ainsi que des flux d'efforts qui traversent la structure. Un avant-goût de l'analyse qu'on peut en faire a déjà été rencontré lors de l'examen du ferrailage des rotules en béton armé chez Robert Maillart.

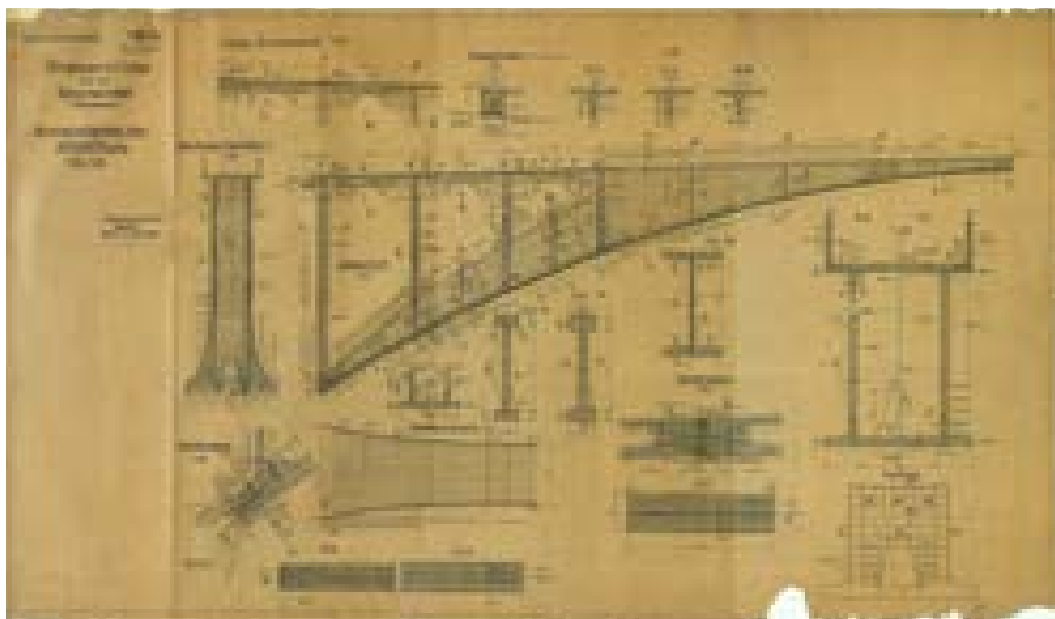


Fig. 6.80 : plan de ferrailage [Armierungsplan der Mittelöffnung] du pont du Salginatobel, Robert Maillart, 10 mai 1929. Echelle 1/500 et 1/200^{ème} – source : Archives ETHZ

L'examen du plan montre une façon de mettre en place le ferrailage très proche de ce qui est toujours pratiqué à l'heure actuelle. Ceci est assez naturel dans la mesure où Maillart avait pour habitude de viser à l'efficacité et à la simplicité dans ses propres dispositions de ferrailages ; ce qui est également un trait caractéristique – pour les meilleurs ouvrages – de nos manières de faire contemporaines en construction.

Ainsi, des barres de plus fortes sections sont disposées à chacun des coins que font les sections sur les coupes. Leurs dimensions sont issues des calculs détaillés. On ne rencontre pas de barres de très forte section dans l'ouvrage (plus de 20 mm de diamètre) ; si ce n'est cependant l'exception de... la rotule en béton, où les diamètres atteignent les 36 millimètres. Les faibles diamètres rencontrés dans l'ensemble sont le signe d'une conception efficace.

Des étriers liaisonnent ces barres de coin, en fabriquant des cages rectangulaires entrecroisées. Ils sont appuyés régulièrement sur des barres longitudinales si leur hauteur est importante, tout comme le prescrivent nos normes actuelles.

Le grandes surfaces que constituent les murs latéraux de l'arc sont accompagnées d'armatures de peau, sous la forme de treillis métallique de barres orthogonales. C'est aussi le cas pour toutes les faces planes, et ceci depuis le pont de Billwil en 1904 (voir *fig. 6.7, p. 151*).

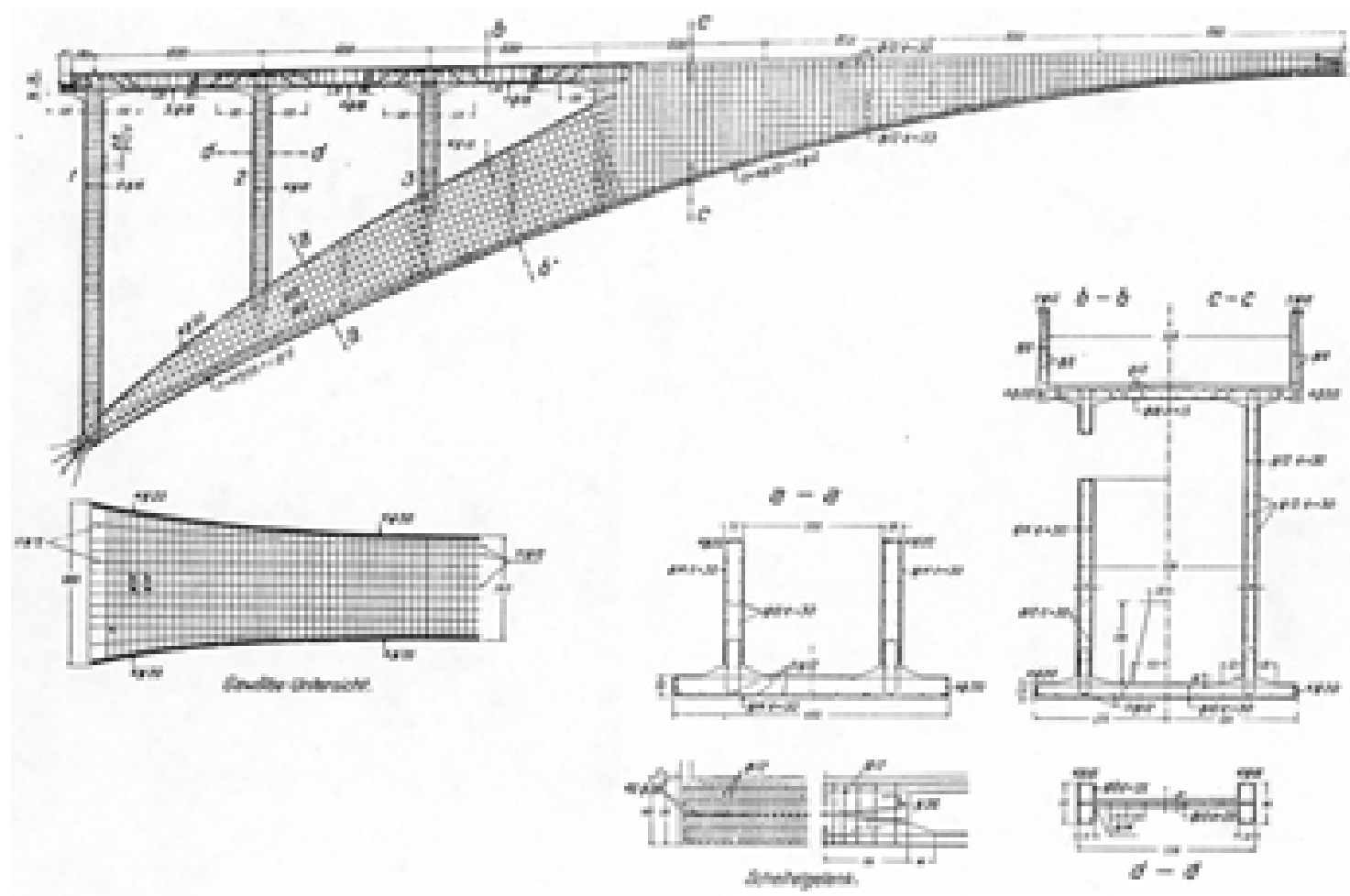


Fig. 6.81 : extraits du plan de ferrailage du pont du Salginatobel, échelle : 1/250 et 1/100^{ème}, d'après **Bill [1955]**

La seule différence qu'on pourrait relever par rapport à nos manières de faire contemporaines est celle de cette ancienne pratique de relever les barres longitudinales des poutres à leurs extrémités.
(Cette pratique persisterait encore actuellement en Italie.)

On imagine pareillement que le dessin du ferrailage a été mené simultanément à celui des *sections transversales*. Certains empattements des sections servent tant l'expressivité de l'ensemble que la nécessité de réaliser des jonctions performantes entre voiles et dalles perpendiculaires, ou encore à ménager l'espace nécessaire ou suffisant pour disposer les barres d'armatures longitudinales.

Avec cet examen, il devient aussi naturel de considérer les sections de 25 x 60 cm qui bordent les surfaces des voiles transversaux (section *d-d*) tant comme un moyen esthétique d'épaissir leur profil sur la vue latérale – qui sans cela apparaîtraient fragiles du fait de leur finesse – qu'une manière de concentrer les barres d'armatures aux extrémités latérales des voiles, là où précisément elles seront mécaniquement les plus efficaces.

En association avec le tablier, ces voiles constituent aussi des éléments de cadres transversaux qui ont pour vocation de rigidifier la partie supérieure du pont par rapport à son arc porteur, sous les sollicitations latérales.

On remarque que l'étude du dessin est menée jusqu'aux galbes qui font la transition entre ces voiles transversaux et la poutre du tablier, ou encore en ce qui concerne les passages qui sont ménagés au pied de ces voiles pour permettre l'inspection du dessous de l'ouvrage (voir en bas à droite du plan de la fig. 6.80).

Il faut souligner ici à quel point le plan du ferrailage de cet ouvrage est un monde de raffinement et d'intelligence. Il est tout simplement parfait pour l'époque.

A l'issue de ce travail, l'ensemble des planches qui déterminent les formes et dimensions de l'ouvrage, son ferrailage, et la note de calcul qui l'accompagne sont prêts à être communiqués, et l'ouvrage à être construit.

La toute dernière étape, qui peut encore être considérée comme partie prenante de l'analyse détaillée de l'ouvrage, est menée à l'échelle de la structure : c'est le test de mise en charge de l'ouvrage.

On pourrait dire qu'il a lieu en deux phases : la première lors du démontage des étais qui soutiennent le coffrage de l'arc de la structure ; la seconde lors de la disposition de convois sur l'ouvrage.

La première étape est donc celle où l'ouvrage récemment construit est soumis à l'intégralité de la charge que représente son poids propre. Avant cela, et dans la manière dont Maillart imagine la méthode de construction de ses ouvrages, le pont est porté à la fois par les étais du coffrage de l'arc, et la structure de l'arc seul, réalisée dans une première phase, avant que le reste de la structure ne lui soit rapportée. A l'enlèvement des étais, la déformation que subit l'ouvrage est relevée avec précision.

Des déformations de la géométrie d'ensemble, les ingénieurs en charge du projet déduisent des contraintes qui sont immédiatement mises en relation avec les efforts rencontrés. Toute déformation excessive des sections trahit un problème dans la manière dont le *comportement structural* de l'ouvrage a été anticipé.

Cette phase des tests, comme la suivante, permet aussi de s'assurer de ce que les conditions d'appuis soient conformes à celles qui étaient attendues. La plus grande partie du coffrage étant encore en place, il est toujours possible de s'appuyer à nouveau sur celui-ci en cas de réel accident.

La seconde partie du test de mise en charge consiste à positionner sur l'ouvrage des trains de charges selon les différentes configurations envisageables. Dans le cas d'un pont, les charges sont le plus souvent matérialisées par des convois de véhicules de fort tonnage, que ce soit à l'aide de camions pour les ponts routiers ou d'un train de marchandises à pleine charge pour un pont ferroviaire. Dans le cas du Salginatobel, la surcharge répartie de 350 kg/m² ne représente que 13 % du poids propre, à savoir, 11,5 % du poids total de l'ouvrage sous son poids propre et la charge totale appliquée⁴⁵, ce qui est encore relativement peu.

L'étape des tests de mise en charge de l'ouvrage, dont les résultats sont le plus souvent publiés dans la revue *Schweizerische Bauzeitung* de August Jegher, puis de son fils Carl Jegher, qui est alors la revue d'ingénierie suisse de référence, est réellement fondamentale. Elle permet de s'assurer de la correspondance de la réalité avec le *modèle structural* considéré pour la conception de l'ouvrage. Ce *modèle structural*, par sa nature même, ne peut forcément être qu'un reflet incomplet de la complexité de la structure réelle.

La qualité de la modélisation ne peut ainsi être jugée qu'après la réalisation. Le test de mise en charge représente donc un formidable outil de formation pour le concepteur de l'ouvrage, de par la vérification qu'elle autorise des principes structuraux adoptés pour la conception. Dans un second temps, la publication des planches de relevés, comparées aux planches des calculs, permet au lecteur d'en juger également. Dans la mesure cependant de ce que l'auteur de l'article aura laissé transparaître de l'approche selon laquelle la conception a été abordée.

45 d'après les lignes de charge de l'épure « I », voir *fig. 6.19, p. 163*

À l'issue de notre examen de la conception, nous sommes en mesure de supposer la manière dont Robert Maillart a procédé pour concevoir le remarquable pont du Salginatobel.

D'abord, Maillart aurait eu à repérer le site, ses conditions particulières et en relever les caractéristiques formelles et géométriques. Suite à cela, il a pu fixer le niveau du tablier le mieux adapté, ainsi que l'ensemble des possibilités pour y trouver des appuis au futur ouvrage. Bien qu'aucun document de cette étape ne nous soit parvenu – et s'il faut en croire les hypothèses de David Billington – il aurait eu un travail sur le profil de la vallée et l'impact visuel sur le paysage des différents rapports entre flèche et portée de l'arc. De ceci serait issu la définition de la portée, 90 mètres, et par conséquent de la flèche de l'arc, puisqu'il butte inévitablement sur les parois rocheuses obliques pour ses appuis.

Pour notre part, nous constatons qu'entre les deux contraintes représentées par le niveau fini du tablier et les deux faces obliques de la montagne, compte tenu du rythme régulier de l'écart entre les piles d'appui du tablier sur l'arc ou sur la montagne, les solutions ne sont pas infinies.

Que du contraire, au vu de l'écart défini à 6 mètres entre les piles, le rythme et les écarts qu'elles fabriquent gèrent remarquablement bien la forme de la vallée, et les distances des culées finales du tablier d'avec les verticales au point d'appui de l'arc. Il suffit d'étudier la planche 168/2 du concours pour s'en assurer (voir *fig. 6.17, p.160*). De même, le rapport de la flèche à la portée est identique à celui du pont de Zuoz, tous deux parmi les arcs à trois articulations les plus plats construits par Maillart, et d'un peu moins des $\frac{3}{4}$ de celui de Tavanasa, qui représente le rapport moyen de tous ces arcs.

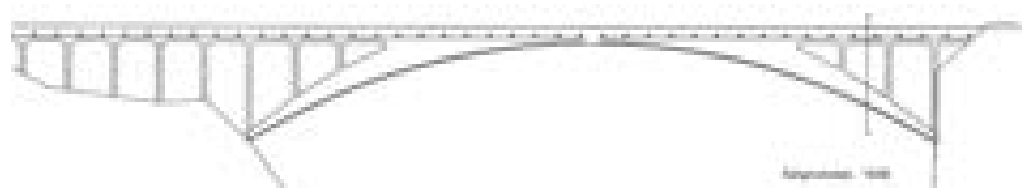


Fig. 6.82 : pont de Salginatobel, Robert Maillart, 1929. Échelle 1/1000^{ème} – dessin de l'auteur

Ensuite, le niveau des appuis ayant été déterminé en fonction de l'arc, Maillart se donne une estimation moyenne des charges rencontrées le long de l'ouvrage, et fait le tracé de la *ligne des pressions* dans l'arc à l'aide de deux *polygones funiculaires* successifs (d'abord en traction pour la *résultante*, ensuite en compression compte tenu de l'information obtenue avec le *polygone funiculaire* précédent).

Ensuite, il affine le tracé des différentes parties – arc, sections transversales, élévation latérale ou axiale des piles d'appui), en s'appuyant tant sur les résultats de l'épure de statique que sur des calculs sur des modèles élémentaires. Plusieurs épures successives lui sont pour cela nécessaires.

Enfin, la géométrie de l'ensemble ayant été arrêtée dans ses grandes lignes, il est en mesure d'en faire le calcul détaillé, tant par des moyens algébriques que graphiques. S'en suit la définition et le dessin du ferrailage de l'ensemble, et de tous ses détails techniques. Les dernières étapes sont celles de la construction, puis des tests de mise en charge, qui lui permettent de juger de la pertinence finale des principes structuraux et d'attester de l'aptitude au service de l'ouvrage.

Chemin faisant, nous avons vu que Maillart a dû s'appuyer sur les principes structuraux qu'il lui a fallu garantir, entre autres par le dessin précis des rotules d'appui, tout comme il s'est appuyé sur des contraintes géométriques arbitraires pour le dessin de la ligne de l'arc. Voyons ce que ces dernières sont devenues lorsque Maillart a tenté de pousser plus loin encore la rationalisation des arcs à trois articulations.

6.4.5 PROLONGEMENTS IMMÉDIATS DU CONCEPT

Dans la foulée du Salginatobel, Maillart dessine encore deux autres arcs à trois articulations : le pont sur la rivière **Rossgaben** à Schwarzenburg (1932) et celui sur la rivière Thur à Felsegg (1933).

Le premier, d'une portée proche de celle de l'arc du Salginatobel – 82 mètres contre 90 mètres – est fort semblable à l'ouvrage de 1929/30. L'arc est pareillement dessiné, avec sa ligne arrondie au centre, et ses trois voiles d'appui transversaux de part et d'autre du milieu de l'arc. Une seule différence cependant : le nouvel ouvrage n'a pas de garde-corps massif, mais un garde-corps métallique.

Max Bill⁴⁶ s'en extasie ; on pourrait pourtant trouver son dessin maladroit, puisque la dalle du tablier déborde très fort de part et d'autre des murs latéraux de l'arc, projetant une ligne d'ombre importante qui distingue fortement la dalle du tablier du reste de l'arc dont elle apparaît ainsi étrangère.

C'est peut-être aussi l'avis de Maillart, puisque sur le pont suivant, le parapet redevient massif.

Le second pont, réalisé à **Felsegg**, marque un tournant dans la typologie des arcs à trois articulations chez Robert Maillart.



Fig. 6.83 : pont de Felsegg, Robert Maillart, 1929. Échelle 1/1000^{ème} – dessin de l'auteur

Alors que le pont du Salginatobel est étroit (3,5 mètres circulables), celui de Felsegg gagne tout à coup en largeur (9,5 mètres circulables). La forme a perdu son arrondi au centre, les piles se sont affinées et écartées. Nous verrons plus loin qu'il ne s'agit d'ailleurs plus de voiles dans la majorité des cas.

Les changements de contraintes les plus importants sont ceux du site et des conditions d'utilisation de l'ouvrage. Celui-ci n'est plus situé sur une vallée encaissée perdue au fin fond de la Suisse, mais dans le lit d'une rivière sur une voie de communication majeure. La zone réservée aux voitures est de 6,5 mètres de large ; elle est flanquée de part et d'autre de deux trottoirs de 1,5 mètres chacun. Le poids des véhicules augmente également, de sorte que la surcharge représente cette fois 21 % de la charge totale reprise par l'ouvrage⁴⁷ qui double les 11,5 % rencontrés au Salginatobel.

Avec l'élargissement de l'arc peut apparaître un nouveau problème : il se peut que l'ouvrage ne soit chargé que sur une seule de ses deux voies de circulation, amenant l'ensemble à être sollicité en torsion (s'il n'y a qu'une seule bande de circulation, la charge est d'office pratiquement centrée sur la largeur de l'ouvrage).

Pour résoudre le problème de l'augmentation de la largeur du tablier, Maillart fragmente la forme de l'arc en deux sections d'arc siamoises, distinctes dans leurs coupes transversales, mais mariées par les voiles posés perpendiculairement aux arcs pour porter le tablier, voiles qui sont continus d'une face à l'autre de l'ouvrage.

46 Bill [1955], p. 82

47 Billington [1979], p. 116

Cependant, l'évolution la plus caractéristique de l'ouvrage est la forme légèrement ogivale adoptée par l'arc. Pour le calcul d'un arc à trois articulations, on considère qu'il doit pouvoir résister à une charge ponctuelle mobile particulièrement importante. Sa position la plus défavorable est celle où elle est située, à mi-distance entre deux rotules, à savoir au quart de la portée totale de l'arc. Au Salginatobel, la charge qui devait être considérée était de 8 tonnes, alors qu'à Felsegg, elle atteint 51,6 tonnes pour les deux arcs siamois.

Lors d'un calcul intégrant ce type de charge, la trajectoire de la *ligne des pressions* est modifiée de manière relativement importante. Il en résulte que l'épaisseur de l'arc à mi-distance entre deux rotules doit augmenter dans le même rapport pour reprendre les efforts de flexion qui en résultent.

C'est en cela que tout à coup, l'épaisseur de l'arc doit marquer une variation de section plus nette entre les rotules et la mi-longueur d'un demi-arc, dans la mesure où il y a la volonté d'économiser la matière. Sans cela, l'ingénieur est libre de rajouter de la matière aux articulations pour adapter la ligne inférieure de l'arc à ses convenances, ce qui n'est certes pas dans l'esprit de Maillart.

Pour s'en convaincre, il suffit d'examiner ce qui, sur la vue de profil, semble être des voiles transversaux lorsqu'ils se prolongent de part et d'autre de l'arc. Leur rôle est double : d'une part assurer la transition du poids du tablier et de sa charge vers les fondations, et d'autre part assurer la reprise des efforts transversaux dus au vent. Nous avons vu que pour le Salginatobel, Maillart avait donné une forme de H à ses piles de manière à placer la matière là où elle est le plus utile, c'est-à-dire dans les empattements du H.

A Felsegg, Maillart enlève tout simplement la barre horizontale du H, pour ne garder que les zones les plus efficaces, n'en conservant donc que les colonnes. Pour garantir la stabilité transversale, il les liaisonne entre elles par-dessous le tablier, tout en adaptant leur section en fonction de la distance à laquelle elles se trouvent de la jonction, définissant de la sorte le profil caractéristique d'un portique étroit, posé sur appuis simples, où les sections s'épaississent à proximité de la traverse supérieure.

Ainsi donc, dans la continuité du projet du Salginatobel, au vu des nouveaux types de sollicitations que les ouvrages sont appelés à rencontrer, on constate une adaptation des sections transversales de l'arc, des voiles transversaux, de la ligne de l'arc et de son épaisseur. Cette évolution du prototype ne s'arrêtera pas là...

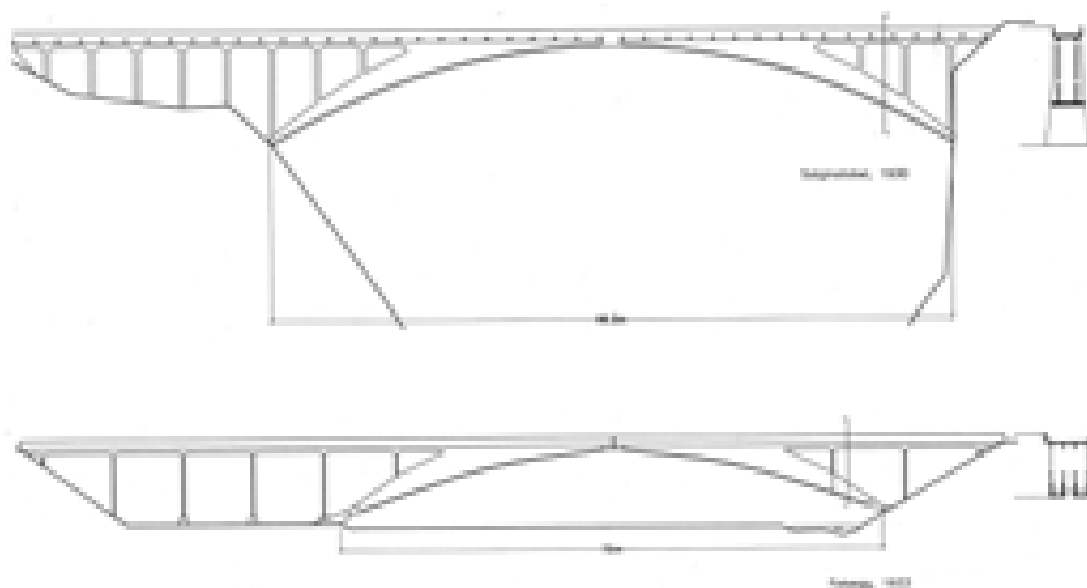


Fig. 6.84 : comparaison des plans et coupes des ponts du Salginatobel (1930) et de Felsegg (1932), R. Maillart.
Échelle 1/1000^{ème} – dessin de l'auteur

6.5 TROISIÈME ÉPOQUE : VESSY ET LES DERNIERS DÉVELOPPEMENTS (1936 - 40)

Cette troisième époque débute avec deux ouvrages pratiquement simultanés : ceux de Twan-Ligerz et de Vessy, en 1936.

En tout début de cet essai de chronologie des arcs à trois articulations, nous avons rencontré les ouvrages qui, partant de l'arc massif non armé du pont Stauffacher à Zurich (1899), nous amenaient vers le premier pont en arc à trois articulations véritablement pensé dans une logique de béton armé, celui de Tavanasa (1905).

Maillart, au vu de l'accueil plutôt froid réservé à cet ouvrage et du peu de commandes consistantes pour des ouvrages de génie civil, se tourne vers d'autres types de chantiers comme ceux des bâtiments industriels ou commerciaux.

Lorsqu'il est à nouveau appelé à concevoir un pont, c'est à un autre principe, celui de l'*arc raidi*, qu'il recourt pour la définition du mécanisme structural, dès 1924. Il ne songe au principe d'arc articulé pour le Salginatobel qu'en raison de la crainte des mouvements que lui inspirèrent les parois rocheuses du site d'édification. Le Salginatobel (1930) devient ainsi l'aboutissement du concept d'arc à trois articulation selon les modalités établies par Tavanasa. Après son achèvement, Maillart aborde un nouveau travail de fond pour adapter son prototype à l'évolution des pratiques en matière de ponts routiers. Il cherche aussi à se défaire d'un garde-corps massif, hérité des arcs raidis, mécaniquement déplacé dans le contexte des arcs à trois articulations. Le résultat obtenu est un arc dédoublé à la ligne légèrement ogivale, et où les voiles transversaux se défont progressivement de leur aspect massif.

La troisième époque est marquée par une dernière tentative avortée de recourir à un *arc raidi* pour le pont de **Twan-Ligerz**, en 1936. Les objections des autorités cantonales quant à l'aspect par trop aérien de ce type d'arc amènent Maillart à se tourner vers un arc à trois articulations, dont les murs longitudinaux sont massifs, à la manière du pont de Zuoz (1901). Ce pont est réalisé avec une section en caisson rectangulaire de la plus simple expression. Ce pont-ci se présente davantage comme une régression qu'un progrès, du point de vue du principe formel de l'arc à trois articulations, mais profite cependant des acquis en terme du détail des ferraillages. Il représente une sorte de prototype de Zuoz entièrement abouti, avec une section en caisson dans son expression la plus pure (c'est à Zuoz qu'apparaît le principe du *caisson* en béton).

Pour les derniers ponts que Maillart aura à construire, il use soit d'arcs à trois articulations, soit de poutres continues solidaires de leurs appuis. Le pont de **Vessy** (1936) est une merveille de raffinement pour ce principe de pont à trois articulations en béton armé.

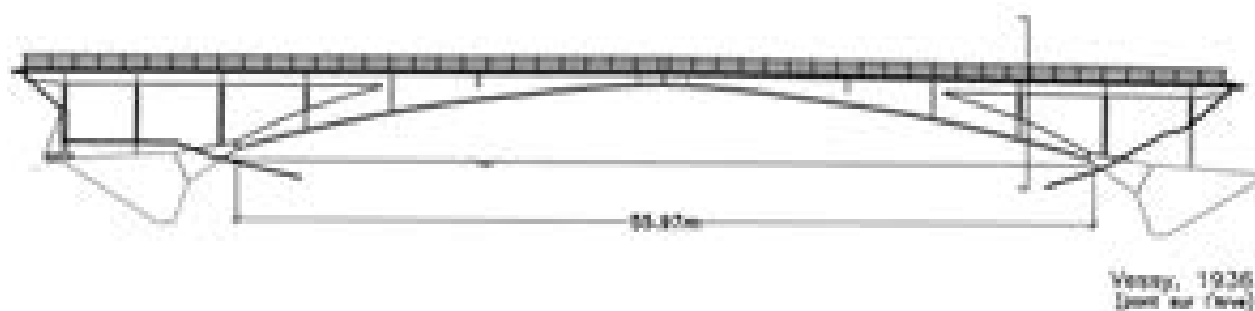


Fig. 6.85 : pont de Vessy, Robert Maillart, 1936. Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Le pont a une largeur circulaire qui n'est que de 6 mètres (elle était de 6,5 mètres à Felsegg). Par contre, celle-ci est flanquée de deux accotements mesurant chacun 1,9 mètres, portant la largeur de l'ouvrage à 10,4 mètres une fois l'épaisseur des dispositifs de fixation des garde-corps ajoutés (voir fig. 6.88).

C'est la largeur de ces accotements qui définit la largeur des arcs dont le nombre est porté à trois. Chacun de ces arcs est liaisonné au tablier à l'aide d'un voile transversal, dont la forme en X est caractéristique de l'ouvrage :

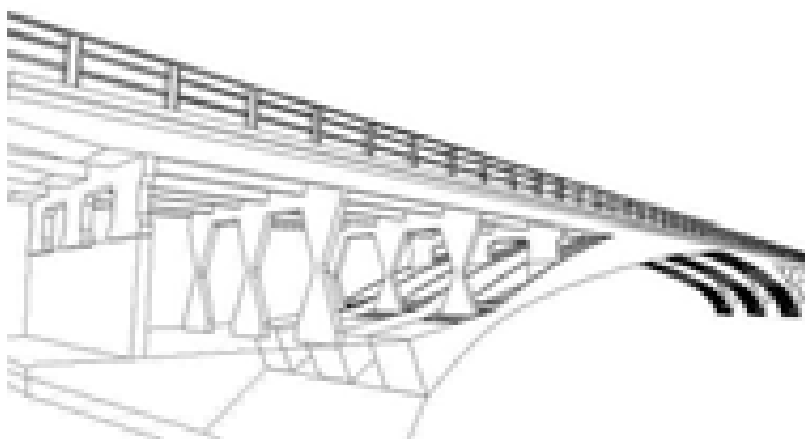


Fig. 6.86 : vue perspective des ouvrages en béton du pont de Vessy (1936) d'après un travail de Park Juyoung [en ligne]

Comme pour le pont du Salginatobel, le processus de conception est émaillé de validations sous la forme de calculs algébriques et d'épure de *statique graphique*.

Dans le cas de la validation des voiles transversaux, leur étude, telle que reproduite dans la note de calcul officielle, suppose une différence de température de 40°C, menant à un déplacement du tablier de 4,5 mm par rapport au point d'aplomb sur l'arc. Il considère que les extrémités du voile sont toutes deux encastrées, ce qui l'amène à placer un point d'inflexion à mi-hauteur du voile (absence de *moment de flexion*).

Il y dessine une section d'épaisseur réduite puis calcule l'effort horizontal qui serait nécessaire à produire la demi-déformation rencontrée sur la hauteur complète du voile. L'effort, multiplié par le bras de levier de la demi-hauteur de la pile, lui donne la valeur du *moment de flexion* rencontré en tête et en pied du voile, ce qui lui permet de calculer la quantité de ferrailage nécessaire.

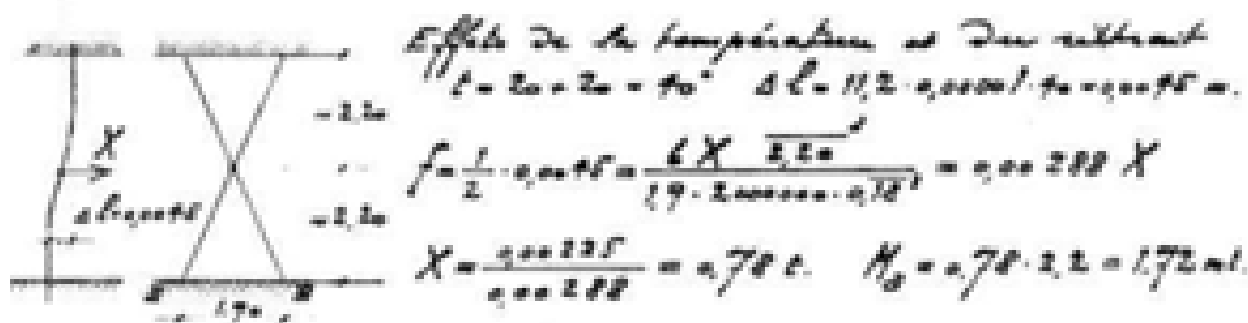


Fig. 6.87 : extrait de la page 9 de la note de calcul 319/21 du pont de Vessy, Robert Maillart, 9 octobre 1936, – source : Archives ETHZ

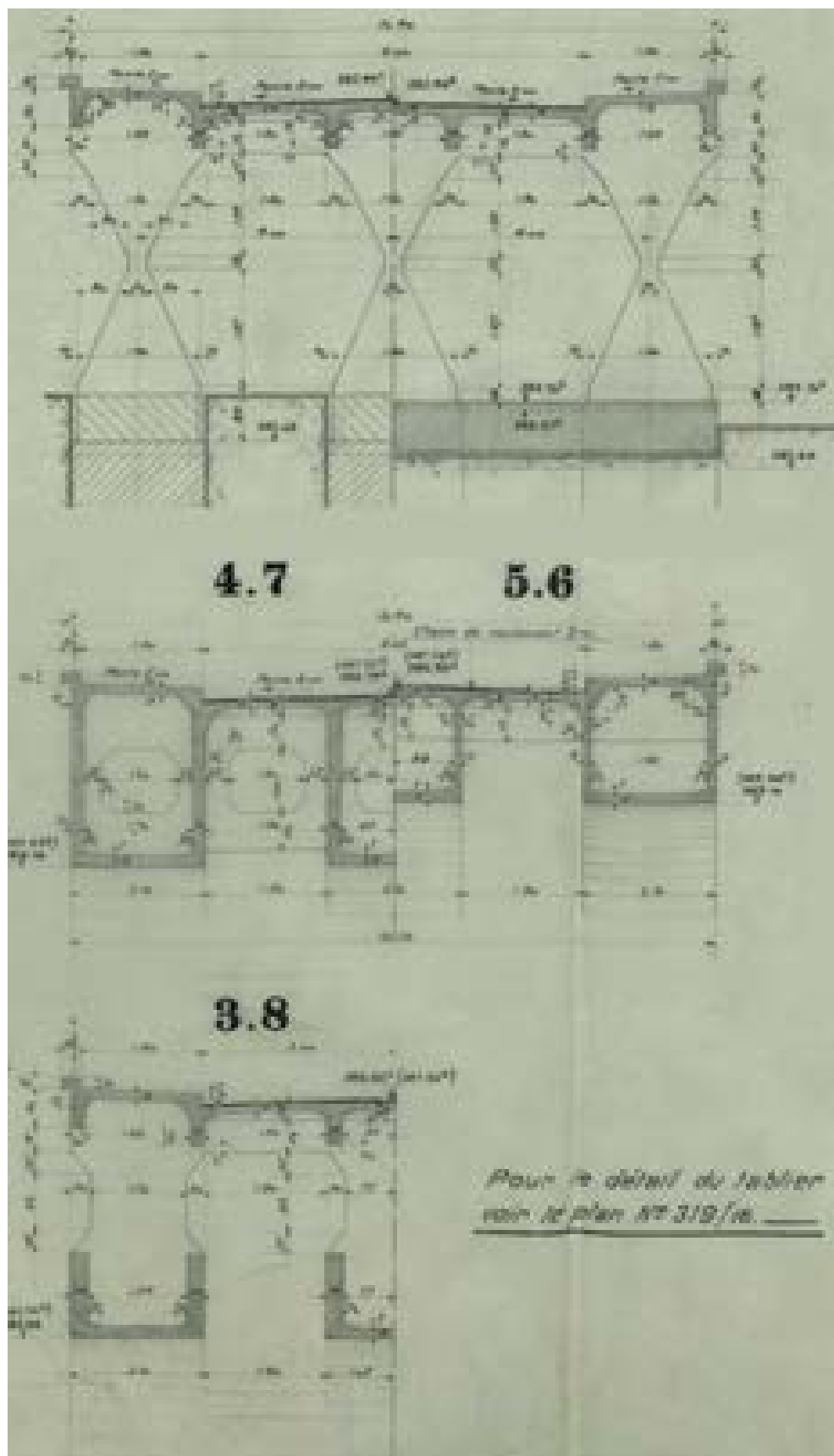


Fig. 6.88 : coupes transversales successives du pont de Vessy, extraites du plan 319/7, Robert Maillart, 7 avril 1936. Échelle 1/100^{ème} – source : dossier HS1085 RM 1935/36-1 des Archives ETHZ

Pour le dessin de la forme de l'arc, Maillart recourt à nouveau à une épure de *statique graphique*. Le brouillon de celle-ci (Fig. 6.89) est encore présent aux archives du dossier du pont de Vessy (dossier HS 1085 RM 1935/36-1 des Archives Maillart à l'ETHZ).

Le document se révèle particulièrement éloquent quant à la manière dont les validations numériques ou graphiques ont été utilisées lors de la conception.

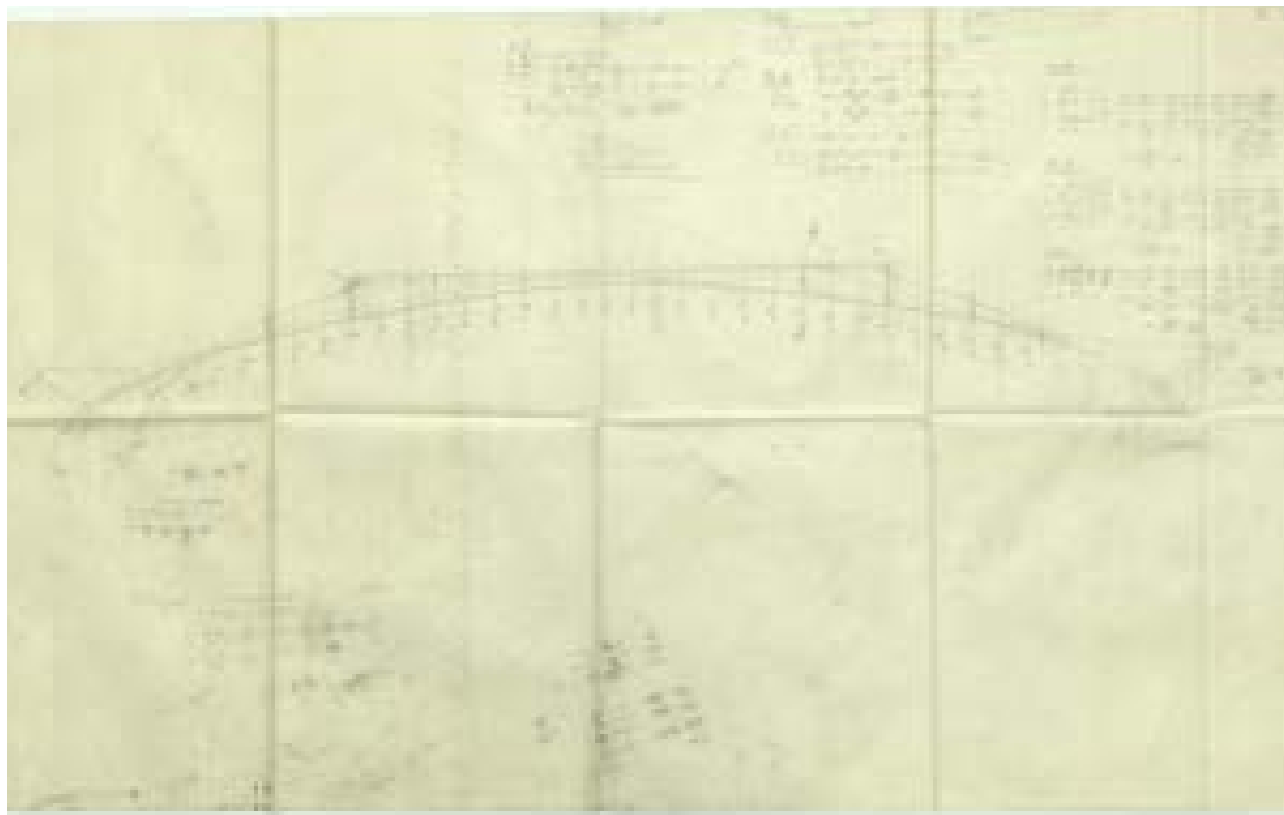


Fig. 6.89 : épure de conception des arcs extérieurs du pont de Vessy, Robert Maillart, non daté (probablement 1935). Échelle : 1/500^{ème} – source : dossier HS 1085 RM 1935/36-1 des archives ETHZ

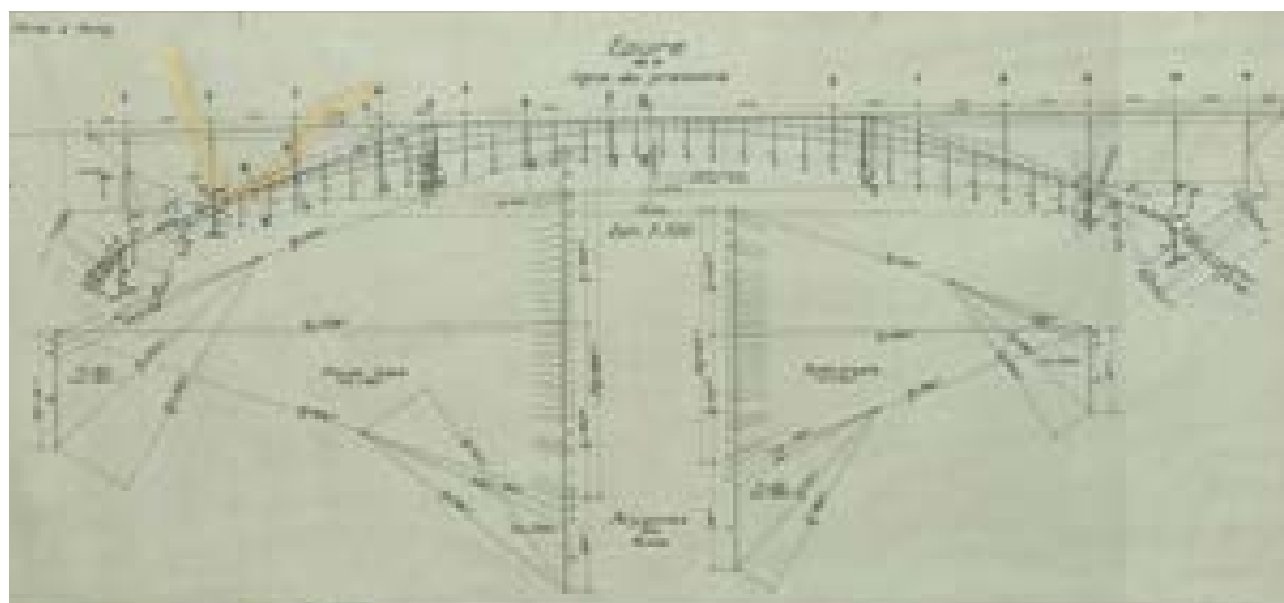


Fig. 6.90 : épure de la ligne des pressions dans l'arc du pont de Vessy (plan n°319/21[a]), R. Maillart, non daté (probablement 1935). Échelle : 1/500^{ème} – source : dossier HS 1085 RM 1935/36-1 des archives ETHZ

De ce brouillon qui définit une forme d'arc présentant, comme à Felsegg, un profil légèrement brisé à la clef, sera tirée une épure réalisée à l'encre, puis les plans d'exécution. Alors qu'au Salginatobel on a rencontré trois épures successives, à Vessy, entre l'unique brouillon de l'arc présent aux archives et le plan de coffrage officiel (plan n°319/7 du 7 avril 1936, complété les 4 mai et 3 octobre 1936), la forme de l'arc n'évolue absolument pas. La méthode suivie semble maintenant directe et automatique.

On peut examiner la manière dont Maillart a fait usage de l'épure de *statique graphique* sur le brouillon. Comme au Salgintobel, il y a un seul cas de charge (*ligne des charges* unique), apparemment pour le poids propre, et deux *polygones des forces* pour deux *polygones funiculaires*. Pareillement, l'un des deux polygones trouve ses rayons extrêmes orientés selon un angle de *45 degrés*. Cependant, il est cette fois en compression, plutôt qu'en traction comme au Salginatobel. L'objectif de ce *polygone des forces* orienté à *45 degrés* est le même qu'au Salginatobel : déterminer l'emplacement de la *résultante* des charges appliquées, qui permet de tracer l'orientation de la réaction d'appui, qui à son tour permet d'initier le tracé du nouveau *polygone des forces* afin de définir la trajectoire de la ligne des pressions dans l'arc.

Comment la section de l'arc est-elle définie?

Dans la mesure du possible, l'arc est un pur *caisson* rectangulaire (voir *fig. 6.88*), sans débords ni empattements comme au Salginatobel, qui se scinde en deux U opposés à l'approche des rotules d'appui. La largeur des caissons est arrêtée à *1,9 mètres* et leur hauteur est définie par la forme du profil latéral de l'arc. Comme au Salginatobel, la partie centrale du dessus de l'arc est la surface du tablier, près des appuis, la surface supérieure est limitée par un arc de cercle d'un rayon de *50 mètres*.

Quant à la face inférieure, elle est aussi tracée par deux arcs de cercle successifs : de *100 mètres* pour les deux premières travées transversales en partant de la naissance de l'arc puis, tangent au premier, d'un rayon de *150 mètres*. Les rayons des deux arcs de cercle centraux ne sont pas situés au droit de la clef de l'arc, mais décalés de cet axe de manière à fabriquer une légère forme d'ogive au centre.

Là où le recours au tracé d'un arc de cercle au Salginatobel avait permis à Maillart d'achever la partie centrale du profil de son arc avec un plein cintre, à Vessy, l'arc de cercle lui permet d'approcher au mieux la ligne des pressions de l'arc en fonction de l'effort de flexion qui y sera rencontré, cette fois à cause d'une charge ponctuelle mobile considérable.

On peut d'ailleurs soupçonner Maillart d'avoir voulu forcer la ligne brisée de l'arc en remontant le centre de gravité de la rotule centrale le plus haut possible dans la section, jusque dans l'épaisseur de la dalle supérieure du tablier (voir *fig. 6.63, p. 199*).

Pourquoi avoir à nouveau considéré le poids propre seul pour le tracé de la *ligne des pressions* utilisée pour le calcul de l'arc ? La raison se trouve sur la seconde épure, réalisée à l'encre. On y rencontre deux *lignes des charges*, pour deux cas de charges distincts : le poids propre seul, pour la première ; l'ensemble des charges, pour la seconde (surcharge = 500 kg/m^2 répartis). On constate d'emblée que les *polygones funiculaires* qui en résultent, et qui ne sont autres que les deux *lignes des pressions* respectives, sont pratiquement confondus le long de l'arc. (Il se distinguent de manière plus marquée par l'orientation de la réaction d'appui.) Partant, il est relativement équivalent de se baser sur l'un ou l'autre cas de charge pour le tracé de la *ligne des pressions* de référence.

On peut cependant s'interroger sur la raison de la proximité de ces deux tracés de la *ligne des pressions*. Au Salginatobel, les charges les plus importantes, sur la *ligne des charges*, sont rencontrées à proximité des naissances de l'arc. Ici à Vessy, l'arc est beaucoup plus plat, ce qui d'une part réduit la hauteur des voiles d'appui transversaux. Mais d'autre part, Maillart a encore allégé ceux-ci... en leur donnant une forme de **X** caractéristique de ce pont.

C'est, à nouveau, remarquable d'ingéniosité.

Si on regarde la manière dont évolue la longueur des vecteurs qui constituent la *ligne des charges* permanentes, leurs longueurs sont pratiquement constantes, tout comme les charges. Puisque la charge répartie fournit des incréments égaux sur le tablier, le rapport des longueurs des vecteurs des charges n'est pas fondamentalement modifié, ce qui explique à l'arrivée la similarité des deux *lignes des pressions*.

Sur l'épure tracée au brouillon (*Fig. 6.89*), on remarque que le papier est parsemé de calculs algébriques. Ils ont trait aux calculs des contraintes dans cinq sections transversales successives de l'arc, contraintes qui naissent d'une géométrie imparfaite au regard de la *ligne des pressions*, puisqu'il est question de garantir une face supérieure horizontale à la partie centrale de la ligne de l'arc.

On retrouve ainsi tout à droite, le calcul arithmétique des caractéristiques mécaniques des trois sections transversales de la partie centrale de l'arc. Ailleurs, on trouve au milieu en haut la vérification des contraintes supérieures et inférieures dans chacune des cinq sections successives ; en bas de la page, l'étude de la rotule d'appui ; sous les massifs de fondation, le calcul des contraintes du sol et leur répartition.

Ce dernier calcul est repris sur une autre épure esquissée au brouillon (*Fig. 6.91*), où des calculs algébriques sont rencontrés de la même manière en appoint aux vérifications graphiques des efforts.



Fig. 6.91 : épure de conception des culées du pont de Vessy, Robert Maillart. Culée rive gauche 30 août 1935 ; culée rive droite : 20 septembre 1935. Échelle : 1/500^{ème} – source : dossier HS 1085 RM 1935/36-1 des archives ETHZ

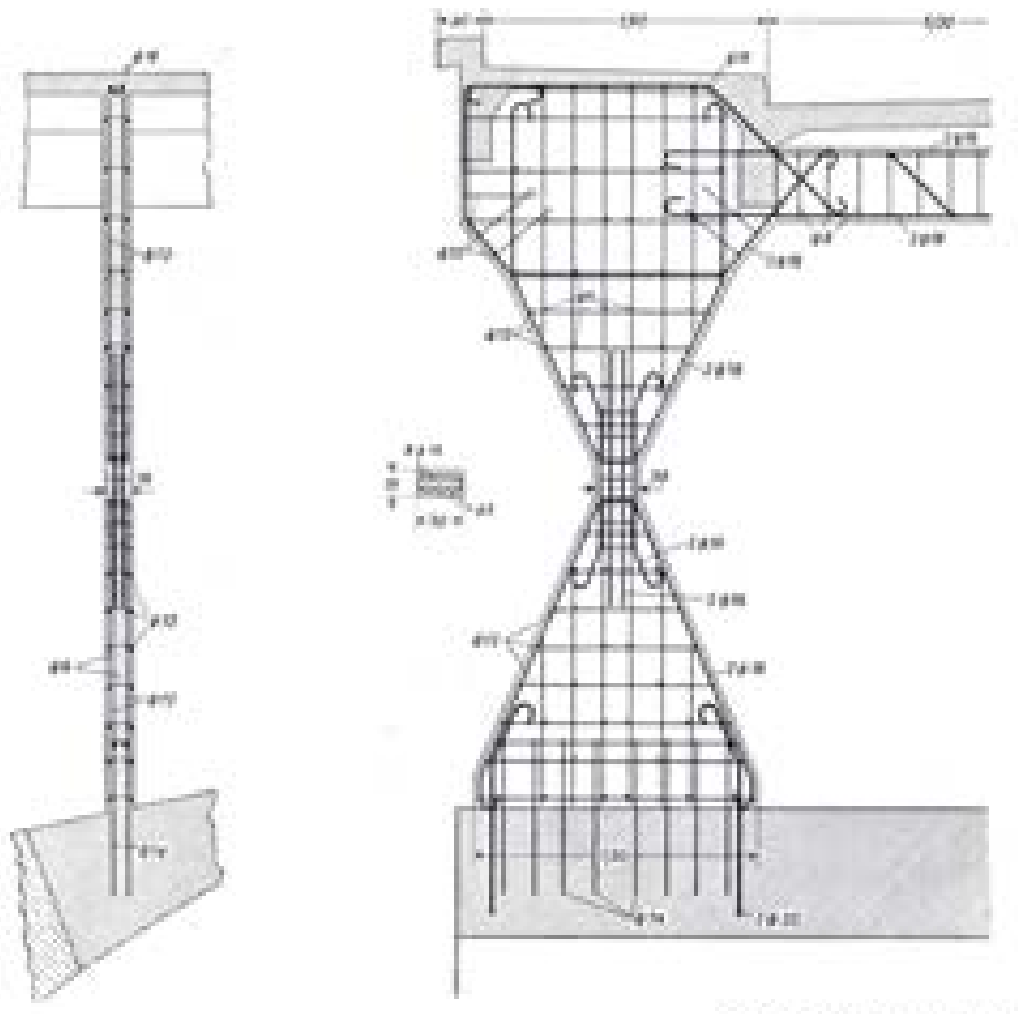
Une étude approfondie des réactions d'appui est à nouveau rencontrée sur la dernière épure à l'encre (*Fig. 6.90, p.226*), attestant de l'importance de cette partie de l'étude pour la conception du pont, tout en démontrant à nouveau combien la *statique graphique* est un auxiliaire précieux pour le calcul des massifs de fondation.

Le solde des calculs, qui ont trait entre autres aux charges ponctuelles mobiles, sont traités de manière algébrique. Maillart n'a cette fois pas besoin de recourir aux *lignes d'influence* pour le calcul des arcs, tout au plus en fait-il usage pour positionner les trains de véhicules sur la largeur de l'ouvrage, pour déterminer les cas de charge les plus défavorables.

Pour le calcul des arcs, il utilise les *moments de flexion* dus au poids propre – qu'il a obtenus grâce aux calculs menés sur l'épure de l'arc au brouillon (*Fig. 6.89*) – associés aux *moments de flexion* dus aux charges

La valeur de ces *moments* est obtenue par des calculs d'équilibre en rotation élémentaire des forces en présence, autour du point où on veut la valeur du *moment de flexion* ; l'effort de flexion interne équilibrant celui des charges appliquées. Ces dernières sont : les réactions d'appui et les éventuelles charges appliquées qui seraient présentes entre l'extrémité de l'arc (où sont appliquées les réactions) et le centre de la rotation.

L'ouvrage ayant été entièrement étudié en 36 pages de calcul et une épure, le concepteur est à présent en mesure d'aborder le dessin détaillé et des ferraillements.



On a déjà rencontré plus haut quelques planches de ferrailage appartenant à cet ouvrage (voir *fig. 6.61* et *fig. 6.63*). Il n'y a plus de réelle nouveauté par rapport aux ouvrages précédents, considérés comme parfaits lors de leur examen. Mentionnons cependant le détail de ferrailage des voiles transversaux, toujours aussi bien conçus, plutôt dans la perspective de ce qu'ils pourraient être pour la conception d'un ouvrage de

structure. Le détail serait parfait pour concevoir une rotule « élastique » (qui reprendrait sa forme en l'absence de sollicitation) , se muant en *rotule plastique* en cas de nécessité.

Enfin, il reste l'organisation de l'approche constructive de l'ouvrage, qui est une composante essentielle pour conduire à bonne fin la réalisation d'un ouvrage comme le pont de Vessy.

Pour aborder cet aspect, on peut se référer à l'ensemble des documents qui ont été édités à l'occasion de l'étude du dossier. Parmi les 27 plans du dossier de Vessy (Fig. 6.93), deux ont trait à la programmation des travaux ; un, au dessin du cintre ; un, au tableau comparatif des soumissions ; deux, au dessin des reprises de bétonnage ; deux, aux détails des suspensions de conduites et des passerelles de montage ou de révision ; deux, aux détails de corniches ; un, au dessin des gardes-corps.

En définitive, sur les 27 plans, seuls 13 plans décrivent l'ouvrage dans les aspects fondamentaux de sa structure ; pour les autres, quatre ont trait à l'équipement de l'ouvrage et le reste organise la construction ou son contexte.

Ceci démontre toute l'importance des sujétions par rapport à la morphogenèse pour achever l'étude d'un tel ouvrage de structure.

1935/36-1	Brücke über die Arve bei Vessy-Genf, RM, i Bewirtschaftungssyndikat Vessy und Umgebung, Ausführung: Ed. Favre, Genf.
	27 Pläne* + 1 Boss.Berechnungen (RM/T), 24 Ph., + 1 Cl., 1 Bericht, 10 Briefe (RM), Dok.
	*Ph 319
1p	Projekt an Behörde
2p	Ein. zweigleisiger Eisenbahnbr.
3a	Cintre
4p	Programm des Trassé
5p	Programm des Trassé
6p	Kalkül der Pfeilerfundamente
7p	Collage des poutres
8p	Articulation des poutres
9p	Articulation des poutres
10p	Articulation des poutres
11p	Articulation des poutres
12p	Articulation des poutres
13p	Articulation des poutres
14p	Articulation des poutres
15p	Articulation des poutres
16p	Articulation des poutres
17p	Articulation des poutres
18p	Articulation des poutres
19p	Articulation des poutres
20p	Articulation des poutres
21p	Articulation des poutres
22p	Articulation des poutres
23p	Articulation des poutres
24p	Articulation des poutres
25p	Articulation des poutres
26p	Articulation des poutres
27p	Articulation des poutres

Fig. 6.93 : liste des pièces aux archives pour le dossier HS 1085 RM 1935/36-1 du pont de Vessy, Robert Maillart, 1936 – source : Archives ETHZ

Enfin, comme de coutume, la conception de l'ouvrage s'achève d'une manière similaire aux autres ponts de Maillart : par l'essai de mise en charge de l'ouvrage.

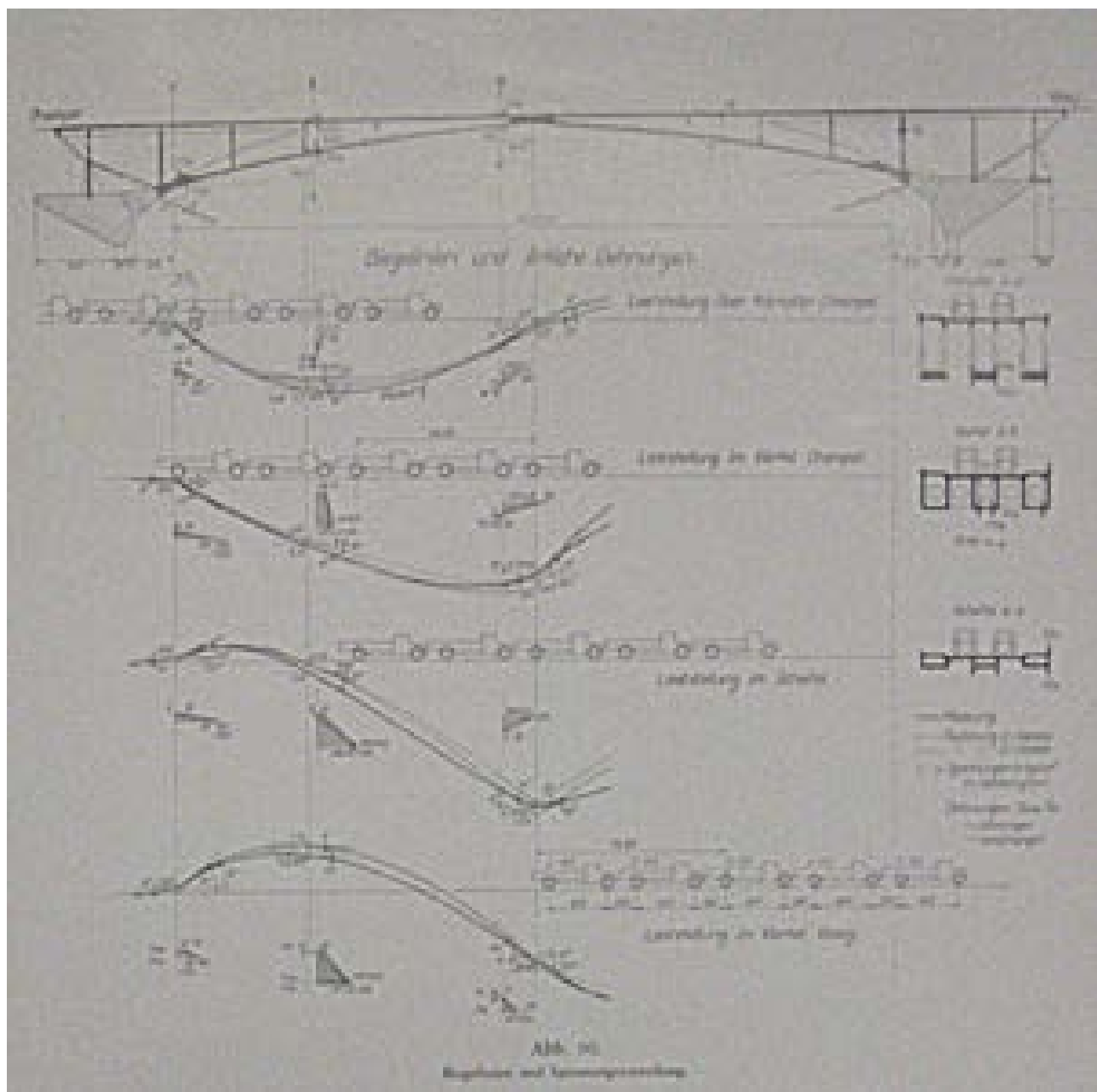


Fig. 6.94 : extrait de la page 11 du rapport du professeur Mirko Roš sur les essais menés sur le pont de Vessy. Tracés des déformées de l'arc comparées aux résultats du calcul, 1938, hors échelle – source : cliché de l'auteur du rapport au dossier HS 1085 RM 1935/36-1 des archives ETHZ

Le projet du pont de Vessy est un projet de maturité. D'une part parce que Maillart est alors âgé de 64 ans en 1936, sa carrière connaissant un terme quatre ans plus tard lorsqu'il décède.

D'autre part, parce qu'il s'agit d'une des formes d'aboutissement que connaîtra l'arc à trois articulations en béton armé, d'après les principes structuraux et les dispositions formelles que Maillart lui attribue.

Nous avons vu que la méthode de conception adoptée n'apporte guère de nouveauté par rapport à la manière de faire sur le Salginatobel. Dans son application à Vessy, elle semble cette fois plus directe et volontaire.

Bien que le dossier des archives de l'ouvrage soit fort complet, on y rencontre moins de planches de travail que pour le dossier du Salginatobel dont Ernst Stettler, le collaborateur de Maillart sur le dossier, nous disait que les honoraires étaient insuffisants à en faire l'étude.⁴⁸

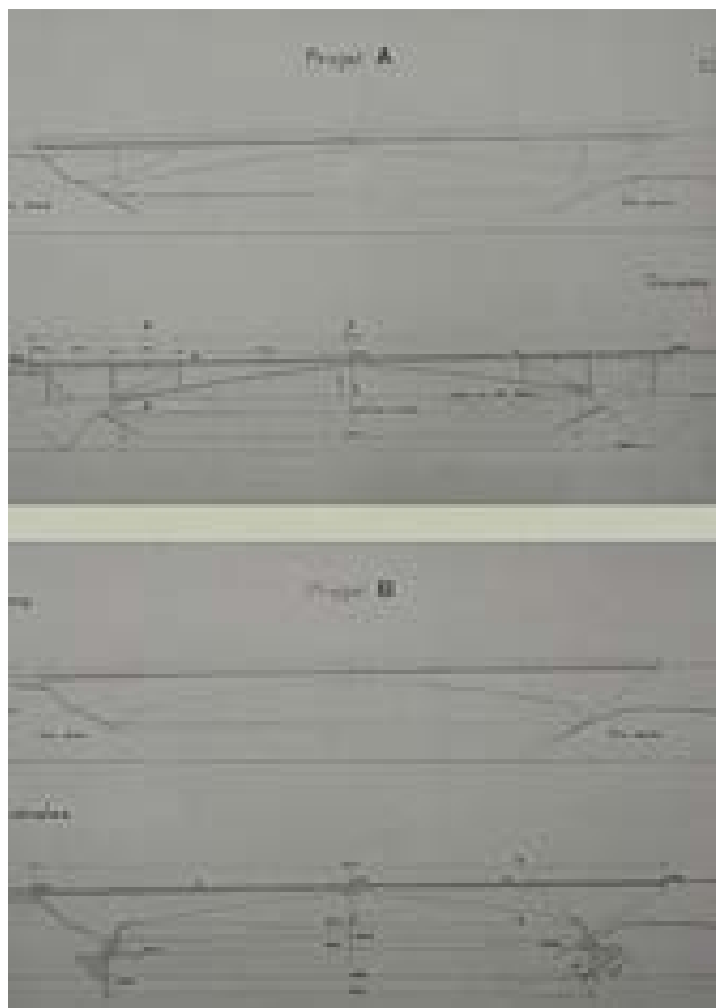


Fig. 6.95 : avant-projets A et B pour le pont de Vessy 1935, hors échelle – source : dossier HS 1085 RM 1935/36-1 des archives ETHZ

Pour l'anecdote, Maillart dessine cependant deux avant-projets pour Vessy, l'un étant le projet réalisé et l'autre étant un de ses fameux arcs excentrés (fortement fléchis car le tracé de la ligne moyenne s'écarte fortement de la *ligne des pressions*).

Maillart aurait aimé voir cette deuxième option réalisée. Bien que plus coûteuse, cette solution aurait été, à ses dires, moins sensible aux mouvements des massifs de fondation déposés dans le lit de la rivière. De ce nouveau type d'arc, on ne connaîtra d'ailleurs qu'une seule réalisation : à Innertkirchen en 1934.

Ce qui est cependant frappant à Vessy, c'est la perfection de la forme dans tous ses détails, tout comme la méthode sans ambages qui a été utilisée par Maillart pour parvenir à ses fins. Dans la manière de dessiner les sections, il oriente à présent ses choix pour se défaire de toute convention formelle, tout en donnant à lire les règles du principe structural. C'est le premier ouvrage où Maillart parvient à dessiner une solution satisfaisante pour les garde-corps et leurs supports qui soit esthétiquement réussie, tout en respectant le statut de l'arc qui en est mécaniquement indépendant.

Vessy, c'est aussi l'ouvrage où, tout à coup, des règles géométriques s'immiscent dans les tracés ou se substituent complètement aux formes obtenues par l'application stricte des règles de la statique. Et on peut supposer que Maillart ait voulu forcer cette géométrisation de son ouvrage en remontant le niveau du noyau de la rotule située à la clef de l'arc.

Cette insistance va de pair avec une volonté d'enfin épurer le tracé des lignes de ses ouvrages. Après Vessy, Maillart ne dessinera plus que deux ponts en arc à trois articulation : à Garstatt et à Lachen.

48 Billington [1974], p. 69

Le pont que Maillart dessine pour la ville de **Garstatt** en 1939 franchit la rivière Simme avec un angle proche des 45 degrés. C'est une nouveauté pour les arcs à trois articulations, même si Maillart a déjà été confronté au problème auparavant pour ses ponts en poutres massives.

Maillart résout simplement le problème en décalant en plan l'un des deux arcs par rapport à l'autre. Depuis qu'il en est venu à la solution de multiplier des arcs parallèles, indépendants dans leur fonctionnement, si ce n'est par la dalle de tablier comme à Vessy, la solution s'impose d'elle-même pour le problème rencontré.

Mais ce qui fait du pont de Garstatt une nouvelle étape marquante dans le dessin des arcs à trois articulations, c'est la forme que Maillart donne à ces arcs vus de profil, poussant encore plus loin une tendance amorcée à Vessy :



Fig. 6.96 : pont de Garstatt sur la Simme, Robert Maillart, 1940. Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Le pont étant beaucoup plus court, le tracé de ses deux lignes supérieures et inférieures sont devenues rectilignes. Le pont de Vessy voyait son arc particulièrement tendu ; lors de l'avant-projet (voir *fig. 6.95*, projet A), les lignes de l'arc étaient pratiquement droites. C'est devenu le cas à Garstatt.

De fait, puisque le pont est fort court, il n'est pas nécessaire d'ajouter des voiles transversaux à l'arc pour y déposer le tablier ; ce dernier est en mesure de porter seul plus du quart de la portée. Sitôt l'arc détaché du tablier, et au vu de la faible incidence du poids propre, il est juste de tracer cet « arc » tout à fait droit. En soi, les deux arcs de cercle successifs de Vessy étaient déjà une sorte de formalisme que celui de Garstatt, simple et direct, vaut bien.

Dans la logique d'un Maillart épris de simplicité et d'économie des moyens, c'est en effet la solution la plus rationnelle pour le tracé de l'arc. On remarque qu'il ne manque plus grand-chose à ce nouveau prototype pour adopter la forme d'un pont à béquilles (voir *fig. 6.69*, p. 204) pour équilibrer les longueurs de franchissement du tablier à proximité des culées et dans sa partie centrale. Mais ce ne serait plus alors un ouvrage à trois articulations.

Quant à la forme adoptée par le pont de Garstatt, on peut y voir l'aboutissement des formes et des principes du pont de Tavanasa (*Fig. 6.9*, p. 152), le premier arc à trois articulations ayant un caractère réellement consistant avec la technologie du béton armé.

D'une manière similaire, on pourra voir, dans le pont suivant, une forme d'aboutissement du pont de Vessy, bien que le premier ait un arc d'une portée de 40 mètres alors que le second atteignait les 56 mètres.

Après le pont de **Garstatt**, Maillart dessine encore un dernier pont en arc, qu'il ne verra pas réalisé. Il s'agit d'un pont routier par-dessus deux voies de chemin de fer. Comme à Garstatt, la traversée se fait de biais, pareillement d'un angle de 45 degrés. La solution est la même : deux arcs décalés l'un de l'autre en plan.

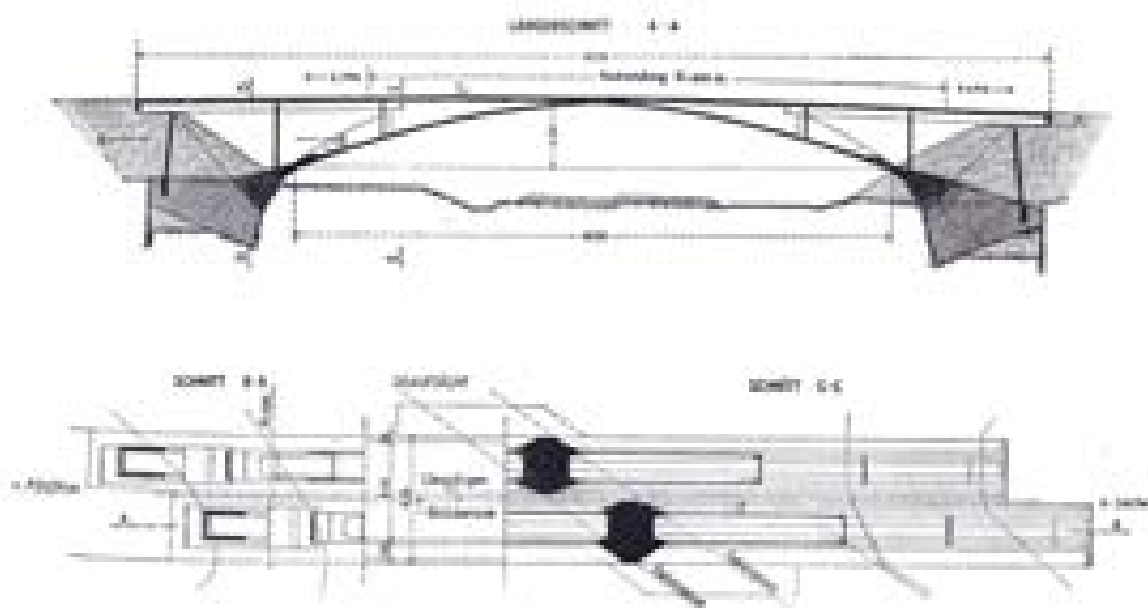


Fig. 6.97 : pont de Lachen, Robert Maillart, 1940. Échelle 1/500^{ème} – source : **Bill [1955]**, p. 144.

Mais si la portée est plus longue, Maillart ne recourt pas aux voiles transversaux caractéristiques du pont de Vessy. Les deux arcs prennent un léger galbe, mais sont entièrement distincts du tablier dès qu'ils ne constituent plus ensemble une seule et même section, comme dans la partie centrale de l'ouvrage. L'impression qui s'en dégage est celle d'un pont aux lignes étonnamment modernes, où des arcs aux lignes franches et d'un étonnant raffinement jouent avec la lumière dans une singulière perfection.



Fig. 6.98 : pont de Lachen, Robert Maillart, 1940. Échelle 1/500^{ème} – source : **Bill [1955]**, p. 144.

6.6 CONCEPTION STRUCTURALE AVEC LES ARCS À TROIS ARTICULATIONS

Le *modèle structural* des ponts en arc à trois articulations compte parmi les quatre prototypes utilisés par Maillart pour concevoir des ponts et passerelles : les arcs à trois articulations, les arcs à forte excentration de la *ligne des pressions*, les poutres droites continues et les *arcs raidis*. Le premier a fait l'objet de ce chapitre, les deux suivants ont été étudiés dans le *chapitre 5* qui aborde la personne de Robert Maillart et l'approche qu'il a du métier d'ingénieur, le dernier type sera l'objet du prochain chapitre.

Ce chapitre qui s'achève nous a permis d'appréhender la manière dont Maillart a travaillé à la conception structurale des ponts en arcs à trois articulations. Nous avons vu que le principe structural des trois articulations dans un arc permet du point de vue théorique de résoudre les problèmes des mouvements de l'arc et de ses appuis. Plus loin, il permet de rendre une structure d'arc *isostatique*, beaucoup plus simple à étudier que les ouvrages *hyperstatiques* dotés de conditions de liaison internes ou externes supplémentaires. Le concept est donc celui d'une structure en arc qui s'accommode aisément de petites modifications de sa géométrie par les rotations que permettent ses articulations d'appui ou à la clef.

Pour le dessin – c'est-à-dire la conception – de la forme, Maillart recourt au résultat d'épures de *statique graphique* et à des règles géométriques.

La *statique graphique* est à la fois un outil qui lui permet d'estimer les efforts rencontrés dans l'ouvrage (une forme de calcul mené à l'aide de constructions graphiques), et une méthode qui lui permet de définir la *ligne des pressions* d'un arc à laquelle la *ligne moyenne* de l'arc est supposé rester fidèle dans son tracé. L'outil lui permet également de tracer les orientations des *résultantes* des différentes forces en présence, permettant le tracé de tangentes aux trajectoires d'effort, ou d'orienter au mieux sur le dessin les surfaces d'appui de l'ouvrage.

A côté des méthodes de la *statique graphique*, qui fournissent les tracés idéaux compte tenu des règles de la Statique, une adaptation est nécessaire aux contraintes d'utilisation ou d'édification. Lors du tracé des profils, Maillart se voit contraint de se fixer la règle de géométrie qui lui permettra de décrire les formes et de s'assurer de leur constructibilité. Ce peut être grâce à un relevé à distance régulière des lignes qui délimitent la forme ou à l'aide des entités de la géométrie, comme les arcs de cercle ou les lignes droites.

C'est aussi à cette étape qu'interviennent des contraintes liées à l'utilisation ou quant à la forme idéale que l'ingénieur a jugé la plus pertinente pour le projet en cours, comme le tracé d'un plein cintre pour la ligne inférieure de l'arc au Salginatobel.

Deux contraintes de nature géométriques fondamentales sont rencontrées par l'ingénieur à cette étape pour l'autoriser à faire usage de la *statique graphique* de la manière rencontrée dans ses projets : la symétrie et les modalités d'articulation.

Les articulations, au nombre de trois, doivent être présentes à la clef de l'arc et à proximité de ses appuis. Leur emplacement est symétriques par rapport à l'axe vertical qui passe par la clef de l'ouvrage vu de profil.

La symétrie du tracé, de part et d'autre de cette ligne verticale, est également indispensable pour ne s'autoriser à faire le tracé que de la moitié de l'arc pour son étude.

Pareillement, la *coupe transversale* de l'ouvrage est symétrique par rapport à un axe vertical qui passe par son centre, sinon l'ingénieur n'est plus en mesure de déterminer le comportement réel de l'ouvrage avec les outils utilisés. On ne rencontre par conséquent aucun pont courbe qui serait réalisé sur base de ce prototype.

La symétrie est une composante essentielle du travail mené sur les arcs à trois articulations, à un point tel que les épures du Salginatobel et du pont de Vessy sont toutes deux symétriques dans leurs tracés respectifs pour la conception, alors que chacun de ces ouvrages a dans la réalité un tablier légèrement incliné sur sa longueur.

La *statique graphique* est utilisée de surcroît comme un outil qui permet la validation des dessins en cours d'élaboration simultanément à leur tracé. Elle n'est pas en cela le seul outil utilisé. On rencontre sur le support même du dessin de nombreux calculs algébriques élémentaires ayant trait aux dispositions en cours de définition.

Pour que l'ensemble de ces validations, qu'elle soient algébriques ou menées en *statique graphique*, soient efficaces en cours de conception (dessin) de l'ouvrage, elles doivent nécessairement être simples, rapides, et directes. Les méthodes employées doivent dès lors être rudimentaires, tout autant que les *modèles structuraux* auxquels elles s'appliquent. Une trop grande complexité dans la définition des *modèles structuraux* devient une entrave à la marche du processus de la conception qu'il ralentit et re-questionne de manière inappropriée car déjà trop précise au vu de l'état de définition du projet.

Le caractère élémentaire des modèles se définit par leur description géométrique, pour laquelle la symétrie verticale du dessin est une composante essentielle, mais aussi dans le *comportement structural* qui leur est prêté.

Ainsi, dans la conception de ces ouvrages, Maillart et ses collaborateurs ne se soucient pas une seule seconde de l'influence que pourrait avoir la structure du tablier sur le *comportement structural* des arcs, qui sont dès lors considérés comme isolés lors du calcul.

Ainsi, en cours de conception, Maillart simplifie les conditions géométriques de son ouvrage, et les conditions d'application du calcul à l'aide de la définition du *comportement structural* dont il se sert pour caractériser les parties de l'ouvrage.

Comme pressenti dans le tour d'horizon du *chapitre 2* sur la conception structurale, le travail du détail est une composante essentielle de la mise en place du nouveau projet. Sur la question de l'articulation, par exemple, où Maillart se révèle être un réel découvreur, nous avons été en mesure de juger de toute la complicité qu'entretient le dessin du détail avec la définition du principe structural employé, que ce soit à l'échelle du détail ou de l'ensemble de la structure.

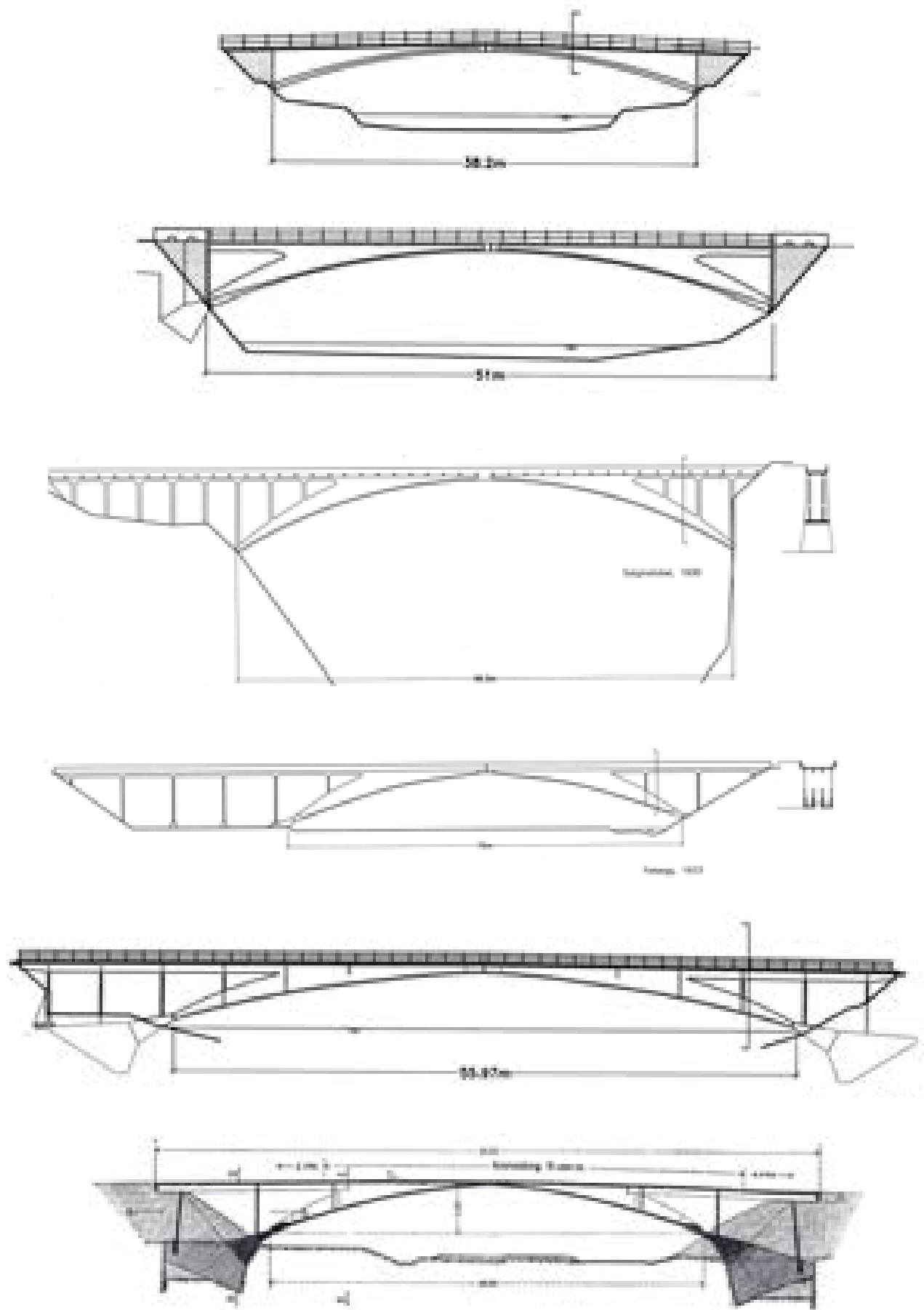
Maillart ne néglige pas davantage les questions de constructibilité et de mise en oeuvre de ses projets.

Au départ de cette manière de faire, on voit le concept d'arc à trois articulations en béton armé se définir progressivement jusqu'à la conception de Tavanasa (1905), pour ensuite évoluer ou s'adapter en fonction des contraintes particulières propres à chacun des projets étudiés : le Salginatobel (1929), le pont de Felsegg (1933), de Vessy (1935), de Garstatt (1939), et de Lachen (1940).

A mon avis, pas une de ses réalisations ne s'avère moins pertinente qu'une autre. Toutes intègrent à leur manière l'ensemble des contraintes particulières propres au projet, fussent-elles être des contraintes culturelles quant à la forme que doit adopter un arc, alors « nécessairement » en plein cintre en son centre, comme au Salginatobel. D'ailleurs, dans le tracé de ce dernier, l'évolution des caractéristiques mécaniques des *sections transversales* tout au long de l'arc est tout à fait correcte par rapport aux efforts rencontrés.

On peut alors soupçonner Maillart, après la conception d'un de ses arcs à la ligne brisée, d'avoir voulu en faire un élément de style personnel qu'il a dû opposer à ses anciens projets pour en asseoir la pertinence.

Fig. 6.99 : Pont de Zuoz (1/500^{ème}), de Tavanasa (1/500^{ème}), du Salginatobel (1/1000^{ème}), de Felsegg (1/1000^{ème}), de Vessy (1/500^{ème}), et de Lachen (1/500^{ème}), Robert Maillart, ingénieur – source : dessins de l'auteur à l'exception du pont de Lachen in **Bill [1955]**, p. 144. (Page de droite)



7. LES ARCS RAIDIS

TABLE DU CHAPITRE

7.1 CONTEXTE ET DÉFINITION

7.2 ORIGINE DU CONCEPT

7.2.1 L'INCIDENT D'AARBOURG

7.2.2 L'ORIGINE THÉORIQUE DU CONCEPT

7.2.3 LES PREMIÈRES RÉALISATIONS (1924)

7.3 LE PONT DU VALTSCHIELBACH (1925)

7.3.1 LA FORME ET LA CONCEPTION

7.3.2 LE CONCEPT DU FONCTIONNEMENT STRUCTURAL

7.3.3 MODÉLISATION ET SIMULATION NUMÉRIQUE

7.4 PONTS TARDIFS ET TRAVERSÉES COURBES (1930-1934)

7.4.1 LE PONT SUR LA LANDQUART (1930)

7.4.2 LE PONT SUR LE SCHWANDBACH (1933)

7.4.3 LA PASSERELLE SUR LA TÖSS (1934)

7.5 DISPOSITIONS CONTEMPORAINES

7.1 CONTEXTE ET DÉFINITION

Parmi les types structuraux mis en avant par Robert Maillart, celui des *arcs raidis* est certainement celui qui a suscité le plus de débats et de polémiques. Là où l'arc à trois articulations ou la poutre continue suggèrent un fonctionnement unique et en accord avec la pratique de la Théorie de l'élasticité, l'*arc raidi* nécessite, pour être compris, un sens élevé des comportements structuraux élaborés.

Derrière le comportement structural de l'*arc raidi*, se cachent deux mécanismes distincts, qui collaborent – ou entrent en conflit, selon le point de vue que l'on adopte – pour la reprise des charges ; leur activation respective est fonction du type de sollicitation rencontré. Ces deux mécanismes sont : la structure caténaire en compression, matérialisée par un arc, et la poutre continue en flexion, matérialisée par le tablier. Les caractéristiques de fonctionnement de la structure, prise dans son ensemble, sont définies par les modalités de liaisons qui existent entre les deux éléments. Cet aspect des choses sera détaillé plus loin dans le chapitre.

Le type structural de l'*arc raidi* n'appartient pas au vocabulaire de Robert Maillart dès le début de sa pratique professionnelle. La première réalisation de ce type est construite quand Maillart est déjà âgé de 52 ans. C'est donc un concept structural de maturité. On ne rencontrera des réalisations structurales de ce type que pendant 10 ans ; au-delà, il semble que Maillart n'ait plus eu l'occasion d'en construire.

Comme nous le verrons, il est inexact de dire que Maillart abandonne le concept. D'une part il l'utilise pour des projets (non réalisés) conçus jusqu'en 1937 ; d'autre part, notre hypothèse, comme nous le verrons, est qu'un autre concept structural s'y est substitué pour la construction de certains ouvrages seulement.

Comme nous l'avons vu au chapitre précédent, la période où Maillart invente l'*arc raidi* en béton armé suit de peu son retour malheureux de Russie. Le tableau ci-dessous reprend l'ensemble des ouvrages construits selon ce type structural.

# No	Nom	Lieu	Rivière	Date	Largeur (l) [m]		Portée (L) [m]	Flèche (f) [m]	Rapport L/f	Rapport f/L	épaisseur de poutre l'arc [cm]		
					circ.	tot.					min.	max.	
Arcs raidis													
1	(Innertal)	Wäggital	Schrähabach	1924	3	3,6	28,8	4,02	7,16	14,0%	18	22	134
2	(Innertal)	Wäggital	Flienglibach	1924	4	4,6	38,7	5,17	7,49	13,4%	25	35	161
3	Valtschielbach	Donath	Val Tschiel	1925	3	3,6	43,2	8,3	5,2	19,2%	23	29	124
4	Landquart	Kloosters	--- (train)	1930	4,95	4,95	30	3,8	7,89	12,7%	26	34	140
5	Spitalbrücke	Frutigen	Engstligen	1931	7	id.	30	9,2	3,26	30,7%	24	26	90
6	Ladholz	Frutigen	Engstligen	1931	2	2,32	26	7,65	3,4	29,4%	16	16	120
7		Schangnau	Hombach	1931	5	6	21	7	3	33,3%	17	19	70
8		Schangnau	Luterstalden	1931	6	6,4	12,5	4,9	2,55	39,2%	---	---	---
9		Habkern	Traubach	1932	4	4,8	40	7,15	5,59	17,9%	20	26	---
10		Habkern	Bohlbah	1932	4,5	4,82	14,4	5,3	2,72	36,8%	---	18	125
11		Hinterfultigen	Schwandbach	1933	4,9	id.	37,4	6,23	6	16,7%	20	20	90
12		Winterthur	Töss	1934	2	2,4	38	10,84	3,51	28,5%	14	14	54
(13)	MODIFIÉ	Twan-Ligerz	Twanbach	1936	OBJECTIONS DES AUTORITÉS SUR LE PRINCIPE DE L'ARC RAIDI								

Tab. 7.1: tableau synoptique des ponts en arcs raidis de Robert Maillart, d'après **Bill [1955]** et **Billington [1973]**
('circ.' renvoie à la largeur circulaire des ouvrages)

Examinons-en à présent l'origine et les principes avant de passer à l'analyse détaillée d'un ouvrage de ce type, pour ensuite en suivre l'évolution au cours du temps.

7.2 ORIGINE DU CONCEPT

7.2.1 L'incident d'Aarbourg

En 1911, Maillart conçoit un pont en béton armé à Aarbourg. Imaginé comme un arc massif sans articulation – son épaisseur varie entre 80 cm et 1 mètre – il franchit une portée de près de 68 m par-dessus l'Aar. L'arc porte de fines colonnes (20 x 25 cm), qui supportent elles-mêmes les quatre poutres qui constituent la structure du tablier. Ces colonnes sont conçues à la seule fin de transférer à l'arc les charges du tablier.



Fig. 7.1 : pont sur l'Aar à Aarbourg, Robert Maillart, 1911-12 – source : Bill [1995], p. 41

Puisque ces colonnes ne sont supposées transmettre verticalement à l'arc que le poids du tablier, et des charges qui lui sont appliquées, Maillart ne met en oeuvre aucune disposition particulière à leurs jonctions avec ce dernier. Le détail de la Fig. 7.2 montre des armatures longitudinales de poutre simplement relevées, comme dans une poutre continue commune, qui ne présentent pas de jonction étudiée avec les colonnes.



Fig. 7.2 : détail de ferrailage des poutres longitudinales sous le tablier du pont de Aarbourg. Les poutres sont conçues comme de simples éléments déposés sur les colonnes ; Robert Maillart, 1911-1912, échelle 1/100 – source : Bill [1955], p. 40

Lorsque de larges fissures apparurent dans les poutres du tablier¹, à proximité de leurs jonctions avec les colonnes – s’ouvrant en traction là où la matière est supposée être comprimée – Maillart fut appelé sur place comme expert.

Il en conclut que les fissures sont dues à l’interaction des différents éléments constitutifs du pont – les poutres du tablier et les colonnes de support – interaction qu’il avait intégralement négligée pour son étude. Dans celle-ci, les éléments étaient supposés se comporter indépendamment.

En effet, c’est pratiquement le cas sous le poids propre, pour la reprise duquel le comportement structural est semblable à celui d’un empilement d’éléments de structure. Si les charges d’exploitation sont symétriques et distribuées pareillement au précédent, c’est aussi le cas.



Fig. 7.3 : fissurations des poutres de tablier du pont d’Aarbourg – source : **Billington [1979]**, p.70.

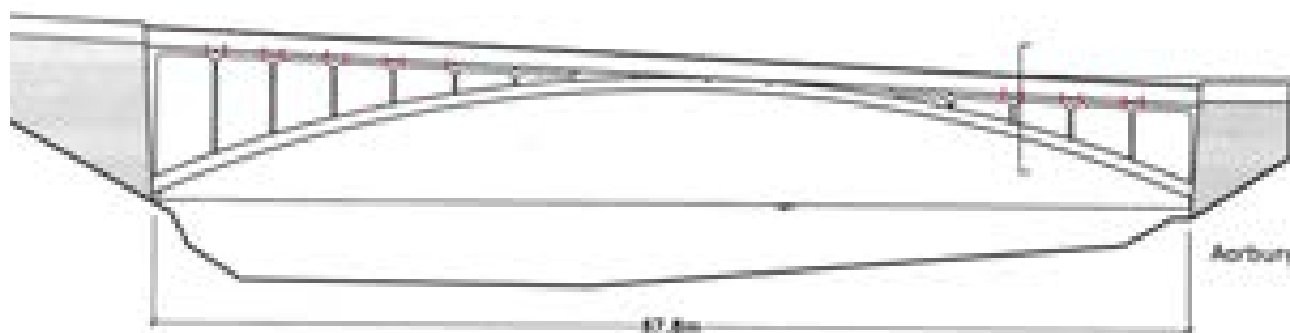


Fig. 7.4 : dessin simplifié des fissurations (en rouge de part et d’autre des têtes de colonnes) sur le pont de Aarbourg, Robert Maillart., 1912. Échelle 1/500^{ème} – dessin de l’auteur

Mais dès que les charges d’exploitation sont mobiles ou asymétriques, les déformations locales de l’arc entraînent des mouvements du tablier qui, de ce fait, subit également des efforts, tout comme les colonnes qui font la jonction entre les deux.

Si on se souvient que, d’après David Billington², il n’y a aucun indice qui permette de croire que Maillart aurait pris en compte les charges d’exploitation, pour la conception de ses ponts entre 1899 et 1913, on peut comprendre que Maillart soit passé à côté du problème. En effet, dans les structures de ponts traditionnelles en maçonnerie, les charges d’utilisation n’avaient, proportionnellement, que très peu d’influence. Concevoir en béton des structures à la fois plus légères et plus rigides a nécessité de faire évoluer les concepts structuraux employés jusque-là pour appréhender le comportement structural des ouvrages construits en matériaux pierreux.

A la suite de la mésaventure, Maillart va reconsidérer les interactions qui peuvent exister entre l’arc et le tablier des ponts ; non comme un problème à résoudre, mais comme une possibilité nouvelle d’imaginer le comportement structural des ouvrages dont l’étude lui est confiée. Ce sera le concept d’*arc raidi* (par le tablier) en béton armé.

1 **Billington[1979]**, p. 70

2 **Billington[1979]**, p. 39

7.2.2 L'origine théorique du concept

Le principe structural des *arcs raidis* (*versteifte Bogen*) consiste à reprendre, d'une manière différente les charges réparties et symétriques, des charges d'exploitation localisées.

Selon le concept, la charge symétrique du poids propre (et les charges permanentes) sont reprises par un arc funiculaire ; de leur côté, l'ensemble des charges susceptibles de faire fléchir cet arc est repris par une structure de poutre-raideur.

Dans le cas des ouvrages en béton armé, ce rôle est tenu par un tablier rigide, présentant une bonne résistance à la flexion, alors que l'arc est affiné pour n'y opposer qu'une faible résistance.

L'origine du concept d'*arc raidi* remonte aux publications de (Karl) Wilhelm **Ritter** [1877], [1883]³ sur les ponts suspendus ou en *arcs raidis* par un treillis. Il s'inscrit en cela à la suite des idées de John A. **Roebeling** et des théories de William John Macquorn **Rankine**⁴ pour la conception des ponts suspendus. Au XIX^{ème} siècle, il existait deux tendances pour la conception de ces derniers : celle qui prétendait que l'usage d'un élément de treillis-raideur était inutile, pour l'amortissement des oscillations du tablier, tendance portée par Henri **Navier** et Charles **Ellet**, son élève ; et celle qui prétendait le contraire. Une série d'accidents, dont la ruine du pont de Wheeling en 1854 et du pont de Tacoma en 1940, allaient donner raison à ces derniers.

Dès 1838, on a suggéré de faire usage de treillis-raideurs pour résoudre le problème du comportement dynamique des ponts suspendus, sous des sollicitations telles que le vent. A cette date, J.M. **Rendel** aurait notamment fait usage d'une poutre-treillis en bois, haute de 3 mètres, lors de la remise en état du pont de Montrose⁵. Dès 1855, John Roebeling ajoutera à son concept des haubans supplémentaires pour épauler le rôle du treillis, lorsque les portées des ouvrages se mirent à augmenter.

Peu après, William Rankine⁶ publiera la première étude systématique sur la question des ponts suspendus raidis. Dans sa théorie, il suppose que l'ensemble du poids mort sera uniformément réparti sur la longueur de l'ouvrage, et que la totalité de son poids sera supporté par le câble de suspente parabolique. Pour sa part, l'élément raidisseur aura pour rôle de convertir les sollicitations locales, dues aux charges d'utilisation, en une charge répartie, qui à son tour sera également supportée par le câble de suspente⁷. Pour son modèle, Rankine suppose que le câble est inextensible et que la géométrie de son tracé ne sera pas amené à être modifié par les mises en charge grâce au rôle joué par l'élément raidisseur.

A son tour, Wilhelm **Ritter**, le professeur de Robert Maillart, propose en 1883 une méthode de calcul pour les ponts suspendus, mais limitée cependant aux effets du premier ordre.

A cause de cette limitation, l'application de sa théorie aux ponts suspendus connut peu de succès. Par contre, lorsqu'il publie dès 1877 les rudiments de cette théorie, il suggère déjà le parallélisme qui existe entre un pont suspendu, où la rigidité flexionnelle du câble est négligée, et le cas limite d'un *arc raidi* par son tablier. Cette dernière théorie s'avéra beaucoup plus utile, notamment au pré-dimensionnement des *arcs raidis*.

La théorie suppose que la rigidité axiale de l'arc et la rigidité flexionnelle du tablier sont constantes tout au long de l'ouvrage. Les moments fléchissants, qui naissent des charges appliquées, sont ensuite répartis entre l'arc et le tablier en fonction d'un coefficient k , qui tient compte des différents paramètres géométriques respectifs de ceux-ci.

3 **Laffranchi et Marti** [1997], p. 1282 et **Billington** [1990], p. 26 et note 2 (chap III) p. 135

4 **Buonopane & Billington** [1993]

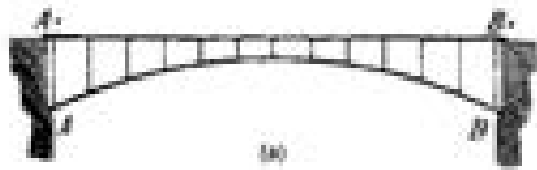
5 Ibid., p. 958

6 **Rankine** [1858]

7 **Buonopane & Billington** [1993], p. 961

Ce faisant, le moment de flexion est distribué sur la longueur entière du raidisseur, avec un point d'inflexion à mi-longueur et, en fonction de l'endroit où est située la charge ponctuelle, elle varie entre 27 et 50% du moment qui serait rencontré dans une poutre de portée équivalente à celle du pont.

Avant Ritter, des treillis-raideurs pour le renforcement d'arcs minces avaient déjà été employés dans des structures hybrides aux États-Unis. Ritter décrit en 1883 l'interaction entre arc et treillis d'un tel pont métallique, soulignant l'intérêt du treillis pour réduire les moments de flexion dans l'arc⁸. On se souviendra aussi que Ritter a consacré un ouvrage à la description des structures qu'il avait rencontrées lors de son voyage d'études aux États-Unis.⁹



(a) Drawing from Wilhelm Ritter, 1883.
(Source: *Schweizerische Bauzeitung* vol. 1, No. 1 January 6, 1883, pp. 4-7).



(b) American truss-raised arch.
(Source: Wilhelm Ritter, *Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten Amerikan*, 1894)

Fig. 7.5 : l'arc raidi dans la théorie de W. Ritter [1883] (a) et un pont en bois constitué d'un arc raidi à l'aide d'un treillis aux États-Unis dans Ritter [1895] (b) – source : Billington [1997a], p. 114

Les notes, que Robert Maillart prend aux cours de Wilhelm Ritter à l'ETH, mentionnent aussi des réalisations d'*arcs raidis*, tant en acier qu'en bois, preuve qu'il en avait étudié le concept.

Il reviendra cependant à Maillart d'avoir été le premier à appliquer cette théorie à un pont en béton armé. Mis sur la voie de cette approche par l'incident de Aarbourg, Maillart imaginera une douzaine de ponts sur ce principe dans les vingt années qui suivront.¹⁰

Les premiers ouvrages de ce type seront construits en 1924, dans la région du Wäggtal suisse. Ce sera le début d'une importante polémique qui nous en apprendra beaucoup sur l'approche de la conception telle qu'adoptée par Robert Maillart.

8 Billington [1997a], p. 114

9 Ritter [1895]

10 Billington [1997a], p. 116

7.2.3 Les premières réalisations (1924)

En 1923 donc, à l'occasion de la conception de deux ponts dans le Wäggitäl, Maillart en vient à reconsidérer l'interaction possible entre arc et tablier d'un pont, dans le cas où leur jonction est réalisée à l'aide de voiles transversaux.

Le principe des premiers *arcs raidis* en béton armé chez Maillart, à Innertal, consiste à utiliser la hauteur du parapet comme une poutre, qui est liaisonnée au tablier, pour constituer un élément monolithique collaborant. C'est précisément cet élément qui, par sa grande inertie, empêchera l'arc sans grande raideur de se déformer lorsqu'un effort concentré lui est appliqué.

Dans chacun des deux ponts, la coupe transversale du tablier adopte la forme d'un U, dont l'épaisseur des murs verticaux est pratiquement la même que celle de la dalle de roulement (de l'ordre des 25 cm). Ils forment ensemble une poutre de très forte inertie, sur la longueur du pont, où les murs verticaux qui bordent la dalle de tablier jouent également le rôle de garde-corps.

La portée respective de leurs arcs est de 28,8 m et de 38,7 m ; l'épaisseur des arcs est variable, s'épaississant à proximité de leur naissance, mais sont comprises respectivement entre 18 cm et 22 cm, pour le premier, et entre 25 cm et 35 cm pour le second.

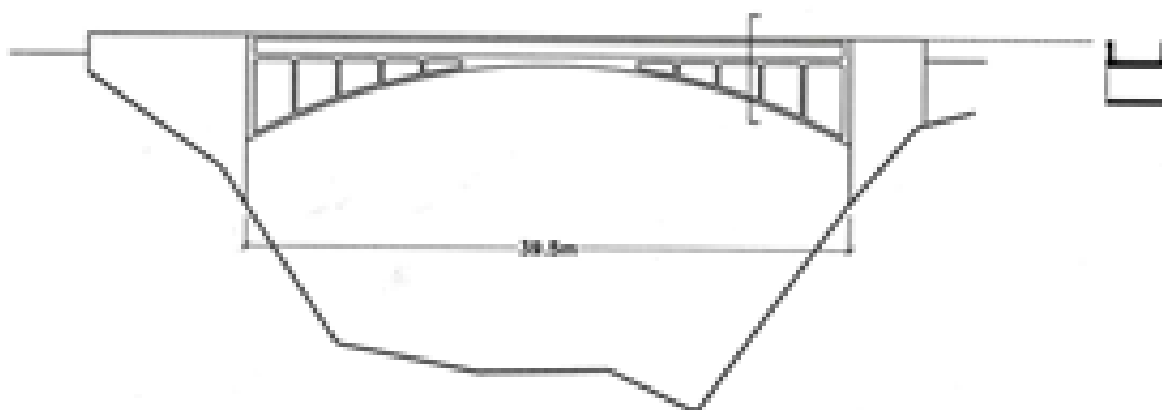


Fig. 7.6 : pont sur la Flienglibach à Innertal, Robert Maillart ingénieur, 1924, échelle 1/500 – dessin de l'auteur

D'après Max Bill¹¹, le béton de chacun des deux ponts s'est très mal comporté vis-à-vis du gel, apparemment à cause d'une composition erronée du mélange. Mettant à nu les armatures, les dégâts ont nécessité des réparations rapides, exécutées par gunitage. A l'occasion de celles-ci, pour chacun des deux ponts, l'initiative de murer l'espace entre les voiles transversaux été prise, de manière à fabriquer des tympans longitudinaux continus où subsiste seulement la trace des tranches des voiles murés.

Cet acte étrange, qui peut, peut-être, s'expliquer par la volonté de garantir la pérennité des ouvrages, témoigne à mon sens de la difficulté à accepter l'expression formelle novatrice que proposaient, à l'origine, ces ouvrages.

11 Bill [1955], p. 48

En effet, il s'agit, pour la première fois d'une expression formelle, en béton armé, où la quantité de matière au niveau de l'arc – porteur – se trouve à ce point réduite, ceci au profit d'une quantité de matière visuellement très présente dans le tablier et les gardes-corps – eux-même portés. Par l'apparence singulière de ces ouvrages, Maillart bouscule tous les principes, jusque-là partagés, sur la manière dont une structure est supposée reprendre des charges.

Si les choses peuvent apparaître différentes pour le bois ou le fer, dont la légèreté d'apparence a fini par s'imposer pour la construction des structures, le cas des dérivés pierreux est tout autre. Pour le sens commun, une structure en maçonnerie ou en pierre est d'abord, et avant tout, un élément robuste sur lequel sont déposées des charges qui n'ont pas l'importance de son poids propre. Un ouvrage en béton ou en pierre est perçu dans tous les cas comme une structure massive.

Chez Maillart, le béton armé peut tout à coup jouer un rôle similaire à celui du bois ou de l'acier, y compris en légèreté et par son aptitude à résister à la flexion, comme nous l'avons vu dans le *chapitre 5* lorsque le béton a été utilisé pour construire des bateaux et embarcations diverses. Sur base de ce principe, Maillart s'est autorisé à imaginer un arc dimensionné au plus juste par rapport aux efforts de compression seuls, alors que le tablier et son garde-corps prenaient le relais pour les autres types d'effort, comme dans les ponts suspendus de Rankine.

Comme nous le verrons dans l'étude détaillée du successeur de ces deux ponts, Maillart s'est, de surcroît, autorisé beaucoup de simplifications quant à l'étude du comportement de ces ouvrages. Mais comme à l'accoutumée, des tests de mise en charge, cette fois-ci réalisés par le professeur **Roš**, prouvèrent le bon comportement de l'ouvrage. Restait à ses contemporains à se faire à l'idée de la nouvelle image à laquelle pouvaient prendre les ponts en béton armé conçus sur base du principe de l'*arc raidi*.

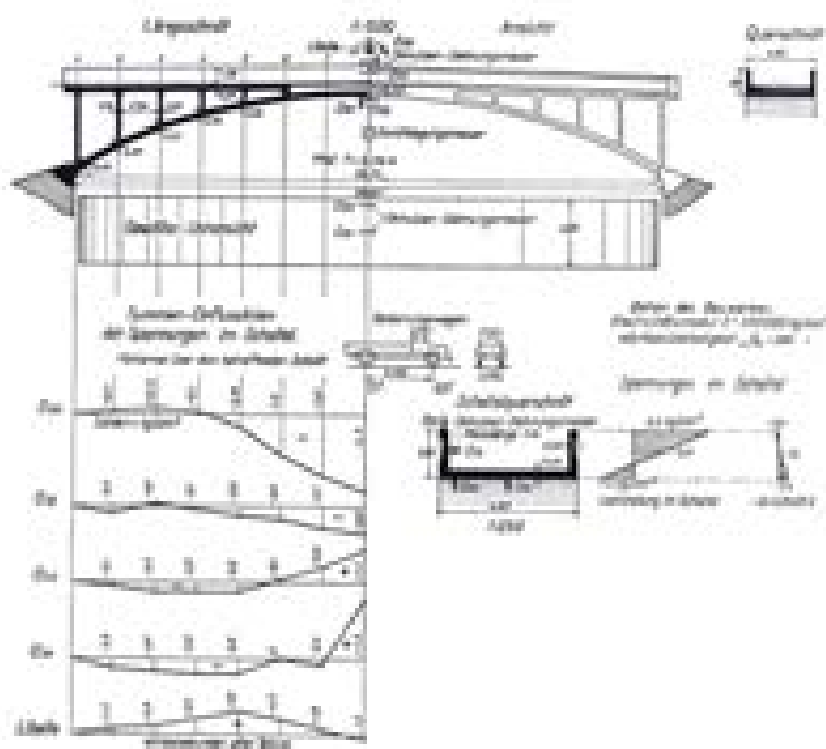


Fig. 7.7 : lignes d'influence des contraintes dans le tablier, extraites du rapport d'expertise « Essai de charge de ponts en arcs raidis du système Maillart » du professeur Mirko Roš, pont sur la Flienglibach à Innertal, Robert Maillart ingénieur, 1924 – source : **Bill [1955]**, p. 49

7.3 LE PONT DU VALTSCHIELBACH (1925)

7.3.1 La forme et la conception

Le pont sur le Val Tschiel est le premier de la série des *arcs raidis* à avoir été conservé dans son état originel ; c'est la troisième réalisation de ce type. Il se présente comme un arc fin, d'une épaisseur moyenne de 27 cm, qui est lancé par dessus le vallon de 43 mètres, entre deux massifs de maçonneries.

La traversée se fait perpendiculairement à la gorge franchie ; les routes d'approche ont été fortement courbées afin de ménager l'approche du franchissement. Par rapport aux deux ponts précédemment construits sur le même principe, l'arc du pont sur le Val Tschiel semble plus tendu ; sa hauteur, vue de profil, semble beaucoup moins importante, ce qui donne au dispositif une finesse inhabituelle.

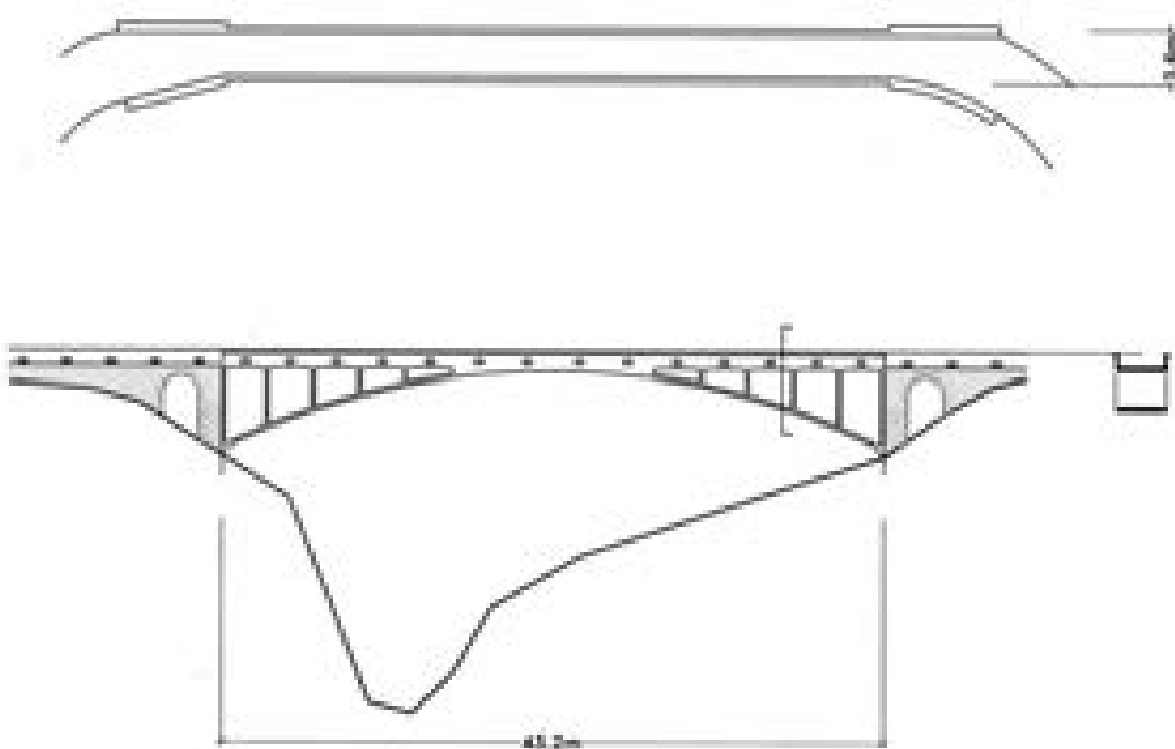


Fig. 7.8 : pont sur le Val Tschiel (Valtschielbach) à Donath, Robert Maillart ingénieur, 1925. Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Cette impression de légèreté est renforcée par la manière dont la partie en béton, du centre du pont, est en relation avec les zones d'about en maçonnerie, qui lui sont bien distinctes. C'est aussi grâce à la manière dont le garde-corps a été visuellement prolongé au-dessus des massifs de maçonnerie, établissant une continuité qui n'a pas encore été rencontrée jusqu'ici.

Dans une même logique, l'emphasis n'a plus été placée, comme au Flienglibach (Fig. 7.6), sur la distinction visuelle de la poutre-raideur du reste de la sous-structure, constituée par l'arc et les voiles qui les connectent ensemble au tablier.

Enfin, Maillart dessine pour les garde-corps un motif de découpe semi-circulaire, judicieusement disposé à mi-hauteur entre les zones les plus sollicitées de la poutre-raidisseeur, qui contribue à renforcer l'impression de légèreté de l'ensemble. Ce sont les mêmes percements caractéristiques qui seront réutilisés, cinq ans plus tard, pour le dessin du garde-corps du pont du Salginatobel, qui a été analysé au *chapitre 6*.

Par le principe structural utilisé, et la manière dont il a été mis en forme, le pont se présente comme un arc, par contraste très fin, sur lequel s'alignent une série de voiles verticaux fort minces, parallèles entre eux. Comme ils sont surplombés par le tablier plus massif, un remarquable jeu d'ombre et de lumière se met en place sur les différents éléments du pont, renforçant encore sa finesse et sa grande qualité plastique.

Si on ajoute à cela le caractère exceptionnel du site où a été construit ce pont, on comprend facilement toute la beauté et la notoriété dont il jouit.



Fig. 7.9 : pont sur le Val Tschiel (Valtschielbach) à Donath, Robert Maillart ingénieur, 1925 – source : Bill [1955], p. 57

Pour ce pont, la ligne inférieure de l'arc est continue, alors que la face supérieure de l'arc est constituée de segments de droites. Dans les ponts construits plus tard sur le même principe, l'arc deviendra finalement un polygone pour ses deux faces, mais le rapport des proportions et d'écartement des voiles verticaux ayant été minutieusement pesé, les formes de l'ouvrage continueront à être perçues comme un arc, même pour les toutes dernières réalisations de ce type. Comme pour le Salginatobel, la longueur du pont, au-dessus de l'arc, est divisée approximativement en une quinzaine de travées pratiquement semblables (quatorze pour le Valtschielbach, et quinze pour le Salginatobel)

Cette division est une partition assez logique et précise de la longueur, dans l'objectif d'une étude de l'ouvrage, à l'aide de la *statique graphique*.

Si cette dernière méthode est souvent utilisée pour le dessin de la forme de l'arc (voir *fig. 7.28* pour l'*arc raidi* de Schwandbach, en 1933), elle est cependant peu utile pour l'étude du comportement de l'ouvrage étant donné l'approche suivie par Maillart pour ses calculs.

En effet, chez Maillart, la procédure de calcul de l'arc et du tablier-raidisseeur sont pratiquement deux étapes distinctes. Pour le dessin et l'étude de l'arc, la conception se fait d'abord par rapport au site où l'ouvrage doit trouver sa place.

On retrouve dans les archives du projet une esquisse qui témoigne de ce type de travail (*Fig. 7.10*).

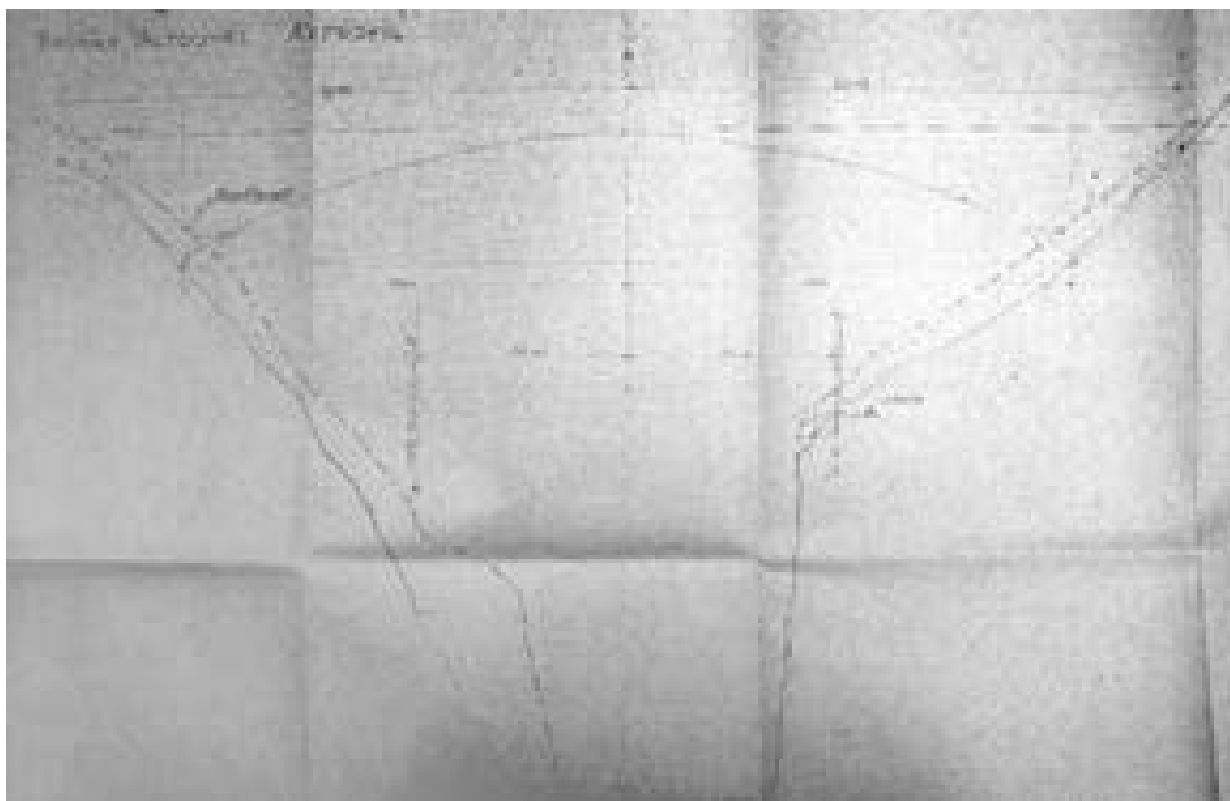


Fig. 7.10 : esquisse du profil du pont sur le Valtshiel à Donath, Robert Maillart ingénieur, 1925 – source : dossier HS 1805 RM 1926-1 des Archives Maillart à l'ETHZ ; cliché de l'auteur

Plusieurs paramètres ont été pris en compte pour le dessin. Le travail se fait par la mise en place d'axes, pour le tracé de l'arc et pour les appuis du coffrage (à 10 m de part et d'autre de l'axe central), compte tenu de l'inclinaison des parois du site et des points d'intersection qui en découlent.

Par ce travail, la flèche, la portée, et l'allure générale de l'arc ont été déterminés. On remarque que la distance des naissances de l'arc en béton est fixée par rapport à la paroi rocheuse, de manière à pouvoir mettre en place un massif de fondation de 2,5 m d'épaisseur contre la paroi.

L'étape suivante est vraisemblablement celle du tracé de la forme exacte de l'arc, de forme généralement parabolique, par la construction d'une épure élémentaire pour une charge uniformément répartie sur le tablier du pont.

Compte tenu de la forme funiculaire en compression de l'arc, on peut s'attendre à ce que, sous le poids propre – qui est presque réparti de manière uniforme sur la longueur – et sous une charge d'exploitation uniformément répartie, l'arc ne rencontre que de la compression pratiquement centrée.

En effet, puisque ce type de charge est identique, à l'échelle des efforts près, à celui qui a défini la forme de l'arc, on peut supposer que la quasi-totalité des charges est transmise aux appuis par compression dans l'arc. Ceci est possible grâce à la grande rigidité qui est conférée au système structural vis-à-vis des charges réparties puisque la géométrie de l'arc a été définie en considération de celles-ci. Pour ce type de charge, Maillart néglige donc totalement le rôle du tablier. A tout le moins, il compte sur celui-ci pour maintenir l'arc dans sa géométrie funiculaire, grâce aux jonctions régulières prodiguées par les voiles transversaux.

Inversement, lorsqu'il sera question de sollicitations concentrées sur le pont, Maillart comptera uniquement sur le tablier pour supporter ces efforts, négligeant toute interaction avec l'arc. Dans les deux cas, il s'agit d'une approximation de la réalité, qui semblait excessive, ou tout à fait erronée, à ses contemporains.

Pour que Maillart puisse espérer que le comportement structural, qui définit le principe de l'*arc raidi*, puisse se mettre en place, il doit impérativement, à l'étape de la conception, définir dans leurs formes et dimensions l'arc et le tablier, pour que ces deux éléments soient en mesure de développer les « raideurs » respectives (géométrique et vis-à-vis de la flexion) nécessaires à ce type de comportement.

Pour cela il doit d'abord dessiner l'arc porteur qui, dans le tracé de sa ligne, soit le plus rigide possible pour la reprise des charges réparties ; ceci tout en n'ayant qu'une très faible raideur vis-à-vis des charges localisées ou non distribuées. La seule manière de faire est de lui conférer, par la forme, une rigidité très importante dans un fonctionnement de compression (pratiquement) pure. On y parvient en réglant sa géométrie pour correspondre le plus parfaitement possible à l'arc funiculaire comprimé qui équilibre ces charges. Si c'est le cas, le *chemin le plus raide* – qui est toujours le chemin suivi par les charges – pour ramener ce type de charge vers les appuis, ne peut être que le mécanisme de l'arc. Maillart est en mesure de le tracer en s'appuyant sur une épure de *statique graphique* relative au cas de charge envisagé.

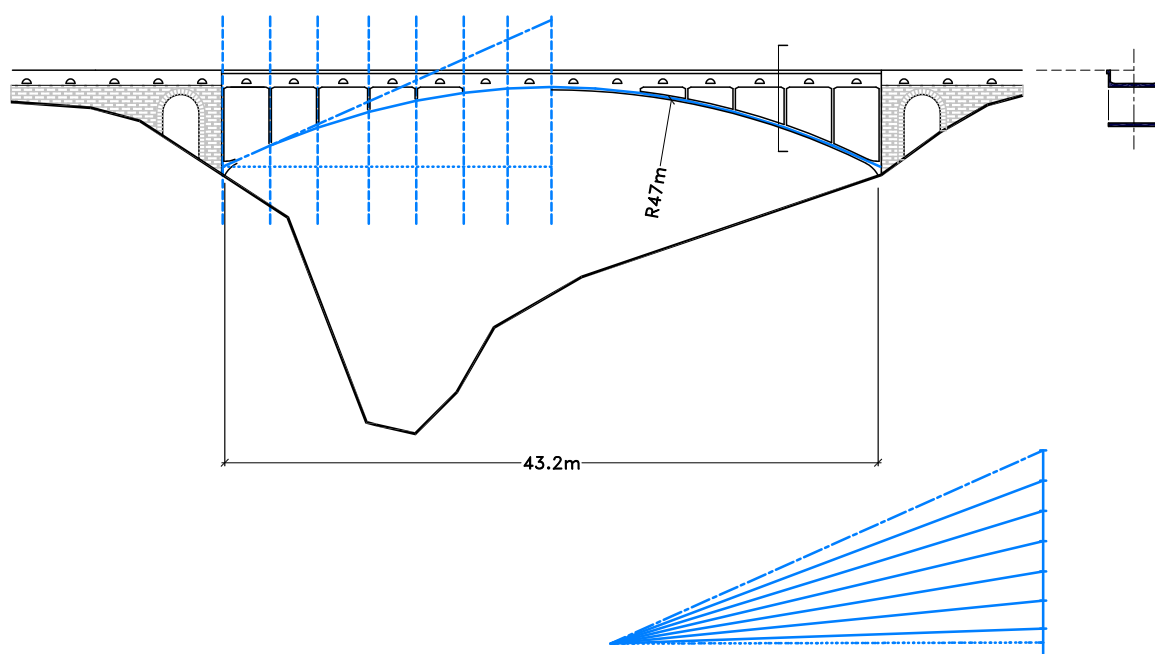


Fig. 7.11 : exemple d'une approche de la conception basée sur la statique graphique pour le pont sur le Val Tschiel à Donath, Robert Maillart ingénieur, 1925. Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Comme l'effort de compression – qui naît des charges uniformément réparties sur la longueur du pont – est supposé parfaitement axé sur la ligne moyenne de l'arc, toute la matière est utilement comprimée de manière uniforme dans son épaisseur. Ce faisant, l'efficacité de la matière ainsi disposée est telle qu'il n'est pas nécessaire d'en employer beaucoup, permettant de dessiner un arc fin, qui ne développera que très peu de capacité à rendre de la flexion.

Sauf que... à Donath, Maillart s'est légèrement écarté de la forme du funiculaire pour le dessin de la ligne de l'arc, dont la face inférieure est, tout simplement, un arc de cercle de rayon constant. Un léger effort de flexion apparaîtrait ainsi dans l'arc pour les charges uniformément réparties, s'il devait reprendre seul ces moments dus à l'excentricité de l'effort normal. C'est là qu'entre en jeu la raideur du tablier.

Dans le même temps qu'il dessine la forme de l'arc, il s'agit pour le concepteur de définir la forme et la raideur en flexion du tablier d'une manière telle que, quoiqu'il arrive, sa capacité à résister aux efforts de flexion fasse en sorte que l'arc ne puisse jamais être amené à devoir reprendre de manière conséquente un effort de ce type. Les moments découlent des charges non distribuées ou d'excentricités de l'effort normal.

Accessoirement, les éléments qui seront utilisés à intervalle régulier pour s'assurer de la collaboration de l'arc et du tablier pour la reprise des charges, permet aussi de s'assurer, par les appuis réguliers qu'ils procurent à l'arc, qu'il ne sera pas soumis à flambement.

Par conséquent, les dimensions qui sont données aux ouvrages naissent d'abord de la définition, lors de la conception, du principe structural de l'ouvrage.

Le mécanisme de transfert de l'effort de flexion au tablier, dans un *arc raidi*, peut être expliqué par un schéma où l'on compare les déformations respectives de l'arc et du tablier en fonction des cas de charge rencontrés (Fig. 7.12).

Sous une charge uniformément répartie, la déformation d'un arc funiculaire ($Fl_{p,q}$) sera beaucoup plus faible que la déformation d'une poutre sur deux appuis ($Fl_{a,q}$). Si ces deux mécanismes doivent coexister, pour une déformation identique au centre de la structure, la partie de l'effort reprise en flexion par la poutre est pratiquement nulle. Le mécanisme structural dominant est la compression de l'arc.

Dans le cas d'une charge partielle ($q_{(1/2)}$), où l'arc ne peut plus être funiculaire, l'arc comme la poutre fonctionnent en flexion. Puisque la poutre est beaucoup plus rigide en flexion, pour un effort identique, c'est elle qui doit reprendre la plus grande partie des charges.

Ce comportement n'est possible que si l'arc est funiculaire et la poutre beaucoup plus raide en flexion.

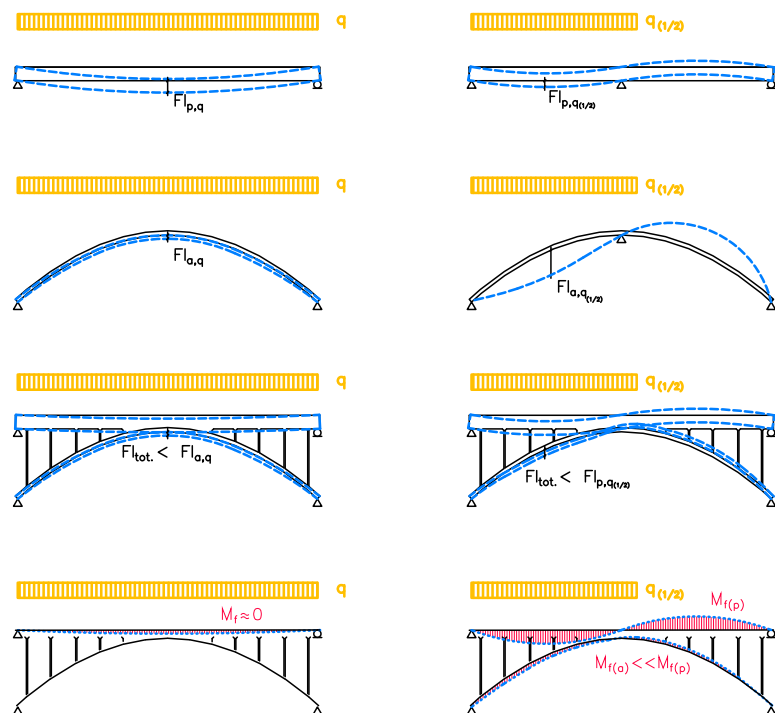


Fig. 7.12 : analyse simplifiée de l'interaction qui naît au sein d'un arc raidi sous deux types de charges différents – dessin de l'auteur

Si la définition des dimensions respectives de l'arc et du tablier devait se faire d'après les résultats d'une analyse structurale, qu'on applique à un modèle où les deux éléments sont similaires, qu'obtiendrait-on du calcul pour les dimensions ?

C'est, en effet, la méthode habituellement suivie pour le dimensionnement d'un ouvrage : le calcul est supposé fournir les efforts sur base desquels les dimensions des sections sont calculées.

David Billington s'est livré à l'exercice, dans le but de réduire mathématiquement les *contraintes* dans l'arc¹². La conclusion analytique est... qu'il faut épaissir l'arc et affiner la poutre du tablier, c'est-à-dire adopter le parti opposé à celui de Maillart.

De ceci, il ressort que la seule manière de parvenir au comportement structural de l'*arc raidi* est de conditionner préalablement le système à ce mode de fonctionnement, dès l'esquisse, de manière à ce que le calcul n'ait plus pour objectif que de confirmer les dimensions prévues. Lorsque le calcul sera appliqué aux formes de l'esquisse, il sera basé sur un modèle propre à définir le comportement d'un *arc raidi*, et non sur un modèle en voie de définition qui peut encore amener à n'importe quelle conclusion.

En effet, appliquer le calcul à un prototype où l'arc est sensiblement équivalent au tablier, c'est déjà faire usage d'un modèle structural préalable au calcul qui, de ce fait, en conditionne le fonctionnement qui conduit aux résultats numériques. A leur tour, les résultats numériques amèneront à des ajustements de comportement et de la forme structurale, dans un processus qui est essentiellement subi.

L'approche pour la conception d'une interaction complexe de ce type consiste ainsi à définir d'abord le principe ou le comportement structural de l'ouvrage, de lui donner ensuite la forme et les dimensions adaptées, et d'en faire après seulement l'analyse structurale détaillée pour affiner les sections dans l'optique attendue.

Lors de la conception, on doit utiliser des mathématiques élémentaires pour la mise à dimension. La formulation mathématique doit être établie en fonction du modèle structural à conditionner. Dans le cas des *arcs raidis*, Maillart réserve l'intégralité de la charge répartie à la compression de l'arc, et l'intégralité des charges d'exploitation non-symétriques à la poutre en flexion. Maillart promeut deux calculs successifs simplifiés, l'un pour le tracé de l'arc, l'autre pour la définition de la section transversale du tablier.

Par le haut degré de simplification que suggère cette approche du « tout ou rien », la démarche est tout à fait adaptée au travail de la conception structurale. Le noeud de la polémique, avec Maillart, réside plutôt dans la validation (numérique) qui en est faite par la suite.

7.3.2 Le concept du fonctionnement structural

La note de calcul du pont du Valtschiel¹³ comporte quatre pages (en fait, trois pages et demie), ce qui est excessivement peu pour attester de la vérification d'une structure, et *a fortiori* pour un pont.

Une note de calcul est en effet supposée décrire les principes de la structure, les matériaux utilisés et leurs résistances, l'ensemble des charges qui sollicitent la structure, les efforts qui en découlent, le calcul de chacun des composants pour chacun des cas de charge et, éventuellement, la vérification des phases de construction. Par comparaison, la note de calcul du Salginatobel compte 44 pages et un plan des lignes d'influence des charges et des efforts de flexion qui en découlent, plus une ou plusieurs épures pour déterminer les efforts de compression.

¹² *Scientific Analysis and Engineering Vision* in Billington [1979] pp. 104-105.

¹³ document 4094/4, *Brücke über den Valtschielbach, Statische Berechnung*, Genf, den 20 April 1925 (voir dossier HS1085 RM 1926-1 des Archives ETHZ)

Dans la note de calcul du Valtschiel, on ne trouve que deux références à des documents externes : la première lorsque Maillart renseigne que le calcul est mené selon la théorie des « *versteifte bogen* » ; la seconde renvoie à un plan, qui n'est autre que le profil et la coupe descriptive de l'ouvrage (plan № 4094/2). La note n'intègre donc, ni épure, ni tracé des lignes d'influences ; elle est supposée complète et consistante dans le cadre strict de ses quatre pages uniquement.

L'ensemble du dossier de ce pont (conservé aux archives de l'ETHZ : *dossier HS 1085 RM 1926-1*) ne comporte d'ailleurs que 12 pièces : une note de calcul, deux bordereaux d'armatures, quatre planches de présentation et cinq plans de détail.

Derrière la mise en application du comportement structural, tel qu'en use Robert Maillart, se trouve une série d'hypothèse qu'il conviendrait d'examiner.

La première hypothèse concerne la manière dont sont supposées se comporter les naissances de l'arc. Ce comportement définit la manière dont est appréhendée la structure dans son fonctionnement.

Dans une communication qu'il fait lors du *Premier Congrès International du Béton et du Béton armé*, organisé à Liège en 1930, Maillart nous informe que cette sorte de pont se calcule comme « une voûte à 2 articulations ».¹⁴

Au chapitre 6, nous avons vu (*Fig. 6.70*) que le détail de la naissance de l'arc était loin de matérialiser une articulation en béton. Ceci se confirme par l'examen du plan de ferrailage de l'ouvrage (voir *fig. 7.13*) où les armatures de peau se croisent, de manière à fabriquer ce qui paraît être un encastrement.

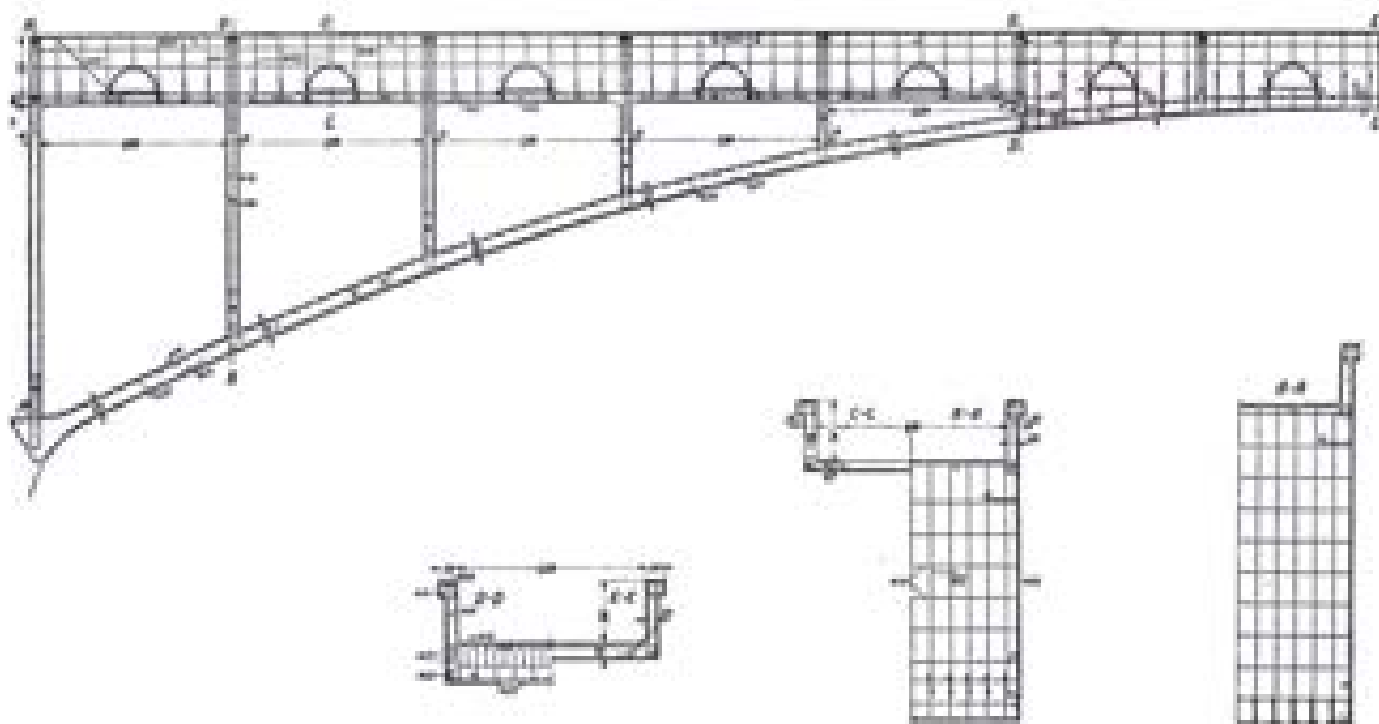


Fig. 7.13 : plan du ferrailage №494/8 du pont sur le Val Tschiel (Valtschielbach) à Donath, Robert Maillart ingénieur, 1925. Echelle : 1/120^{ème} – source : Roš [1927], p.172, dont le plan est également repris dans Bill [1955], p. 59, remis en page par l'auteur

¹⁴ Maillart [1930a], p. 7

Compte tenu de cette mise en oeuvre, le concepteur aurait très bien pu considérer l'ouvrage structural, quant à son statut, comme une suite de cadres rigides, à la manière dont le professeur Arthur **Vierendeel** a défini le fonctionnement structural de ses propres ouvrages.

Mais, nous l'avons vu, pour Maillart, il y a principalement deux mécanismes différents à peu près distincts, et aucune interaction entre les deux, si ce n'est celle du transfert des charges de l'un vers l'autre, à l'aide des colonnes, en fonction du type de sollicitation.

Comme nous l'avons vu on peut trouver l'origine du concept d'*arc raidi* utilisé par Maillart dans les écrits de W. Ritter. Mais si Ritter tenait compte, pour chacun des cas de charge, d'une répartition des efforts entre la compression de l'arc et la flexion du tablier, Maillart était plus extrême.

Dans ses calculs Maillart arrondit systématiquement le coefficient k de Ritter à l'unité. D'après un calcul plus précis, la valeur du coefficient k est comprise entre 0,99 et 1 pour les réalisations en *arcs raidis* de Maillart¹⁵. Ceci amène à négliger pour le moment de flexion dans le tablier, calculé selon la méthode approchée de W. Ritter, quelques pour cent¹⁶ de l'effort qui est donné par la répartition en paraboles anti-symétrique (voir ci-dessous). Et ceci, même à l'étape de l'analyse structurale de la note de calcul officielle. Maillart n'y tient pas compte non plus des moments de flexion, qui apparaît dans l'arc ou dans les colonnes.

Ceci explique en partie l'incompréhension atterrée de ses contemporains qui perçoivent, de prime abord, une structure constituée de cadres rigides continus, au sein desquels les efforts réels doivent être déterminés par une analyse mathématique poussée.

Pour Maillart, dont le concept de comportement structural, sous une charge dissymétrique, est assez bien illustré par la *figure 7.12* (colonne de droite), la poutre-raidisseeur du tablier est supposée fonctionner de manière similaire des deux côté du centre de l'ouvrage. Elle est ainsi supposée rencontrer un diagramme des *moments de flexion* formé de deux paraboles anti-symétriques de part et d'autre du centre. La valeur du moment de flexion est considérée comme valant $q.l^2/64$, soit le huitième du moment de flexion d'une poutre isostatique sur deux appuis, qui aurait la même portée que celle du pont.



Fig. 7.14 : extrait de la page 4 de la note de calcul du pont sur le Val Tschiel à Donath (document 4094/4 du 20 avril 1925). En deuxième ligne, le moment de flexion vaut $p.l^2/64$, pour une charge répartie $p = 0,3t/m^2$. Robert Maillart ingénieur – source : Archives ETHZ

15 $k = 0,986$ pour le pont de la Lanquart et $k = 0,997$ pour le pont du Schwandbach d'après **Laffranchi et Marti [1997]** p. 1283 ; $k = 0,990$ pour le pont du Valtchiel, d'après un calcul de l'auteur

16 1 à 3 % en plus, obtenus à partir des coefficients k donnés ci-dessus ; calcul de l'auteur

C'est à nouveau une approximation de la valeur mathématiquement correcte des *moments de flexion* d'une poutre sur trois appuis, sollicitée d'un seul côté de l'appui central seulement. Le troisième appui est supposé être l'appui de la poutre, à mi-longueur, sur l'arc.

Maillart résume le principe (et la méthode de conception) de l'*arc raidi* dans la communication qu'il fait au congrès de 1930, tout en le situant par rapport à celui de l'arc à trois articulations :

« Partant du fait que le tablier, relié à la voûte par des colonnes ou des tympans, concourt toujours à supporter les moments fléchissants, deux voies sont ouvertes pour arriver à des constructions plus claires et probablement plus parfaites.

La première est celle qui conduit au système qui vient d'être décrit¹⁷, de sorte que la collaboration de toutes les pièces est claire, absolue et peut être mise à la base du calcul par conséquent, sans aléa ni difficulté aucune.

La seconde consiste à donner au tablier une rigidité excessive vis-à-vis de la voûte et des montants, de sorte qu'on peut admettre que le tablier seul supporte les moments fléchissants, tandis que la voûte ne travaille qu'à la compression pure. Si le pont est étroit, le système est particulièrement avantageux, car on peut utiliser les parapets comme poutres de raidissement. On réalise ainsi des voûtes très minces, économiques, non seulement par elles-mêmes, mais aussi par les cintres, qui peuvent être extrêmement légers. »¹⁸

Dans le concept de ce type d'arc, comme dans celui de l'arc à trois articulations, il y a en effet une idée motrice qui est en rapport direct avec la méthode de construction.

Pour les deux types de ponts, la première étape est de réaliser une dalle (« voûte ») relativement mince sur un coffrage léger. Le cintre du coffrage seul ne peut supporter l'ensemble du pont ; il en est de même pour la dalle. Par contre, ce cintre est en mesure de supporter le poids de la dalle en béton ; et lorsque le béton de la dalle a fait prise, elle peut avec l'aide du cintre supporter le poids du pont complet. Quant tout le béton de la structure a fait prise, l'ensemble devient autoportant et l'ouvrage peut être décintré. C'est l'antique technique romaine, de la construction des arcs par anneaux successifs, transposée au béton armé.



Fig. 7.15 : photographie du coffrage et du ferrillage de l'arc du pont sur le Val Tschiel à Donath.
Robert Maillart ingénieur, 1925 – source : dossier HS 2085 RM 1926-1 des archives ETHZ

17 les arcs à trois articulations en caisson, NDLR

18 Maillart [1930], p. 7

Lors du même congrès, Maillart revendique bien la paternité exclusive du concept de l'*arc raidi* transposé aux ouvrages d'art en béton armé.¹⁹

A ce point de l'exposé, où l'on constate que la praticabilité du concept d'*arc raidi* est, pour l'époque, strictement conditionnée par la simplification de son comportement, il devient légitime de se demander quel sera le comportement réel de l'ouvrage, comparé à celui qui découle des simplifications conceptuelles adoptées.

Pour répondre à cette question, nous allons faire usage d'une étude numérique détaillée et nous pencher sur le résultat des essais menés lors de la réception de l'ouvrage.

7.3.3 Modélisation et simulation numérique

Pour tenter d'évaluer la pertinence de l'approche de Maillart, on peut faire usage des outils de calculs modernes, utilisant un ordinateur. La plupart des logiciels de ce type se basent sur une analyse élastique ; c'est un outil de ce type que nous allons utiliser.

En fait, nous allons faire usage des méthodes que les critiques les plus virulents du travail de Maillart lui reprochaient de n'avoir pas utilisées. Nous ferons une analyse détaillée complète de la structure, considérée comme homogène, sur base de dix variantes numériques différentes, à l'aide de la Théorie de l'élasticité.

Comme nous l'avons vu précédemment, la Théorie de l'élasticité ne peut que nous donner une indication sur le comportement réel de l'ouvrage. Elle ne prend pas en compte les défauts de la construction, ni certaines circonstances particulières de celle-ci. Notre modèle de calcul ne tient pas compte non plus de la fissuration du béton armé, occurrente dans les zones soumises en traction. L'état de fissuration réel d'une structure est d'ailleurs impossible à établir autrement que par son relevé sur la structure réelle. Cet état est fonction de l'historique de chargement de la structure et de toutes les conditions locales qui y sont rencontrées (notamment les défauts, les anisotropies du matériau, les caractéristiques locales de ferrailage).

Il faudra donc garder à l'esprit qu'il ne s'agit, dans une telle analyse, que d'une interprétation de la réalité, ou plutôt d'un modèle de calcul particulier qui peut en être tiré.

Le premier, et le plus simple de ces modèles, est celui de l'arc à deux articulations dont Maillart disait qu'il était le modèle adopté pour l'analyse du comportement des *arcs raidis*.

Sous une charge uniformément répartie, et si l'arc est funiculaire, on ne rencontre que des efforts de compression ; pas de flexion, donc, sous ce type de charge. Les charges permanentes sont supposées être de ce type : Maillart les estime égales à 566 kg/m^2 . Par contre, nous avons vu que la forme de l'arc n'est pas funiculaire, mais circulaire.

Dans la mesure où l'arc est très tendu, comme c'est le cas pour le pont sur le Valtschiel, la géométrie des deux lignes – funiculaire ou circulaire – sont très proches l'une de l'autre. On peut ainsi voir à la *figure 7.11* que la ligne funiculaire correspondant à une charge uniformément répartie reste à l'intérieur de l'épaisseur de l'arc tel que réalisé. Il en découle que les efforts de flexion dans ce cas de figure sont pratiquement inexistant, ce que confirme l'étude menée avec un logiciel de calcul.

Sous une charge d'exploitation non distribuée de manière uniforme sur la surface complète de l'ouvrage, apparaîtront les premiers efforts de flexion significatifs.

¹⁹ « [...] d'un genre non encore réalisé ailleurs en béton armé. », Ibid.

Pour son étude, Maillart devait tenir compte de deux cas de charge d'exploitation distincts : une charge répartie de 300 kg/m^2 , et une charge mobile qui pouvait apparaître lorsqu'un véhicule lourdement chargé entamait la traversée du pont. Dans notre étude, nous avons utilisé une charge mobile de 10 tonnes ; en réalité, Maillart ne devait tenir compte que du poids d'un camion de 7 tonnes .

Comme on s'y attendait, l'application d'une charge ponctuelle au quart de la portée de l'arc, et d'une charge répartie sur la projection horizontale de la partie gauche du pont, donne le résultat de la *figure 7.16*.

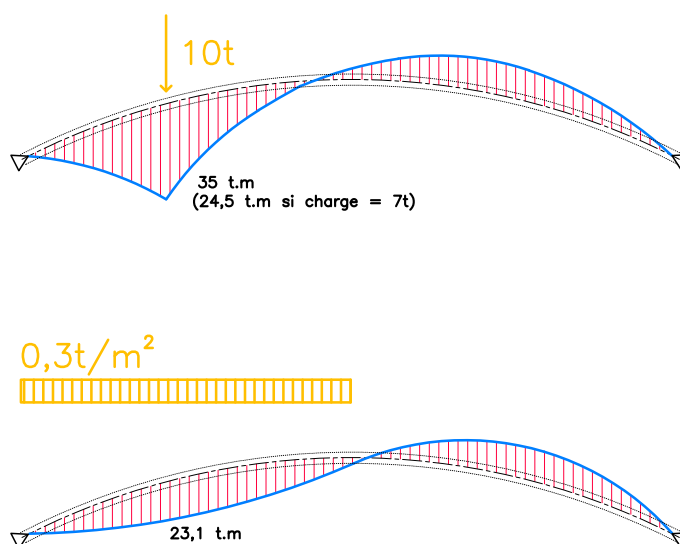


Fig. 7.16 : efforts de flexion sur un arc à deux articulations soumis aux charges d'exploitation, pour une portée équivalente à celle du Valt schiel (1925). Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Dans le cas du second diagramme, on rencontre les deux paraboles anti-symétriques dont il a été question plus haut dans le texte. Nous avons là l'image du fonctionnement du concept structural utilisé par Maillart pour ses calculs, dans les cas des charges d'exploitation les plus caractéristiques.

Puisque dans chacun des deux diagrammes, on passe par une zone, au centre de la structure, où la valeur du moment de flexion est nulle, il est pratiquement équivalent de faire usage d'un arc à deux ou à trois articulations.

La seconde étape, pour la conception d'un pont, est de lui rapporter un tablier. La manière de faire qui a été envisagée le plus souvent est de ne mettre que la quantité de matière suffisante dans ce dernier. Ce faisant, l'arc est supposé reprendre la grande majorité des efforts de flexion, les interactions avec le tablier, pour la reprise des efforts, étant supposées négligeables.

C'est ce type structural qui a été utilisé par Hennebique pour le pont de Châtellerault, par Mesnager et Freyssinet pour le pont Candelier²⁰, et par Maillart pour les ponts Stauffacher et de Aarbourg.

²⁰ à l'orientation des voiles de support du tablier près

Sur l'étude numérique d'un modèle où l'inertie de l'arc et du tablier a été inversée, par rapport au cas du pont du Valtschiel, de manière à conserver un arc massif de 74 cm d'épaisseur, on constate que la distribution des moments de flexion est relativement proche de celle de l'arc simple à deux articulations. Notons cependant que l'on a conservé, sur le modèle numérique – et ceci pour toutes les simulations que nous avons faites – les deux articulations au pied de l'arc (Fig. 7.17).

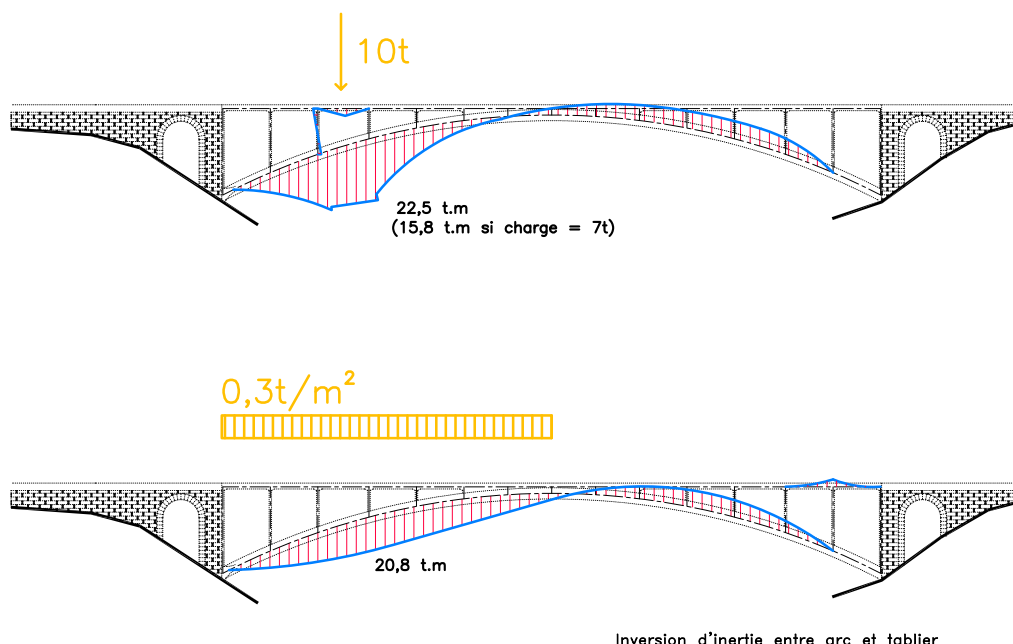


Fig. 7.17 : efforts de flexion sur un pont en arc à deux articulations soumis aux charges d'exploitation, pour une inertie de l'arc équivalente à celle du tablier du Valtschiel (les naissances de l'arc sont supposées articulées). Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

On constate également, à proximité du point d'application de la charge mobile, les moments de flexion qui apparaissent dans le tablier, et dans les colonnes. C'est la marque du problème que Maillart avait rencontré à Aarbourg, et qui l'ont sans doute amené à réfléchir plus loin sur l'interaction des différents composants entre eux.

Dans le stade suivant de la démarche de conception, Maillart considère que les moments de flexion, calculés pour l'arc, ne sont plus repris par ce dernier, mais doivent être repris par le tablier qu'il va raidir à cet effet, tout en affinant l'arc autant que possible. Maillart fait une projection sur le tablier des moments de flexion calculés pour l'arc – dont il a idéalisé le diagramme comme étant anti-symétrique pour le cas de charge répartie sur la moitié du pont – pour dimensionner le tablier et son parapet.

Cette manière de faire est précisément la méthode qu'il utilise pour le calcul, tant au stade de l'esquisse que de l'analyse structurale « détaillée », pour la conception d'un *arc raidi* par le tablier et les garde-corps. Pour juger du degré d'adéquation de cette approche avec le cas, idéalisé, du pont du Valtschiel où les rotules au pied de l'arc ont été mathématiquement modélisées, une simulation élastique a été menée.

On voit sur la figure 7.18 tout la ressemblance qui existe entre les deux simulations précédentes et celle du cas réel idéalisé.

Comme pour la figure précédente, la répartition générale des moments de flexion est semblable. On remarque que les valeurs des efforts les plus importants sont légèrement inférieures à ceux du cas précédent, ce qui atteste de la validité de la méthode pour dimensionner le tablier.

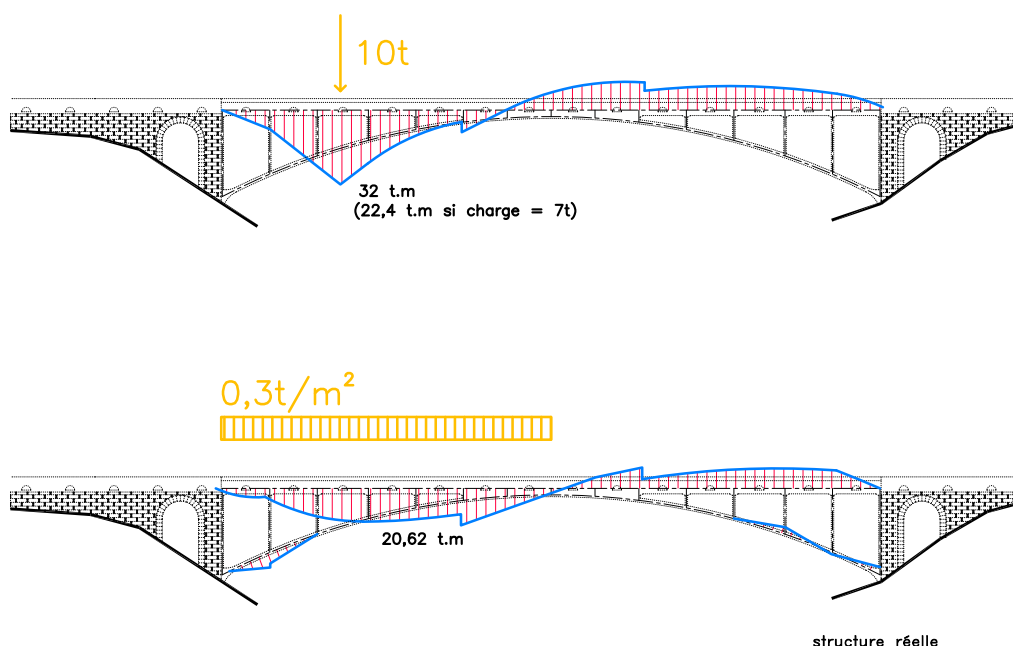


Fig. 7.18 : efforts de flexion sur le pont en arc raidi du Valterschiel (1925) soumis aux charges d'exploitation (les naissances de l'arc sont supposées articulées). Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Par contre, puisque l'effort de flexion est légèrement plus faible dans le cas modélisé pour l'*arc raidi*, on peut se demander si ce ne serait pas parce que l'arc ou les colonnes interviennent en flexion pour la reprise des efforts. En fait on constate que, mis à part pour le second cas de charge, à proximité de la rotule de l'arc, les moments de flexion dans le reste de la structure sont pratiquement nuls.

Pour l'exception que nous venons de mentionner, on remarque que la rotule numériquement modélisée amène, très localement, à une rigidité plus faible de l'arc, qui s'y déforme à sa proximité, soulageant le tablier d'une partie de ses efforts. On peut s'attendre à ce que cette singularité de la distribution des efforts de flexion s'amenuise dans le cas de l'absence physique de cette rotule, comme dans la réalité de la construction.

Par contre, on peut envisager une éventualité du comportement structural si on en vient à questionner la rigidité absolue des articulations de l'arc. Dans les modèles rencontrés jusqu'ici, aucun mouvement ne lui était permis. Dans le modèle de la *figure 7.19*, on a autorisé l'une des deux rotules à se mouvoir perpendiculairement à l'axe de l'arc.

Dans ce cas, on remarque qu'il est possible que tout l'ouvrage se mette en mouvement, l'ensemble de l'ouvrage étant amené à se comporter... comme une poutre sur deux appuis. Avec pour conséquence, une augmentation phénoménale de la valeur des moments de flexion. Si l'ensemble des membrures avait eu des caractéristiques mécaniques plus semblables, on aurait pu constater une distribution des moments de flexion similaire à celle qu'on rencontre dans une poutre Vierendeel sur deux appuis.

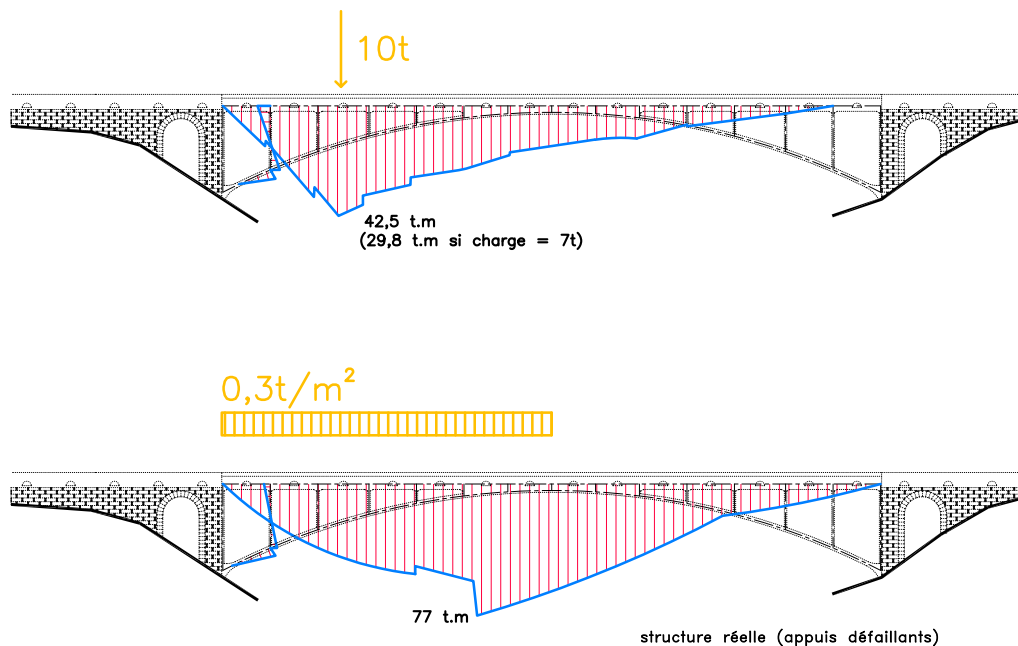


Fig. 7.19 : efforts de flexion sur le pont en arc raidi du Valtchiel (1925) soumis aux charges d'exploitation, dans le cas de mouvements de fondation (les naissances de l'arc sont supposées articulées). Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Dans le cas d'une poutre légèrement arquée, si on empêche tout mouvement de translation de ses appuis, le mécanisme dominant est celui de l'arc. Si l'un de ses appuis permet la dilatation horizontale, le mécanisme dominant est celui de la poutre en flexion.

Il en sera de même pour l'arc complexe imaginé par Maillart pour le pont sur le Valtchiel. Ce mécanisme se confirme d'ailleurs à l'examen des efforts de compression dans les différentes membrures. Dans le cas où les appuis sont parfaitement verrouillés en translation, on ne remarque, en termes d'effort de compression ou de traction, que majoritairement des efforts de compression dans l'arc.

Accessoirement, on rencontre bien évidemment des efforts de compression dans les colonnes qui transmettent les charges sur l'arc.

Dans le cas où on a autorisé des mouvements de l'appui de l'arc perpendiculairement à sa ligne, on remarque au centre de la structure,

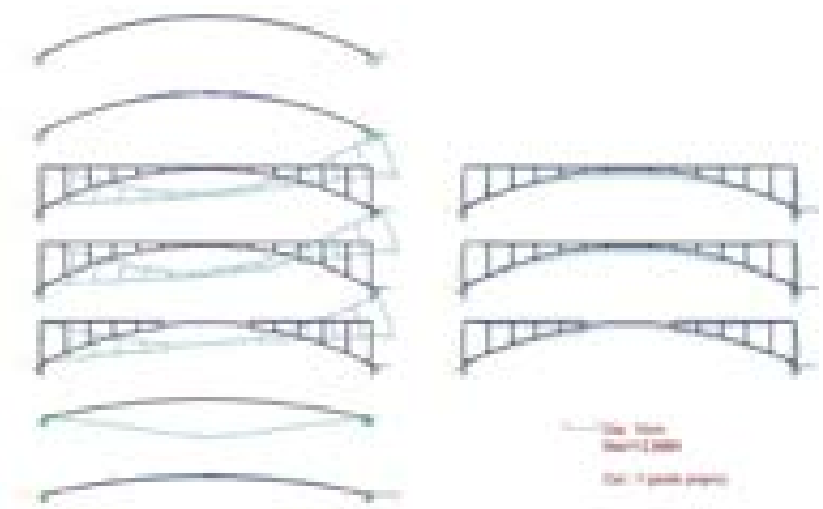


Fig. 7.20 : déplacements dans les modèles de calcul utilisés pour étudier le pont Valtchiel (1925) soumis aux charges permanentes (arc à 2 articulations ; arc à 3 articulations ; pont en arc ; arc raidi ; arc raidi avec jonction au centre ; poutre arquée ; poutre arquée verrouillée ; pont en arc verrouillé ; arc raidi verrouillé ; arc raidi verrouillé avec jonction). Échelle 1/1000^{ème} – simulation de l'auteur

de la compression dans la membrure supérieure, et de la traction dans la membrure inférieure sous les charges permanentes

On peut pousser cette comparaison sur le terrain des charges permanentes appliquées sur la structure. Si on applique à la structure d'*arc raidi* la charge uniformément répartie équivalente au poids propre de $0,571 \text{ kg/m}^2$, on remarque à nouveau que les moments de flexion sont beaucoup plus importants dans le cas d'appuis qui autorisent un mouvement. La valeur des moments de flexion est même supérieure à celle rencontrée pour les charges d'exploitation non symétriques (208 t.m contre 77 t.m pour une charge d'exploitation répartie sur la moitié de la longueur du pont), même si une partie de l'effort continue à être reprise en compression dans l'arc.

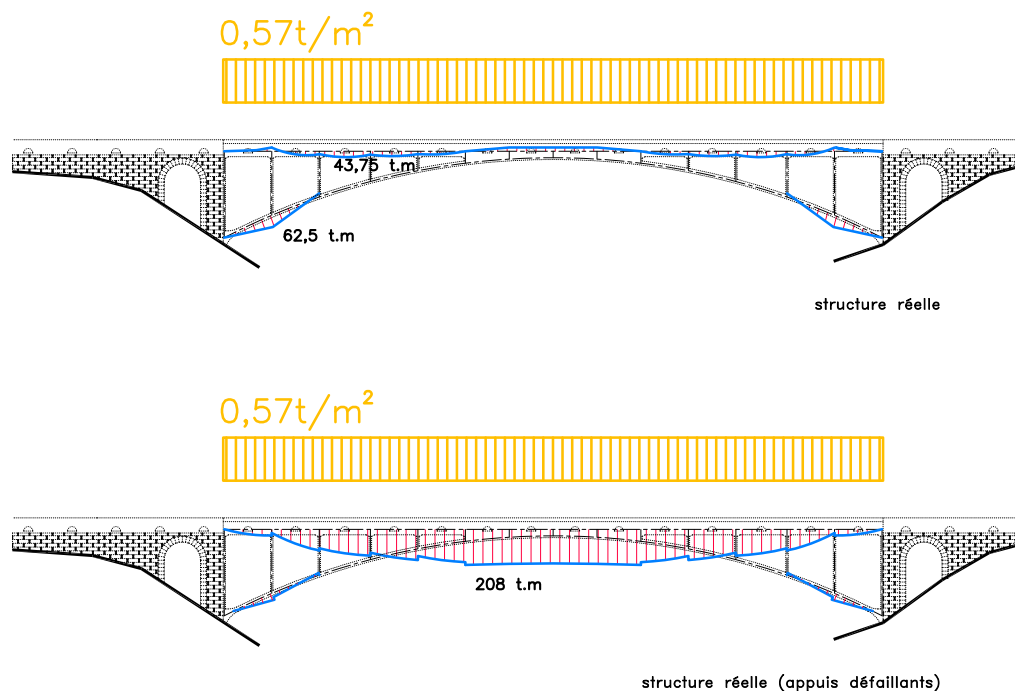


Fig. 7.21 : efforts de flexion sous le poids propre dans le pont en arc raidi du Valtchiel (1925), comparé au même pont dans le cas de mouvements de fondation (les naissances des arcs sont supposées articulées). Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Par contre, pour notre modèle du pont du Valtchiel où les appuis sont corrects, on constate l'apparition de moments de flexion non négligeables dans le tablier et l'arc à cause des charges permanentes. Nous avons pourtant prévu que ces charges seraient reprises essentiellement par compression dans l'arc. Comme sur la figure 7.18, on constate un transfert d'effort entre l'arc et le tablier à proximité de l'articulation de la naissance de l'arc, cette dernière étant davantage source de problème que de solution dans le cas de l'*arc raidi* lorsqu'elle est matérialisée. Mais nous avons vu que tel n'était pas le cas.

Ainsi, nous apprenons que l'arc à deux articulations isolé est le modèle de calcul du tablier raidisseur, pour l'étude d'un *arc raidi*, mais qu'il n'est assurément pas le modèle structural à concrétiser lors de l'édification du pont en *arc raidi*.

Si l'on veut aller encore plus loin dans l'étude de l'adéquation du concept de l'*arc raidi* et du pont réalisé selon ce concept au Valtchiel, il s'agit d'une part de supprimer les rotules du modèle, et d'autre part de tenir compte de la fissuration du béton dans l'ouvrage.

Pour ce faire, on peut directement s'appliquer à l'étude des résultats du test de mise en charge, mené par le professeur Mirko Roš de l'ETH, lors de la réception de l'ouvrage en septembre 1926.

Les résultats de l'analyse de Roš sont publiées dans le №14 du *Schweizerische Bauzeitung* d'octobre 1927. Il s'y emploie à mettre en relation les efforts prévus par le calcul à ceux qui sont déduits des tests de mise en charge (voir fig. 7.22).

On constate, sur chacun de ces diagrammes comparés, que les résultats des calculs, forcément simplifiés par rapport à la réalité, sont très proches de ceux des mesures, tant dans l'allure de leurs diagrammes que pour les valeurs mesurées (en traits plus forts, sur les schémas).

Dans la majorité des cas, on remarque également que les efforts déduits du comportement réel sont systématiquement inférieurs à ceux du calcul.

Dans le cas présent, on peut ainsi conclure que le modèle de calcul – fortement simplifié, qui a été utilisé par Maillart pour concevoir son ouvrage – lui a permis de modéliser avec une sécurité suffisante le comportement complexe de l'ouvrage réel. De même, la simplification opérée, en faisant usage du modèle de l'arc isolé à deux articulations, lui a permis d'éviter les écueils de la complexité mathématique de l'analyse des ouvrages en *arcs raidis*.

Nous en concluons également qu'il n'est pas forcément nécessaire, ni même souhaitable dans le cas du pont sur le Valtzschel, que le fonctionnement structural de l'ouvrage réel soit le reflet exact du modèle de calcul.

Pour la conception, si on s'appuie sur le *théorème statique* de la Théorie du calcul plastique, nous avons vu qu'il suffit simplement de s'assurer, dans les faits, que la structure réelle soit physiquement capable de développer la résistance nécessaire à assurer la stabilité du type structural envisagé ; pour autant que l'on fasse usage d'un matériau d'une certaine ductilité. Transposé au cas de la structure du pont du Valtzschel, il a ainsi suffi de mettre en place, dans l'ouvrage, les deux mécanismes

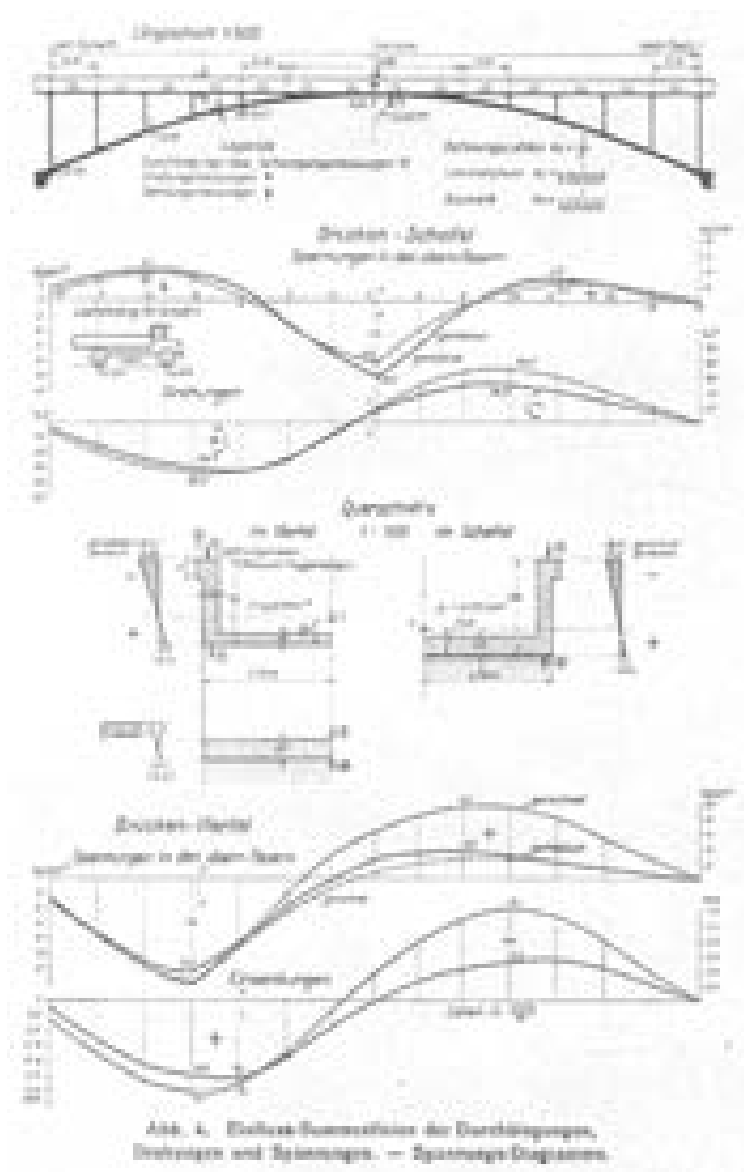


Fig. 7.22 : comparaison des lignes d'influence calculées (gerechnet) et mesurées (gemessen) lors du test de mise en charge du 29 septembre 1926 par Mirko Roš pour les contraintes, les moments de flexion et des déformation à la clef et au quart de la portée du pont du Valtzschel à Donath, Robert Maillart ingénieur, 1925. Échelles : 1/500^{ème} et 1/100^{ème} – source : *Schweizerische Bauzeitung* vol. 90, №14, 1^{er} octobre 1927, p. 174

élémentaires de l'arc « funiculaire » et de la poutre-raideuse pour rendre le comportement structural totalement effectif avec une sécurité suffisante. Un calcul rapide montre que, grâce à la forme qui a été donnée aux sections transversales, le rapport des sections (transversales) utiles entre le tablier et l'arc est de 1,25 soit des surfaces de matériau pratiquement équivalentes.

Par contre, si on compare les (modules d') inerties, on obtient pour le rapport d'inertie *tablier / arc* = 23/1.

On peut aussi examiner les valeurs de contraintes obtenues par le calcul et par les tests de mise en charge. Dans les résultats de ce dernier type, les contraintes normales maximales dues à la flexion sont de 12,1 kg/cm² à 12,8 kg/cm², alors que, dans le même article de Roš, les contraintes prévues au calcul étaient pour certaines proches des 15 kg/cm² (pour la masse du véhicule utilisé pour les mesures, soit 8,3 t).

Si on retourne à la note de calcul de Maillart²¹ pour estimer les contraintes de compression normales dans l'arc, on rencontre des valeurs de 35 kg/cm² dues aux charges permanentes. D'après la même note, si on y ajoute les contraintes de flexion qui sont dues à la dilatation thermique, on obtient une valeur de contrainte maximale qui est de 46 kg/cm².

Si, comme pour le pont du Salginatobel (1929), Maillart se réfère à l'ordonnance pour la construction du 26 novembre 1915²² dans laquelle la résistance sur cube du béton est de 350 kg/cm², on mesure aisément la sécurité structurale qui est prise sur la résistance du matériau. Mais Mirko Roš²³ mentionne dans son article un béton dont la résistance, mesuré en laboratoire après un an, est $\omega\beta_d = 500 \text{ kg/cm}^2$ (vraisemblablement sur cube de 20x20x20cm³). Sur la résistance d'un tel béton, le coefficient de sécurité est de 14 pour la compression (habituellement, il est pris égal à 4 en calcul élastique). Ceci explique peut-être la nonchalance avec laquelle Maillart a rédigé la note de calcul du pont du Valtschiel, même si le rapport des *surcharges appliquées / charges permanentes* a augmenté jusqu'à 0,53 /1.

A l'arrivée, après une étude menée en ces termes, la seule manière d'obtenir une image à peu près correcte du comportement réel de l'ouvrage est de procéder à sa mise en charge, puis de faire les mesures les plus précises possibles, comme Mirko Roš. Maillart en est bien conscient, car après avoir traité des ponts en *arc raidi*, notamment au Valtschiel et à Klooster (1930), il achève sa communication au congrès de 1930 en ces termes :

« Pour terminer, je tiens à mentionner que, ces derniers temps surtout, on a grand soin de vérifier la justesse des calculs par des observations très complètes à l'aide de plusieurs appareils de précision (extensomètres, fleximètres, clinomètres, etc.) sitôt qu'il s'agit d'un ouvrage de quelque importance.

Ces mesurages effectués sur des constructions avec et, souvent aussi, sans superstructure, sont très instructifs et pourront guider les ingénieurs dans l'élaboration de leurs projets futurs. »²⁴

Ainsi, après avoir exposé le principe de l'*arc raidi*, puis de l'approche de son calcul en tant que « voûte à 2 articulations », il s'appuie sur les essais de mise en charge pour attester de la validité de son approche. Il clôt cette communication en notant que le test de mise en charge doit être considéré comme une forme d'expérience susceptible d'élargir la connaissance de l'ingénieur pour sa pratique de la conception structurale.

Ayant pu approcher la méthode de conception du pont du Valtschiel, et le concept d'*arc raidi* y ayant atteint une forme d'achèvement, il est intéressant de suivre, comme pour l'arc à trois articulations, l'évolution du concept avec sa maturité.

21 voir document 4094/4, *Brücke über den Valtschielbach, Statische Berechnung*, Genf, den 20 April 1925, p. 3

22 voir document 168/11, *Strassenbrücke über das Salginatobel, Statische Berechnung*, Genf, 1 Juni 1929, p. 1

23 Roš [1927], p. 174

24 Maillart [1930], p. 7

7.4 PONTS TARDIFS ET TRAVERSÉES COURBES (1930-1934)

A la suite du succès du pont sur le Valtschiel, Maillart construira encore neuf ponts et passerelles sur le principe de l'*arc raidi*. À l'aide de ce concept, Maillart sera en mesure de faire évoluer le tracé en plan de ses ponts, jusque-là rectilignes et perpendiculaires à la traversée.

Nous détaillerons le pont sur la Landquart, le premier en date après celui de Donath au Valtschiel, puis le célèbre pont sur le Schwandbach (1933), qui est le dernier de la série des *arcs raidis*, ainsi que la passerelle à Winterthur sur la Töss (1934).

7.3.1 Le pont sur la Landquart (1930)

La construction du pont sur la Landquart, à Klosters, suit chronologiquement celle du pont du Valtschiel, bien que leurs conceptions soient séparées de cinq années. Après le pont sur la Landquart, Maillart construira en série ininterrompue tous ses autres ponts en *arc raidi*.

Le pont sur la Landquart a deux particularités : la traversée est courbe, ce qui est une première chez Maillart, et c'est le pont le plus lourdement chargé de tous ceux qui appartiennent au type structural du pont en *arc raidi*, supportant une voie de chemin de fer. C'est aussi le moins tendu de la série.

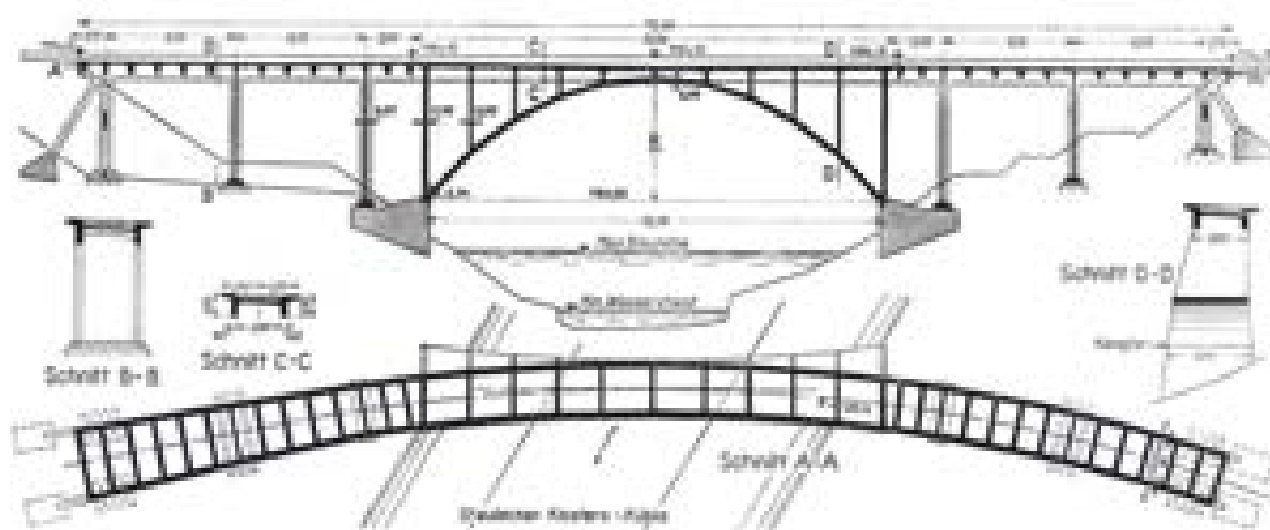


Fig. 7.23 : pont sur la Landquart à Klosters, Robert Maillart ingénieur, 1930. Échelle : 1/500^{ème} – source : Bill [1955], p. 66

Cette fois, la note de calcul du pont comprend 52 pages²⁵. On peut supposer qu'à la suite de la polémique qu'avait suscité le pont sur le Valtschiel, Maillart a été contraint à plus de rigueur dans la rédaction de ses notes de calcul. Dans l'intervalle, il ne construisit d'ailleurs, comme pont, que celui du Salginatobel.

25 Billington [1973], p. 1529

Dans les faits, ce serait faux de dire que le pont de Klosters est le premier arc dont la traversée est courbe, car en 1924, Maillart dessine un pont sur le Ziggenbach dans le Wäggital dont la route suit un tracé polygonal dans la traversée. Celle-ci est fragmentée en trois segments de droite, dont la partie centrale est déposée directement sur l'arc, avant de partir rejoindre la pile suivante après avoir fait un angle d'une bonne vingtaine de degrés.

Mais à Klosters, la solution est différente : l'arc porteur a été progressivement élargi en plan lorsqu'on s'approche de ses naissances, un peu à la manière de l'arc du Salginatobel, mais avec une courbe de rayon constant. A Klosters, le tracé courbe de la voie de chemin de fer suit simplement l'un des bords incurvés.

Cet ouvrage est aussi un des rares ponts de Maillart qui a dû être renforcé. A la suite d'un mouvement du pied de la montagne, les deux massifs de fondation avaient tendance à se rapprocher. Pour y remédier, une des culées a été renforcée, pour que le solde de l'effort de compression puisse être repris par un *poussant*, auquel on a attribué en même temps le rôle de passerelle piétonne.



Fig. 7.24 : pont sur la Landquart à Klosters, Robert Maillart ingénieur, 1930. Échelles : 1/500^{ème} – source : Bill [1955], p. 66

D'un examen de la note de calcul, il ressort pour ce pont que le cas de charge de référence pour le dessin de l'arc, qui cette fois est clairement un *polygone funiculaire*, est la somme des charges permanentes avec la moitié des charges d'exploitation.²⁶

De cette manière de faire, découle à la fois un avantage et un inconvénient.

L'avantage c'est que, quelle que soit la configuration de la charge rencontrée, la poutre de raidissement ne rencontrera jamais que la moitié de l'effort qui serait obtenu sous une charge d'exploitation maximale dans le cas d'un ouvrage parfaitement funiculaire pour les charges permanentes seulement. Ceci est particulièrement intéressant dans la mesure où les charges sont importantes et que, comme ici, il n'est pas possible de faire jouer au parapet le rôle de poutre-raidisseur. Dans le cas de l'ouvrage, les charges d'exploitation sont en effet de 6 t/m pour un poids propre de 15,4 t/m.²⁷

²⁶ Billington [1973], p. 1530

²⁷ Ibid.

L'inconvénient c'est qu'en quasi-permanence – c'est à dire tout le temps où le pont n'est pas sollicité par les charges d'exploitation – il sera cependant sollicité par un moment de flexion équivalent à l'application de la moitié de la charge d'exploitation maximale que rencontrerait un arc funiculaire parfaitement dessiné pour équilibrer les charges permanentes seulement.

Dans un matériau, comme le béton armé, qui souffre de déformations différées et de micro-fissurations, à cause des efforts qui lui sont appliqués en permanence, la solution n'est donc pas idéale de ce point de vue.

Elle est cependant pleinement rationnelle pour viser au dimensionnement le plus économique possible vis-à-vis de la résistance.

Comme pour le pont sur le Valtchiel, on remarque que les moments de flexion dans l'arc, calculés par une analyse élastique, à l'aide d'un logiciel de calcul (Fig. 7.25), sont relativement faibles comparés à ceux qui sont rencontrés dans le tablier, preuve à nouveau de la validité du dimensionnement selon le principe de l'*arc raidi*.

Pour la simulation numérique du comportement de ce pont, David Billington a fait usage d'un modèle où les colonnes sont articulées en tête et en pied, mais où l'arc est supposé continu pour la reprise des moments de flexion (Fig. 7.26).

Si l'on veut cependant tenir compte, comme Maillart en cours de conception, que l'arc ne doit avoir aucune aptitude à reprendre des efforts de flexion, il faut modifier le modèle numérique de la manière suivante (Fig. 7.27) :

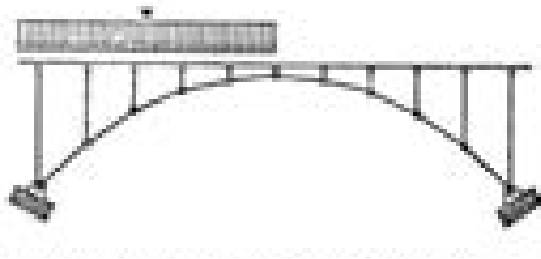


Fig. 7.27 : modèle de calcul de l'arc raidi idéalisé – source : **Kavanagh [1974]**, p. 830

Dans ce cas, l'arc n'a plus aucune raideur en flexion, et on retrouve, en inversion, le modèle du pont suspendu qui est à l'origine du concept de l'*arc raidi*.

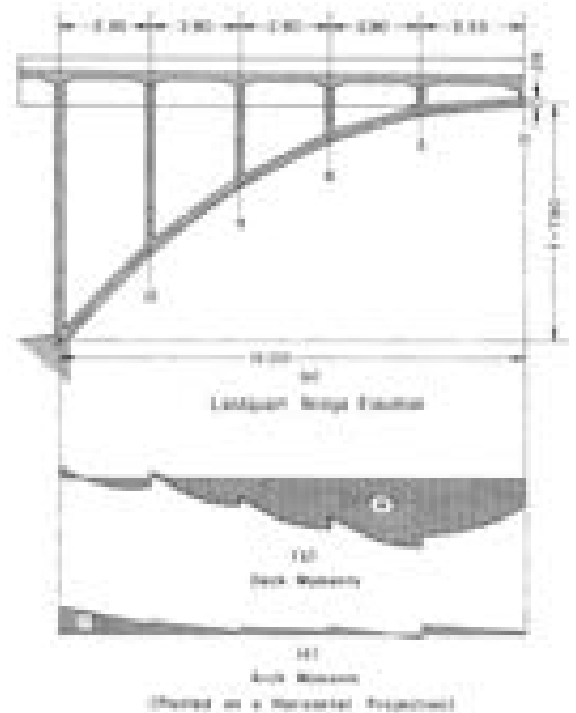


Fig. 7.25 : moments de flexion sous le poids propre du pont sur la Landquart à Klosters, Robert Maillart ingénieur, 1930. Échelle : 1/500^{ème} – source : **Billington [1973]**, p. 1529

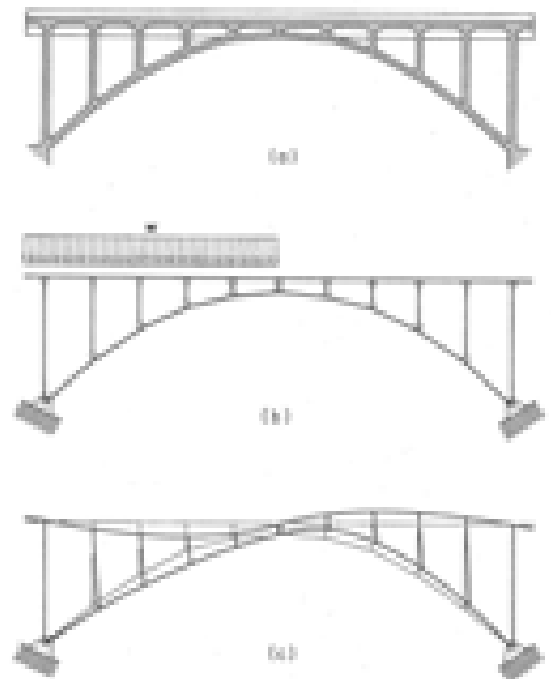


Fig. 7.26 : modèle et calcul de la déformation sous la charge d'exploitation appliquée à la moitié du pont sur la Landquart à Klosters, Robert Maillart ingénieur, 1930. Échelle : 1/500^{ème} – source : **Billington [1973]**, p. 1529

7.4.2 Le pont sur le Schwandbach (1933)

Le pont sur le Schwandbach est le dernier pont de la série des *arcs raidis*, et l'un des plus célèbres parmi les travaux de Robert Maillart.

A plusieurs titres, on peut le considérer comme un aboutissement de ce principe structural.

Pour ce pont, Maillart ose l'arc funiculaire « parfait ». Il est polygonal, d'une finesse extrême, et d'une épaisseur constante de 20 cm. Il est tracé d'après une épure de *statique graphique* pour un chargement qui correspond à la distribution réelle du poids propre et des charges permanentes.

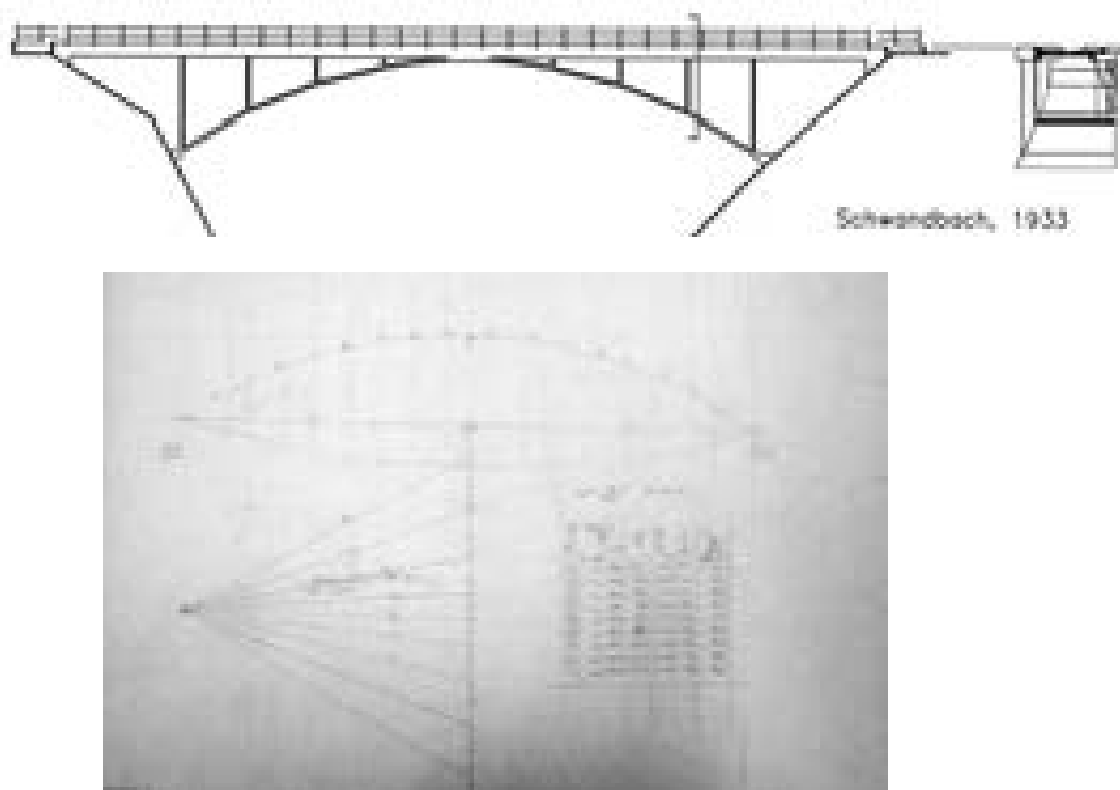


Fig. 7.28 : pont de Schwandbach à Schwarzenburg (1933), Robert Maillart ingénieur, 1/500^{ème} (dessin de l'auteur) et cliché de l'épure de conception, dossier HS 1085 RM 1933-2 des Archives Maillart, Coll. Spéc. de l'ETH, Zurich.

Tout comme le pont du Salginatobel ou sur la Landquart à Klosters, il n'est plus fait usage de structures d'approche en maçonnerie de pierres, à la manière des ponts datant d'avant 1929. L'ensemble du pont n'est plus que la structure, sans ajouts ni accessoires.

Un garde-corps métallique s'est substitué au parapet en béton armé qui jouait le rôle de poutre raidisseuse. La structure de celle-ci se confond à présent avec celle du tablier, qui prend une forme de **H**. La remontée au-dessus de la dalle sert de chasse-roue, et de protection pour les piétons contre les véhicules.

Comme les ponts en *arc raidi* analysés jusqu'ici, il est nécessaire en empruntant cet ouvrage, de décrire une courbe pour traverser la rivière et son vallon. Pour le pont sur le Schwandbach, cette fois, c'est l'ensemble du tablier qui décrit la trajectoire, elliptique, de la traversée.

L'arc et le tablier ont suivi une évolution manifeste. Au Valtschiel, le pont restait rectiligne ; à Klosters, on rencontrait une première tentative d'adapter la forme du tablier, vu en plan, pour permettre une traversée courbe, tout en conservant une forme parfaitement symétrique.

La symétrie est importante pour le calcul, par les simplifications mathématiques qu'elle permet.

Au pont du Schwandbach, la symétrie disparaîtra enfin : le tracé du tablier est courbe ; le bord de l'arc, vu en plan, est courbe d'un côté et rectiligne de l'autre ; la coupe transversale du tablier diffère entre l'intrados et l'extrados de la traversée.

Sur ce dernier point, on remarque qu'une passerelle piétonne est accrochée, en porte-à-faux du côté extérieur du tablier, et non de l'autre.

En raison de la courbure de la traversée, on peut à présent rencontrer des efforts de torsion dans la structure. Cependant, on notera que, grâce au bord rectiligne de l'arc, du côté de l'extrados de la traversée, les charges sont ramenées par compression en droite ligne vers les appuis.

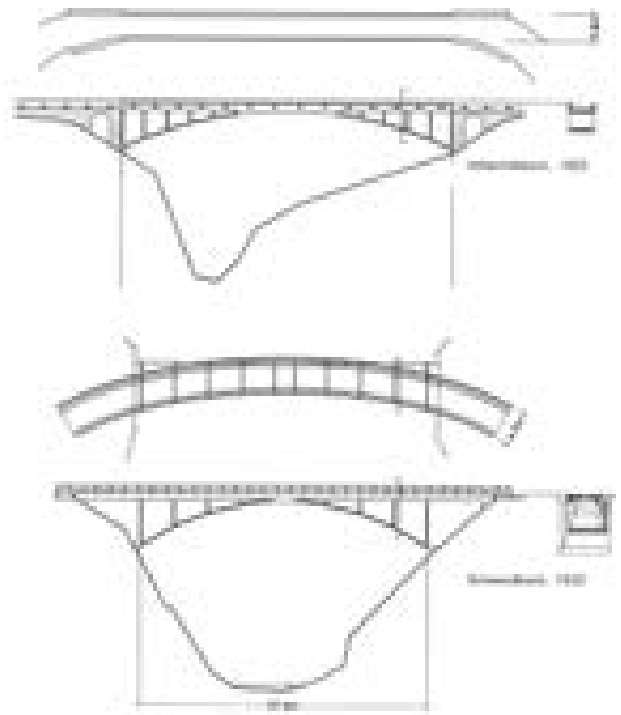


Fig. 7.29 : ponts du Valtschiel (1925) et sur le Schwandbach (1933), Robert Maillart. Échelle : 1/1000^{ème} – dessins de l'auteur

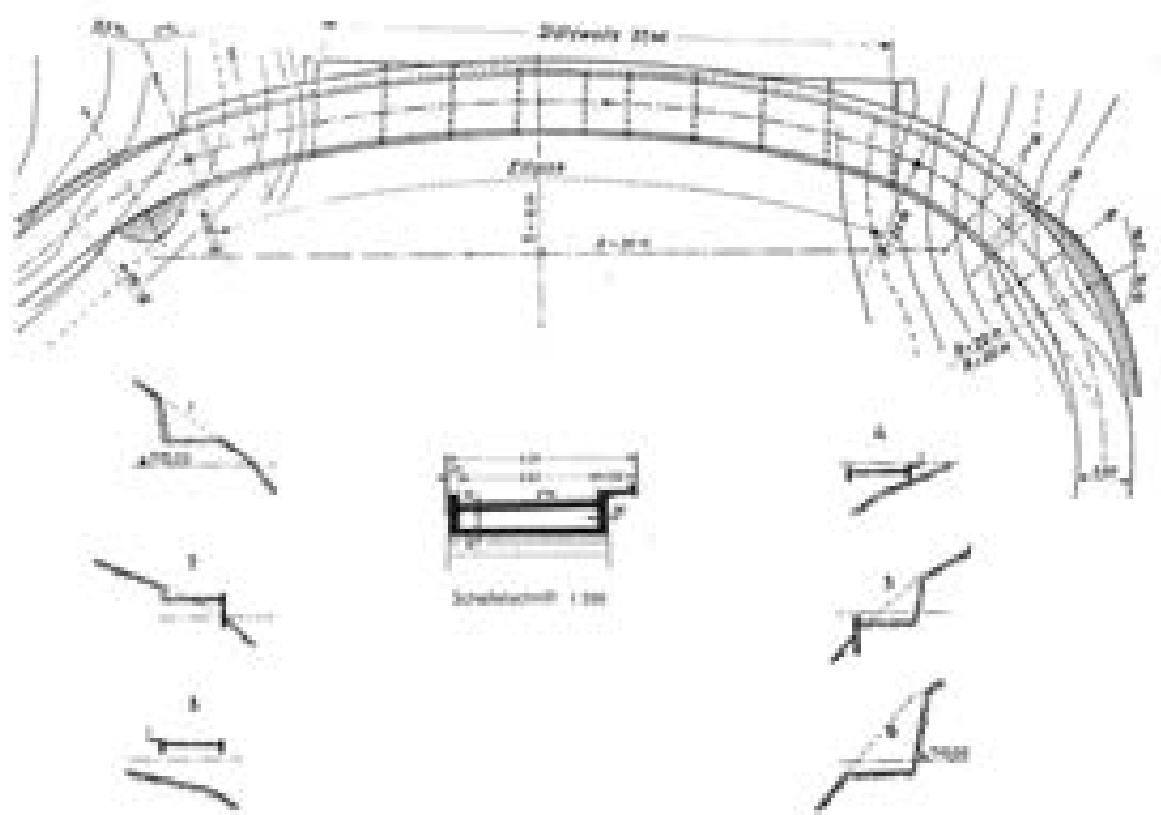


Fig. 7.30 : plans et coupes du pont sur le Schwandbach à Hinterfultigen, Robert Maillart ingénieur, 1933. Échelles : 1/500^{ème} et 1/200^{ème} – source : Bill [1955], p. 91

Cette référence à la ligne droite, pour le fonctionnement de l'arc porteur funiculaire, est d'ailleurs appuyée par le fait que les voiles transversaux, qui supportent le tablier, sont perpendiculaires à la ligne droite et parallèles entre eux. *A contrario*, la primauté de la courbe aurait été appuyée le long de celle-ci par une disposition en rayons des voiles porteurs.

Il s'agit bien, cette fois, d'une évolution. Si on compare les termes du problème – du franchissement – au Valtschiel et sur le Schwandbach, on constate rapidement leur similarité : portées équivalentes (43,3 m / 37,4 m), largeurs circulables comparables (3 m / 3,6 m), traversée courbe dans les deux cas.

Également, d'après David Billington²⁸, il y aurait eu « critique » par Maillart de la conception du pont du Valtschiel, huit ans après sa construction, à l'occasion de celle d'un nouvel ouvrage remarquable – vraisemblablement le pont sur le Schwandbach.²⁹

L'évolution du concept est la plus perceptible en ceci : la poutre de raidissement ne sert plus uniquement à répartir les charges d'exploitation locale sur l'arc, à la manière dont le concevait Rankine en 1858, mais sert à présent aussi de poutre de torsion pour le tablier dans le cas où son tracé devient courbe en plan. L'*arc raidi* devient ainsi chez Maillart le seul type structural en arc qui soit adapté aux tracés courbes en plan.



Fig. 7.31 : pont sur le Schwandbach à Hinterfultigen, Robert Maillart ingénieur, 1933 – source : Billington [1997a], p. 180

Mirko Roš parvient à orchestrer une campagne de mise en charge de l'ouvrage, en 1935³⁰, malgré les réticences académiques ; le rapport³¹ en sera rédigé par Marcel **Förnerod**, un ancien collaborateur de Maillart. Comme on s'y attend, les tests démontrent la grande « précision » des méthodes simplifiées d'analyse et le très bon comportement général du pont.

D'après Billington, l'effort de flexion dans l'arc ne vaut plus que 5% de celui rencontré dans le tablier.³²

28 Billington [1997a], p. 122

29 Après recherche, il ne semble pas qu'il soit question, sous la plume de Billington, d'une critique écrite ou orale de Maillart, mais bien d'une démarche critique de Maillart, sauf, peut-être, si la publication date de 1934

30 les tests sont annoncés dans le *Schweizerische Bauzeitung*, vol.105, №23, du 8 juin 1935, mais ne seraient suivis de leur publication qu'en février 1939, cf. Billington [1997a], note 45 et 50, p. 286

31 *Belastungsversuche* 53-8, cf. Ibid., p. 178

32 Billington [1997a], p. 181 et Billington [1979], note 4, p. 139

7.4.3 La passerelle sur la Töss (1934)

Suite au pont sur le Schwandbach, Maillart réalise encore un dernier ouvrage, en 1934, selon le prototype de l'*arc raidi*.

Il s'agit d'une passerelle piétonne, qui traverse la rivière en droite ligne, perpendiculairement à celle-ci. Dans ses formes, on retrouve toutes les caractéristiques du pont sur la Schwandbach, analysé ci-dessus. Sur le profil, apparaît cependant toute la particularité du tracé de la poutre de raidissement.

D'abord, elle se courbe, dans un même mouvement que celui de l'arc ; puis la courbure s'inverse à proximité des appuis. Cette suggestion de faire usage d'une contre-courbe, pour se raccorder aux berges, n'arrive qu'assez tard dans le processus de conception, en juin 1932 alors que l'esquisse originale de Maillart date d'avril 1932.³³

Sur le dessin original de Maillart, donc, le profil ne présente en effet qu'une simple courbure, solution dont Maillart ne semblait pas satisfait puisqu'il y a eu encore une étape intermédiaire où le raccord se fait avec un passage horizontal avant les massifs de fondation.



Fig. 7.32 : passerelle sur la Töss à Winterthur-Wülflingen, Robert Maillart ingénieur, 1934.
Échelle 1/500^{ème} – dessin de l'auteur

Ces trois étapes successives du dessin permettent d'émettre une hypothèse sur la manière dont l'esquisse de l'ouvrage est menée.

D'entrée de jeu, Maillart a fait le choix du principe structural qu'il compte utiliser. Dans le cas de la passerelle sur le Töss, il s'agit de l'*arc raidi*. De toute évidence, Maillart a dû s'appuyer sur les caractéristiques du site et les données techniques en rapport avec celui-ci pour faire ce choix.

Le site appelait à beaucoup de retenue quant à la présence de l'ouvrage à édifier, cependant que la largeur de la rivière à franchir était relativement respectable (38 mètres). En même temps, il n'était pas possible de monter beaucoup au-dessus du niveau des berges, où la structure devait prendre appui. Ceci exclut certains types de structure, comme les arcs articulés, qui deviennent inefficaces s'ils sont trop plats.

Ensuite Maillart avait certaines habitudes de concepteur, comme de recourir systématiquement au béton armé comme matériau de structure et d'encourager son usage en toute circonstance. Toute la gamme des ouvrages légers en acier ou suspendus était de ce fait hors course.

Si on fait l'hypothèse que la portance du sol devait être raisonnablement bonne, et puisque la solution la plus aérienne était celle de l'*arc raidi*, comme on le voit pour le pont du Schwandbach, il y a fort à parier que ces raisons ont été suffisantes pour amener Maillart à utiliser ce type structural.

33 Billington [1997a], pp. 168, 175

Si le principe structural était fixé, il n'en est pas forcément de même pour la forme qu'il doit adopter. L'arc est étroit (2 mètres) et relativement peu chargé.

Dans ces circonstances, le parapet aurait pu être utilisé comme poutre de raidissement. Mais en même temps, les charges sont si faibles que la quantité de matière réellement nécessaire ne requiert pas la *hauteur statique* complète qui correspond à un parapet massif. Et puis, Maillart était parvenu à s'en défaire au pont sur le Schwandbach tout en atteignant à une légèreté inédite.

La distance entre les voiles porteurs transversaux correspond à 14 divisions équivalentes de la longueur de la passerelle, mesurée entre les naissances de l'arc, comme pour l'*arc raidi* du Valtschiel. Il restait à Maillart à définir la forme de l'arc et son épaisseur de référence, puis d'inventer la forme la mieux adaptée pour la ligne du tablier.

Il y a beaucoup de chances que Maillart ait procédé par tentatives successives, essais et erreurs, faits d'allers et retours entre les différentes contraintes que rencontre le concepteur. Mis à part la trace des trois profils différents du raccord du tablier aux berges, il y a cependant peu de traces de cette étape du travail qui ont été conservées aux archives de Maillart. C'est pourtant l'hypothèse la plus vraisemblable.

A l'arrivée, l'arc a une épaisseur constante de 14 cm ; la dalle du tablier, une épaisseur de 9 cm ; et les poutres de raidissement ont une hauteur de 54 cm pour une largeur de 20 cm.

Enfin, on peut se poser la question de la rigueur mathématique de Maillart pour étudier l'ouvrage. La note de calcul de la passerelle tient en 10 pages. Il est vrai qu'une passerelle piétonne ne rencontre pas de sollicitation bien importante, ni d'effort de torsion considérable. Tout le travail sur les lignes d'influence des charge mobiles, nécessaires pour les ponts, a sans doute été épargné à Maillart.

Mais pour se contenter de dix pages de calcul, Maillart a de nouveau dû s'appuyer sur une théorie simplifiée³⁴ pour définir les interactions de l'arc et du tablier. C'est-à-dire que, comme pour les autres ponts de ce type, il n'est fait aucun cas du rôle des colonnes, en tant que dispositif où la flexion aurait le même rôle à jouer que dans le tablier et, éventuellement, l'arc.

Le grand adversaire de Maillart à cette époque, le professeur **Max Ritter** aurait, quelques années plus tard, dirigé des travaux mathématiques dans le but d'étudier des ponts où arc et tablier interagissent³⁵. Malgré des volumes de calculs impressionnants – des systèmes de 36 équations simultanées ou des vérifications sur un nombre de pages dépassant la centaine – pour prétendre à une solution mathématiquement correcte, les calculs devaient encore intégrer des méthodes approchées qui en rendaient les résultats encore moins fiables que ceux de Maillart.

A fortiori, on constate que la seule manière de travailler à la conception des ponts en *arcs raidis*, comme l'a très bien fait Maillart, est de s'appuyer sur des modèles simplifiés qui, cependant, permettent d'appréhender le comportement de l'ouvrage dans son ensemble.

³⁴ Billington 1997a], p. 169

³⁵ Ibid., pp. 169, 182 ; Billington [1979], pp. 101-102

7.5 DISPOSITIONS CONTEMPORAINES

La passerelle sur la Töss, en 1934, est le dernier ouvrage réalisé par Maillart sur le principe de l'arc raidi. Pendant les six années de la pratique professionnelle de Maillart qui suivront, on ne rencontre pratiquement plus de petits projets où le principe est utilisé (ces projets sont tous dessinés dans le cadre de concours pour des viaducs, non remportés, jusqu'en 1937).

Quant aux ouvrages plus petits, Max Bill nous informe³⁶ que le projet, initialement dessiné sur le principe de l'*arc raidi*, pour le pont sur le Twannbach, en 1936, a été modifié suite aux objections des autorités cantonales « qui désiraient en un point aussi exposé du lac de Bienne un pont d'un aspect plus massif, soit-disant plus conforme à la nature [...] ». Cette curieuse objection témoigne à suffisance de la difficulté que pouvaient avoir des contemporains de Maillart à accepter les formes ténues de certains de ces ouvrages, et en particulier les *arcs raidis*, où le rapport de masse entre l'arc et le tablier sont inversés en comparaison de ce qui est habituellement attendu pour un pont en arc.

Pour ces mêmes ouvrages plus modestes, on constate que c'est précisément en 1935, l'année qui suit la construction de la passerelle sur le Töss, que Maillart construit le premier pont en poutres droites continues : le pont sur la Birs, à Liesberg, analysé au *chapitre 5*.

En effet, les portées sont comparables. Mis à part la nécessité de trouver des appuis intermédiaires, de part et d'autre de la rivière, les poussées horizontales rencontrées aux appuis d'un arc disparaissent pour une poutre. Le principe connaît d'ailleurs des variantes, comme au pont sur la Lütschinen à Grindelwald (1937) – lui aussi déjà rencontré au *chapitre 5* – où les appuis disparaissent pratiquement dans les berges (voir *fig. 7.33*).

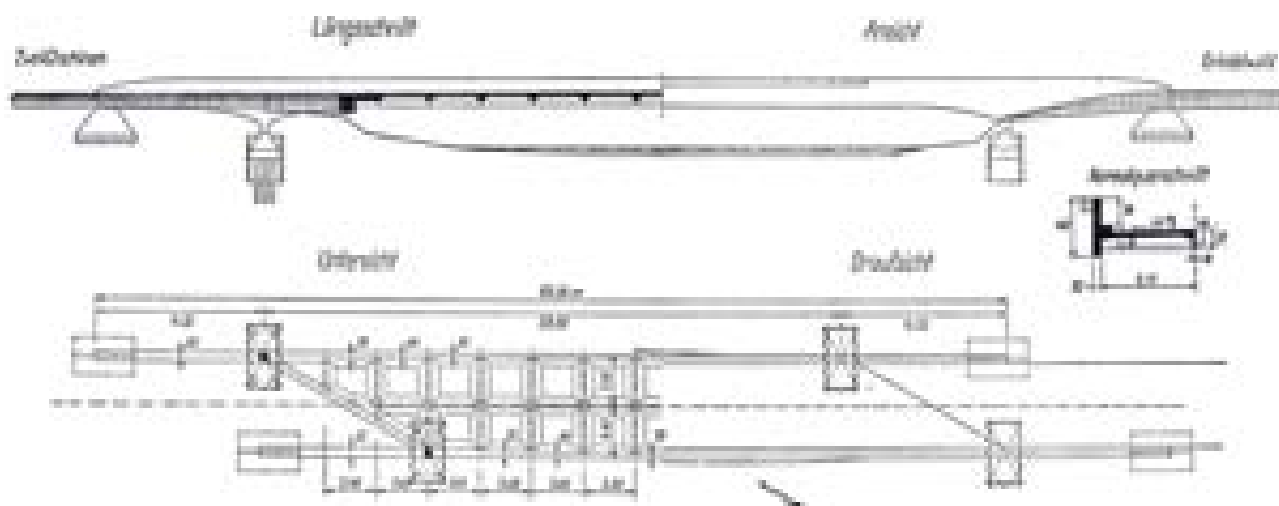


Fig. 7.33 : plans et coupes du pont de Gründlischwand sur la Lütschinen à Grindelwald, Robert Maillart ingénieur, 1937. Échelles : 1/500^{ème} et 1/200^{ème} – source : **Bill [1955]**, p. 128

A ceci s'ajoute que la qualité des bétons et des aciers a peut-être bien évolué entre 1924, date des premiers *arcs raidis*, et 1935, où est construit le pont de Liesberg.

36 **Bill [1955]**, p. 114

De même, on constate que la coupe transversale du tablier en **H** du pont de Grindwald est très semblable à celle du pont du Schwandbach, mis à part le dépassement de la poutre-raideur qui se fait au-dessus, plutôt qu'en-dessous de la dalle du tablier.

L'importance des charges sur l'ouvrage a, elle-aussi, augmenté ce qui imposa d'augmenter les dimensions de la poutre-raideur au point de rendre l'arc porteur tout à fait inutile. De plus, on constate à l'examen de la forme du pont de Liesberg que la forme de la poutre permet d'y mettre en place un arc interne bien dessiné (voir *fig. 5.13*).

La théorie de l'*arc raidi* mettra encore du temps à être pleinement validée. Paradoxalement Max **Ritter**, un des opposants les plus acharnés aux méthodes de Robert Maillart, en sera l'artisan principal.

D'après David Billington, la preuve définitive ne sera rédigée qu'en 1942, deux ans après la mort de Maillart, par le doctorant de Max **Ritter**, Abd-el-Aziz **El-Arousy**. Dans une tentative d'user d'une formulation générale pour l'analyse des *arcs raidis*, mais sans parvenir à être tout à fait rigoureux, du point de vue analytique, il démontra qu'au plus le modèle est complexe et au plus user d'une méthode approchée est fondé.³⁷ La complexité était entendue au sens de l'hyperstaticité, due au nombre des connections rigides ; par méthode approchée, il est indirectement question de celle de Maillart, qui n'est pas citée si ce n'est par la récupération dont elle aurait fait l'objet par M. Ritter en 1942.

Mais dès 1935, Hardy **Cross** aurait déjà reconnu l'intérêt de rigidifier le tablier des ponts en arc³⁸. De même Nathan **Newmark**, dont il a supervisé le doctorat sur le sujet des *arcs raidis*, serait venu à la conclusion, en 1938, que « les méthodes habituellement utilisées pour concevoir ces arcs en négligeant les interactions sont fondées [...] ».³⁹

Comme nous l'avons vu au chapitre 3, Hardy Cross a proposé en 1930 une méthode systématique pour la résolution des ossatures continues. En cela, il était l'un des tout premiers à proposer une méthode adaptée à la résolution des systèmes hyperstatiques complexes, malgré les moyens de calcul limités. Les réalisations de Maillart ne sont cependant jamais explicitement citées dans leurs études.

Il très vraisemblable que Maillart n'aurait pas été opposé à leur approche puisque, lorsque son collaborateur Marcel Fornerod lui présente, en 1933, la méthode de Hardy Cross, Maillart l'encourage à rédiger un article sur le sujet pour le *Schweizerische Bauzeitung*⁴⁰. Dans ce contexte, on imagine que Maillart ne s'opposait aux méthodes prétendument rigoureuses (du point de vue des mathématiques), mais dispendieuses en temps, que dans la mesure où elles étaient de nature à occulter ou fausser le fonctionnement structural correct. Ce ne serait donc pas une opposition de principe aux méthodes de calcul précises.

D'autre part, quant au modèle de l'arc porteur articulé à chacune de ses jonctions avec les voiles transversaux (voir *fig. 7.27*), dans la perspective du modèle du pont suspendu inversé pour être appliqué à l'*arc raidi*, il semble qu'il ait été acquis dans les ouvrages de *statique graphique* de H. Müller-Breslau (1922, 1925) et l'ouvrage de statique de A. Ostfeld (1935).⁴¹

En résumé, il semble que chez Maillart, le concept de l'*arc raidi* se soit appliqué à des cas de figure bien définis. Il doit être réalisé sur des sols excellents pour que sa stabilité soit garantie ; il est idéalement utilisé pour les ponts étroits ; il ne semble réellement pertinent que pour des ponts où, en fonction de la portée envisagée, l'importance des charges d'exploitation n'est pas absolument dominante ; il permet de créer des

37 **Billington [1979]**, p. 102-103

38 **Billington [1997a]**, note 92, page 277 et p. 116

39 Ibid. et note 91; traduction de l'auteur

40 **Fornerod [1933]**, voir **Billington [1997a]**, p. 182 et note 57, p. 286

41 **Kavanagh [1974]**, pp. 830, 832

ponts très haut là où des arcs articulés deviennent disgracieux ; il est le seul type d'arc qui permette de réaliser des ouvrages courbes grâce à la propriété du raidisseur de reprendre également des charges en torsion.

Chez Maillart, on peut donc supposer que ce type d'arc soit progressivement délaissé parce que les conditions d'utilisation des ouvrages évoluèrent très fort autour du milieu des années '30, rendant d'autres approches comme la poutre continue plus pertinente.

Qu'en est-il du succès de ce type structural chez les autres auteurs de projet, et quelle a été la manière dont il a évolué chez ceux-ci ?

Grâce à Pierre **Lardy**⁴², qui succède à Max Ritter à l'ETH, à sa mort en 1945, les idées de Maillart y seront à nouveau reconnues et enseignées.

Christian **Menn**, concepteur de ponts et enseignant à son tour à l'ETH, a étudié les solutions proposées par Maillart en les confrontant à l'évolution des techniques qui a suivi sa mort. A la fin des années '50, Menn considère que les ponts en arc de Maillart sont toujours l'approche la plus pertinente pour la traversée de vallées encaissées. Il dessine donc aussi des ponts en arc à trois articulations, ou des *arcs raidis*. Il souligne d'autre part que ces concepts structuraux sont compatibles avec des techniques plus modernes comme la précontrainte.⁴³

La qualité des matériaux a entre-temps évolué et la précontrainte, comme nous l'avons dit, permet des portées plus grandes tout en garantissant un meilleur contrôle des déformations et des fissurations. On voit ainsi chez Menn les arcs articulés s'affiner au point de commencer à ressembler à des poutres arquées, et les arcs raidis ne compter plus que 9 divisions de leur longueur par les voiles transversaux, au lieu de la quinzaine dessinée par Maillart. Économie obligeant, les ouvrages perdent le raffinement des évolutions de section sur leur longueur, et les arcs deviennent de véritables polygones.

Si on avance encore dans le temps, des auteurs comme Massimo Laffranchi et Peter Marti en viennent à comparer le pont du Schwanbach à un pont à béquilles⁴⁴. C'est qu'en raison de l'usage de la précontrainte, les portées acceptables de la dalle du tablier sont devenues telles qu'il n'est plus nécessaire d'utiliser des voiles porteur transversaux. Ainsi, la forme des *arcs raidis* peut devenir un véritable polygone à trois côtés, dont le segment central est le tablier, et les deux segments latéraux, les béquilles. Étant articulé au pied des béquilles, il est également une forme de successeur à l'arc à trois articulations, qui a perdu son articulation centrale, pour les raisons que nous avons étudiées au *chapitre 6*.

Ainsi, pour les portées moyennes, la version moderne du pont en *arc raidi*, tout comme du pont à trois articulations, est le pont à béquille. Si les portées sont celles d'un viaduc, certaines solutions en arc peuvent alors être encore rencontrées, bien que les arcs soient à présent démunis de rotules, à cause des méthodes de construction modernes. Dans ce contexte, on opte aussi pour des sections en caisson précontraintes – parfois haubanées – sur des piles très hautes, ce qui est aussi une forme d'évolution d'une des innovations les plus importantes de Maillart – le caisson en béton armé – qui chez lui adoptait cependant la forme d'arc.

Nous reviendrons au *chapitre 9* sur les parallèles qui peuvent exister entre la précontrainte et la mise en forme d'une structure pour orienter des flux d'efforts. Mais avant, nous sommes maintenant prêts à étudier un ouvrage de Maillart où les contraintes de l'architecture se mêlent à plusieurs de ses concepts structuraux les plus évolués, dans une synthèse extrêmement savante. Il s'agit des *Magazzini generali* de Chiasso, qui font l'objet du prochain chapitre.

42 **Billington [1997a]**, p. 183

43 **Billington [1979]**, pp. 112-113

44 **Laffranchi et Marti [1997]**, pp. 1284-1285

8. LE HANGAR ET LES ENTREPÔTS DE CHIASSO

TABLE DU CHAPITRE

8.1 CONTEXTE DE L'ANALYSE

8.2 LE BÂTIMENT DES ENTREPÔTS

8.2.1 DISPOSITIONS ARCHITECTURALES

8.2.2 LA STRUCTURE DU BÂTIMENT

8.3 LA CONCEPTION DU HANGAR

8.3.1 DISPOSITIONS ARCHITECTURALES

8.3.2 CONCEPTION DE L'OUVRAGE

8.4 ANALYSE STRUCTURALE DU HANGAR

8.4.1 ANALYSE GRAPHIQUE

8.4.2 ANALYSE EN PHOTOÉLASTICITÉ

8.4.3 CALCULS SIMPLIFIÉS DES MEMBRURES

8.4.4 ANALYSE NUMÉRIQUE

8.4.5 ÉTUDE DES SECTIONS TRANSVERSALES

8.5 APPROCHE STRUCTURALE

8.1 CONTEXTE DE L'ANALYSE

Au cours de sa carrière, Robert Maillart a étudié un nombre d'ouvrages proche de trois cents. Les plus connus sont sans conteste ses ponts, dont l'élégance a rarement été égalée pour des ouvrages en béton armé. Il conçoit ainsi une cinquantaine de ponts routiers ou pour le chemin de fer.

La grande majorité de ses travaux concerne cependant des ouvrages plus modestes : des ouvrages utilitaires comme des conduites, des murs de quai, de soutènement, etc., parmi lesquels les structures de bâtiments sont certainement les plus nombreuses.

On rencontre, dans le nombre, des études de stabilité relativement classiques, commandées par des architectes, et des bâtiments industriels dont Maillart était parfois chargé de la totalité de la conception. Nous avons vu qu'entre 1905 et 1920, la construction de ces derniers par ses propres ouvriers représentait l'essentiel de son activité, en particulier en Russie, entre 1912 et 1919. Pour ces bâtiments utilitaires, Maillart utilisait souvent son principe des dalles-champignons, qui ont été étudiées au *chapitre 5*. Il en fait usage pour plus d'une soixantaine de bâtiments.

En 1924, il conçoit la structure d'un hangar et des entrepôts des *Magazzini Generali*¹ à Chiasso, petite ville située à la frontière italo-suisse.

La structure ouverte du « hangar » est particulièrement singulière dans ses formes et son expression. Elle reste, pour Maillart, une aventure quasi-isolée dans le domaine de la morphogenèse des structures novatrices de bâtiments. C'est assurément une des plus intéressantes et, en tout cas, la plus intrigante.



Fig. 8.1 : *Magazzini Generali* à Chiasso de Robert Maillart, 1924, in **Billington [1997c]**

Le hangar franchit à peu près 25 m d'un seul jet. Pour qui ne connaît pas les règles de la Statique – voire ses outils – l'ouvrage déconcerte par son expression architecturale et structurale singulière. En effet, colonnes, "poutres", toiture se fondent en formes continues et constituent un ensemble hyperstatique². Ses formes semblent évoquer les expressions végétales ou fantaisistes des avant-gardes du début du ^{xx}^{ème} siècle. Et l'expression dérange d'autant plus qu'il est question d'un matériau tel que le béton, qui n'en reste pas moins

1 « Magasins » ou « Entrepôts Généraux »

2 Qui compte, au total, plus de conditions de liaisons – internes (entre membrures) et externes (conditions d'appui) – que nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage, au sens de la Statique.

une pierre reconstituée. Et en tant que telle, la pierre évoque forcément la sensibilité toute académique des arcs et des voûtes, qu'il est de bon ton de mettre en oeuvre dans tout projet qui se respecte, au début des années 1900.

Si on dérogeait à la règle de la voûte en pierre, c'était seulement par l'usage de structures en treillis métalliques, lorsque les portées devenaient importantes.

Or, ici, la dalle de la toiture semble portée en son centre par ce qui apparaît être une délicate dentelle de membrures en béton. Dans sa partie inférieure la membrure semble onduler au rythme de ce qui peut être interprété comme un caprice aux yeux du profane. La courbure de celle-ci étant tournée vers le haut – plutôt que vers le bas, comme pour les arcs et les voûtes. La structure ne semble être ni un arc, ni un treillis, pas même une poutre ou un cadre.

Le béton des membrures semble alors suspendu en guirlandes, qui ondoient, sous le plan d'une toiture étonnamment fine. De plus, les colonnes se courbent, vers le centre de l'espace protégé, lorsqu'elles se connectent au dispositif qui supporte la toiture. Toutes les transitions sont galbées, progressives : les colonnes se joignent les unes aux autres par des tympanes arrondis, qui suivent l'inclinaison des premières vers le centre, puis s'en vont eux-mêmes se fondre à la dalle de la toiture.

En 1926, deux ans après la construction de l'ouvrage, l'ingénieur Peter **Meyer**³ se pose en critique architectural dans un article où il aborde l'oeuvre de Maillart. S'adressant à un public majoritairement ingénieur, il juge la structure non convaincante (« *nicht überzeugend* ») ... bien qu'il concède que sa forme soit techniquement correcte et qu'elle soit déterminée par l'usage (« *zweckbedingten Form* »). S'il admet que les forces sont bien exprimées de manière parfaitement correcte, il renvoie cependant aussi au *jugendstil* qui, pour lui, se caractérise par des formes amorphes (« *willkürlich* »).

Chez Max **Bill**⁴ – à qui l'on doit une bonne part de la reconnaissance de Maillart en tant qu'ingénieur d'exception – la mouvance *Art Nouveau*⁵, Henry **Van de Velde** et Antoni **Gaudi** sont évoqués pour parler des formes du hangar de Chiasso. Mais il relève « sa forme qui correspond aux forces dans les barres ». Dans la légende de la photographie publiée, il note à nouveau : « Magazzini Generali, à Chiasso, avec la halle couverte en béton armé, dont la forme est donnée par les tensions de barre ».⁶

Il est donc clair aussi pour Bill, en 1949, que l'origine des formes imaginées par l'ingénieur suisse n'est pas gratuite ; son expression singulièrement « végétale » et le parallèle stylistique qu'il établit étant une forme de conséquence des efforts rencontrés dans la structure.

Mais tous n'ont pas sa lucidité, et son recul, quant à la pertinence du parti structural du hangar. Peu de temps après son achèvement, l'ouvrage aurait été vivement critiqué pour promouvoir des formes « forcées et arbitraires »⁷. La critique semble avoir été tenace, puisqu'à côté de Bill, il s'est trouvé bien d'autres auteurs pour chercher à justifier les formes architecturales de la réalisation en question.

3 **Meyer**, Peter, *Konstruktion und Schönheit*, Schweizerische Bauzeitung, vol. 86, №21, 22 mai 1926, p. 267, cité in **Mark et al.** [1974] p. 52

4 **Bill** [1955], p. 170

5 Il renvoie à une construction de la rue de Turin à Bruxelles. En fait, il s'agit de l'hôtel Tassel – ingénieur et professeur de géométrie descriptive – le troisième travail de l'architecte **Victor Horta**, construit en 1893. Anciennement situé au n°12 de la rue de Turin, l'adresse est aujourd'hui devenue le n°6 de la rue Paul-Emile Janson.

6 Ibid., fig. 242

7 **Billington** [1983] p. 167

Chez H. Seymour **Howard**⁸, on a recours à l'analogie avec la structure alvéolaire de l'os de l'aile d'un aigle pour attester de la pertinence des formes vis-à-vis des efforts. La nature mettant en scène des formes qui sont rarement gratuites, l'analogie formelle était supposée témoigner d'une adéquation formelle inconsciente avec des lois naturelles.

Dans la publication des ingénieurs **Mark, Chiu et Abel**, on juge la forme pertinente bien qu'on entende que Maillart n'aurait pu imaginer anticiper le comportement de son ouvrage autrement que de manière incomplète, car des méthodes telles que celle de Hardy **Cross**⁹ n'étaient pas encore disponibles¹⁰. Ces auteurs produiront une analyse de l'ouvrage en *photoélasticité*, qui sera étudiée plus loin, et qui sera riche d'enseignements pour la critique que l'on peut lui appliquer.

A son tour, le professeur **Billington [1979], [1997a]** s'interrogea également sur les justifications formelles et stylistiques, énoncées plus haut, pour la conception du hangar. Explorant toutes les pistes systématiquement, il ajoutera celle d'un éventuel recours aux concepts et à l'expression formelle des ouvrages de l'ingénieur et professeur Arthur **Vierendeel**.

Il ressort de ceci que Maillart, en imaginant les formes du hangar des *Magazzini Generali*, déconcerte et bouscule les canons en usage lorsqu'il est question de système structural, tant pour ses contemporains que pour plusieurs générations d'esthètes ou d'ingénieurs qui leur succéderont.

Bien que l'ouvrage de Maillart ait déjà fait l'objet de nombreuses interprétations, chaque nouvelle critique ou tentative d'explication renouvelée témoigne de la permanence des enjeux larvés qui se cachent derrière la réalisation « anodine » d'un hangar lorsqu'il est pensé par Robert Maillart.

Certaines approximations – ou omissions – nous invitent à ré-étudier les entrepôts de Chiasso et leur halle, le manque le plus notable étant l'absence de référence à la *Statique graphique*.

Certains éléments du dossier non publiés, comme le schéma du ferrailage ou les écarts qui apparaissent entre les dispositions du projet et celles de sa réalisation, nous renseigneront aussi sur l'image que se faisait son concepteur du fonctionnement structural de l'ouvrage.

Pour traiter du projet de Chiasso, nous aborderons d'abord l'analyse du bâtiment des entrepôts, essentiellement sur la question de leur application des dalles-champignons, puis nous nous intéresserons à la conception et à l'analyse structurale du hangar.

L'analyse sera de loin l'une des plus complexes parmi les projets de Robert Maillart et mènera à des conclusions particulièrement utiles pour la conception des ouvrages structuraux.

8 **Howard**, H. Seymour Jr., *Structure : An Architect's Approach*, New York, 1966, pp. 11-12 ; cité in **Mark et al. [1974]**, p. 52

9 **Cross [1930] ; Cross [1932]**

10 « *It is unlikely that even Maillart would have undertaken to predict completely the frame's behavior [...]* » ; **Mark et al. [1974]** note 6, p. 52

8.2 LE BÂTIMENT DES ENTREPÔTS

8.2.1 Dispositions architecturales

Le bâtiment pour la Firme des *Magazzini Generali* abrite des bureaux et des entrepôts. L'ensemble des structures est en béton. Maillart y met en oeuvre le principe de dalles massives liaisonnées de manière rigide aux colonnes d'appui, principe qu'il développe et fait breveter en 1908 (voir *chapitre 5*). La construction de ce projet sera la dernière qu'il pourra réaliser sous le couvert de son brevet, déposé 15 ans plus tôt. La halle couverte (le « hangar ») est accolée à un bout du bâtiment.

Les plans, tant des entrepôts que du hangar, semblent n'avoir jamais été publiés. Par contre, la coupe/élévation du hangar est publiée à plusieurs reprises, et la coupe des bureaux et des entrepôts est publiée au moins dans les deuxième et troisième éditions de l'ouvrage de Max **Bill** [1955] (voir *fig. 8.2*).

Ces plans sont reconstitués plus bas à partir des coupes, des photos, et des plans de **Maillart** [1924a] pour le hangar (voir *annexe 1* pour la procédure adoptée). Les quelques informations de dimensions données dans **Roš & Eichinger** [1930], utilisées en un second temps, ont confirmé de manière pratiquement parfaite le travail de dessin qui a été ainsi élaboré.

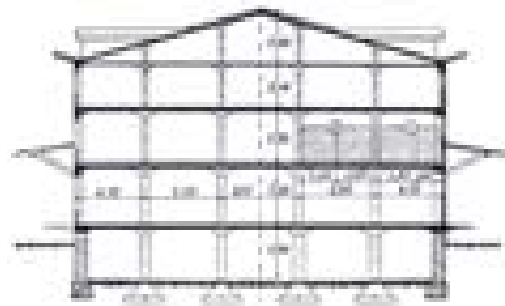


Fig. 8.2 : coupe des bureaux (à gauche) et du dépôt (à droite) des *Magazzini Generali* de Chiasso, Robert Maillart ingénieur. Échelle : 1/500^{ème} – source : **Bill** [1955], p. 171

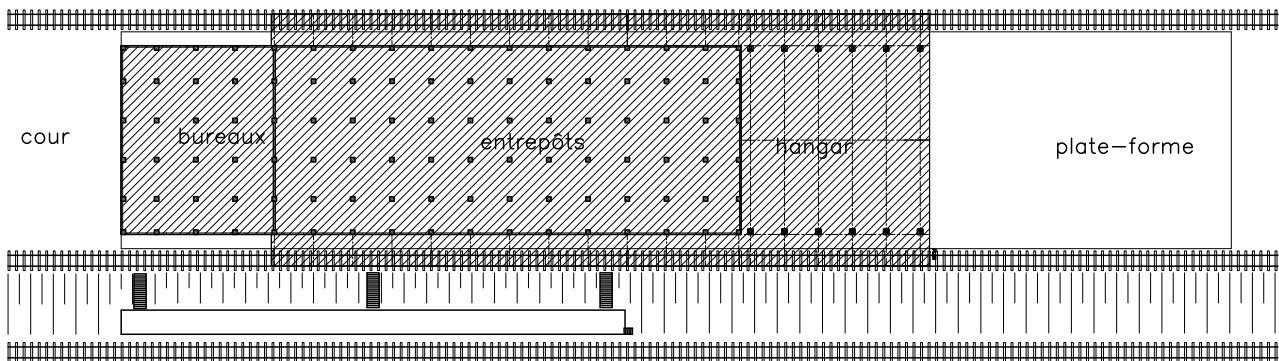


Fig. 8.3 : plans des bâtiments des *Magazzini Generali* de Chiasso, Robert Maillart ingénieur. Échelle : 1/1000^{ème} – source : reconstitution de l'auteur

Le bâtiment sert principalement de dépôt de marchandises. S'il a été situé à la ville frontière de Chiasso, entre la Suisse et l'Italie, c'est qu'il s'agit d'un point de passage stratégique pour un axe routier et ferroviaire qui relie les deux pays. Le bâtiment est d'ailleurs pris entre deux lignes de chemin de fer. Il est bordé de deux quais, qui parcourent toute la longueur du bâtiment, et sur lesquels ce dernier peut s'ouvrir largement, par des portes d'entrepôts situées toutes les deux travées.

Le bâtiment des entrepôts est conçu par l'architecte E. Brenni et l'ingénieur Maillart. Il abrite cinq niveaux de planchers destinés à être lourdement chargés. Les ouvrages sont construits par les entreprises Bernasconi et Mascetti.¹¹

Selon David Billington¹², les travaux de Maillart sur le dossier de Chiasso auraient débuté par les plans des entrepôts au début de l'année 1924 et il aurait fait très tôt le choix de recourir à son système de dalle-champignon pour le bâtiment avant.

Dans pratiquement toutes ses réalisations, Robert Maillart intègre totalement, les uns aux autres, les dispositifs qui constituent ses structures, amenant chacun à remplir plusieurs rôles, parfois seuls, ou parfois en se complétant l'un l'autre pour remplir un rôle donné dans la reprise des charges. A l'arrivée, il est difficile d'identifier formellement dans la structure le rôle spécifique que tient chacune des parties, comme il est tout aussi illusoire de parvenir à définir de manière univoque un fragment de l'ensemble dans sa fonction. Ses ouvrages forment un tout cohérent tant dans leur fonctionnement que dans leur matérialité.

Dans ses bâtiments, le béton (armé) joue le rôle de matériau de structure, de finition et d'enveloppe, sitôt qu'il a un rôle structural. A Chiasso, ceci n'exclut donc que les parois verticales (non portantes), réalisées en brique, entre les colonnes en béton.

Le béton est ainsi utilisé pour les planchers, là où la matière qui fabrique la surface d'utilisation peut aussi être celle-là même qui constitue l'élément structural. Il peut en être de même pour la toiture du bâtiment, qui sera réalisée comme une dalle en béton.

Sur base du principe mis en oeuvre pour les planchers, elle est formalisée à Chiasso comme une variation du principe des dalles-champignons : la dalle s'incline et la forme du chapiteau est simplement adaptée à cette inclinaison.



Fig. 8.4 : couverture du dépôt des Magazzini Generali de Chiasso, 1924, Robert Maillart ingénieur, in Bill [1955], fig. 244

L'ensemble des surfaces horizontales et de la toiture étant réalisé en un matériau structural, il est par conséquent possible d'imaginer la réalisation de percements verticaux, pour amener la lumière naturelle partout où c'est possible. La fonction du bâtiment étant uniforme sur l'ensemble des niveaux, les ouvertures dans ces planchers ne posent par ailleurs aucun problème particulier quant à la cohabitation dans l'ensemble du volume.

¹¹ Mark et al. [1974] p. 49

¹² Billington [1997a], pp. 116-117

8.2.2 La structure du bâtiment

Nous avons étudié au *chapitre 6* les principes métriques des planchers en dalle-champignon de Robert Maillart tels que publiés en 1926. Nous avons déjà pu constater qu'il est un moment où des règles de nature géométrique se substituent aux dispositions calculées de manière tout à fait stricte, eu égard aux règles mathématiques, pour la résistance au moment fléchissant ou au poinçonnement.

Cette étape de la géométrisation de la règle nous est confirmée par une figure extraite de l'article de **Roš & Eichinger [1930]** (voir *fig. 8.5*), dont on ne sait si elle est due uniquement à ces auteurs, ou si elle s'appuie sur la publication de **Maillart [1926b]**, à laquelle ils renvoient dans leurs écrits.

On pourrait ainsi appliquer les règles géométriques, qui sont données sur la partie de droite de la *figure 8.5*, au cas des entrepôts.

On obtient ainsi, pour la portée de $l = 5,2 \text{ m}$:

- largeur de la colonne : $0,1 \cdot l = 52 \text{ cm}$;
- largeur du chapiteau : $0,4 \cdot l = 205 \text{ cm}$;
- épaisseur de la dalle : $0,04 \cdot l = 20,8 \text{ cm}$;
- hauteur de la colonne : $0,75 \cdot l = 390 \text{ cm}$;

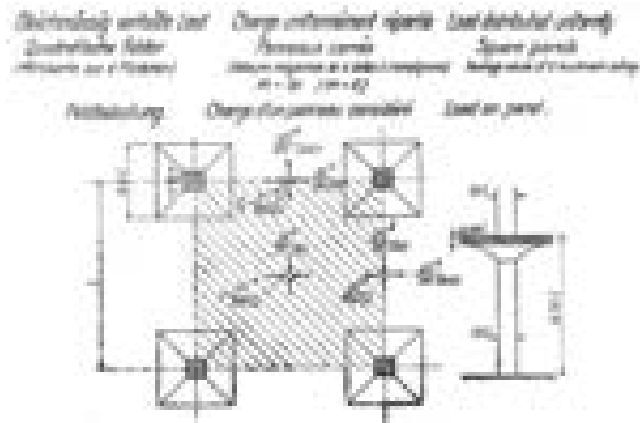


Fig. 8.5 : extrait de la figure 7 des valeurs moyennes des moments fléchissants résultants des tests de mise en charge de dalles-champignons réalisés entre 1925 et 1929 – Source : Roš & Eichinger [1930], p. 6

Au *chapitre 5*, nous avons vu qu'à cela s'ajoute la volonté de garder la largeur de la tête des chapiteaux constante et, peut-être, de se donner des constantes sur la hauteur du chapiteau ou du complexe dalle + chapiteau.

Comparons à présent ces principes dimensionnels aux dispositions mises en oeuvre à Chiasso (voir *fig. 8.6*). Cette analyse a été menée sur un détail reproduit initialement au 1/500^{ème}, d'où une certaine imprécision dans les mesures. Les dimensions de Roš & Eichinger n'ont été utilisées qu'en second temps, en tant que validation. Malgré une certaine approximation, on est en mesure de constater ce qui suit :

A Chiasso, les planchers des trois premiers niveaux sont dessinés d'une épaisseur semblable, celle-ci ne diminuant que lorsqu'on se trouve directement sous la toiture où le stockage lourd semble exclu. Par contre, la largeur des colonnes décroît d'étage en étage, ce qui est somme toute logique, au vu de l'augmentation de la charge cumulée en redescendant vers les fondations. Dans le système idéalisé de 1926, c'est l'épaisseur de la dalle seule qui détermine la taille de la colonne. La moyenne de la largeur des colonnes du rez-de-chaussée et du premier étage nous donne $(60+44) / 2 = 52 \text{ cm}$, ce qui correspond à la valeur calculée ci-dessus selon le système dimensionnel de 1930 (*fig. 8.5*).

Si on examine les dimensions des chapiteaux, on constate que leur largeur, comme leur hauteur, évolue en fonction des étages. Entre le sous-sol et le rez-de-chaussée, la largeur du chapiteau est constante, mais sa hauteur augmente de 5 cm en passant du sous-sol au niveau directement au-dessus.

Entre le rez-de-chaussée et l'étage 1, la hauteur reste constante, mais la largeur totale diminue. Aux étages supérieurs, l'épaisseur du complexe formé par la dalle et son chapiteau diminue (la hauteur du chapiteau reste pour sa part constante, soit 45 cm^*) et la largeur de ce dernier diminue.

Pour le bas, la largeur a été mesurée à 170 cm^* , ce qui est proche des $4 \cdot 44 \text{ cm} = 176 \text{ cm}$. Pour le haut, $4 \cdot 30 \text{ cm} = 120 \text{ cm}$, proches des 140 cm^* mesurés¹³.

¹³ les dimensions suivies d'un astérisque sont sujettes à caution

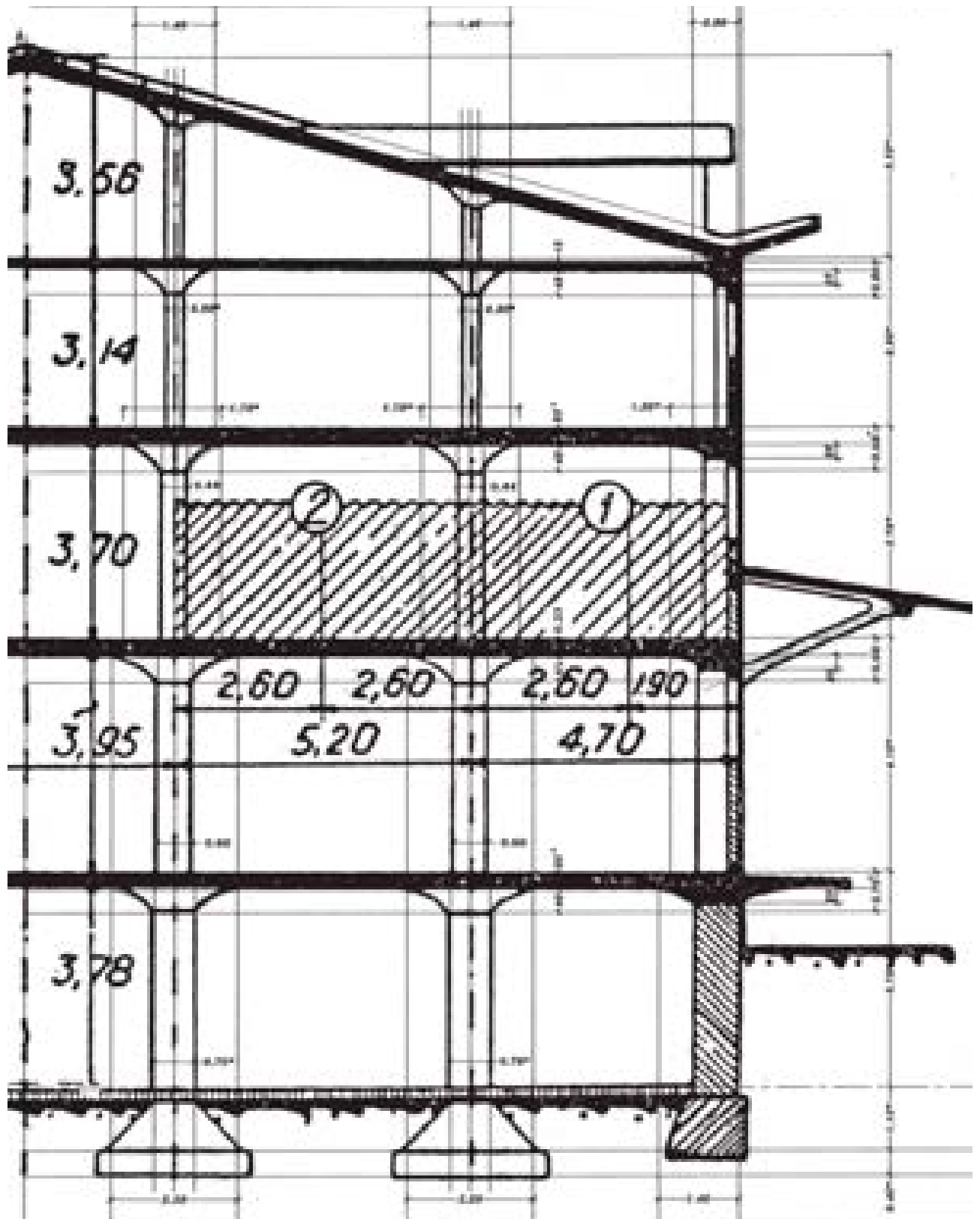


Fig. 8.6 : analyse métrique de la coupe des entrepôts des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1924. Échelle : 1/100ème – source : d'après la figure 244 de Bill [1955] ; les ajouts d'axes fins et de cotations sont de l'auteur ; celles en gras sont validées par les informations de Roš & Eichinger [1930], p. 5 ; celles suivies d'un astérisque sont sujettes à caution

Quelle est la règle technique ou géométrique qui préside à cette évolution ?

Dans le cas du chapiteau de la dalle couvrant le sous-sol et le rez-de-chaussée, la courbure du chapiteau est exactement la même, ce qui était prévisible. L'évolution de l'épaississement de la dalle à proximité de la réaction ponctuelle de la colonne – c'est à dire : le chapiteau – est donc la même aux deux étages inférieurs lorsqu'elle est calculée à une même distance de l'axe central de la colonne.

On se trouve donc dans un contexte parfait d'application du système idéalisé publié en 1926, puisque c'est la constance de la courbure qui fixe la règle géométrique pour l'évolution de la forme, en fonction de l'étage considéré.

Plus haut dans le bâtiment, par contre, à cause de la largeur moindre du chapiteau, la résistance diminue d'importance pour le couvrant de l'étage 1, alors que l'épaisseur de la dalle semble rester constante. Puisque l'épaisseur reste la même, on pourrait penser qu'il en est de même pour le chargement, ce qui sous-entendrait que la règle de la résistance constante du chapiteau est violée.

Tout en gardant à l'esprit le risque d'imprécision qui est lié à l'agrandissement du plan, il ne semble pas y avoir d'autre raison que formelle pour justifier l'évolution des dimensions du chapiteau : au fur et à mesure des étages, les chapiteaux gagnent en élancement selon une progression qui semble visuellement continue.

De même à Chiasso, comme dans le système idéalisé étudié au *chapitre 5*, la largeur de l'empattement de transition entre la dalle de fondation et la colonne est la même que celle de la tête du chapiteau. On en déduit immédiatement une estimation de la contrainte de travail sur le sol, en l'égalant dans un premier temps à celle qui est rencontrée sous l'empattement. Si on suit le système de proportion suggéré en 1930, et qui semble avoir été suivi pour les niveaux inférieurs à Chiasso on sait, par les rapports de surface, que la contrainte d'appui vaut $1/0,4 \cdot l = 2,5$ fois la charge répartie appliquée sur la dalle en béton, à laquelle il faut ajouter son poids propre. Puisque la dalle des niveaux inférieurs a une épaisseur de 23 cm, le poids propre vaut au moins $0,23 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 575 \text{ kg/m}^2$; disons 600 kg/m^2 avec le poids des chapiteaux et des colonnes. La charge utile est renseignée dans le *tableau général des résultats* publié par **Roš & Eichinger [1930]** : 2 t/m^2 . Si on considère que la charge rencontrée en permanence est de 40 % de de cette surcharge, on peut estimer la surcharge cumulée en permanence à $600 \text{ kg/m}^2 + 0,4 \cdot 2000 \text{ kg/m}^2 = 1400 \text{ kg/m}^2$ de plancher, et par étage. Au total, cela fait 3 niveaux, auxquels s'ajoutent les combles et leur poids propre.

Si on estime cette charge à $3 \cdot 1400 \text{ kg/m}^2 = 4200 \text{ kg/m}^2$ que l'on arrondit à $4,8 \text{ t/m}^2$ pour tenir compte du poids propre des combles et de la toiture, on obtient, en fondation : $2,5 \cdot 4,8 \text{ t/m}^2 = 12 \text{ t/m}^2 = 1,2 \text{ kg/cm}^2$, ce qui est très acceptable pour la contrainte de travail d'un terrain.

Si on considère un taux d'occupation à pleine charge de 70 %, on arrive à une contrainte de $1,7 \text{ kg/cm}^2$. Avec la dalle de fondation élargie placée sous l'empattement, la contrainte chute à... 1 kg/cm^2 .

En fonction de la variation de la charge utile imposée, on peut alors augmenter ou diminuer, sur base de la même règle, le nombre des niveaux.

A l'examen de la *figure 8.8*, on remarquera cependant une différence importante entre les cotes mesurées et renseignées de la hauteur entre planchers du rez-de-chaussée et du 2^{ème} étage. Il doit s'agir d'une trace du processus de la conception. Avec une hauteur de 4,1 m sous plancher du premier étage, le bracon qui porte l'auvent retombe quinze centimètres en-dessous du niveau inférieur des linteaux des baies. Comme nous le verrons pour le dessin de la coupe transversale du hangar, les deux planchers sur le rez-de-chaussée et le premier étage étant reliés par une relation métrique, la solution adoptée a vraisemblablement consisté en un ajustement de 15 cm vers le bas de l'ensemble de l'étage 1.

Pour comprendre la conception de la structure, il est aussi utile de se demander comment Maillart fait la transition entre la majeure partie de la dalle portante, qui fonctionne comme une dalle-champignon et qui est à chaque fois portée par une colonne, et le mur de façade, où court une poutre de rive continue en béton.

Lorsqu'une zone continue de la dalle-champignon prend appui sur une colonne, l'ensemble de la charge uniformément répartie qui est reprise s'équilibre autour de la colonne d'appui. Mais lorsqu'on arrive au bout de la séquence des dalles, et que le contrepoids n'est pas possible en dehors du bâtiment, quelle est la règle adoptée pour fixer la dimension de la travée de rive ?

La réponse est donnée par l'analyse de l'emplacement des points d'inflexion, dans le diagramme des moments fléchissants faite par Roš & Eichinger, comparé au plan (reconstitué) du rez-de-chaussée de l'ouvrage (voir fig. 8.7).

On voit que le principe du plan a simplement été étudié pour faire correspondre le point de moment nul au bord de la rive en béton par-dessus les colonnes de la façade.

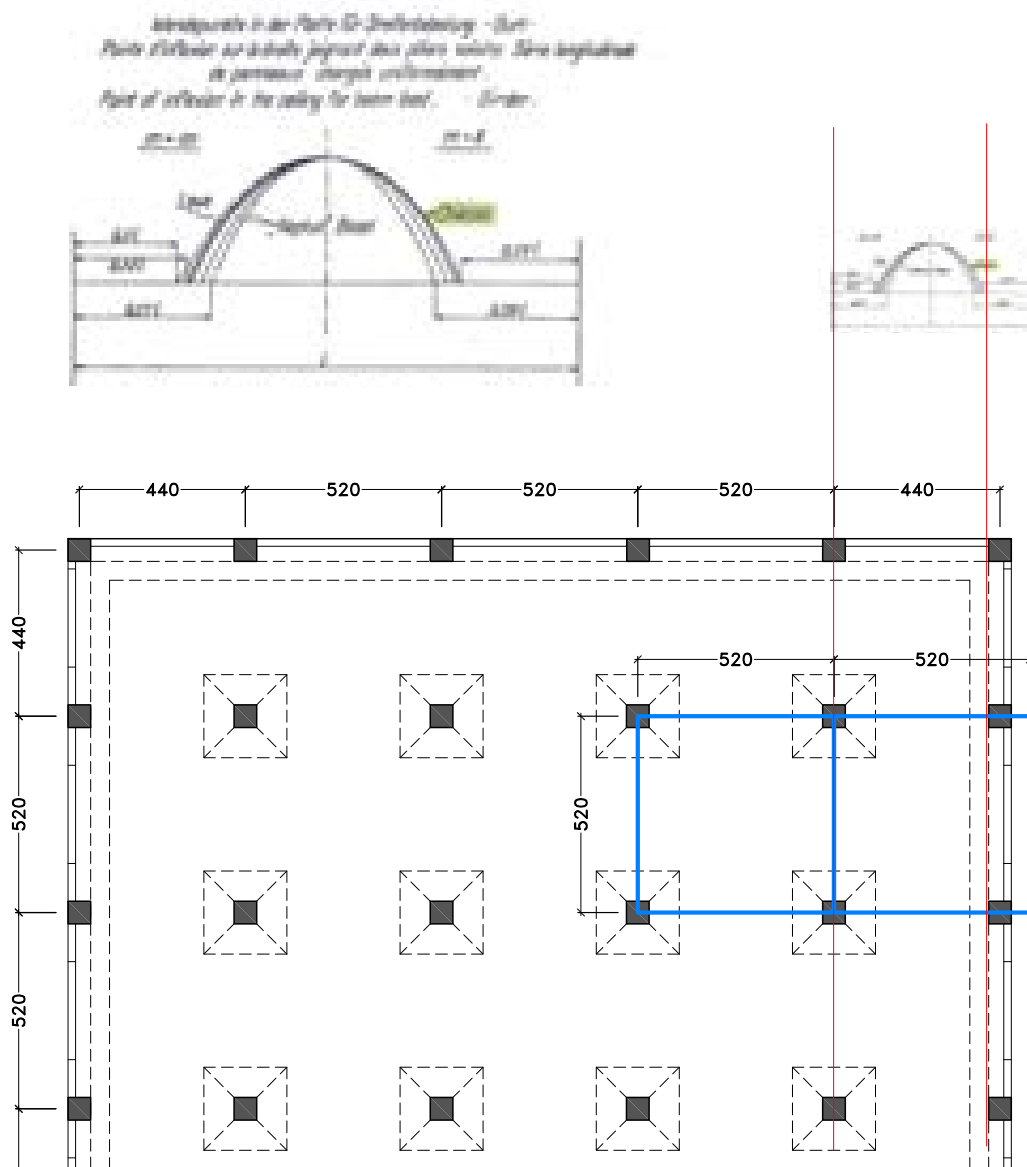


Fig. 8.7 : détail de la rive des planchers en dalles-champignons comparé à la position du point d'inflexion calculé par Roš & Eichinger, Robert Maillart ingénieur, 1924. Echelle du plan : 1/200^{ème} – Source : **Roš & Eichinger [1930]**, figure 9, p. 6 ; plan et montage en couleur de l'auteur

Pour le calcul des dalles, Maillart s'est appuyé sur les tests qu'il avait faits en 1908, dont il avait déduit des valeurs de moments de flexion. Ces résultats, pour une charge uniformément répartie, étaient de :

$$\begin{array}{ll} M_+ = p.l^2 / 37 & \text{en milieu de panneau ;} \\ M_- = p.l^2 / 22 & \text{à mi-longueur entre deux colonnes.} \end{array}$$

Le paradoxe de la méthode est cependant celui-ci : les résultats ne sont valables que pour un rapport de dimensions entre les différents éléments constituant le plancher (épaisseur de la dalle, dimensions et longueur des colonnes, taille et forme des chapiteaux). Ceci implique que Maillart, avant d'avoir pu démarrer ses tests, avait dû préalablement fixer le système de proportion entre ces divers composants. Par la suite, s'il s'en écarte, les valeurs d'efforts deviennent faussées.

L'utilité des formules n'est donc que de confirmer la valeur des efforts sur le béton – pour lequel, d'entrée de jeu, les dimensions sont supposées être suffisantes – et de calculer la quantité de ferrailage nécessaire.

Pour leur série d'essais de dalles-champignons, Roš & Eichinger commencèrent leur campagne par l'étude des dalles de Chiasso, en 1925. Au début de leur article, ils résument ainsi leur approche, qui est sensiblement pareille à celle de Maillart :

« Les constructions hyperstatiques à un haut degré, telles les dalles à champignons, ne pourraient être calculées sans certaines suppositions de base qui simplifient le problème, à savoir : dalle d'épaisseur constante, répartition arbitraire des réactions d'appui dans les champignons, et valeur arbitraire de la rigidité de ceux-ci. Le calcul ne peut être qu'approché ; il l'est par l'abaissement du degré d'indétermination et par la supposition de l'isotropie. [...]

Nous avons mesuré les fléchissements verticaux, les déformations angulaires, les allongements et raccourcissements (tensions) ; ces dernières comme déformations locales. [...]

Les déformations observées ont été reportées sous la forme de surfaces d'influence pour les fléchissements et les tensions. De ces courbes, on a déduit les moments de flexion maxima au milieu du panneau considéré et à mi-longueur entre les colonnes. [...]

Les résultats, obtenus uniquement par la méthode expérimentale, ont été comparés par la suite aux résultats obtenus par les procédés de calcul approché. »¹⁴

Ces auteurs nous apprennent aussi que le moment fléchissant dans les colonnes pour une série de panneaux alignés est $M = p \cdot l^3 / 16,8$; cette valeur pouvant même dépasser $M = p \cdot l^3 / 12$ pour les colonnes « anormalement fortes et des champignons considérablement développés », cette valeur de moment correspondant à celle d'un encastrement absolu.

Si l'on compare les résultats obtenus par Roš & Eichinger et ceux de Maillart (voir *fig. 8.8*), on constate qu'en fonction du cas de figure, certaines de ces valeurs peuvent parfois être sous-estimées chez Maillart. Mais la règle qui prévaut est plutôt inverse : les valeurs de Maillart sont, en général, sécuritaires à Chiasso.

Si l'on examine les cas de figure où la valeur du moment estimée par Maillart est sous-évaluée, on constate alors que la valeur de l'autre moment prévu par Maillart est systématiquement beaucoup plus sécuritaire. On en déduit ainsi que les deux valeurs de moment de flexion prévues par Maillart correspondent, au mieux, à la réalité et au pire, à un état où une redistribution des efforts aurait dû se produire, mais en tout cas suffisant pour assurer la reprise des charges rencontrées.

14 Roš & Eichinger [1930], p. 1

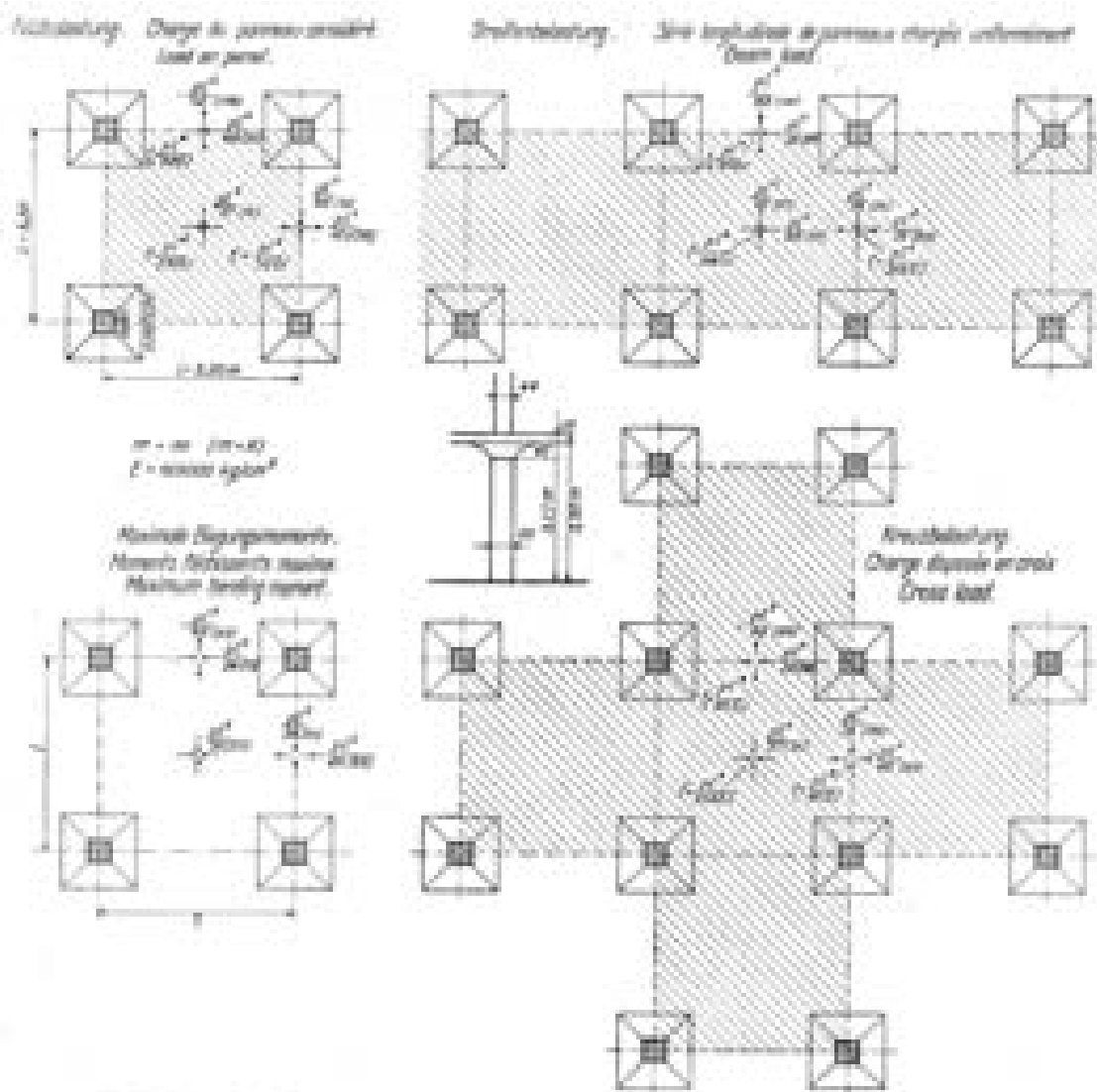


Fig. 8.8 : résultats des tests de mise en charge des dalles-champignons sur le rez-de-chaussée, Entrepôts généraux de Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1924, testé en 1925 – Source : Roš & Eichinger [1930], p. 5

Ainsi, en faisant référence au *théorème statique* de la Théorie du calcul plastique, le *schéma statique* de la structure des dalles de Chiasso est effectif et suffisant pour la reprise des charges.

Si on prolonge ce type de raisonnement au cas où l'on modifierait la géométrie des dalles, par un transfert de raideur entre les différents éléments, ou par le renforcement de certaines raideurs de ceux-ci, on assisterait à nouveau à des redistributions des efforts ; mais le même *schéma statique* resterait suffisant pour se garantir d'une perte de portance de la structure. Reste que la fissuration nécessaire à cette redistribution doit idéalement aussi faire l'objet d'une étude pour la garder dans les limites de l'acceptable.

Ainsi, on a constaté que la conception du système des dimensions de la structure du bâtiment des entrepôts de Chiasso procède de la mise en oeuvre et de l'adaptation du système porteur de la dalle-champignon, préalablement mise au point pour ce type de projet. La part la plus importante de la mise au point semble être géométrique ; le calcul n'apparaissant qu'en second rang pour la validation et le calcul des ferraillages.

8.3 LA CONCEPTION DU HANGAR

8.3.1 Dispositions architecturales

Si Maillart était arrivé immédiatement à une solution convenable pour la structure du bâtiment (bureaux et entrepôts), au tout début de l'année 1924, grâce au principe de la dalle-champignon, il semble qu'il ne soit parvenu à une solution satisfaisante pour le hangar, en raison de la complexité du problème, qu'au milieu de la même année.¹⁵

Ce hangar, destiné au stockage, devait s'ouvrir sur la totalité de la largeur de la plate-forme attenante – équivalente à celle du bâtiment des entrepôts, soit 25 m – tout en s'ouvrant également sur sa pleine longueur pour permettre le déchargement des trains stationnés le long des quais qui le bordent (Fig. 8.9).

L'espace protégé par la toiture ne devait comporter aucun appui à son extrémité qui fait face à la plate-forme. La protection qu'il devait offrir devait se prolonger devant les côtés du bâtiment des entrepôts, ce qui sous-entend une forme de continuité de la structure. Il devait enfin être de plain-pied avec le bâtiment et avec les quais.

Pour la succession des deux édifices, on constate que Maillart s'est simplement contenté de les aligner bout à bout. Le hangar forme un tout, cohérent, proche du carré, qui aurait très bien pu être placé seul, ailleurs. Il a été accolé au bâtiment des entrepôts qui semble lui aussi indépendant dans les dispositions de son plan. En témoigne le redoublement du bracon d'appui de l'avent, à proximité du coin du bâtiment, interrompant la continuité du rythme des supports de l'avent, pourtant continu sur la majeure partie de la longueur des deux ouvrages.

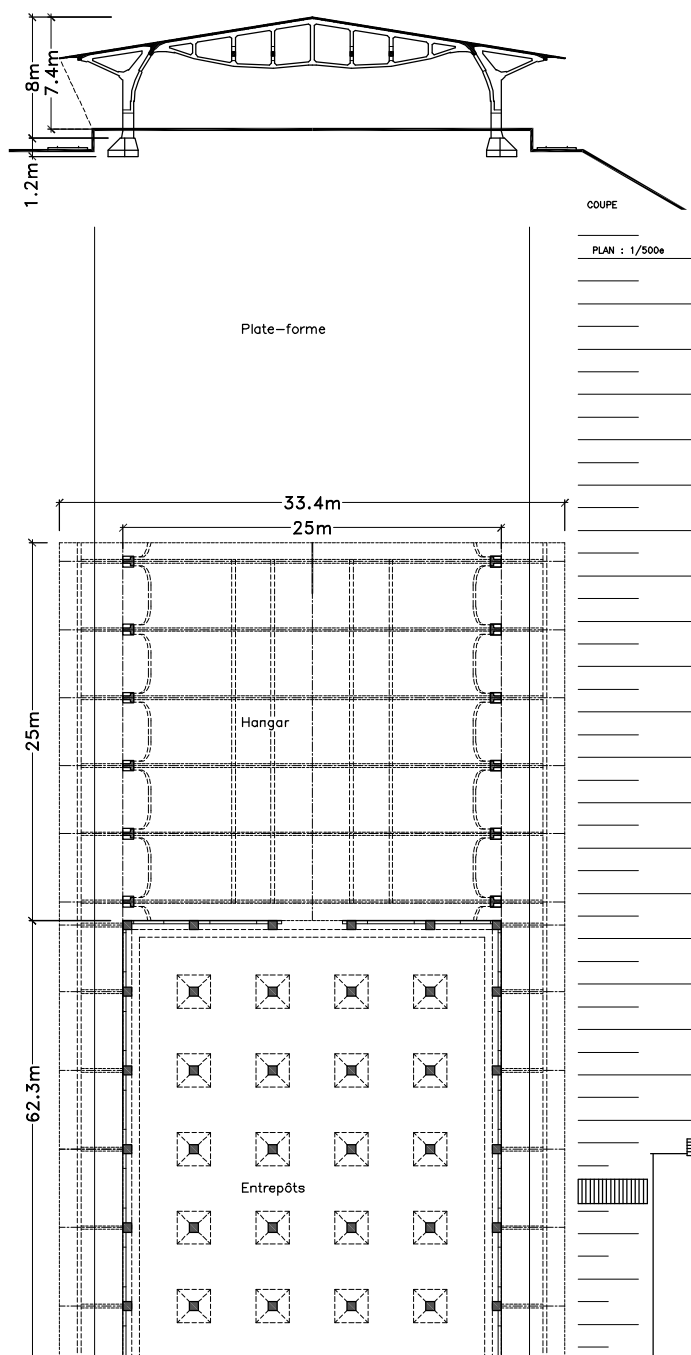


Fig. 8.9 : plan et coupe du hangar des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur. Échelle : 1/500^{ème} – Source : dessin de l'auteur

¹⁵ Billington [1997a], pp. 116-117

Ensuite, on peut remarquer que la distance entre les colonnes des entrepôts sont un multiple de celle qui a été adoptée entre les montants verticaux de la structure du hangar.

A l'examen de la coupe, on constate que les niveaux d'où les chapiteaux émergent des colonnes, et qui définissent une sorte de délimitation horizontale entre la zone d'occupation et la zone d'emprise de la structure horizontale, servent de repère vertical pour le positionnement de la structure du hangar. Le niveau d'où la colonne du hangar émerge de son massif de fondation correspond au niveau d'où naît le chapiteau portant la dalle qui couvre le sous-sol des entrepôts ; le niveau d'où émergent les bracons des deux colonnes du hangar correspond à la naissance du chapiteau de la dalle couvrant le rez-de-chaussée des entrepôts.

Sur la *figure 8.10*, on montre par superposition l'ensemble des règles géométriques, issues des entrepôts, qui ont pu présider au dessin de la structure du hangar.

Les règles principales que l'on peut mettre en évidence sont :

- un rythme de la structure multiple de la portée centrale des entrepôts, dédoublée pour pouvoir supporter le faîte, soit $2,6\text{ m}$;
- pour la colonne, le positionnement sur les naissances de chapiteaux de points singuliers de la structure (en rouge);
- les points extrêmes de la structure dans sa portée centrale sont situés strictement entre les planchers (en bleu, sur la figure).

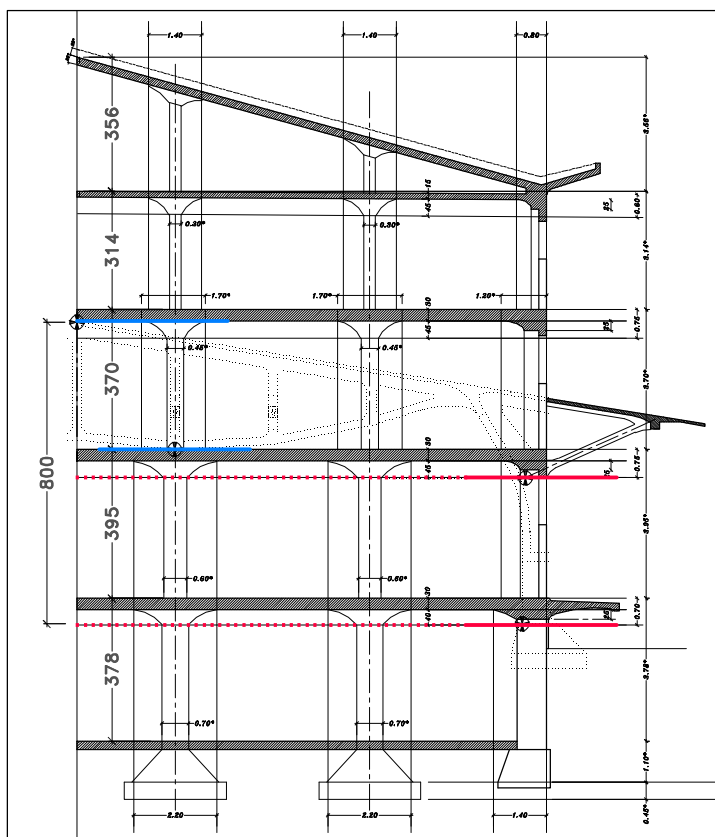


Fig. 8.10 : coupe des entrepôts des Magazzini Generali de Chiasso avec, en transparence, la trace du hangar, Robert Maillart ingénieur, 1924. Échelle : 1/200^{ème} – Source : dessin de l’auteur

De ce fait, un ensemble de règles géométriques se trouve disponible pour cadrer le dessin : le niveau du faîte est connu ; le point le plus bas de la structure centrale est défini ; la colonne du hangar naît de sa fondation en un point connu ; les largeurs et emplacements des colonnes du hangar sont définis ; l'intersection des axes des bracons et de l'axe du coeur de la colonne est défini. On peut ainsi percevoir ces axes comme le véritable tracé régulateur de la structure (voir *fig. 8.11*). Compte tenu de l'évidence qu'il y a à considérer une première trame, dictée par les dispositions de l'entrepôt, pour la mise en place de la structure du hangar à concevoir, on peut maintenant se pencher sur les propos qu'il a dû se tenir pour en concevoir les principes. À ce stade, la forme elle-même de la structure n'est encore en rien définie.

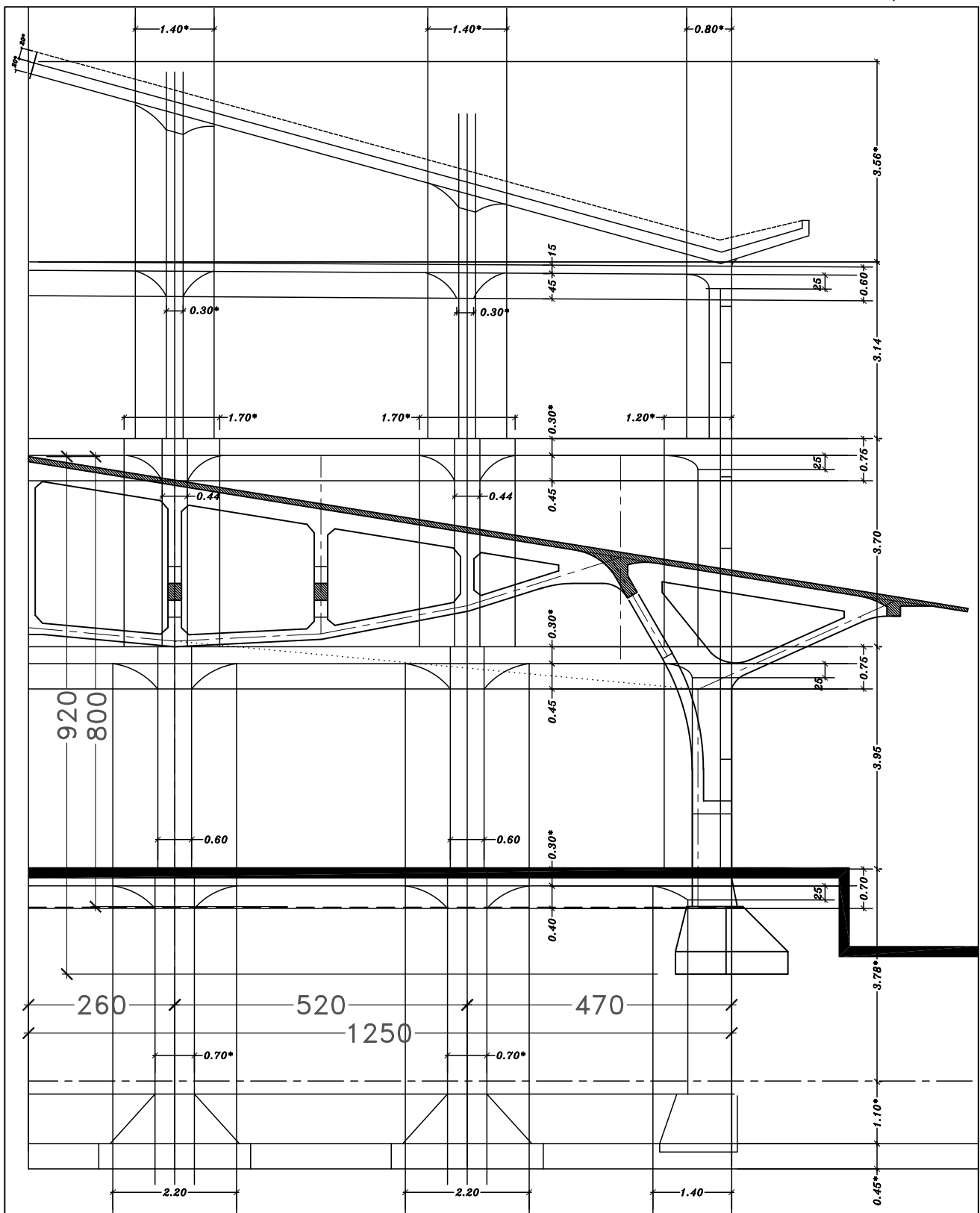


Fig. 8.11 : coupe exacte du hangar d'après **Maillart [1924]** superposée à la trame géométrique du bâtiment des entrepôts des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1924. Échelle : 1/100^{ème} – Source : dessin de l'auteur (sans prise en compte des informations de **Roš & Eichinger [1930]**)

8.3.2 Conception de l'ouvrage

Puisque dans le bâtiment, Maillart avait adopté pour principe d'utiliser le béton là où la matière qui fabrique la surface d'utilisation peut aussi être celle-là même qui constitue l'élément structural, dans l'entrepôt, les planchers et la toiture sont réalisés en dalles massives continues en béton. Dans les deux cas, c'est bien un ensemble monolithique intégré qui fabrique la structure et la surface, toutes deux continues.

Selon ce principe, il y a donc peu ou pas de différences entre une dalle-champignon et une couverture ; ceci est tout à fait explicite dans le cas de petites couvertures isolées, où le principe de la dalle-champignon est utilisé pour la structure du toit (voir *fig. 8.12*).



Fig. 8.12 : couverture sur une voie de déchargement, Ponte Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1913 – Source : Bill [1955], fig. 237

Compte tenu du caractère monolithique de l'ensemble des parties qui constituent le principe porteur de son bâtiment (voir *p. 283*), il est donc naturel que Maillart ait imaginé recourir à une dalle en béton pour fabriquer la couverture du hangar, tout en lui donnant un rôle actif dans la reprise des charges. Le volume de matière même qui doit être utilisé pour fabriquer une surface continue peut être valorisé en tant que matière apte à contribuer au principe structural.

C'est le cas lorsqu'il fabrique une dalle continue de type champignon, destinée à rencontrer de lourdes surcharges, en sollicitant l'intégralité de la matière dans le mécanisme porteur. Cette manière de faire n'est pas un problème lorsqu'on peut compter régulièrement sur des colonnes d'appui (mis à part la difficulté analytique pour l'époque). Mais cela devient problématique dans le cas d'un espace abrité sans appui intermédiaire sur une largeur approchant les 25 mètres. L'exercice s'apparente alors à celui d'un franchissement, tout comme lorsqu'il est question de réaliser un pont.

Dans ce cas – et lorsqu'il semble exclu de recourir à une imposante structure fléchie, munie de rotules, garantes d'un bon comportement vis-à-vis des variations dimensionnelles ou des mouvements d'appui – Maillart spécialise certaines parties de l'ouvrage à reprendre, de manière préférentielle, certains types d'efforts grâce à la forme géométrique qu'il leur attribue.

C'est ce que Maillart fait pour ses ponts en arc caténaire auquel il confère une importante raideur en flexion grâce à la liaison rigide qui les associe à un tablier de forte raideur flexionnelle (voir *chapitre 7*).

Dans le cas de la couverture du hangar de Chiasso, une possibilité de valoriser le volume de matière important constituant le plan de la toiture, tout prêt à reprendre d'importants efforts de compression, est de l'associer à une membrure tendue pour fabriquer un treillis. C'est le mécanisme de la ferme de toiture où la dalle se substitue à l'arbalétrier. L'hypothèse a peut-être traversé l'esprit de Maillart puisqu'une singularité géométrique, quant à la convergence des axes des éléments de structure, montre l'encombrement possible d'une poutre (-treillis) similaire à celle que l'on rencontre habituellement sur pareil ouvrage.

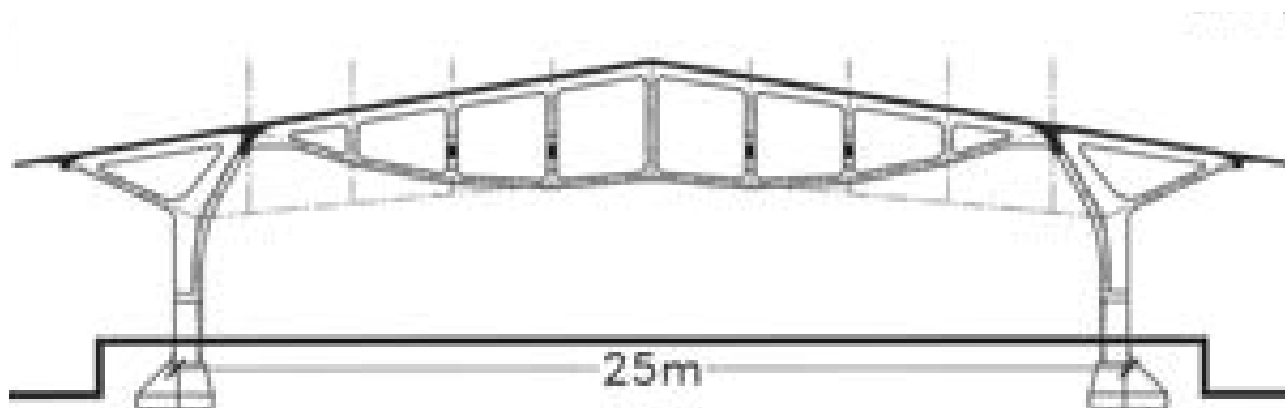


Fig. 8.13 : coupe du hangar : les membrures inférieures extrêmes, sur une demi-structure, sont convergentes, définissant un volume contraint pour la structure ; Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1924. Échelle 1/200^{ème} – Source : dessin de l'auteur

La portée de l'arbalétrier, dépassant les 10 mètres, est trop importante pour être franchie d'un seul jet et nécessite d'être appuyée régulièrement, sur les membrures verticales d'un treillis, par exemple.

Pour la construction d'un treillis, on peut y adjoindre des diagonales pour reprendre les efforts tranchants, ce qui complique singulièrement la réalisation des noeuds de la structure où convergent trois membrures, dont l'une est diagonale, ce qui est loin d'être aisé en béton armé. On peut aussi imaginer, comme l'ingénieur Vierendeel, de reprendre l'effort tranchant en fléchissant les membrures, ce qui se révèle plus simple à réaliser en béton armé, mais en augmente singulièrement les épaisseurs de membrures. De plus, aucune de ces solutions ne permet de rencontrer l'exigence de libérer totalement le volume d'un étage sous la couverture, comme c'est manifeste sur les coupes du hangar et des entrepôts superposées (voir fig. 8.10), tant qu'il n'y a pas adaptation du volume contraint de la structure.

Une troisième possibilité consiste à annuler l'effort tranchant par la forme même du treillis en lui donnant la forme d'un élément d'*égale résistance*. Ceci rejoint les idées de J.W. **Schwedler** et de Karl **Culmann** (voir ci-dessous) et permet d'éviter les diagonales. C'est aussi l'hypothèse de **Mark et al. [1974]** (voir plus loin), qui mettent l'accent sur l'analogie de la poutre en flexion.

Dans des traités de *statique graphique* comme ceux de **Koechlin [1889]** ou **W. Ritter [1890]**, lorsqu'il est question de l'analyse de treillis, les auteurs se réfèrent tous deux aux méthodes analytiques de August **Ritter**¹⁶. Il ressort des études de Timoshenko¹⁷ que August Ritter simplifie en 1862 les méthodes de dimensionnement qu'un autre ingénieur allemand, J.W. **Schwedler**, propose en 1851. Schwedler fait usage des notions de *moment de flexion* et d'*effort tranchant* pour ses études et les applique à l'analyse des treillis, démontrant au passage la relation qui lie *moment fléchissant* et *efforts tranchants*. Le principe de son

16 voir Wilhelm **Ritter [1890]**, pp.8-20 et **Koechlin [1889/98]**, pp.154-156

17 **Timoshenko [1953]**, p. 189-190

analyse consiste à pratiquer une coupe dans le treillis, pour déterminer les efforts dans les barres sectionnées à l'aide des équations d'équilibre de la Statique.

Entre autres résultats, Schwedler aurait montré que la forme optimale ou « normale » pour un treillis est celle pour laquelle sa hauteur varie proportionnellement au *moment de flexion* produit par les charges permanentes et la charge d'exploitation répartie uniformément. Ce cas de charge ne produit pas d'effort dans les diagonales d'un treillis dont la forme a ainsi été optimisée.

Si on associe ce principe à l'étude qui est faite chez Culmann des poutres continues, on obtient la figure suivante (fig. 8.14) qui montre les trajectoires des efforts en traction et en compression dans les poutres continues. Cette figure montre suffisamment de ressemblances avec les formes du hangar de Chiasso pour être relevées.



Fig. 8.14 : trajectoires des contraintes de traction et de compression chez Culmann pour un système hyperstatique, d'après **Timoshenko [1953]**, fig. 135

Mais il n'est encore là question que de la structure horizontale de la toiture, dont il s'agit de ramener les charges au sol. Pour ce faire, les dispositifs décrits ci-dessus doivent être connectés aux fondations par le biais de colonnes qui, dans une logique d'efficacité, devraient fonctionner en système exclusivement comprimé pour ramener les charges au sol.

Une logique de conception basée sur la mise en place des efforts en compression ou traction pure cadre bien avec un outil que nous avons déjà utilisé dans le texte : la *statique graphique*. L'hypothèse est posée que la forme est donnée à l'ouvrage à l'aide d'un polygone funiculaire, comme c'est le cas pour le pont de Schwandbach (voir *chapitre 7*).

Ceci se confirme par le schéma de l'analyse des efforts dus au poids propre et à la neige, publié par Max Bill (voir fig. 8.15), où l'on rencontre l'ensemble du comportement structural exprimé en tant qu'équilibre de forces de compression. Les efforts sont dits être constants dans les membrures hautes et basses de la couverture, comme dans un *treillis d'égale résistance*.

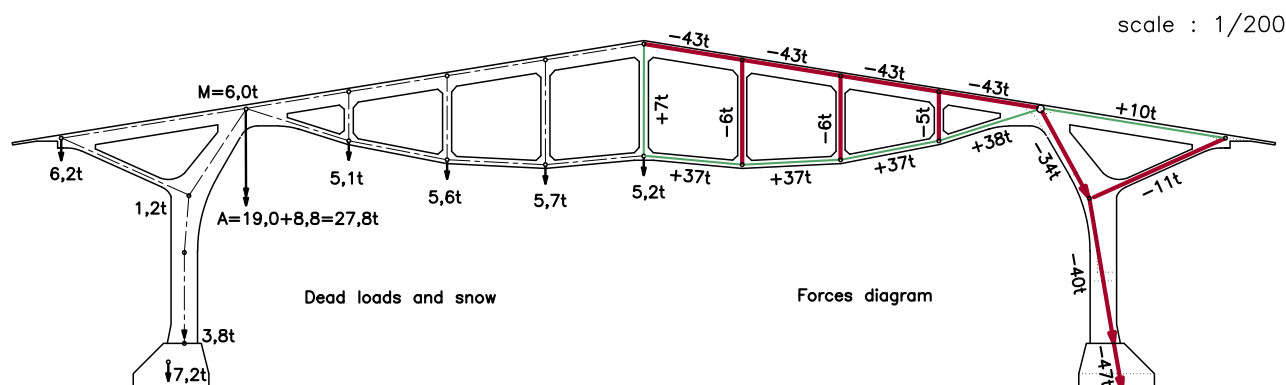


Fig. 8.15 : charges (à gauche) et forces (à droite) dans la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1924. Échelle 1/200^{ème} – Source : dessin de l'auteur, d'après l'étude de Robert Maillart publiée chez **Bill [1955]**, p. 155

Par conséquent, la géométrie de la membrure inférieure de la ferme de toiture est supposée être funiculaire pour la charge renseignée.

Puisque nous avons vu, aux chapitres précédents, qu'il ne fait aucun doute que Maillart ait utilisé la *statique graphique* lors de ses travaux de conception, et que la *figure 8.15* suggère l'utilisation de cet outil pour l'analyse structurale, on peut raisonnablement supposer qu'il en a également été le cas à Chiasso.

Cependant, les épures de conception et de calcul des Magazzini Generali de Chiasso sont perdues – ou à tout le moins manquantes – au dossier *HS 1085 RM 1924/25-1* des Collections Spéciales de l'ETH (Zurich, septembre 2006).

Les 373 dossiers portant la référence HS 1085 correspondent aux études du bureau Maillart qui ont pu être rassemblées aux Archives Maillart de l'ETH, tandis que 'RM 1924/25', dont le numéro correspond aux dates de la conception, est celui des entrepôts de Chiasso et de la halle (hangar) attenante. Ce dossier d'étude contient essentiellement des plans de coffrage et de ferrailage, quelques plans de présentation et l'ensemble des bordereaux d'armature.

La suite du texte détaille la construction présumée de cette épure. Elle est élaborée sur base des recherches formelles et dimensionnelles que suggèrent les éléments de composition déjà relevés jusqu'ici. Comme nous le verrons, cette démarche conjecturale supposera, quant à une telle épure, qu'en plus d'avoir été utilisée pour définir la géométrie funiculaire des membrures inférieures du complexe portant, c'est finalement l'ensemble de la géométrie de la structure qui a été élaborée de la sorte.

En suivant l'exemple des documents de travail d'autres dossiers de Maillart¹⁸, et compte tenu des échelles de présentation des plans de la structure du hangar de Chiasso, le format de travail doit être proche du *A1* (594 x 840 mm) et l'échelle du *polygone des forces* de l'épure serait de 1 cm pour 2 tonnes. Sur ce format, nous prenons l'hypothèse que l'échelle de la coupe, compte tenu de la précision nécessaire et du format du papier, doit être le 1:50^{ème}, ce qui correspond à l'échelle de présentation du plan de coffrage du hangar¹⁹. Compte tenu de l'échelle, 1 mm d'erreur représente 5 cm, que nous prendrons comme tolérance pour le dessin. Pour des raisons évidentes de format de papier, dans la suite de notre document, les échelles des figures qui reconstituent l'épure seront de 1:200^{ème} pour la coupe/élévation, et de 1cm pour 5 tonnes dans le *polygone des forces*.

Partant de l'analyse menée plus haut, on peut considérer assez naturellement que Maillart ait envisagé de mettre en oeuvre une couverture constituée d'une dalle de béton continue. L'hypothèse que nous adoptons pour l'étape de la conception est que cette dalle aura une épaisseur de 10 cm (proche des 9 cm qui seront finalement adoptés). De même, la nervure funiculaire tendue aura une hauteur de 20 cm.

La dalle ne pouvant pas profiter d'appuis réguliers dans le sens longitudinal, un dispositif est nécessaire comme intermédiaire pour la supporter jusqu'aux appuis. On rencontre ainsi, par-dessous la dalle, une nervure destinée à la compléter dans le sens de la portée transversale ; on recompose ainsi une sorte de poutre en T. Par conséquent, on dispose d'une section plus adaptée pour reprendre, sans flambement, les efforts de compression qui naissent de son interaction avec la membrure funiculaire tendue.

Par la suite, on peut imaginer que Maillart songera à valoriser la forme de la section, en tant que complément indispensable du dispositif mis en place pour la charge de référence, lorsque d'autres cas de charge doivent être rencontrés.

Lorsque la membrure supérieure de la structure est maintenue axialement comprimée, ce qui est le cas idéal, les dimensions de la poutre ont été définies pour que le centre de gravité soit situé à l'interface entre la dalle et sa nervure. C'est ainsi que, pour équilibrer une dalle de 10 cm pour deux ailes de 1 m, Maillart conçoit une nervure de 30 cm de haut (voir *fig. 8.16*).

18 Maillart [1906, 1930, 1936]

19 Maillart [1924a]

Plus tard, la position de l'axe neutre dans la section non fissurée reste à la transition, avec une dalle de 9 cm et une jonction progressive entre dalle et nervure.

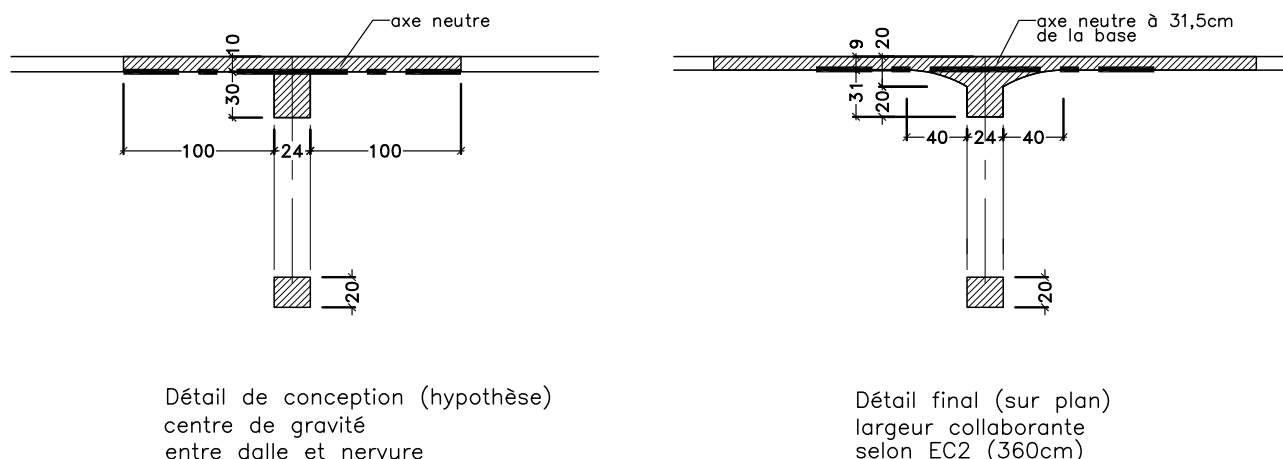


Fig. 8.16 : dessin du détail des sections transversales de la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1924. Échelle 1/50^{ème} – Source : dessin de l'auteur (pour la notion de largeur collaborante, voir plus loin la partie du texte analytique).

Deux éléments graphiques sont encore nécessaires pour mettre en place les premiers éléments du dessin de la structure : la pente et le positionnement de la toiture.

La pente de la toiture du hangar est différente de celle du bâtiment des entrepôts et des bureaux. Elle est proche des 9° et la différence de hauteur entre le faîte et la rive est cotée à 2,7 m.

Il ne semble pas y avoir de règle univoque qui définit la manière dont la pente a été fixée. Cependant, l'angle de la toiture semble principalement hérité des contraintes données par les cotes en élévation qui définissent les points de passage des points singuliers que sont l'extrémité de la rive (sous lequel doit passer un train), la hauteur au droit de l'appui, la hauteur au faîte et les percements vers le bâtiment de l'entrepôt.

Un examen des percements et du contexte où s'implante le hangar (voir fig. 8.17) permet d'établir quelques points de repères. On voit qu'il y a une volonté d'éclairer les deux niveaux des entrepôts collés au hangar et, peut-être, de ménager des vues. On remarque aussi une grande porte unique, centrale, qui permet le passage d'un espace à l'autre, et qui pourrait contraindre la structure à une hauteur suffisante au centre de l'espace.

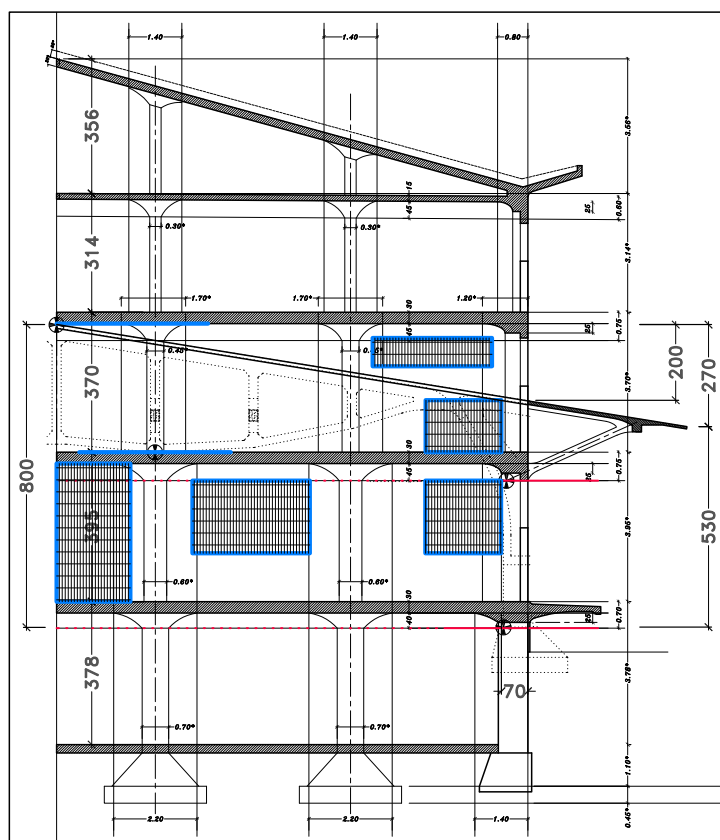


Fig. 8.17 : mise en place de la toiture et des percements derrière le hangar de Chiasso. Échelle : 1/200^{ème} – Source : dessin de l'auteur

Compte tenu de ces contraintes géométriques, nous pouvons commencer une épure sur un schéma d'axes régulateurs fort complet :

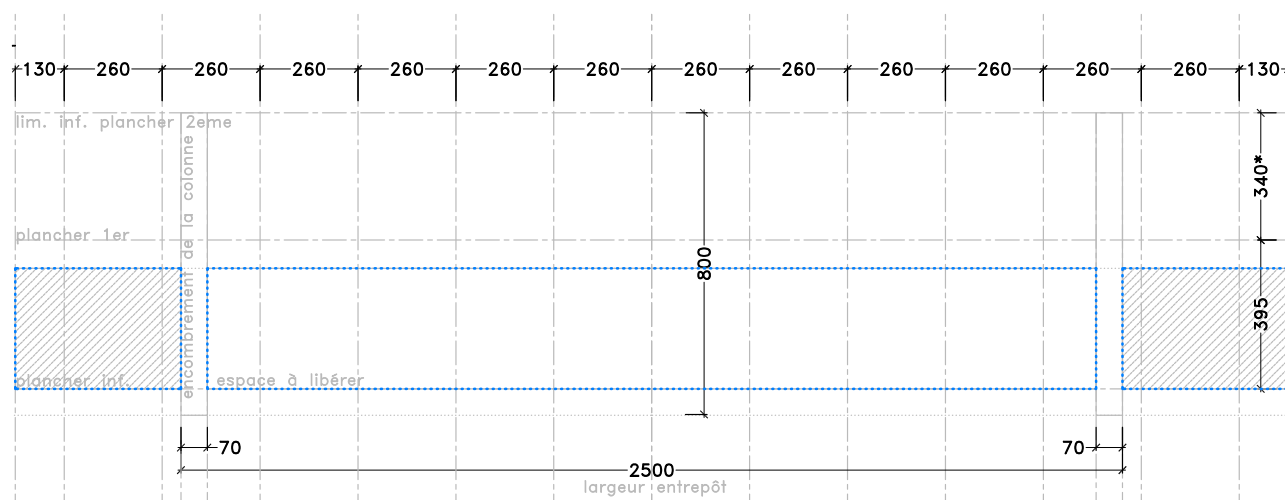


Fig. 8.18 : re-construction de l'épure du hangar de Chiasso – les axes et les lignes de construction. Échelle : 1/200^{ème} – Source : dessin de l'auteur (1)

Puisque l'écart entre les colonnes des entrepôts était de 5,20 m, il n'était pas possible de supporter le faîte de la couverture avec des membrures uniquement verticales. C'est ainsi que, sur le tracé régulateur, l'espacement a été réduit de moitié, soit 2,60 m, de manière à offrir des appuis réguliers à la membrure supérieure et à la ligne de crête.

Pour obtenir le tracé de courbes funiculaires, la méthode de dessin à utiliser peut être celle de la *graphique statique*. Dès lors, l'ensemble des éléments funiculaires de structure sont tracés en fonction d'un cas de charge donné. Il s'agit du *cas de charge de référence* pour la conception de la structure.

Comme nous le verrons plus loin, dans la partie de texte analytique, le cas de charge de référence à Chiasso est une charge uniformément répartie sur l'horizontale. A ce stade, peu importe donc la valeur précise des charges, mais elles sont ici supposées correspondre au poids propre de la dalle de toiture (10 cm en première approximation) et au poids de la neige.

Nous l'avons vu, la *statique graphique* fait usage simultanément, au minimum, de deux figures différentes : un *polygone des forces*, qui garantit l'équilibre de translation de la structure et, soit un treillis, soit un *polygone funiculaire* pour garantir l'équilibre de rotation. Nous avons également vu la relation de réciprocité qui lie les lignes de ces deux polygones, comme l'a démontré **Maxwell** en 1864.

Pour la construction de l'épure, nous faisons aussi usage de la *notation intervalle* de Robert **Bow** [1873]. Dans ce système, sur la figure principale, chaque charge²⁰ est nommée d'après les lettres majuscules inscrites de part et d'autre de sa *ligne d'action*²¹. Sur notre dessin, il y a correspondance entre les axes de la modulation de la structure et les lignes d'action des charges appliquées.

(Les charges sont appliquées le long des axes des membrures verticales de la future structure.)

20 En *statique graphique*, les charges sont par nécessité ponctuelles. Une charge répartie est donc modélisée par autant de charges ponctuelles appliquées à distance régulière sur l'élément de structure considéré.

21 Le champ d'application de la méthode est celle de la Statique des solides. Étant donné que ceux-ci sont considérés comme indéformables, le point d'application d'une force le long de sa *ligne d'action* n'a que peu d'importance sur le comportement structural.

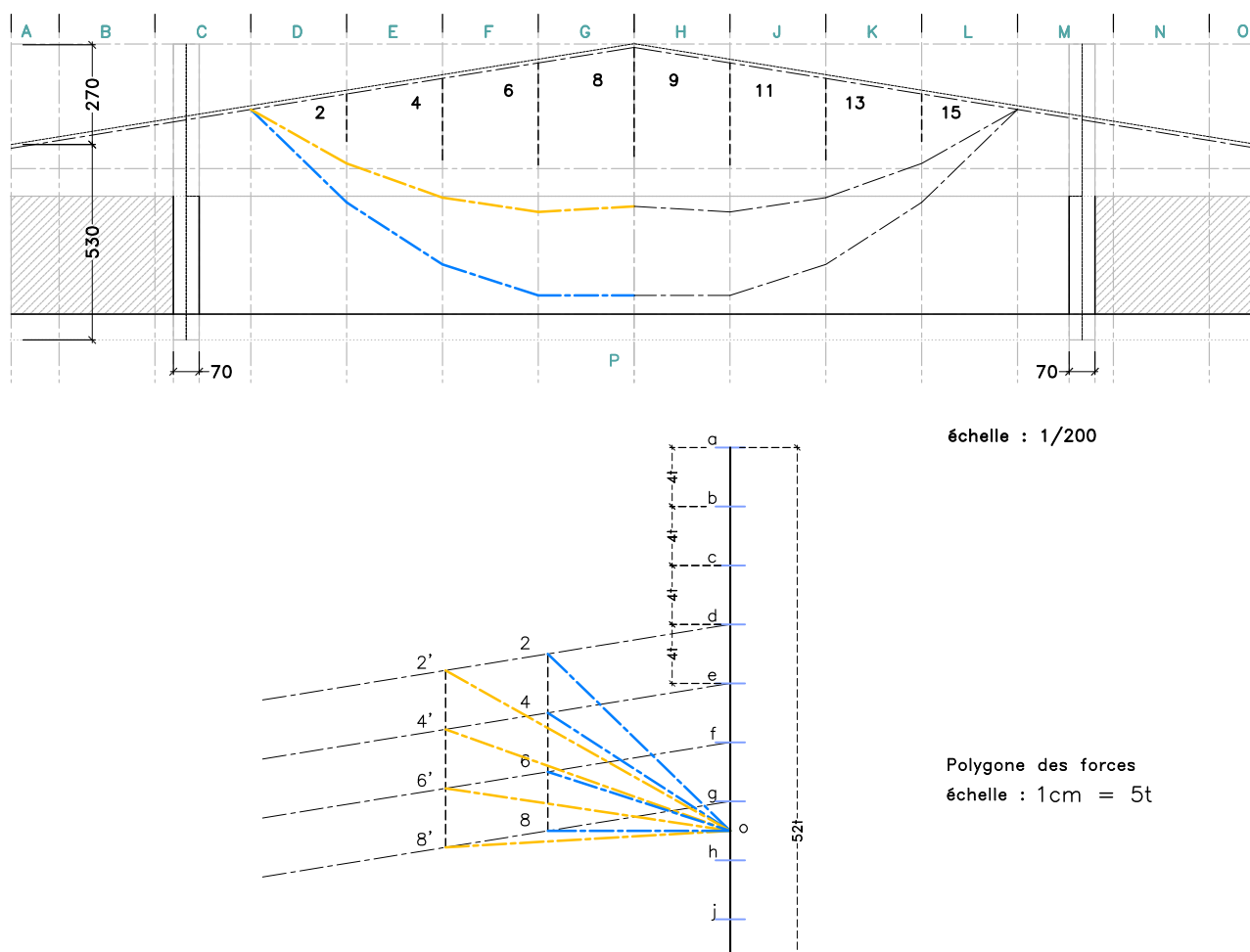


Fig. 8.19 : re-construction de l'épure du hangar de Chiasso – tentative de tracé de deux polygones funiculaires.
Source : dessin de l'auteur (2)

Les lettres minuscules, correspondant aux majuscules de la figure principale, sont utilisées sur le *polygone des forces* pour nommer les marques qui délimitent la longueur des forces vectorielles, ces dernières étant appliquées le long des axes de la figure principale.

Dans un second temps, des chiffres sont utilisés pour nommer, selon le même système et en association avec les lettres capitales, les barres de la structure qui constituent des panneaux fermés (un chiffre est inscrit au centre de chacun des panneaux).

Figure 8.19 :

Si nous entreprenons la construction graphique d'un *polygone funiculaire* qui équilibre, en traction, les charges appliquées, nous constatons qu'il aura une *flèche* beaucoup trop importante pour être utile lorsqu'on impose l'horizontalité du segment central de la construction (segment situé entre les axes *FG* et *GH*, et son symétrique situé entre les axes *GH* et *HJ*, sur la figure principale, en bleu).

Lorsqu'on tente le tracé d'un *polygone funiculaire* dont la flèche est moins importante (en jaune), on constate que, pour garantir l'équilibre du *polygone des forces*, on est obligé d'inverser la pente de ce segment par rapport aux autres (*8'-o* sur le *polygone des forces*). Quel que soit le tracé adopté, à cause de l'inclinaison de la toiture, toutes les funiculaires plus écrasées que la bleue présentent un point bas sur l'axe *FG* (et *HJ*).

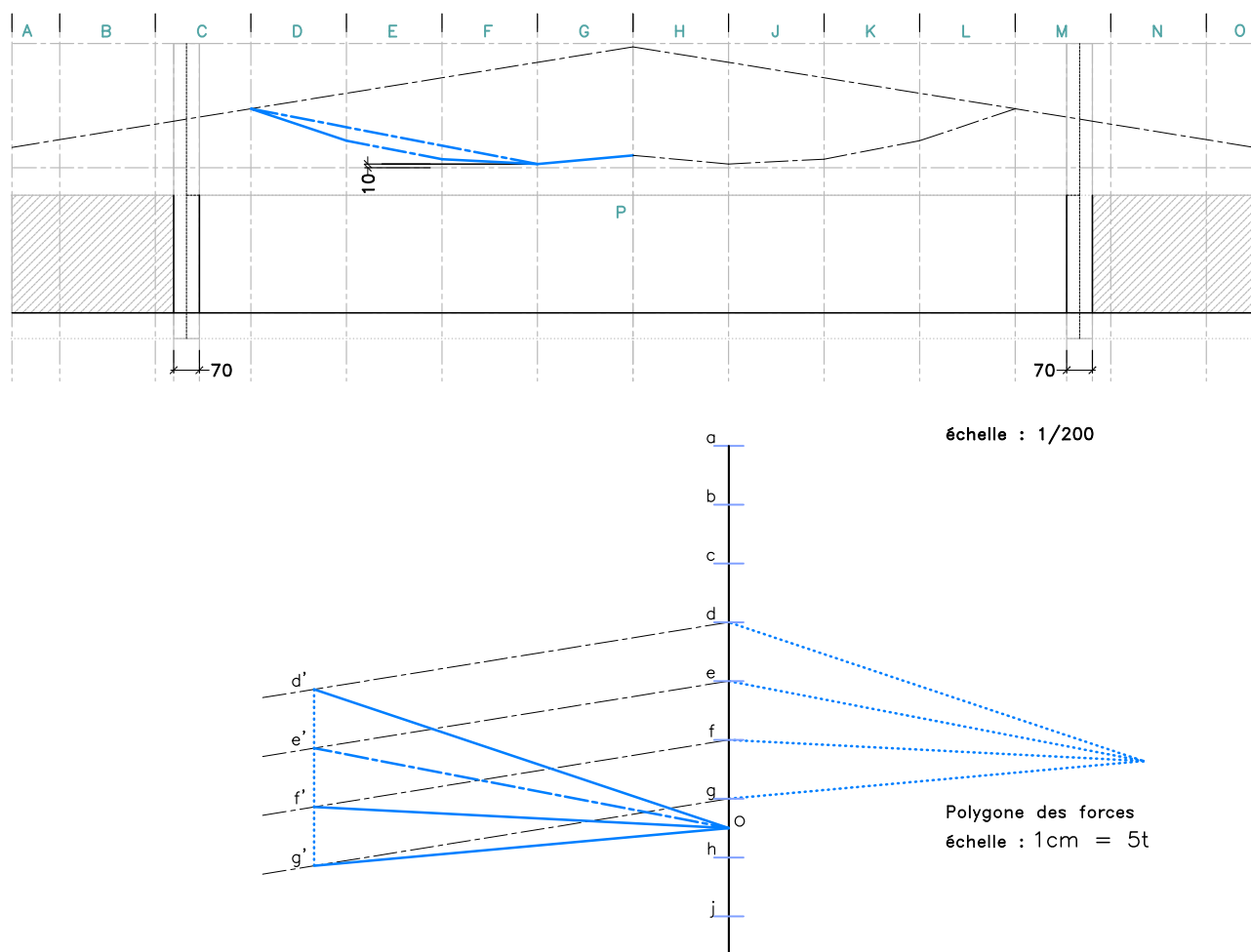


Fig. 8.20 : re-construction de l'épure du hangar de Chiasso – tracé du polygone funiculaire. Source : dessin de l'auteur (3)

Figure 8.20 :

Compte tenu de l'emplacement horizontal des deux points bas de toutes les courbes funiculaires utilisables, on peut à présent définir avec précision le tracé d'un *polygone funiculaire* qui respecte les contraintes d'encombrement spatial que nous avons relevées plus haut.

Puisque le tracé de la partie centrale du système porteur est situé exactement entre les faces des planchers qui délimitent, verticalement, le premier niveau du bâtiment, et que la hauteur prévue pour la membrure inférieure de la structure est supposée valoir 20 cm , on dispose de deux points de passage obligés pour le tracé du *polygone funiculaire*. D'une part, il doit passer par un point situé à 10 cm au-dessus du plancher du premier étage, tout en étant situé sur l'axe FG (et HJ). D'autre part, il est supposé rejoindre l'axe de la membrure supérieure sur un axe vertical. Puisque la largeur des colonnes du hangar et leur position sont déterminées par celles de l'entrepôt, il n'y a pas de correspondance entre l'axe de la colonne et un axe vertical. C'est pourquoi l'appui de la funiculaire sera logiquement le mieux situé sur l'axe CD (ou LM). Ainsi, nous n'aurons besoin que de membrures verticales entre la membrure supérieure et inférieure.

Pour le tracé, on commence par le dessin, sur le *polygone des forces*, du segment $e'o$, qui est parallèle à la ligne qui relie ces deux points sur la figure principale (le tracé est fait à gauche de la *ligne des charges* pour annuler les composantes horizontales de l'appui sur CD). Il s'ensuit le tracé de la ligne $d'g'$ sur le *polygone des forces*, puis de tous les autres segments, d'abord sur le *polygone des forces*, puis sur la figure principale.

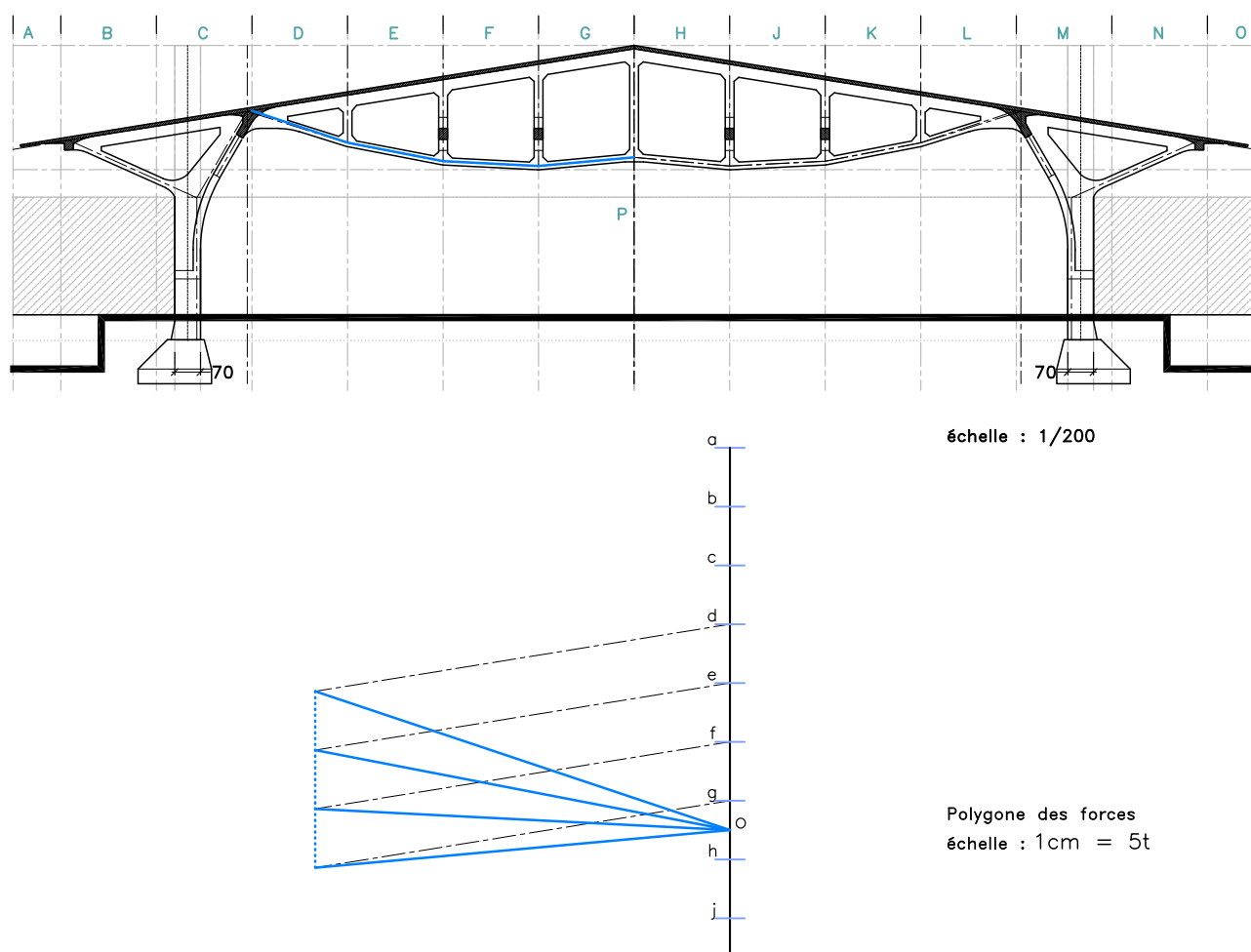


Fig. 8.21 : re-construction de l'épure du hangar de Chiasso – correspondance de la corde funiculaire sous une charge répartie avec la membrure inférieure de la structure, à l'exception du segment D. Source : dessin de l'auteur (4)

Figure 8.21 :

Lorsqu'on superpose le tracé de la courbe funiculaire obtenue à la géométrie du plan d'exécution²², soigneusement reportée sur le dessin, on constate une très bonne correspondance des deux courbes pour la zone située entre les axes *DE* et *KL*. La différence mesurée entre les deux tracés, à l'échelle 1:1, est comprise entre 0,25 mm et 7,8 mm, bien en-dessous de la tolérance de 5 cm que nous avons prise pour règle.²³

Par contre, les deux segments extrêmes de la courbe funiculaire s'écartent très fort, à leur extrémité, du point d'intersection des deux axes pris pour référence (l'erreur est de 12,7 cm).

Cependant, la suite de la re-construction de l'épure va nous amener à revoir le point litigieux, pour de simples questions d'équilibre.

²² la géométrie de l'ouvrage a été tracée d'après les plans de **Maillart [1924a], [1924b]**

²³ 1 mm d'erreur sur le dessin au 1/50^{ème} = 5 cm

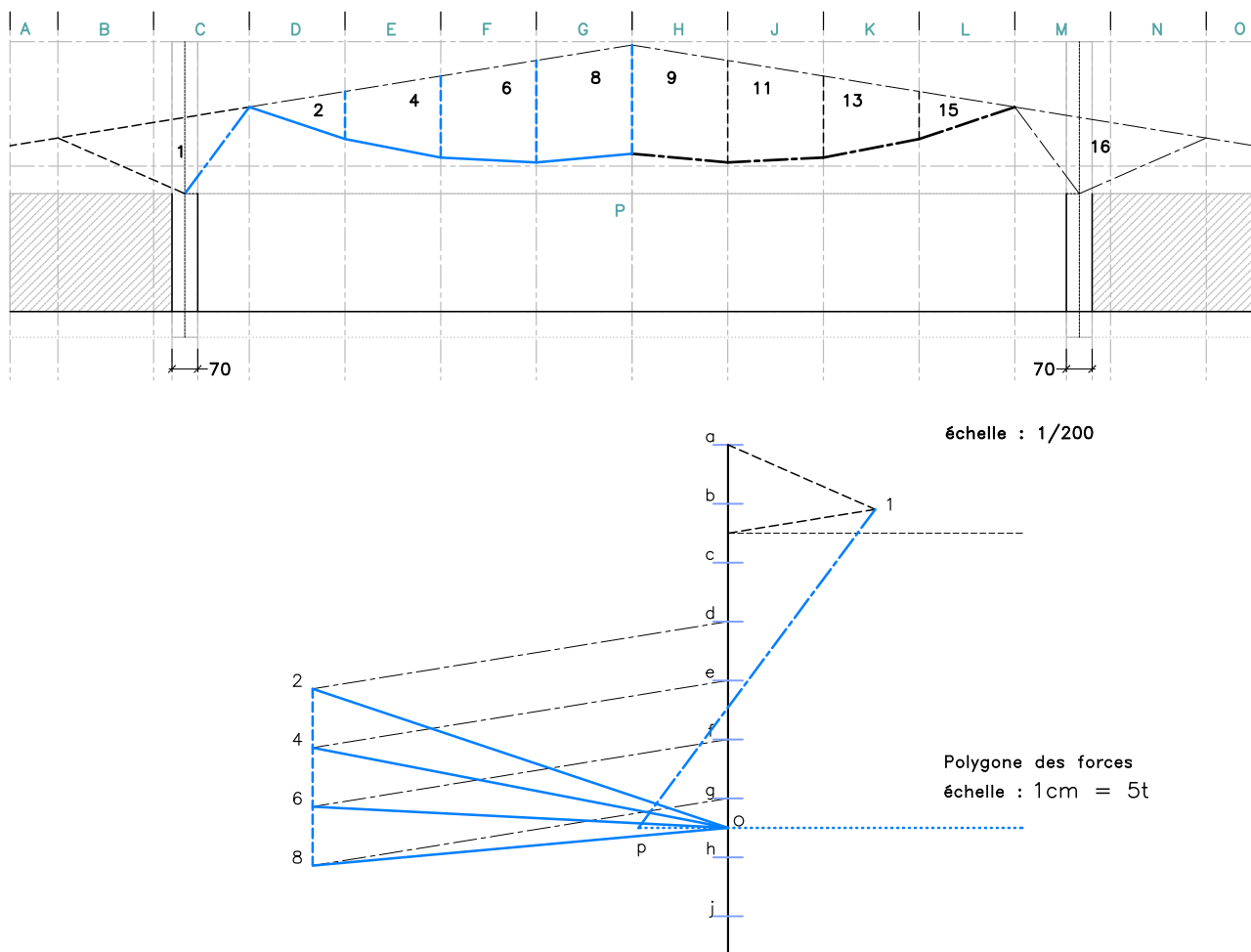


Fig. 8.22 : re-construction de l'épure du hangar de Chiasso – dessin des membrures verticales et des bracons prenant appui sur la colonne. Source : dessin de l'auteur (5)

Figure 8.22 :

On complète la construction géométrique en y ajoutant le dessin des membrures pour se connecter aux colonnes, puis au sol. On ajoute alors deux bracons à la colonne, le premier pour supporter le débordant de la toiture ($a1$) et le second de manière à supporter la structure funiculaire à sa connexion avec la dalle du toit (lp). Le niveau de l'intersection avec l'axe de la colonne est celui de la naissance des chapiteaux.

Pour la même raison que l'on évite de faire usage de membrures diagonales, le bracon qui aurait pu supporter la couverture à son intersection avec l'axe BC (MN) est évité. De la sorte, on ne rencontre dans la structure que des noeuds à trois barres.

Sur le *polygone des forces*, le point p est défini comme étant l'intersection de l'axe de symétrie horizontal, passant par le milieu du vecteur gh , avec une parallèle à l'axe du bracon qui passe par le point l .

(le point l est lui-même défini par l'intersection, sur le *polygone des forces*, des parallèles à l'autre bracon passant par a et à l'axe de la toiture, passant par le milieu de bc).

Cependant, on constate maintenant que le pôle o des rayons correspondant à la courbe funiculaire n'est pas à sa place, car il est supposé correspondre avec p .

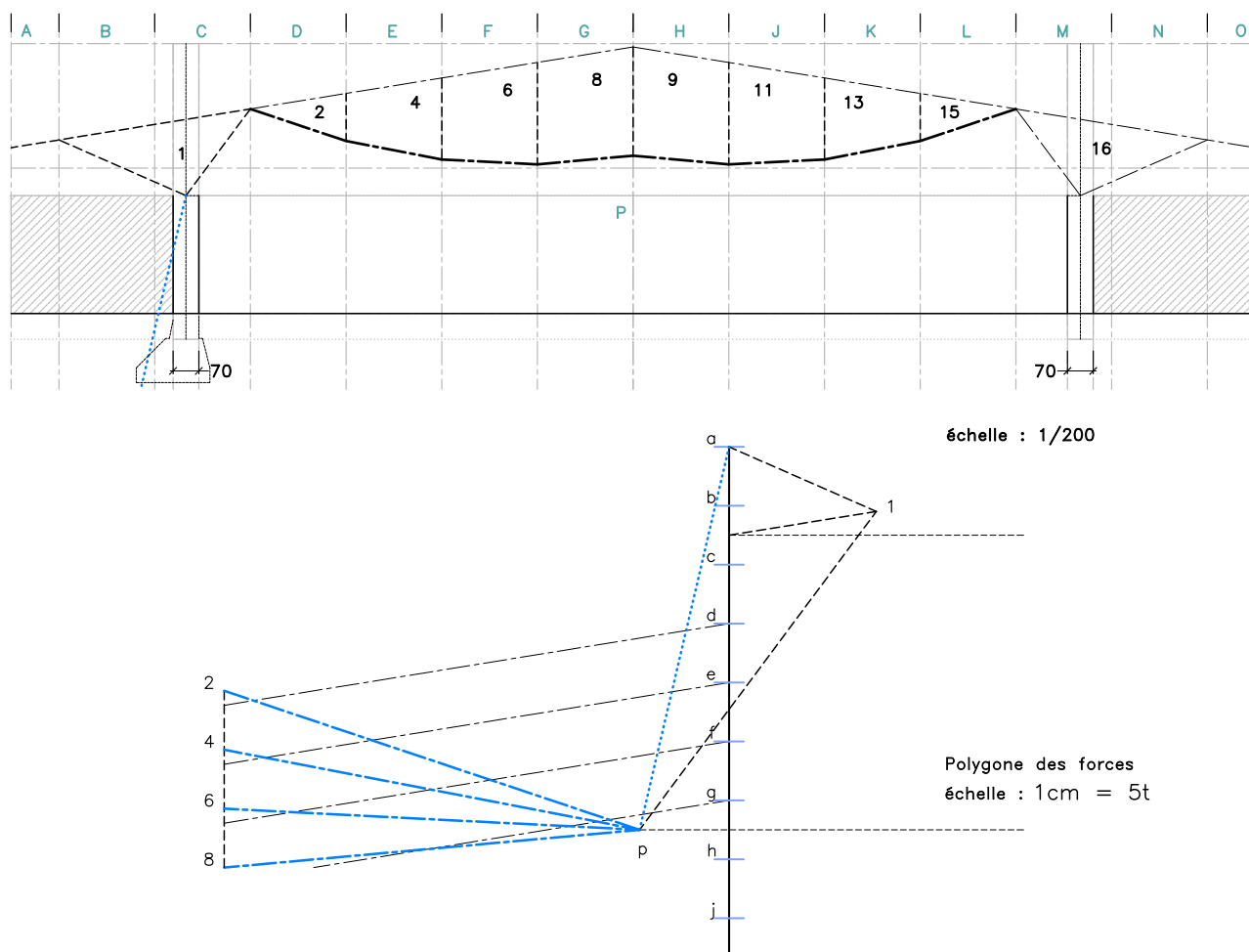


Fig. 8.23 : re-construction de l'épure du hangar de Chiasso – correction du polygone des forces et dessin de la résultante des efforts de compression dans la colonne. Source : dessin de l'auteur (6)

Figure 8.23 :

On commencera par corriger le *polygone des forces* en faisant correspondre le pôle *o* de la figure 8.22 avec le point *p* par translation des rayons de la courbe funiculaire.

Ensuite, on est en mesure de tracer la résultante des efforts de compression dans la colonne. Pour cela, il suffit de dessiner, sur le *polygone des forces*, la ligne *ap*. Ensuite, on trace sur la figure principale la résultante *AP* qui passe par le point d'intersection des bracons *A1* et *1P*.

A l'examen du résultat obtenu, on constate que la résultante des efforts de compression de la colonne sort de la largeur de la colonne, ce qui témoigne de l'ampleur considérable des efforts de flexion qui y seront rencontrés. Pire, on remarque que la ligne des poussées sort pratiquement de la semelle de fondation, malgré un élargissement considérable de celle-ci du côté de l'effort.

On en conclut que si la *ligne des poussées* réelle correspond à la ligne *AP* obtenue graphiquement, on risque très fort de rencontrer un tassement du sol sous le bord externe de la semelle de fondation, ce qui mènera à des désordres. Pour éviter cette situation, on peut imaginer mettre en oeuvre un dispositif d'encastrement au pied de la colonne, ce qui est difficile et coûteux à réaliser, pour un simple bâtiment industriel, en 1924.

L'alternative consiste à revoir l'équilibre des forces au sein de la structure.

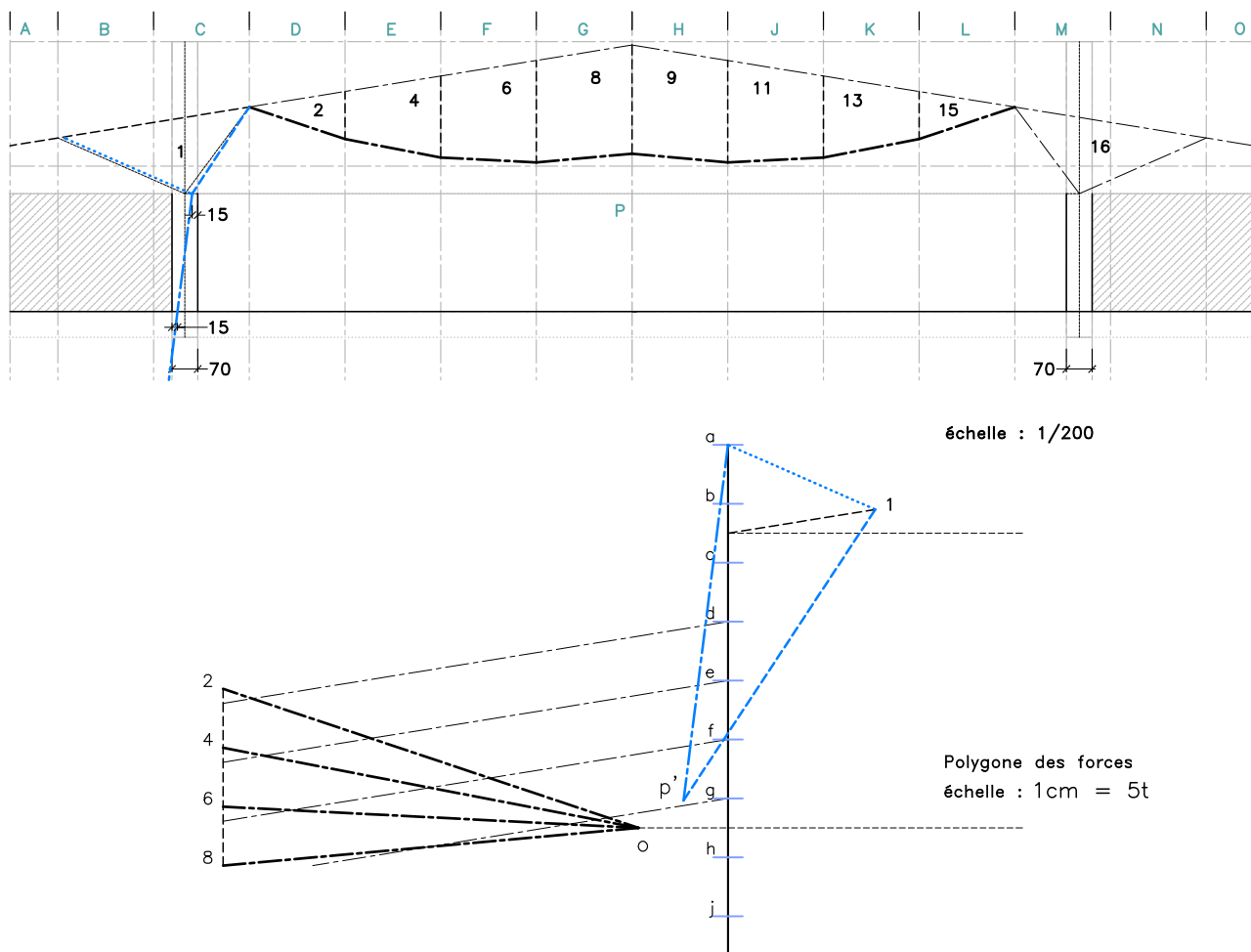


Fig. 8.24 : re-construction de l'épure du hangar de Chiasso – ajustement de la résultante en compression à l'intérieur de la colonne et correction des bracons. Source : dessin de l'auteur (7)

Figure 8.24 :

Cette dernière solution, adoptée par Maillart, consiste à s'assurer que la résultante des efforts de compression (la ligne des poussées) restera à l'intérieur de la largeur de la colonne. Lorsque c'est la cas, et la *figure 8.15* nous l'indique très clairement, les efforts dans la colonne pourraient théoriquement être repris par tout matériau qui résiste aux efforts de compression.

Ce faisant, il n'est pas nécessaire d'ajouter d'importantes quantités d'acier de ferrailage ou de mettre en oeuvre des dimensions importantes pour les colonnes. Par conséquent, la surface de la fondation est simplement répartie autour de la résultante des forces de compression, et il n'est pas utile d'employer des conditions d'encastrement dans le sol.

Maillart parvient à ce type d'équilibre en imposant, sur l'épure, la trajectoire de la résultante des efforts de compression dans la colonne. Par exemple, on peut s'assurer qu'elle reste à une distance minimale de *15 cm* des bords, tout en tenant compte de l'inclinaison qu'elle a tendance à prendre naturellement (voir traits d'axes bleus sur la *fig. 8.24*). Ce faisant, il est nécessaire de corriger l'orientation des bracons *AI* et *IP* : par translation du premier, et en inclinant le second.

Ceci fait, on constate sur le *polygone des forces* que le nouveau point *p'* obtenu par l'intersection des segments parallèles respectifs n'est plus situé sur l'axe de symétrie horizontal du polygone.

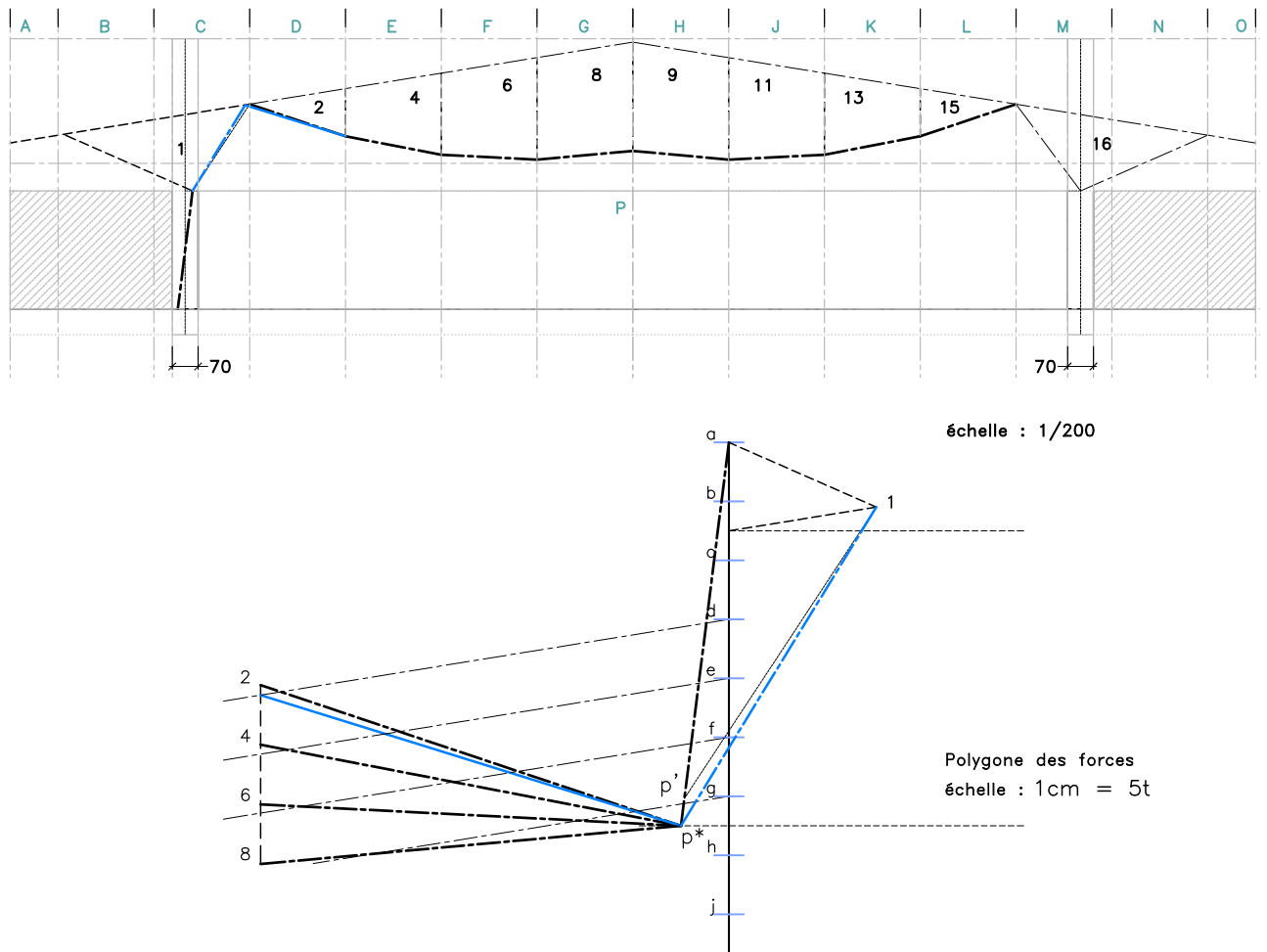


Fig. 8.25 : re-construction de l'épure du hangar de Chiasso – correction de l'orientation du bracon central et du dernier segment de la funiculaire. Source : dessin de l'auteur (8)

Figure 8.25 :

Une nouvelle correction doit avoir lieu sur le *polygone des forces*. D'abord en prolongeant le segment ap' jusqu'en p^* , situé sur l'axe de symétrie horizontal. Le vecteur lp' est alors remplacé par un nouveau vecteur lp^* . Les rayons de la courbe funiculaire sont aussi déplacés de manière à ce que leur pôle corresponde au point p^* .

Sur la figure principale, l'orientation de la membrure $1P$ est corrigée en fonction de la parallèle au nouveau segment lp^* , le point $A1P$ étant considéré comme fixe.

Le nouveau segment $1P$ ne rencontre plus le segment $2P$ en un même point sur la membrure supérieure. L'orientation de $2P$ est à nouveau revue pour que les membrures convergent toutes en un même point.

En réciproque, le segment $2p^*$ est retracé sur le polygone des forces selon la parallèle à la nouvelle membrure $2P$, et la ligne « traitillée » 2-8 est déplacée dans l'alignement du point 2.

Mis à part aux points 4, 6 et 8, les forces sont maintenant équilibrées sur le *polygone des forces*, et la géométrie de la figure principale est à présent correcte.

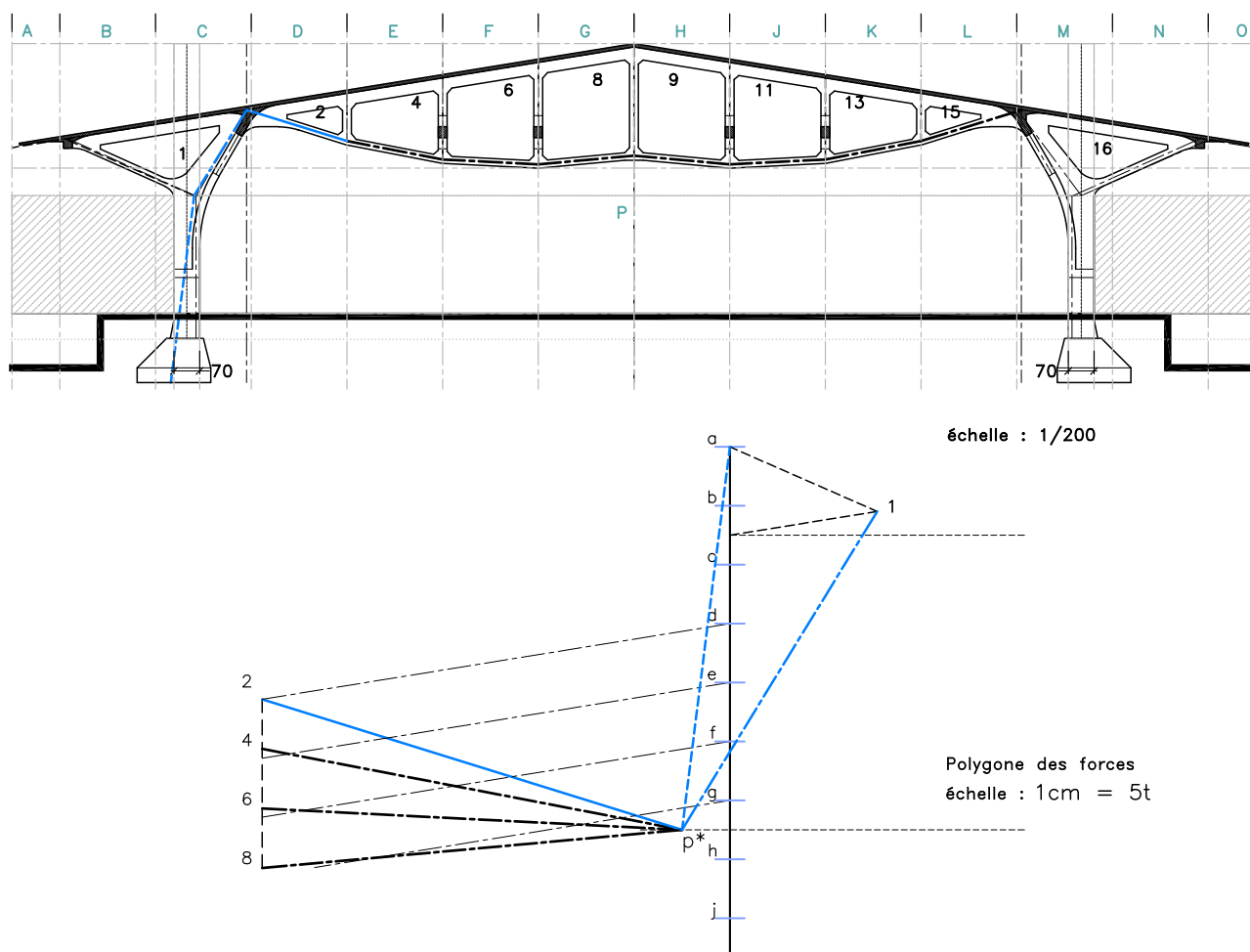


Fig. 8.26 : re-construction de l'épure du hangar de Chiasso – superposition de la géométrie d'équilibre et de la structure réelle : l'erreur graphique est inférieure au centimètre lorsque dessinée à l'échelle 1 : 1.
Source : dessin de l'auteur (9)

Figure 8.26 :

On peut comparer la géométrie des axes de la structure à celle qui est renseignée sur les plans de Maillart. Cette fois, on constate une correspondance remarquable des axes des membrures entre les deux figures. Partout, la différence est inférieure au centimètre.

Maillart ne disposait pour ses épures que d'une table à dessin et de crayons, instruments dont le degré de précision est loin d'égaler celui du système de DAO qui a été utilisé pour nos dessins. Pourtant, la précision de ses tracés, et des dimensions renseignées sur les plans, démontrent l'exactitude à laquelle on pouvait prétendre avec les outils graphiques utilisés il y a de cela près d'un siècle.

En conséquence de ces tracés, nous avons maintenant une idée assez claire de la manière dont Maillart a procédé pour définir les détails de la forme :

Juste sous le niveau du sol, la colonne est épaissie par un biais, de manière à maintenir la ligne des pressions à l'intérieur de la matière. La fondation a été dessinée de manière à équilibrer les contraintes de compression sur le sol. La colonne a pris une forme de T dans sa partie supérieure, là où elle est chargée sur son bord, alors qu'elle reste carrée et massive dans sa partie inférieure.

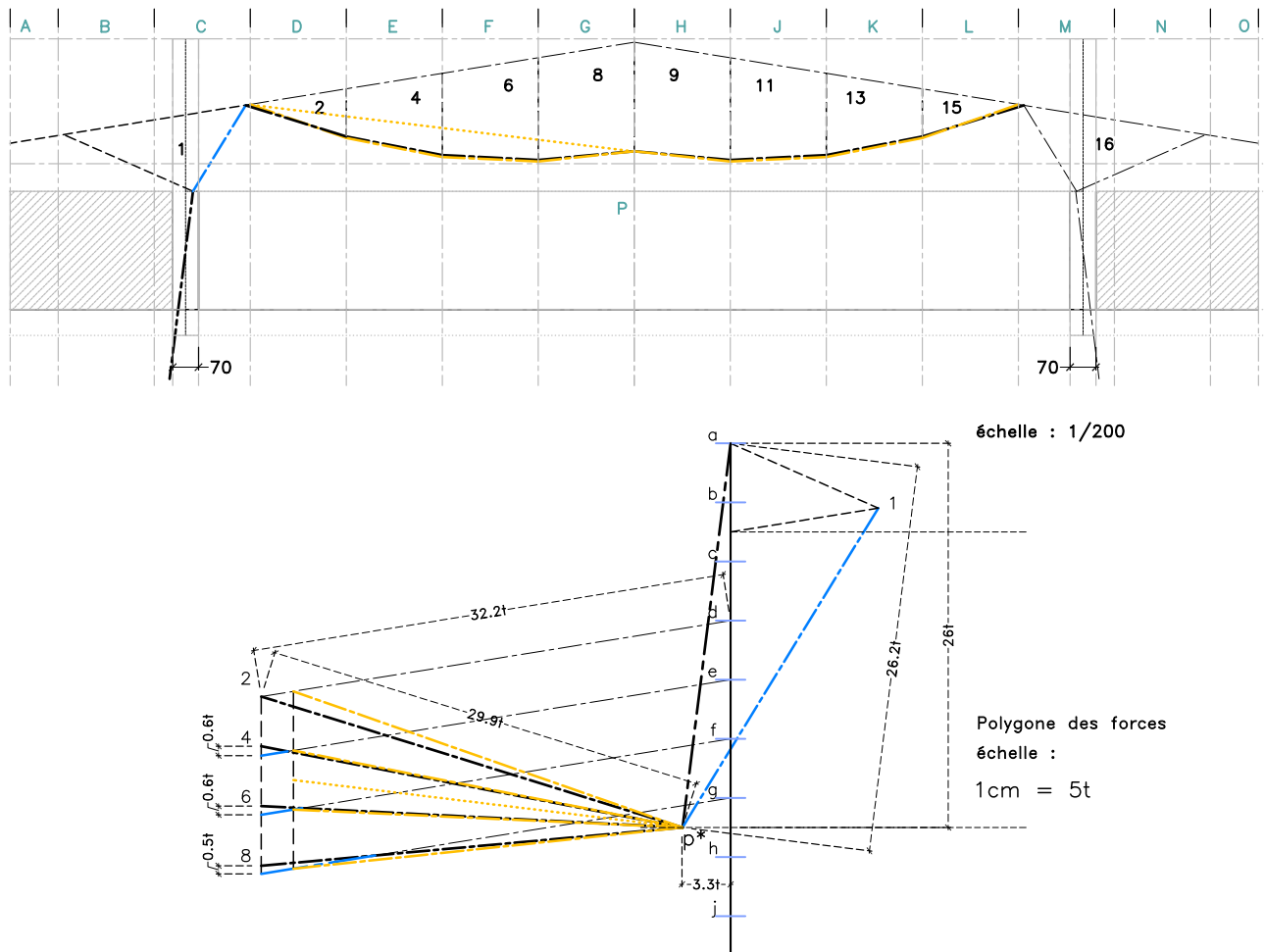


Fig. 8.27 : re-construction de l'épure du hangar de Chiasso – forme de funiculaire corrigée et forces non équilibrées dans la solution adoptée. Source : dessin de l'auteur (10)

Certaines des charges ponctuelles, rencontrées sur l'ouvrage, ne sont maintenant plus appliquées exactement aux noeuds de la structure, à cause des corrections successives de plusieurs noeuds, notamment *CD2P1* et *AB1*. De même, nous avons relevé le problème d'équilibre qui se posait aux points 4, 6 et 8 du *polygone des forces*. Ce dernier problème peut aisément être résolu en y inclinant les trois rayons $4p^*$, $6p^*$ et $8p^*$, puis en retraçant le *polygone funiculaire* sur la figure principale au départ de *2-4P*.

Mais cette correction n'a pas lieu à Chiasso. Son concepteur négligerait-il cette étape supposée mener à une forme nette et aboutie pour son ouvrage ?

On peut s'interroger sur l'incidence de cette opération en termes de forme. Si l'on trace sur la *figure 8.27* une courbe funiculaire correcte (en jaune), en position médiane, de manière à obtenir l'équilibre parfait du *polygone des forces*, on constate qu'il y a une différence comprise entre $3,7\text{ cm}$ et 6 cm entre les points des deux courbes, soit à peu près 1 mm de différence sur l'épure au $1/50^{\text{ème}}$. Autant dire que la correction est impossible à cette échelle.

De plus, prétendre à optimiser le tracé suppose que la définition du poids propre de la structure soit raffinée. Le cas de charge de référence serait alors tout à fait correct, en incluant entre autres le poids des diverses nervures longitudinales. Il n'y a donc aucun sens à poursuivre notre épure en l'état, étant construite pour une charge uniformément répartie.

8.4 ANALYSE STRUCTURALE DU HANGAR

La question d'une éventuelle correction de la géométrie de l'ouvrage sera reposé plus loin, lors des analyses détaillées des efforts dans la structure. Nous serons alors en mesure de juger des conséquences réelles des erreurs de géométrie, en fonction des cas de charge détaillés.

Pour ce faire, il est utile de faire usage de plusieurs des outils qui sont – ou qui ont été – disponibles pour une analyse structurale de pareil ouvrage. A l'époque de Maillart, c'étaient principalement les méthodes graphiques et les méthodes de calcul simplifiées ; à une époque plus récente, ce sont les méthodes de la *photoélasticité* et les logiciels de calcul par ordinateur.

Nous verrons qu'à l'emploi de chacune de ces méthodes sont associées des hypothèses spécifiques quant au comportement structural supposé pour le modèle. Chacune de ces analyses apportera sa contribution spécifique à la perception que l'on peut avoir du fonctionnement structural de l'ouvrage, nous aidant à définir celui qui est le plus probable pour l'édifice.

Puisque les calculs simples (méthodes simplifiées) nécessitent de connaître préalablement le modèle structural imaginé par le concepteur, ce qu'il nous faut encore clarifier, ce type de vérification ne sera utilisé qu'en fin de parcours.

Pour mener ces études détaillées, il faut préalablement s'entendre sur les charges qui ont dû être considérées sur la structure. Dans le contexte d'une toiture isolée, il faut s'attendre à rencontrer des sollicitations en terme de poids propre, de neige, et de vent.

Le fragment de l'analyse graphique communiqué par Max Bill (voir : *Fig. 8.15* ; dont l'original est reproduit ci-dessous : *Fig. 8.28*) nous renseigne sur la valeur cumulée des charges du poids propre (*Eigengewicht*) et de la neige (*Schnee*) appliquées aux noeuds de la structure. Puisqu'il est question d'une analyse en *statique graphique*, c'est une nécessité que de discrétiser les charges continues en charges ponctuelles, uniquement appliquées aux noeuds, ces derniers étant nécessairement articulés.

Puisque la forme de l'ouvrage nous est connue avec précision grâce au plan *N°4020/41/3* de **Maillart [1924a]**, il est possible de réestimer les charges qui correspondent au poids propre. Grâce à ce travail, il est aussi possible de chercher la règle qui prévaut pour la manière dont les forces vectorielles équivalentes sont situées sur les noeuds de la structure, notamment pour les cas qui ne sont pas immédiats comme, par exemple, pour les colonnes et les bracons.

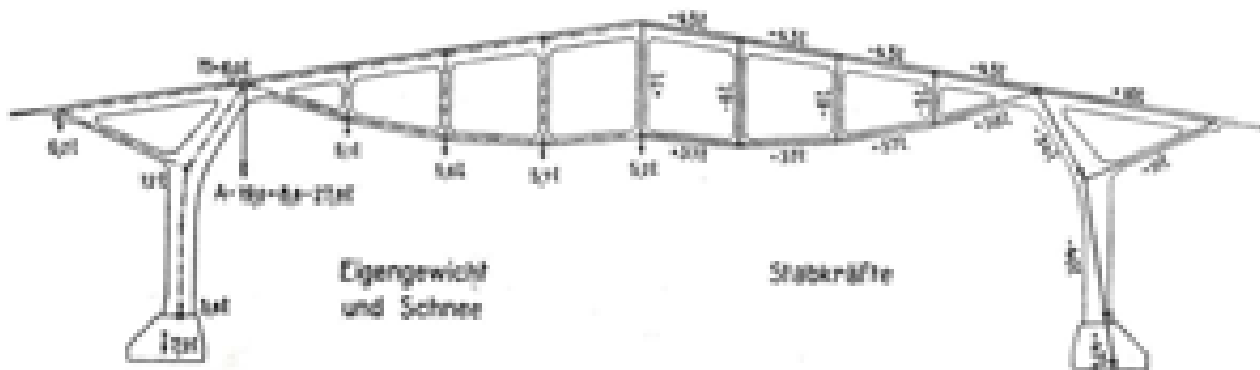


Fig. 8.28 : structure du hangar de Chiasso : charges appliquées aux noeuds, efforts dans les membrures et trajectoires des forces, Robert Maillart, 1924. Échelle 1/200^{ème} – Source : d'après l'étude de Robert Maillart ou de l'un de ses collaborateurs, reproduite chez Bill [1955], p. 155

Partant, il est possible de reconstituer la descente de charge du poids propre :

Charges sur le hangar des Magazzini Generali de Chiasso

densité	2,5 T/m3	
surch.	100 kg/m2	(171 cf. EC1)
Angle	9 ° =	0,157 rad

	Largeur [m]	Longueur /h ou ép [m]	
dim dalle	0,09	4,5 m	
dim membre vert	0,24	0,24 m	
dim membre sup	0,24	0,4 m	
dim membre inf	0,24	0,2 m	
dim nervure colonne	0,2	4,5 m	
dim nervure A-B	0,24	0,26 m	
dim nervure B-C	0,2	0,5 m	0,10
	0,25	0,31 m	0,08
dim entretoise	0,16	0,3 m	

arrondi	calculé	1

Vecteur	long. reprise			Bill [1955]
CD	dim dalle	2,67	2,73	t
	dim membre vert	1,3	0,19	t
	dim membre sup	2,67	0,64	t
	dim membre inf	2,76	0,33	t
	dim entretoise	*	0	t
	surch. neige	2,67	1,2	t
		5,09	5,1 t	5,1t
	<i>pourcentage neige/pp : 30,8%</i>			
DE	dim dalle	2,6	2,67	t
	dim membre vert	2,22	0,32	t
	dim membre sup	2,6	0,62	t
	dim membre inf	2,63	0,32	t
	dim entretoise	4,5	0,54	t
	surch. neige	2,6	1,17	t
		5,63	5,6 t	5,6t
	<i>pourcentage neige/pp : 26,0%</i>			
EF	dim dalle	2,6	2,67	t
	dim membre vert	2,77	0,4	t
	dim membre sup	2,6	0,62	t
	dim membre inf	2,61	0,31	t
	dim entretoise	4,5	0,54	t
	surch. neige	2,6	1,17	t
		5,71	5,7 t	5,7t
	<i>pourcentage neige/pp : 26,0%</i>			
FG	dim dalle	2,6	2,67	t
	dim membre vert	2,95	0,42	t
	dim membre sup	2,6	0,62	t
	dim membre inf	2,61	0,31	t
	dim entretoise	0	0	t
	surch. neige	2,6	1,17	t
		5,2	5,2 t	5,2t
	<i>pourcentage neige/pp : 29,3%</i>			

Tab. 8.1: tableau des charges sur le hangar des Magazzini Generali (partiel) – calcul de l'auteur

Si l'on considère le poids propre détaillé de la structure, entretoises longitudinales comprises, avec un poids volumique de $2,5 \text{ t/m}^3$ pour le béton armé, on retrouve exactement les deux chiffres significatifs (précision de l'ordre du pour cent) pour les quatre charges dont la valeur est renseignée par Bill dans la partie de la structure située entre les deux bracons les plus au centre ; ceci pour une charge de neige de... 100 kg/m^2 .²⁴

(Ces quatre forces sont nommées *CD*, *DE*, *EF* et *FG* dans le *tableau 8.1*, selon la *notation intervalle* qui est adoptée pour l'analyse graphique ; voir par exemple *fig. 8.36*.)

Par contre, si on s'intéresse aux noeuds de la structure situés à la tête des deux bracons, et notamment ceux qui supportent la partie centrale de la structure, on constate que les résultats sont moins précis.

Pour ce dernier point, on remarque deux charges appliquées au noeud situé sur l'axe *BC* : une charge $M = 6,0 \text{ t}$ et une charge $A = 19,0 + 8,8 = 27,8 \text{ t}$ où $19,0 \text{ t}$ représentent exactement la somme de *CD*, *DE*, *EF* et *FG/2*, ce qui donne une composante de $8,8 \text{ t}$ propre au noeud *BC*.

Pourquoi, précisément à ce noeud-là, les charges appliquées auraient-elles été scindées en deux composantes : *M*, reprenant l'ensemble des charges du centre de la structure et un nouvel incrément de $8,8 \text{ t}$, et un effort de 6 t appelé « *A* » ? Sur base de la descente des charges, il n'est pas possible de trouver $8,8 \text{ t} + 6 \text{ t} = 14,8 \text{ t}$ appliquées le long de l'axe *BC*.

Par contre, la somme des charges rencontrées, neige incluse mais sans intervention du poids propre des bracons, approche en effet les $8,8 \text{ t}$, si la géométrie est simplifiée, et les dépasse de peu si elle est considérée dans toute sa complexité (voir *Tab 8.2*, au vecteur *BC-M*).

Par la même occasion, la piste qui consistait à tenir compte du poids propre de la colonne et de ses bracons a permis de constater que ce type de charge est systématiquement appliqué au pied de l'élément considéré.

Ainsi, $3,8 \text{ t}$ chez **Bill** correspond à l'intégralité du poids du fût de la colonne, et $1,2 \text{ t}$ correspond à l'intégralité du poids des deux bracons pour la partie qui émerge au-dessus du fût.

Pour en revenir au noeud entre bracon et partie centrale, si on ne garde que la partie qui provient de la colonne, en envisageant qu'elle reste isolée, on obtient – en tenant compte de la nervure qui, à elle seule, pèse plus de deux tonnes – une valeur qui approche les $6,2 \text{ t}$.

Peut-être y a-t-il là le désir de prendre en compte une phase intermédiaire de la construction, où la colonne devait rester stable prise isolément, avant qu'elle ne soit complétée par la partie centrale de l'ouvrage ; bien qu'en réalité, l'ensemble ait été coffré simultanément (voir *fig. 8.29*) ?

Mais dans ce cas, il n'y aurait aucune raison de considérer également le poids de la neige. Sans celle-ci, la valeur du vecteur ainsi calculé chute à un peu plus de $5,1 \text{ t}$.

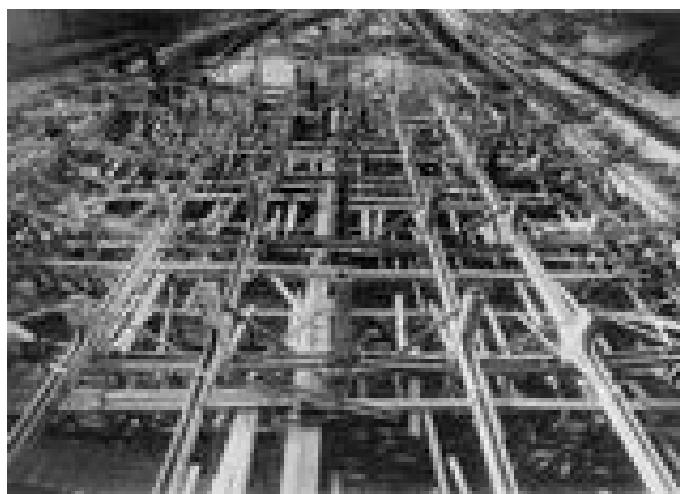


Fig. 8.29 : construction du hangar des Magazzini Generali à Chiasso, Robert Maillart, 1924 – Source : Billington [1997a], p. 119

²⁴ La charge a été déduite par essais et erreurs lors de la reconstitution de la descente des charges. S'il s'agissait de suivre l'approche de nos codes de calcul contemporains, et compte tenu de la situation et de l'altitude de Chiasso (239 m), la normalisation, tant suisse qu'allemande (qui sert de point de repère constant en Suisse), majorerait encore cette valeur d'une bonne soixantaine de kilos !

Vecteur		long. reprise		arrondi	Bill [1955]
				[t]	
AB	dim dalle	2,44	2,5	t	6,2t
		1,34	0,92		
	dim membre vert	*	0	t	
	dim membre sup	2,42	0,58	t	
	dim membre inf	*	0	t	
	nervure perpendiculaire	0,06m2	0,70t	non ignoré	
	dim entretoise	*	0	t	
	surch. neige	3,78	1,7	t	
			6,4	6,4 t	
pourcentage neige/pp : 36,2%					
BC – M	dim dalle	3,8	3,89	t	8,8t
	dim membre vert	*	0	t	
	dim membre sup	3,8	0,91	t	
	dim membre inf	1,32	0,16	t	
	nervure perpendiculaire	0,18m2	2,03t		
	dim entretoise	*	0	t	
	surch. neige	3,8	1,71	t	
				8,69	
pourcentage neige/pp : 34,2%					
BC – A	dim dalle	2,45	2,51	t	6,0t
	dim membre vert	*	0	t	
	dim membre sup	2,45	0,59	t	
	dim membre inf	1,32	0	t	
	nervure perpendiculaire	0,18m2	2,03t		
	dim entretoise	*	0	t	
	surch. neige		0	t	
				5,12	
(6,23t avec neige)					
« 1,2t »					
	0,2	0,2	2,6	0,26t	1,2t
	0,24	0,4	1,77	0,42t	
	0,2	0,6	1,77	0,53t	
			1,22t	1,2 t	
colonne					
	0,24	0,5	2,45	0,74t	3,8t
	0,2	0,6	2,45	0,74t	
	0,7	0,7	1,9	2,33t	
			3,80t	3,8 t	

Tab. 8.2: tableau des charges sur le hangar des Magazzini Generali (partiel) – calcul de l'auteur

Cependant, la piste qui nous est donnée par la scission en deux charges – dont l'une est la somme du poids de toute la partie de la structure qui repose sur le bracon intérieur – est que, à un moment donné, l'analyse de la colonne avec bracons et appuis ait pu être menée de manière séparée de celle de la partie centrale de la structure.

Au bout de l'exercice de descente de charge sur base des valeurs communiquées par Max Bill, nous sommes en mesure de percevoir comment le poids propre de l'ouvrage a été considéré pour la construction d'une épure de *statique graphique*. Les poids propres des éléments de la structure sont systématiquement appliqués aux points les plus bas des éléments considérés. Connaissant la manière dont ont été déterminées les valeurs de ces charges, nous sommes en mesure d'utiliser ces informations pour en faire une analyse graphique.

8.4.1 Analyse graphique

Comme nous l'avons vu à la fin du *chapitre 4*, il semble n'y avoir jamais eu de technique de la *statique graphique* qui permette l'analyse de systèmes de cadres rigides. D'un autre côté, l'approche de la conception qui a été exposée au *point 8.3.2* de ce chapitre montre que la membrure inférieure de la partie centrale du système porteur est bien conçue comme une structure caténaire, c'est-à-dire qui aura une résistance à la flexion pratiquement nulle, comme une chaînette.

Pour être en mesure de mener l'analyse en *statique graphique*, il s'agira donc de faire usage d'un modèle où tous les noeuds de la structure sont articulés pour les cadres. De même, pour que la solution soit immédiate, il s'agirait de faire usage d'un modèle isostatique (stable). Pour que la structure soit stable au sens de la Statique, sans qu'il y ait de moment de flexion, il faudrait que chacune des barres appartienne à un triangle fermé, c'est-à-dire que la structure soit conçue comme un treillis complexe, pour des conditions d'appuis similaires à celles d'une poutre sur deux appuis (une rotule et un appui simple). On pourrait aussi ajouter autant de conditions d'appui qu'on aurait supprimé de barres de triangles fermés.

Si dans la configuration originelle de Chiasso, on articule la membrure inférieure à chacun de ses noeuds (pour s'assurer qu'elle soit caténaire, quel que soit le cas de charge), et on articule, à chacune de ses extrémités, les membrures verticales qui s'y appuient, mais sans interrompre la continuité de la membrure supérieure, on obtiendra une structure qui n'aura pas un nombre suffisant de liaisons pour être considérée comme isostatique au sens de la Mécanique. Mais elle sera stable dans les faits, comme l'est une chaîne métallique suspendue entre deux supports, qui est modélisée comme un mécanisme mobile (« instable » au sens de la Statique). De même, la symétrie – ou comme nous allons le voir, la quasi-symétrie – permet de s'affranchir de conditions de liaisons supplémentaires. Pour le même modèle, si on articule, en plus, la structure aux deux appuis, et entièrement à la tête des bracons montés sur les colonnes, on obtient un mécanisme encore plus mobile (voir *fig. 8.30*), mais qui est en équilibre sous une charge symétrique par rapport à un axe vertical.

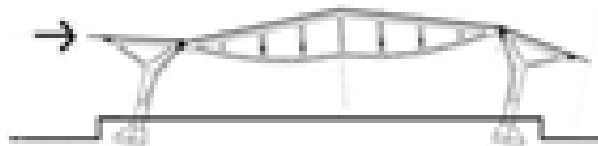


Fig. 8.30 : le hangar de Chiasso, avec des noeuds articulés en tête de bracons et à l'appui de la fondation, est un mécanisme instable sous une charge horizontale. Échelle : 1/500^{ème} – Source : dessin de l'auteur

Si le modèle, pour l'étude, considère les extrémités des barres articulées, cela ne signifie cependant pas qu'il en soit de même dans la réalité (il est supposé n'en refléter que certains aspects). On peut raisonner de même lorsqu'on étudie un ouvrage voûté en maçonnerie : chaque joint est potentiellement un mécanisme. Lorsqu'il reste équilibré par son poids propre par rapport aux sollicitations diverses, l'ouvrage reste compact, voire hautement hyperstatique. La propriété équilibrante du poids propre explique qu'une structure considérée comme un mécanisme par la Mécanique puisse être stable dans la réalité, en cas de quasi-symétrie.

C'est ce type de raisonnement que nous allons appliquer à Chiasso, en éliminant tous les encastresments.

Durant l'analyse en *statique graphique*, pour cependant tenir compte de la possibilité qu'il y ait de la flexion dans la réalité, tout en ayant un équilibre rigoureux basé uniquement sur des efforts normaux, on peut ajouter des diagonales dans les cadres, avec un objectif d'y annuler les efforts (rendant les diagonales inutiles). Il s'agirait encore de définir le tracé pour l'axe de toutes les membrures, en particulier les colonnes.

Mais en amont du tracé d'une épure, on peut déjà exploiter les résultats, de toute évidence obtenus par la *statique graphique*, qui sont renseignés chez Max Bill (voir fig. 8.28 et sa reprise, à la fig 8.31).

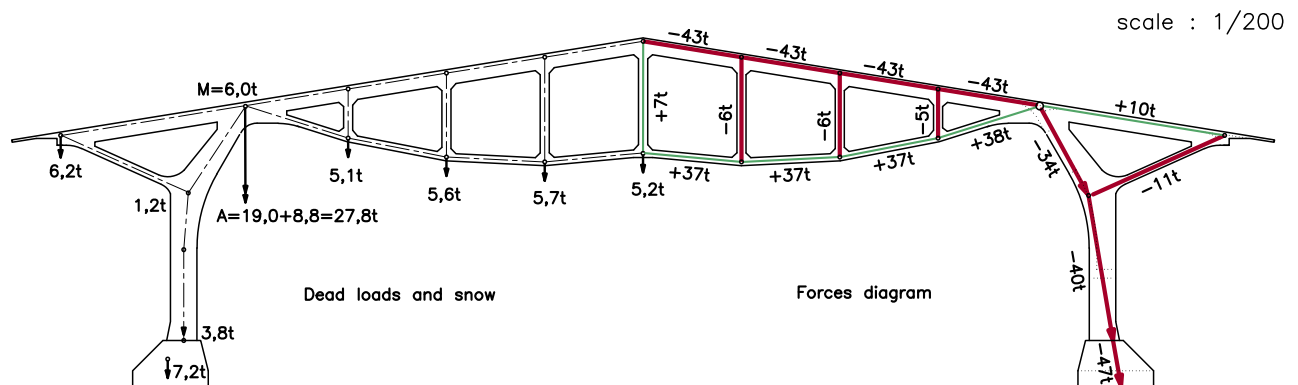


Fig. 8.31 : charges (à gauche) et forces (à droite) dans la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1924. Échelle 1/200^{ème} – Source : dessin de l'auteur, d'après l'étude de Robert Maillart publiée chez **Bill** [1955], p. 155

Comme cela a déjà été relevé, les efforts dans la membrure supérieure et inférieure de la partie centrale de la structure sont « dits » être pratiquement constants, comme dans un *treillis d'égale résistance*. Pour que ce soit possible, il faut que la forme de la structure suive l'évolution des moments de flexion ou, comme nous le verrons, qu'au moins une des membrures ait une forme caténaire par rapport à la charge appliquée, ce qui est équivalent.

On en conclut que les efforts tranchants sont supposés être nuls, et que les membrures ne rencontrent que des efforts normaux, ce qui est le cas de figure par excellence destiné à être traité par la *statique graphique*.

Dans ce cas, on conçoit immédiatement que les efforts qui sont renseignés en compression dans les membrures verticales 6 t et 5 t, sont respectivement l'arrondi de 5,6 t et 5,7 t pour la première valeur, et 5,1 t pour la seconde. Ceci nous donne une indication de l'arrondi qui est pratiqué sur les valeurs d'efforts.

De plus, les valeurs différant entre les membrures supérieure et inférieure, ceci nous indique que l'ensemble du milieu de la structure est comprimé par un effort horizontal valant approximativement $-43 t + 37 t = -6 t$.

D'une même manière, la somme des efforts appliqués sur une demi-structure est de 35,2 t (41,2 t si on intègre $A = 6,0 t$), ce qui donnerait, en tête de la colonne, un effort légèrement oblique qui est renseigné comme valant -40 t (la composante verticale de cet effort, s'obtient en le multipliant par le cosinus de l'angle par rapport à la verticale, soit $-40 t \cdot \cos 8^\circ = 39,6 t$)

Puisque la différence entre l'effort rencontré dans la colonne et dans la fondation est de 7 t, et que le poids propre de cette dernière est supposée valoir 7,2 t, on en conclut que les 40 t sont rencontrées au pied de la colonne, et donc qu'elles intègrent son poids propre, soit 3,8 t. La charge appliquée devient donc $35,2 t + 3,8 t = 39 t$, ce qui correspond à l'effort estimé ci-dessus à 39,6 t. De plus, ceci nous confirme que $M = 6 t$ n'a pas été utilisée comme une charge distincte appliquée à la structure pour le calcul.

Par contre, nous savons par l'étude de la conception de la structure par la *statique graphique* que la forme de la membrure inférieure n'est pas caténaire pour une charge qui n'est pas uniformément répartie. Par conséquent, l'équilibre n'est pas réalisé aux noeuds de la partie centrale de la structure.

On peut tenter de reconstruire l'épure du *polygone des forces* associé à la figure publiée par Max Bill, tout en restant conscient qu'elle ne peut pas être géométriquement parfaite (voir Fig. 8.32).

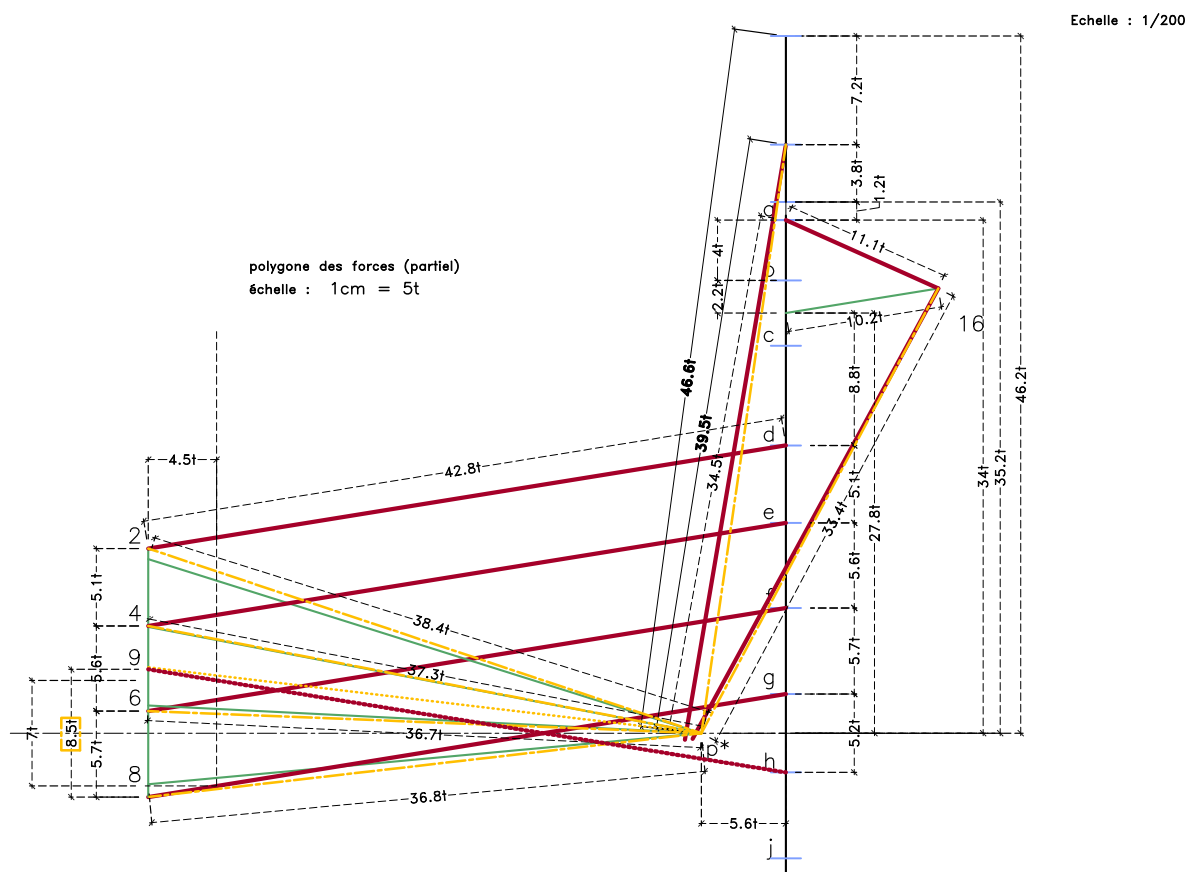
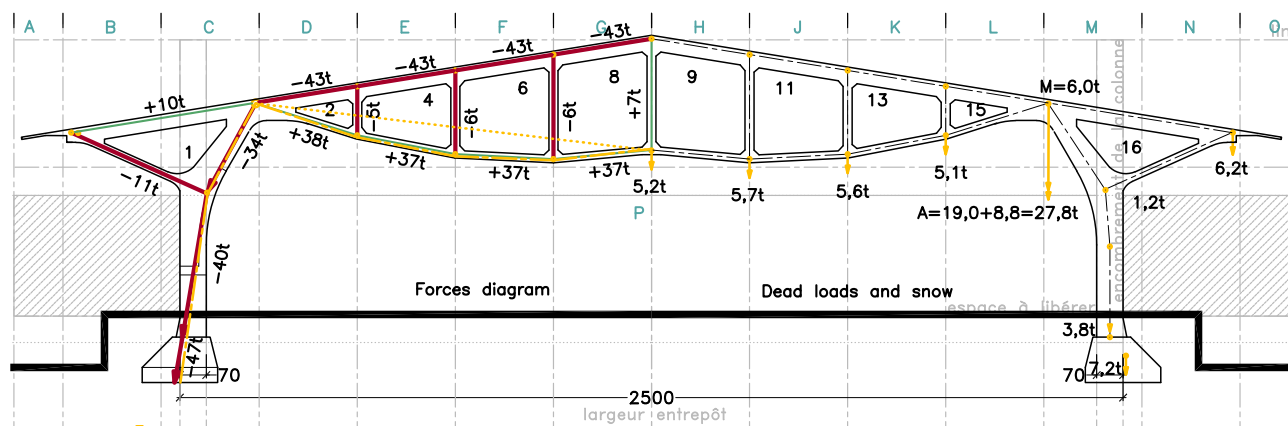


Fig. 8.32 : re-composition en statique graphique du *polygone des forces* associé au schéma des charges et des efforts dans la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso publié par Max Bill, Robert Maillart ingénieur, 1924. Échelle 1/200^{ème} – Source : dessin de l'auteur complétant les informations publiées chez Bill [1955], p. 155, de l'étude de Robert Maillart. (Les lignes rouges suivent rigoureusement le tracé publié.)

On remarque immédiatement les défauts de construction du *polygone des forces*, ainsi que l'approximation sur la valeur réelle des efforts dans les membrures.

Pour être en mesure de juger de l'incidence de celles-ci sur le comportement structural de l'ouvrage, d'autres épure seront nécessaires, pour des structures complétées de diagonales, par exemple.

Pour mener à bien la construction d'une épure graphique, il faut connaître l'orientation de chacune des barres, et la valeur des charges appliquées. Ces dernières sont connues pour la combinaison de charge la plus importante : il s'agit des charges communiquées par Max Bill, quant au poids propre et à la neige cumulés. On peut donc construire sans problème la *ligne des charges*.

Il faut ensuite faire une hypothèse sur l'orientation de la membrure *IN*. Si on adopte celle qui est obtenue lors de la re-composition de l'épure de conception, l'effort horizontal, appliqué sur la partie centrale de la structure, est de $7,9\ t$, ces efforts étant étudiés sur la colonne isolée. Il augmente à $11\ t$ si on adopte un tracé de membrure qui passe en position médiane des éléments de structure réel (en bleu sur la *fig. 8.33*). Cette construction nous permet d'obtenir les *lignes de pression* dans la colonne (en pointillés sur la *fig. 8.34*).

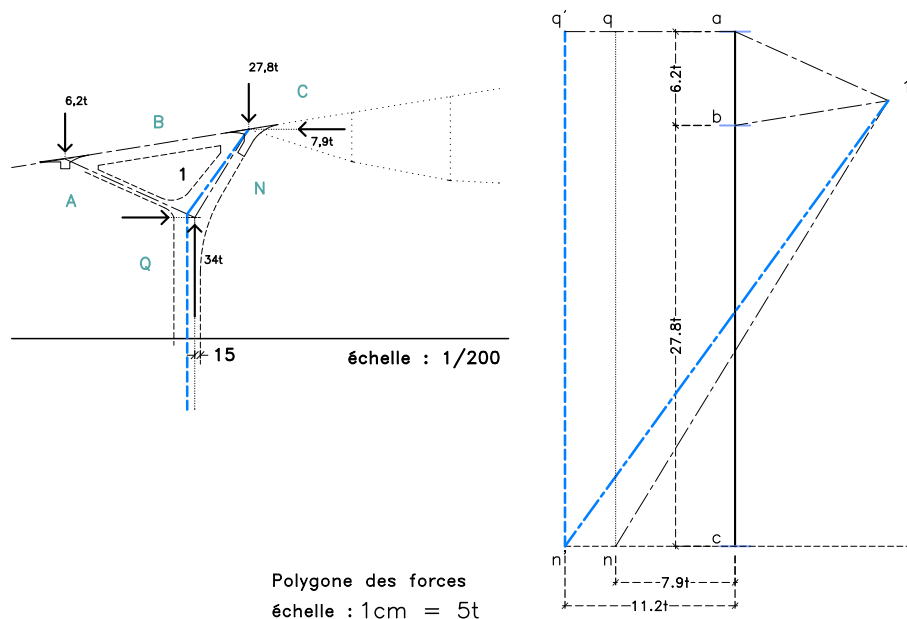


Fig. 8.33 : étude graphique du hangar des Magazzini Generali de Chiasso – réactions d'appui et résultante des efforts de compression – Dessin de l'auteur (1)

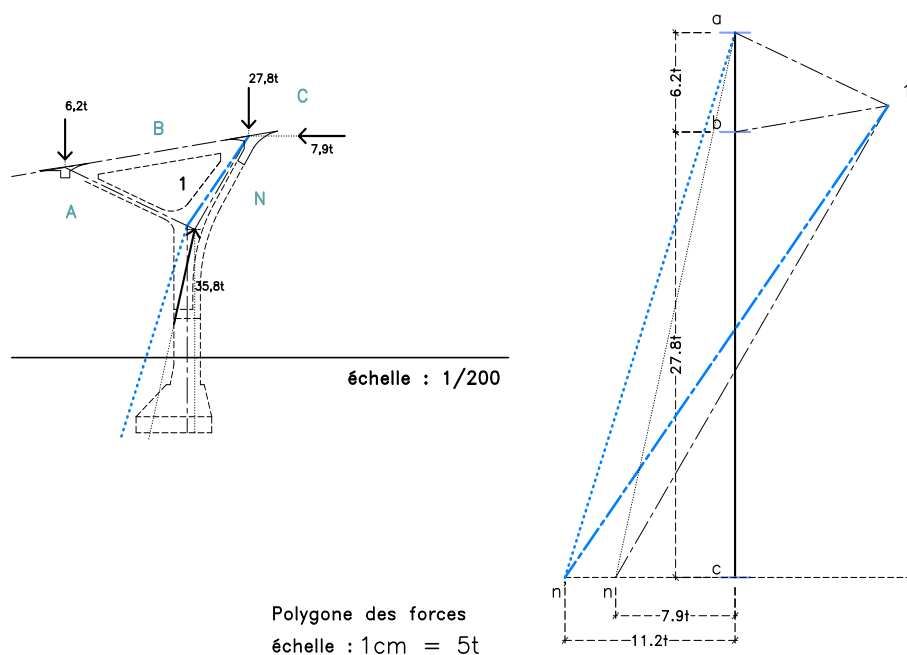


Fig. 8.34 : étude graphique du hangar des Magazzini Generali de Chiasso – réactions d'appui et résultante des efforts de compression – Dessin de l'auteur (2)

On constate immédiatement que dans le cas d'une membrure IH tracée au milieu de la largeur du bracon, la ligne de poussée dans la colonne sort de la largeur de celle-ci (en pointillés bleus).

L'autre possibilité paraît d'ailleurs plus crédible, dans la mesure où le haut de la colonne et le bracon central n'ont pas une épaisseur constante, mais adoptent pour leurs sections transversales une forme de **T**. La table supérieure du **T** étant située du côté intérieur de la colonne qui, de plus, a été arrondie à sa jonction avec le bracon intérieur.

Par cette mise en forme particulière, Maillart déplace le centre de gravité de la colonne vers le bord intérieur de la colonne et du bracon ; l'axe de référence pour ces deux éléments de la structure étant donc fortement déporté vers le centre de l'ouvrage.

On peut également interpréter cette manière de procéder en termes de constitution d'un cheminement plus rigide pour attirer la trajectoire de la *ligne des pressions* dans la colonne, une forme de constitution d'un « chemin le plus raide » sur le bord de la colonne.

Compte tenu de la forme de **T** et de l'arrondi, on peut même supposer que les efforts de compression le long de la colonne ne suivent une trajectoire encore plus déportée de la mi-épaisseur de la colonne (en jaune, sur la fig. 8.35). Dans ce cas-là, on montre qu'il existe un *schéma statique* pour la descente des charges qui rejoint le centre de gravité de la semelle de fondation, tout en restant très proche de la limite entre la table et l'âme de la section en **T**.

Cette trajectoire restant bien à l'intérieur de la colonne, elle sera celle qui développera le moins d'efforts de flexion, tant dans la colonne qu'à sa jonction avec le dé de fondation. Le mécanisme de la descente des charges restant au plus proche des efforts de compression centrés, il s'agira du chemin le plus raide pour la *ligne des pressions*, et il est vraisemblablement celui qui sera suivi par les forces dans la réalité.

Si on devait faire usage du *théorème statique* de la Théorie du calcul plastique, on pourrait se contenter pour calculer la colonne d'utiliser ce schéma dessiné en jaune pour le calcul du ferrailage des sections transversales de la colonne et du bracon.

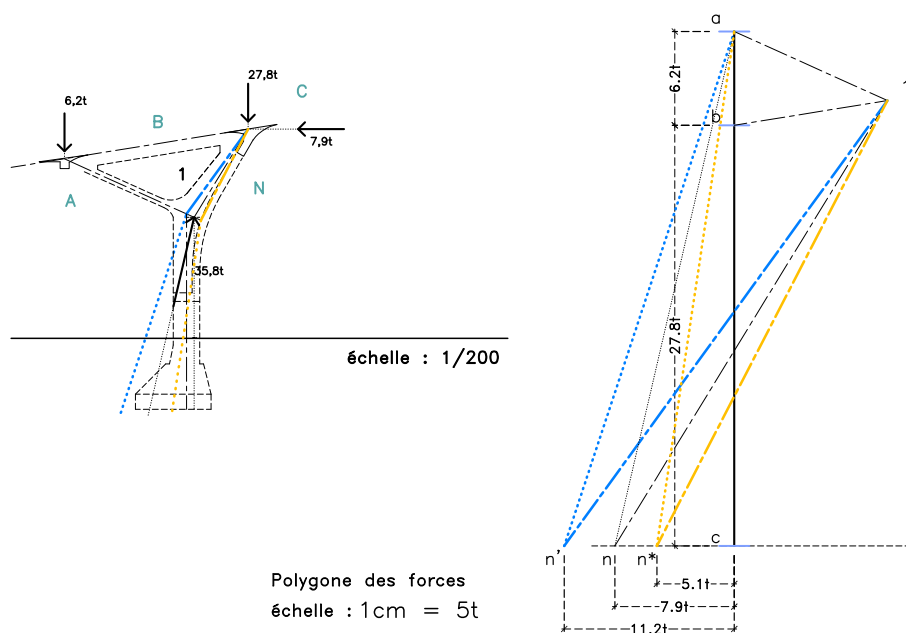


Fig. 8.35 : étude graphique du hangar des Magazzini Generali de Chiasso – réactions d'appui et résultante des efforts de compression – Dessin de l'auteur (3)

Pour la commodité des dessins, une orientation des bracons similaire à celle à laquelle on est parvenu lors de la reconstitution de l'épure de conception (fig. 8.18 à 27) est utilisée.

De même, comme nous l'avons vu, le modèle de la structure sera complété par des membrures diagonales pour permettre une construction rigoureuse du polygone des forces (fig. 8.36 et suivantes). Pour la commodité du tracé, on ne s'encombrera pas de la membrure correspondant à la colonne, puisque cette dernière est considérée, dans le fragment de l'épure publié par Max Bill, comme un élément de matière au sein duquel la résultante des forces de compression peut adopter une grande variabilité de tracés.

L'épure correspondant au cas de charge du poids propre et de la neige cumulé a été retracée ci-dessous (fig. 8.36). On en déduit directement que l'ordre de grandeur des efforts obtenus dans la structure est très proche de celui qui avait été renseigné sur le dessin reproduit par Max Bill (fig. 8.28), ce qui montre que l'ajout de diagonales ne fausse que très peu le mécanisme du comportement structural pris dans son ensemble. D'une même manière, on remarque que les efforts dans les diagonales sont très faibles comparés aux autres, ce qui est visible à leurs longueurs sur le *polygone des forces*. L'ordre de grandeur oscille entre une à une tonne et demie.

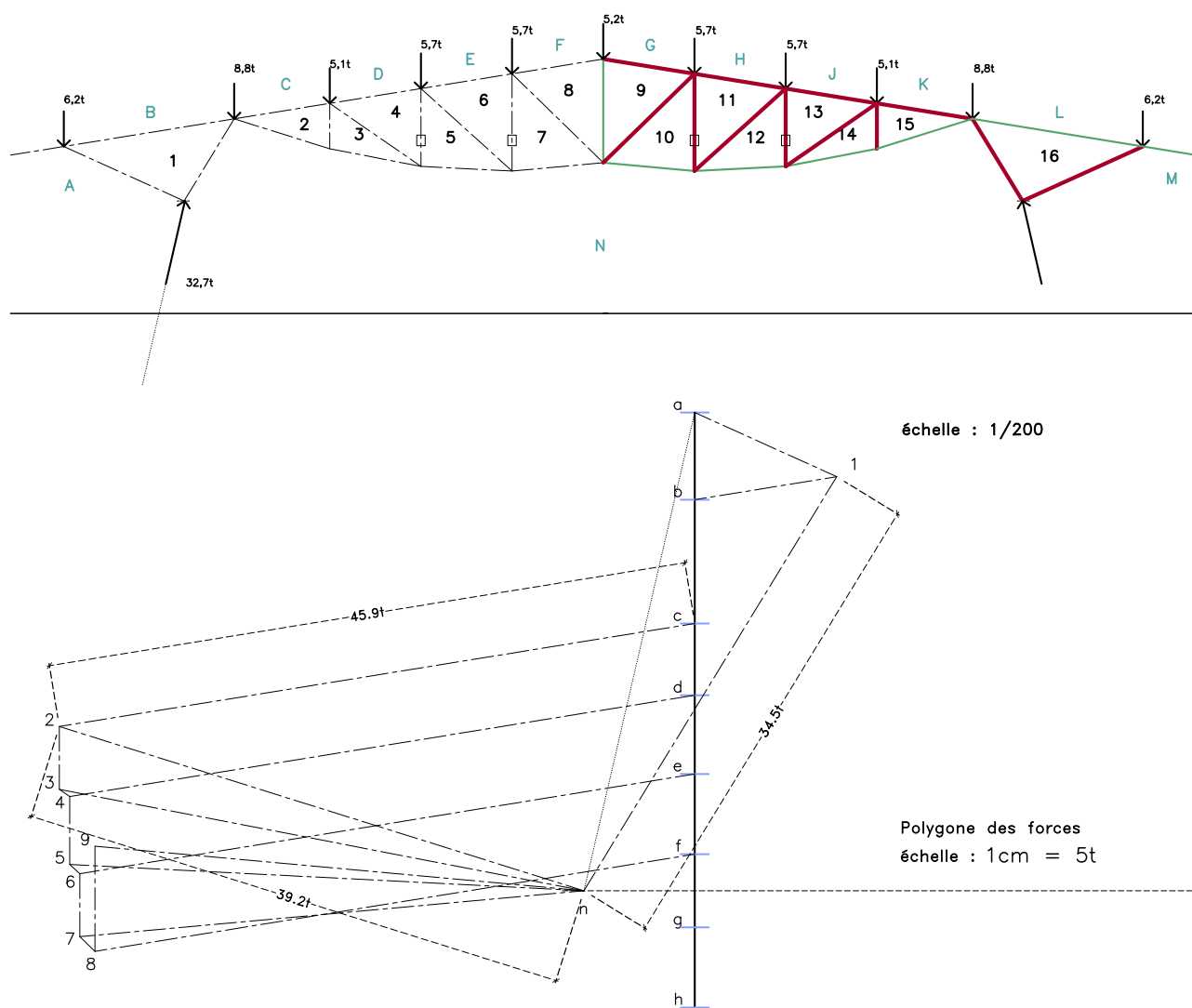


Fig. 8.36 : analyse graphique de la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso sous le poids propre et la neige – Dessin de l'auteur (4)

On peut comparer plus précisément ces valeurs à celle qui sont publiées chez Max Bill.

PP + Neige		Bill [1955]	efforts calculés
nc	selon charges Max [1955] hors M=6t		
na	effort H	6	7,9 t
	réaction totale	35	34,9 t
<u>analyse</u>			
a1	bracon ext	11	11,1 t
1b	supérieure p-a-f	-10	-10,3 t
1n	bracon int	34	34,5 t
c2	1ère supérieure	43	45,9 t
d4	2ème supérieure	43	45,1 t
e6	3ème supérieure	43	44,4 t
	idem		
f8	4ème supérieure	43	43,3 t
2n	1ère inférieure	-38	-39,2 t
3n	2ème inférieure	-37	-38,1 t
5n	3ème inférieure	-37	-36,7 t
7n	4ème inférieure	-37	-36,1 t
2-3	verticale 1	5 (5,1)	4,5 t
4-5	verticale 2	6 (5,6)	4,8 t
6-7	verticale 3	6 (5,7)	4,5 t
8-9	tirant central	-7	-7,5 t
3-4	diagonale 1	0	0,9 t
5-6	diagonale 2	0	1 t
7-8	diagonale 3	0	1,5 t
		correction	
2-3	verticale 1	+ 3-4 vert.	5 t
4-5	verticale 2	+ 5-6 vert.	5,5 t
6-7	verticale 3	+ 7-8 vert.	5,5 t

Tab. 8.3: tableau des forces dans le hangar des Magazzini Generali de Chiasso sous la charge du poids propre et du vent cumulés – calcul de l’auteur, d’après les épures d’analyse

A l’examen du *tableau 8.3*, on constate une bonne correspondance entre les valeurs renseignées par la *figure 8.28* et celles qui sont obtenues en mesurant les vecteurs à l’échelle sur le *polygone des forces* de la *figure 8.36*. On constate également des variations plus importantes sur les valeurs d’effort le long des membrures supérieures et inférieures de la partie centrale de l’ouvrage.

Additionner les valeurs des efforts dans les membrures verticales avec les composantes verticales des efforts dans les diagonales, montre que les efforts obtenus sont très proches de ceux qui étaient attendus dans ces nervures en fonction des charges appliquées. On constate donc assez naturellement un transfert de la reprise de ces efforts vers les diagonales ce qui, en répercussion, modifie légèrement les efforts dans les membrures hautes et basses auxquelles elles se connectent.

L’épure et le tableau des efforts montre que l’ensemble des membrures qui connectent la membrure supérieure à la membrure inférieure sont comprimées, à l’exception cependant du tirant vertical sous le faîte.

Ceci distingue le mécanisme structural du hangar de Chiasso de celui d'un simple treillis où, si une des catégories de membrure est comprimée (les verticales, par exemple), les autres sont tendues (diagonales, par exemple, ou inversement).

D'une même manière, on peut se demander dans quelle mesure le schéma de la reprise des charges serait modifié par une inclinaison des diagonales dans le sens inverse.

L'étude est menée graphiquement sur la *figure 8.37*. Comme on pouvait s'y attendre, les diagonales deviennent tendues, mais les verticales restent comprimées.

D'une manière générale, on constate que les efforts dans la membrure inférieure caténaire diminuent un peu, mais que les efforts dans le plan de la toiture et dans les verticales ont un peu augmenté, tout comme dans la diagonale centrale.

Par rapport aux valeurs du schéma publié par Max Bill, l'effort dans les membrures inférieures caténares, verticales et diagonales sont à peu près la moyenne des deux cas de figure étudiés avec des diagonales. Par contre, à cause de la présence de celles-ci, les efforts ont tendance à augmenter un peu dans le plan de la toiture.

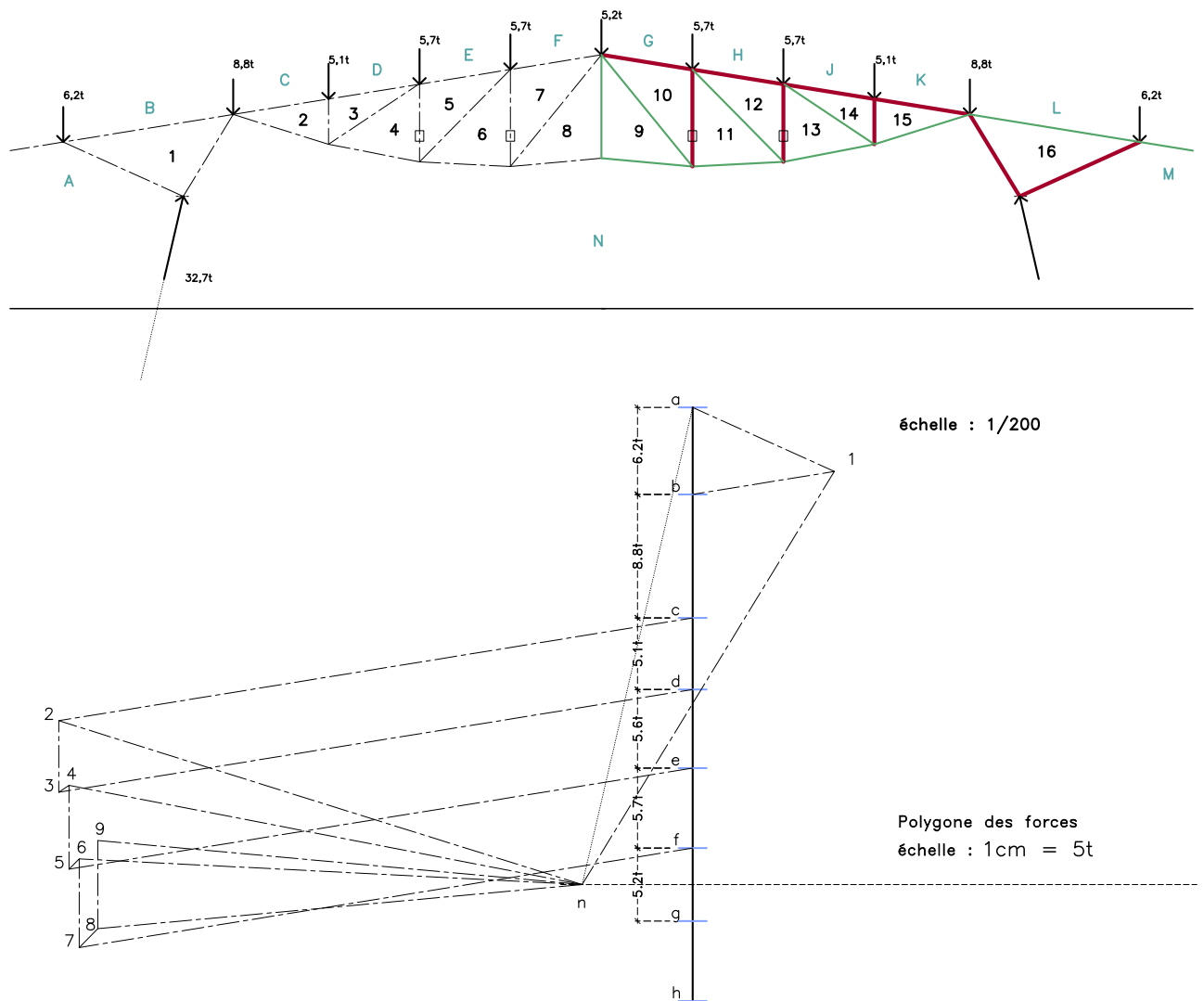


Fig. 8.37 : analyse graphique de la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso sous le poids propre et la neige – Dessin de l'auteur (5)

Jusqu'ici, l'équilibre du *polygone des forces* a été assuré en ajoutant des diagonales tendues ou comprimées à la structure. Il existe naturellement une autre manière d'assurer cet équilibre : il s'agit de modifier sa géométrie.

Dans la mesure où les charges qui sont rencontrées dans les diagonales sont relativement faibles par rapport à celles des autres membrures réellement réalisées (de l'ordre du $\frac{1}{40^{\text{ème}}}$), la modification de la forme de l'ouvrage peut rester proportionnellement faible.

Afin de pouvoir mener à bien la correction de la géométrie, on considère par exemple que les segments $2N$ et $15N$ gardent la même orientation, et que les montants verticaux restent bien alignés sur la verticale. De cette manière, sur le *polygone des forces*, le segment 2-3 reste à sa place, mais les autres vecteurs des membrures verticales sont placés dans son alignement. Les nouveaux points 4, 5, 6,... 9 sont placés à sa verticale, tout en respectant l'orientation des lignes $d4$, $e6$, $f8$, etc.

De cette manière, on obtient une nouvelle orientation des vecteurs $3n$, $5n$, $7n$, etc. qui équilibre le polygone. Au départ du point 2-3- N sur la figure principale, on trace la nouvelle orientation des segments successifs de la membrure caténaire selon des parallèles aux vecteurs correspondants du *polygone des forces*.

Il en découle une membrure qui se trouve au-dessus de la précédente (en bleu, sur la figure 8.38).

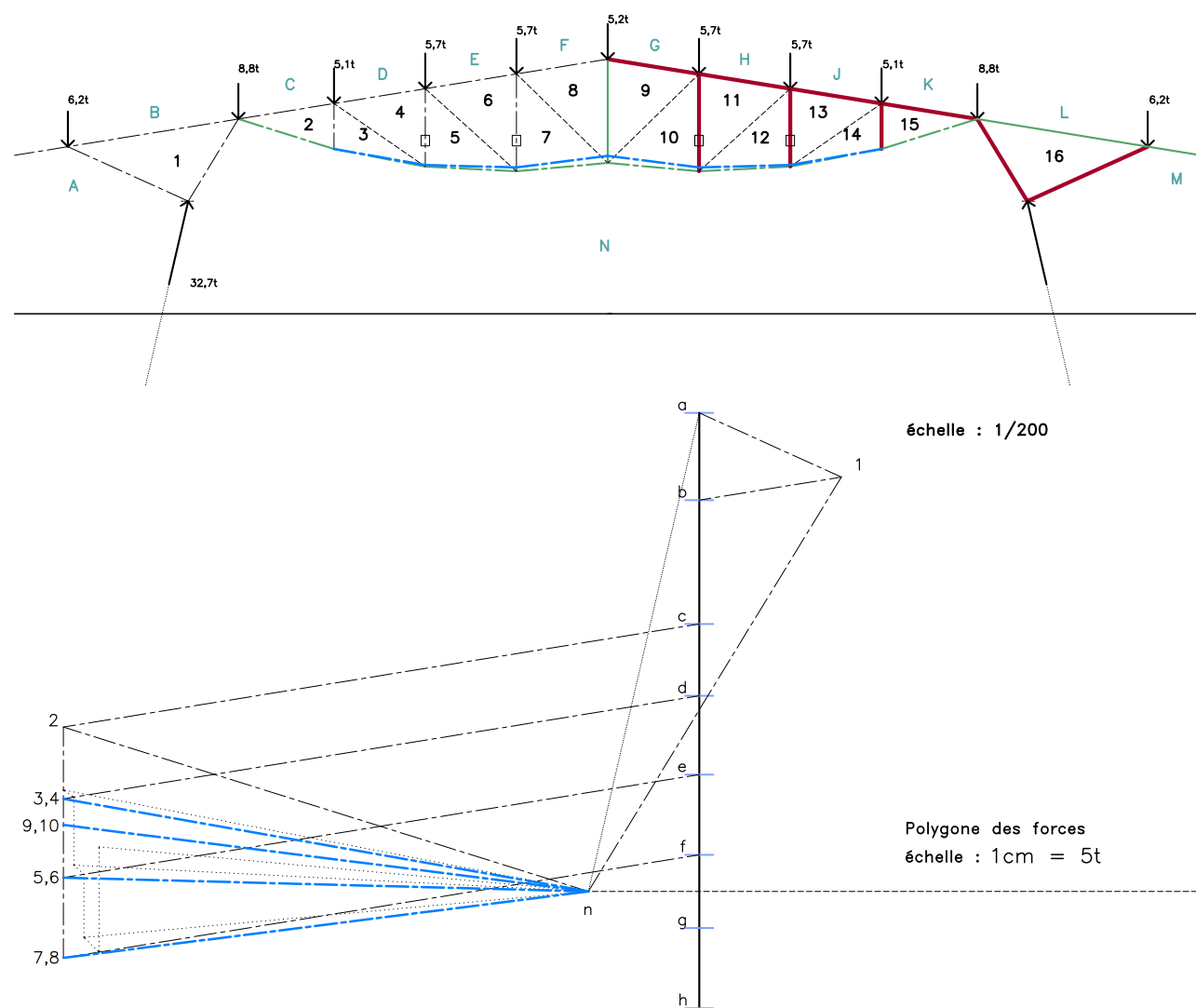


Fig. 8.38 : analyse graphique de la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso sous le poids propre et la neige – Dessin de l'auteur (6)

On peut interpréter le nouveau tracé en termes de moment de flexion. Si l'effort de traction est appliqué avec un certain décalage au-dessus de la membrure, celle-ci est en flexion composée. Pour la membrure caténaire, le décalage transversal à son axe part de 0 aux extrémités et atteint 19,9 cm au centre de la structure. La valeur du moment de flexion peut être estimée à $-37,7 t \cdot 19,9 cm = -750 t.cm (\approx -75 kN.m$; mais les tonnes et les centimètres sont les unités de préférence de Maillart, pour les raisons que nous allons voir), à savoir l'effort normal dans la membrure 7N multiplié par le bras de levier qui provient du décalage.

À cause du moment de flexion, la membrure a ainsi tendance à prendre une courbure dirigée vers le bas, c'est-à-dire, à se soulever sur ses membrures d'appui. Par ce « défaut » de géométrie, on peut constater une tendance pour la structure à contrer par la flexion les effets des charges appliquées.

Si nous comparons les propriétés d'inertie de la membrure supérieure en T, avec celle de la membrure inférieure rectangulaire, on remarque que la première est nettement plus rigide que la seconde aux efforts de flexion. Si dans un raisonnement similaire à celui qui a déjà été tenu dans ce texte, on considère que c'est donc la plus rigide des membrures qui assumera la plus grande partie de la reprise des efforts de flexion, on peut refaire la correction géométrique de la structure de manière à provoquer le décalage du point d'application des efforts normaux sur la membrure supérieure (voir fig. 8.39).

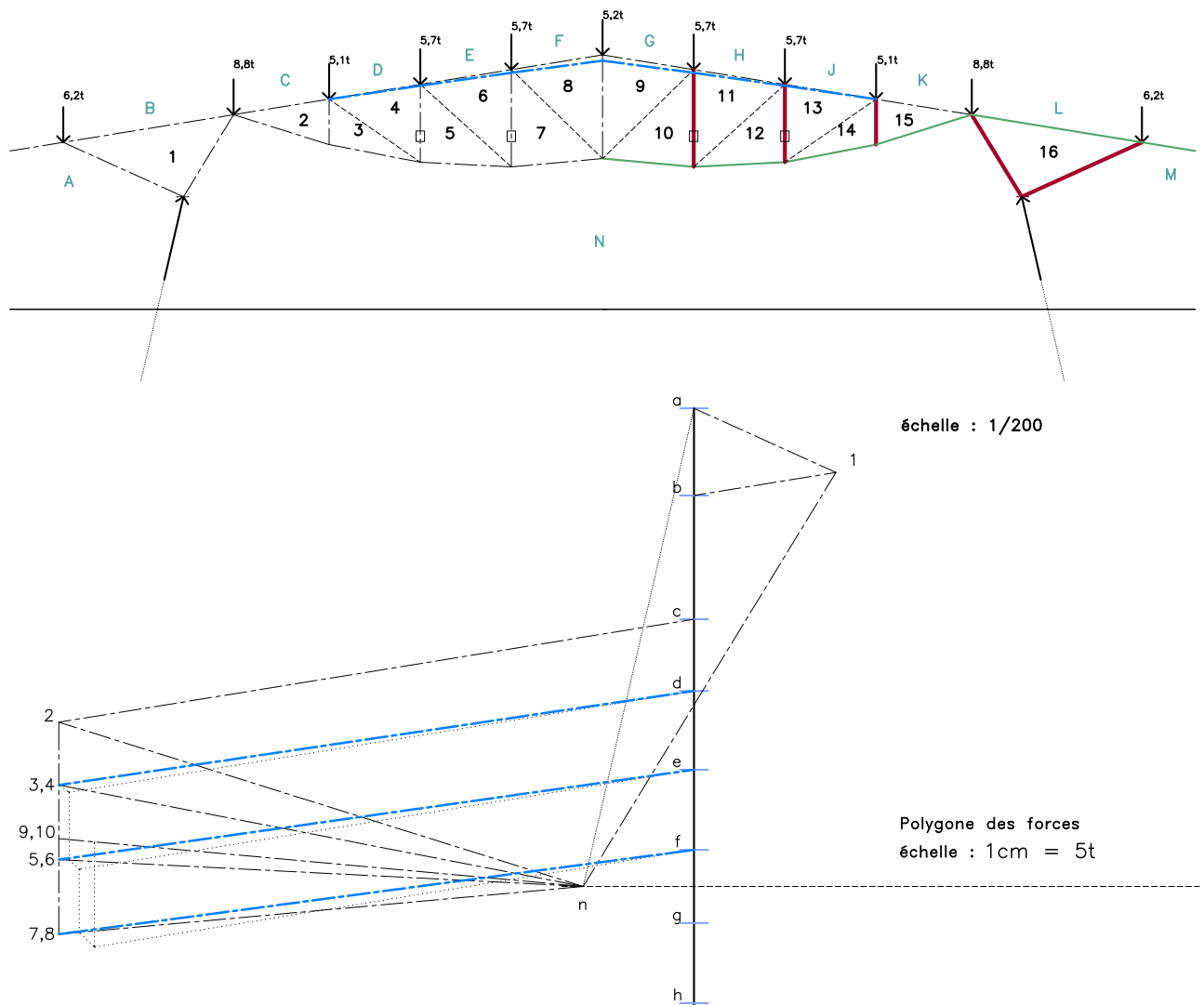


Fig. 8.39 : analyse graphique de la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso sous le poids propre et la neige – Dessin de l'auteur (7)

A nouveau, on estime la valeur du moment de flexion de la manière suivante : $47,7 \text{ t} \cdot -16,4 \text{ cm} = -750 \text{ t.cm}$ ($\approx -75 \text{ kN.m}$; la proximité des valeurs s'explique par l'angle similaire que font les deux membrures par rapport à l'horizontale). La tendance à une déformation comparable au cas précédent peut être constatée.

On sait que la charge de référence uniformément répartie est la charge de référence pour le dessin de la structure. On était donc conscient, dès le départ, que la géométrie ne pouvait pas être parfaite et qu'il en naîtrait des efforts de flexion. D'une même manière, si l'on tentait le dessin de l'épure des efforts sous le poids propre uniquement, on constaterait un décalage encore plus important. C'est logique dans la mesure où le poids propre seul s'écarte encore plus d'une charge uniformément répartie lorsqu'il est pris isolément de la charge de neige.

La correction graphique sur le poids propre seul est tracée ci-dessous (fig. 8.40). On constate en effet que le décalage a augmenté à $16,6 \text{ cm}$, ce qui mène à un moment de flexion, calculé comme précédemment, de $40,8 \text{ t} \cdot -16,6 \text{ cm} = -677 \text{ t.cm}$ ($\approx -67,7 \text{ kN.m}$). La faible différence constatée s'explique par l'importance toute relative de la charge de neige, même estimée à 100 kg/m^2 , car elle ne représente que 26 à 36% de la charge du poids propre ramenée aux noeuds de la structure.

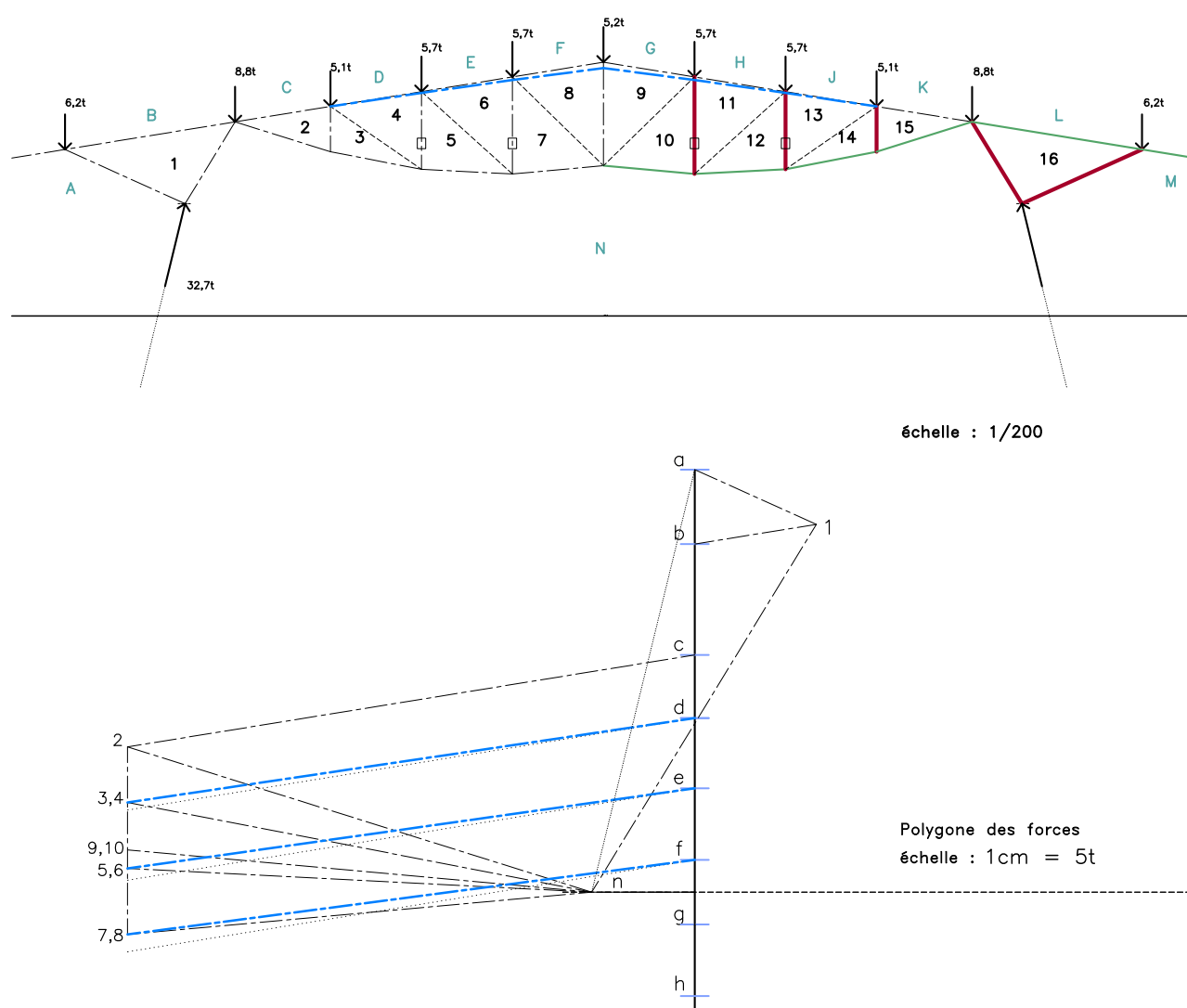


Fig. 8.40 : analyse graphique de la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso sous le poids propre seul – Dessin de l'auteur (12)

Dans le cas d'une toiture isolée, et dans le cadre de l'approche suggérée par la réglementation européenne (eurocode), on peut s'attendre à des efforts appliqués selon la normale au plan de la couverture, soit en pression, soit en dépression. Selon cette approche, pression et dépression ne peuvent être rencontrées simultanément sur la structure. Il reste donc les combinaisons en pression, où chacun des deux versants peut être soumis ou non à une pression, et les combinaisons en dépression, définies de la même manière.

Dans le cas des charges symétriques (les deux versants sont ensemble en pression, ou ensemble en dépression), la résolution graphique est aisée. Pour le cas où les deux versants sont soumis à une pression vers le bas, le vent agit d'une manière sensiblement pareille à la charge de neige, tout en lui restant bien inférieure (24 kg/m^2 ; mais l'orientation de la *ligne d'action* de la charge passant de la verticale à la normale). Dans le cas de la couverture mise en dépression vers le haut, la charge maximale peut être estimée à $1,32 \cdot 63 \text{ kg/m}^2 = 83,5 \text{ kg/m}^2$ lorsque toute la hauteur de l'espace disponible est encombrée de marchandises. L'épure est dressée ci-dessous (fig. 8.41).

Par son importance, la charge du vent peut être comparée à la charge de neige. Elle est évidemment insuffisante pour parvenir à dépasser l'importance du poids propre.

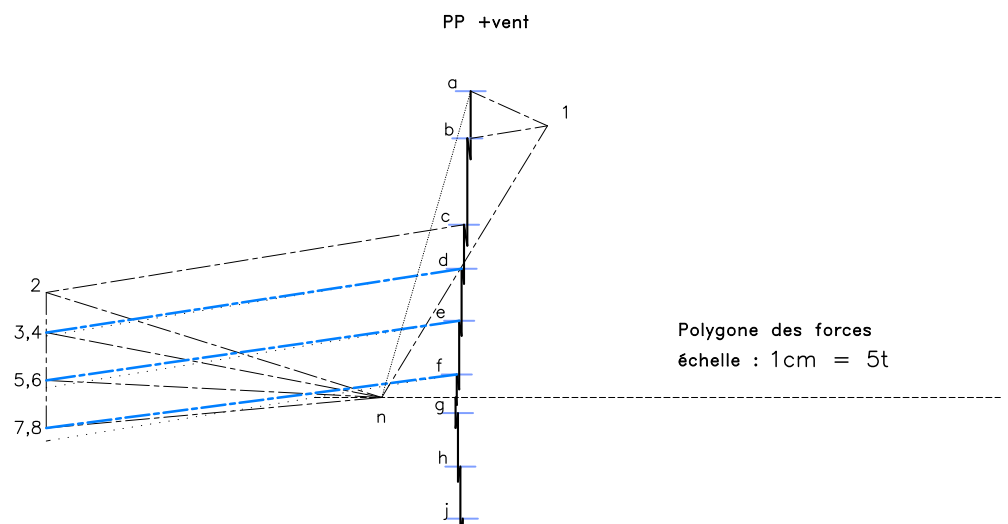
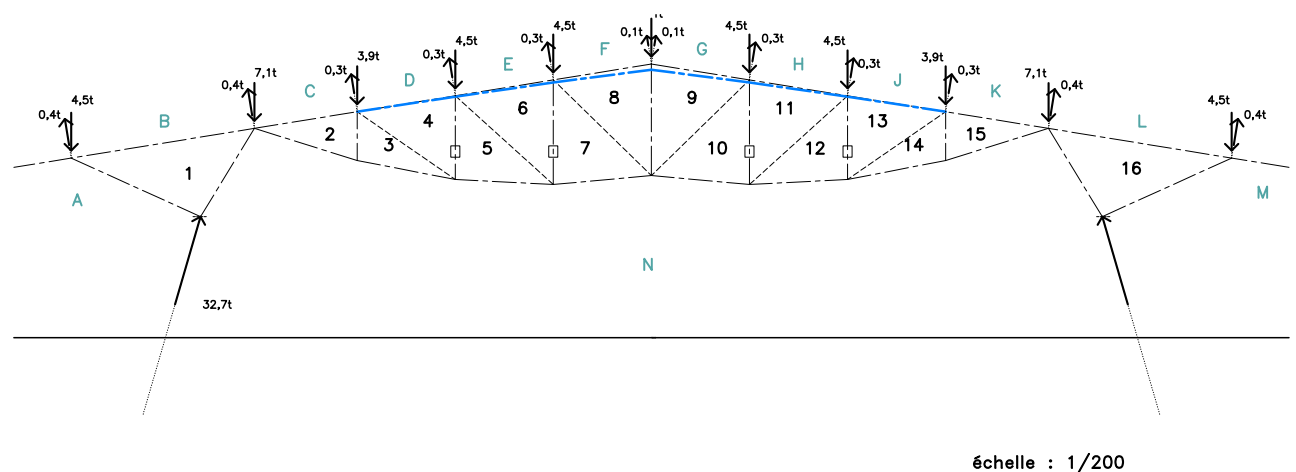


Fig. 8.41 : analyse graphique de la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso sous le poids propre et le vent – Dessin de l'auteur (8)

Son effet étant opposé à cette dernière, on constate une « correction » de la géométrie, qui trahit en partie l'importance de l'effort de flexion, avec un décalage de $-14,9\text{ cm}$ pour un effort normal de $27,4\text{ t}$, soit un moment qui diminue à 408 t.cm ($\approx -40,8\text{ kN.m}$).

Lorsque l'effort devient dissymétrique, le cas de figure devient bien plus difficile à traiter. Le seul type de résultat que peut permettre la *statique graphique* est la mise en place d'un *schéma statique* au sein de l'édifice, dans la perspective d'un *calcul plastique* de l'ouvrage. Dans ce cas, on peut se contenter de s'assurer que la structure peut résister aux efforts qu'implique cette configuration de charge.

Une tentative de tracé d'un tel schéma, en maintenant essentiellement les déviations dans la membrure supérieure et les colonnes, tout en s'assurant que la résultante des efforts de compression tombe à l'intérieur de la surface de la semelle des fondations, est proposée à la *figure 8.42*. Mais au vu de la complexité que représente ce type de construction graphique, où des ajustements multiples du *schéma statique* sont nécessaires, elle semble pratiquement exclue sans l'aide de nos outils de dessin modernes qui permettent la possibilité d'éditions multiples.

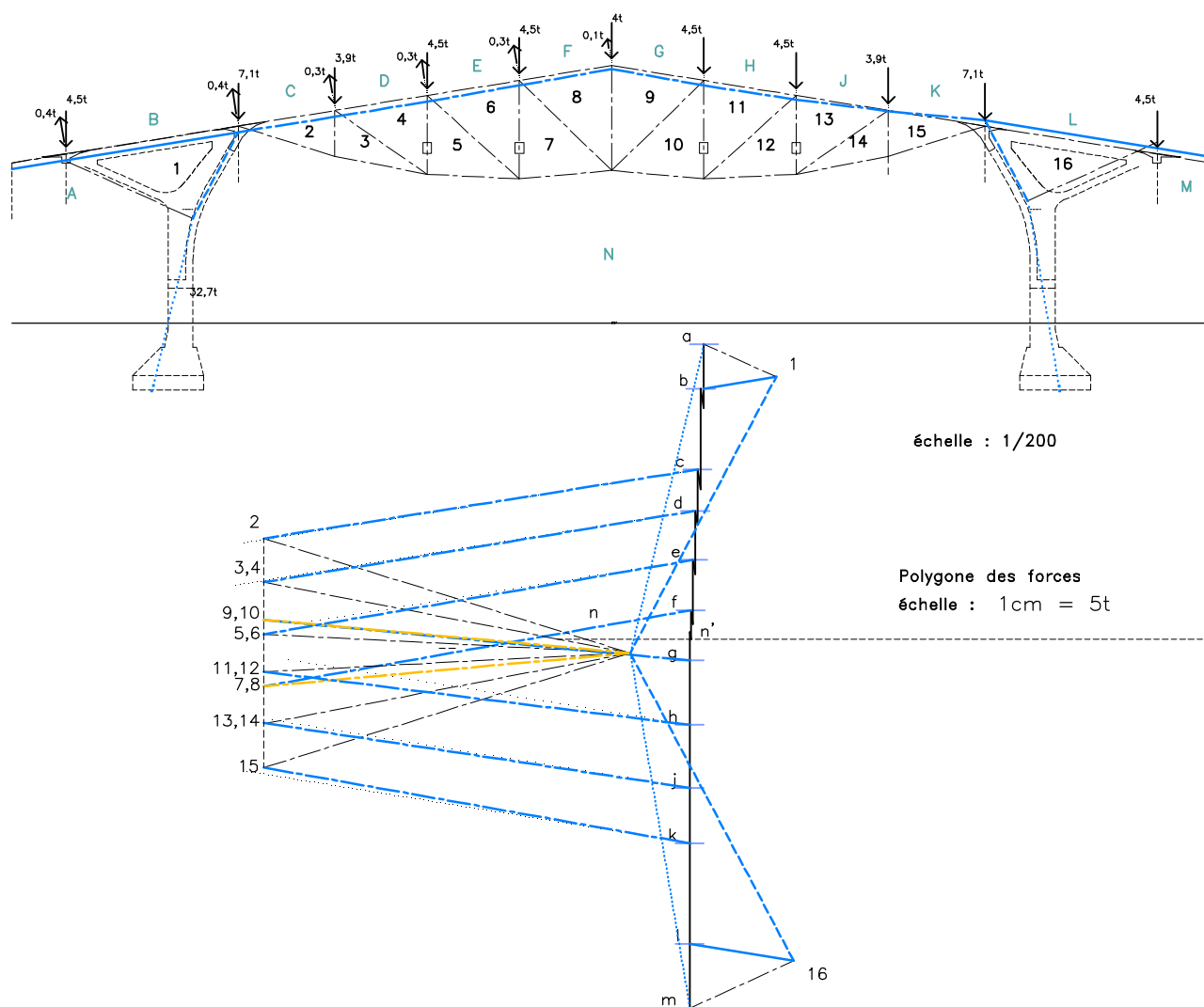


Fig. 8.42 : analyse graphique de la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso sous le poids propre et le vent appliqué à la moitié de la structure – Dessin de l'auteur (11)

Cependant, pour songer à cette approche pour l'analyse des efforts dissymétriques dus au vent, il faudrait d'ailleurs que les efforts de flexion obtenus soient représentatifs du comportement « réel » en flexion de la structure. En effet, le seul type de résultat que fournit la démarche à ce stade peut être appréhendé en termes d'interprétation.

L'analyse graphique, telle que menée dans les pages précédentes, fournit cependant quelques résultats sur lesquels on peut s'appuyer. Les efforts normaux dans les différentes membrures sont connus et on peut raisonnablement se faire une idée de la manière dont les fondations se comporteront pour reprendre les charges appliquées sur la structure.

Pareillement, on est en mesure d'apprécier s'il existe des erreurs de géométrie pour que le comportement de la structure puisse être considéré comme funiculaire ; la *statique graphique* permet d'ailleurs de faire les corrections nécessaires d'une manière très simple.

Enfin, dans la mesure où on ne parvient pas à la correspondance de l'axe des membrures de la structure, et dans la mesure seulement où on est certain de l'endroit dans l'ouvrage où se produiront ces décalages, on peut calculer la valeur des efforts de flexion. Par contre, dans le cas où l'endroit dans la structure où se produisent ces excentricités n'est pas connu, on peut au mieux en faire l'hypothèse et supposer l'ordre de grandeur du moment de flexion qui sera rencontré.

Pour aller plus loin dans notre analyse, il faut à présent changer d'outil et de démarche. Une première approche est celle de faire l'analyse de l'ouvrage par la technique de la *photoélasticité*.

8.4.2 Analyse en photoélasticité

Cette méthode d'analyse, théorisée à la fin des années 1800, trouve ses premières applications concrètes dans les années '40. Il s'agit de réaliser un modèle réduit, en résine transparente, pour y observer la manière dont la trajectoire de rayons lumineux est déviée lorsque le modèle est soumis à des efforts.

Pour ce faire, le modèle, sous sollicitation, est chauffé à une température d'environ 150°C, de manière à dissiper l'orientation prise par les molécules du matériau transparent sous les efforts appliqués. Une fois refroidi, l'état de contrainte de la matière se retrouve en quelque sorte figé. Lorsqu'on éclaire le modèle à l'aide d'un faisceau de lumière polarisée, on obtient un schéma d'interférence dont l'amplitude et l'orientation sont fonction de l'état de contrainte rencontré dans la matière.

Le schéma d'interférence, appelé réseau des isochromatiques, est ensuite interprété pour obtenir le réseau des isovaleurs des *contraintes principales*²⁵. En fait, on pourrait dire que le réseau des isochromatiques correspond localement très bien à celui des isovaleurs des contraintes principales, mais globalement, on assiste souvent au recourbement d'une isochromatique de la trajectoire d'une contrainte principale sur l'autre contrainte principale (qui lui est souvent opposée en signe, passant d'un réseau d'isovaleurs à celui qui lui est orthogonal).

On remarque ce phénomène au-dessus du bracon *b* de la *figure 8.43*, à sa jonction avec la branche descendante de la membrure supérieure de la toiture du modèle réduit du hangar de Chiasso. Normalement, l'information chromatique (absente de la photo) du schéma d'interférence doit permettre de distinguer les zones de faibles contraintes (en noir) des lignes d'interférences foncées (colorées).

25 dans toute matière soumise à un effort, on rencontre deux directions pour lesquelles il n'y a que des contraintes normales (une contrainte se définit par l'effort divisé par la surface du matériau sollicité). Pour toutes les autres directions, les contraintes normales seront accompagnées de contraintes d'effort tranchant (tangentes)

En fonction de la couleur utilisée pour la lumière polarisée qui éclaire le modèle, il est possible d'étalonner les résultats fournis par le réseau des isochromatiques. Il s'agit alors de vérifier l'orientation des isochromatiques et de compter le nombre de lignes d'interférence pour obtenir la valeur de l'effort rencontré à l'échelle : plus les lignes sont rapprochées, et plus grand est l'effort qui y est rencontré.

Le modèle en *photoélasticité* est plan, par nécessité, car il s'agit d'observer les lignes d'interférences chromatiques que l'on voit lorsque celui-ci est traversé par la lumière. Ce type de modélisation a été utilisé par les professeurs Robert Mark, James Chiu et John Abel (University of Princeton) en 1974 pour un article étudiant le comportement structural du hangar de Chiasso.

A cause des contraintes de la modélisation, on conçoit que toute la science démontrée par Maillart pour le dessin des sections transversales des membrures de sa structure est perdue. Pour définir les caractéristiques dimensionnelles des sections du modèle, les auteurs n'en conservent que la hauteur pour une épaisseur constante.

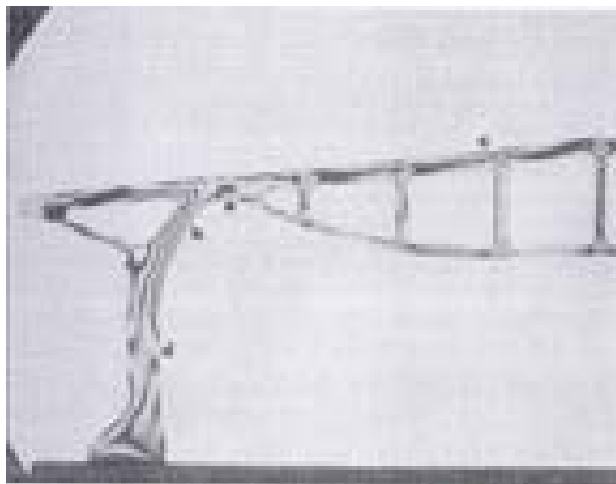


Fig. 8.43 : résultats de l'analyse en photoélasticité de *Mark et al. [1974]*

Les trois auteurs supposent également que la surface inférieure de la fondation est liaisonnée de manière rigide à son support. L'hypothèse est donc que les liaisons aux pieds des colonnes se présentent dans des conditions d'encastrement, ce qui, comme nous l'avons vu, est extrêmement difficile à réaliser pour un hangar en 1924.

Enfin, il va de soi qu'en raison même du matériau utilisé pour construire le modèle, tout l'ensemble adoptera un comportement rigide, amenant à négliger la fissuration dans le matériau que Maillart trouvait si utile pour permettre une forme de constitution d'articulation, qui permet des phénomènes comme les redistributions d'efforts au sein de la structure²⁶. Mais il est peu de modèles, *a fortiori* en 1974, qui permettent de tenir compte de ce type de comportement. En quelque sorte, on peut voir dans le modèle en *photoélasticité* l'exacte contraire du modèle de *statique graphique* quant au degré d'articulation ou d'encastrement des noeuds de la structure.

La perception d'ensemble du comportement structural du hangar est très didactiquement exposé par les auteurs (*fig. 8.44*) en amont de leur analyse. Selon eux, Maillart dessine une poutre isostatiquement appuyée avec deux porte-à-faux au delà de chacun des appuis. La variation d'inertie de la poutre est définie en fonction de l'évolution des moments de flexion de la poutre. L'une des membrures est conservée horizontale, alors que la seconde membrure est maintenue toujours du même côté de la première. De cette manière, la membrure qui se galbe est en traction lorsqu'examinée entre les deux appuis, mais elle est en compression de part et d'autre de ceux-ci.

Dans un second temps, la poutre est pliée en son centre pour réaliser la forme d'une toiture. Pour le dessin, les deux demi-structures sont simplement tournées autour de leurs appuis, et connectées ensuite au centre. Par contre, les membrures verticales échappent curieusement à cette rotation, puisqu'on les retrouve pareillement orientées dans la figure nouvellement obtenue.

²⁶ Maillart [1930a]

Ce que ces trois auteurs cherchent à nous expliquer, c'est la manière dont Maillart aurait pu procéder pour parvenir au dessin d'une structure d'égale résistance pour la portée principale du hangar.

Pour la définition de la charge à appliquer sur le modèle, les trois auteurs ont fait la somme des charges qui sont renseignées sur la structure par le schéma de Max Bill (Fig. 8.28), $M = 6,0 t$ inclus, qu'ils répartissent sur la surface de la couverture. Il vérifient préalablement cette charge répartie suivant les éléments suivants : une dalle de béton de $12 cm$ d'épaisseur pour une densité de $150 lb/ft^3$ ($2403 kg/m^3$) ; une surcharge de neige de $25 lb/ft^2$ ($122 kg/m^2$).

Les charges appliquées au modèle²⁷ en photoélasticité sont ces valeurs adaptées du facteur d'échelle adéquat ($853/100.000.000^{ème}$ dans ce cas, soit $1,5 lb / 176.000 lb$).

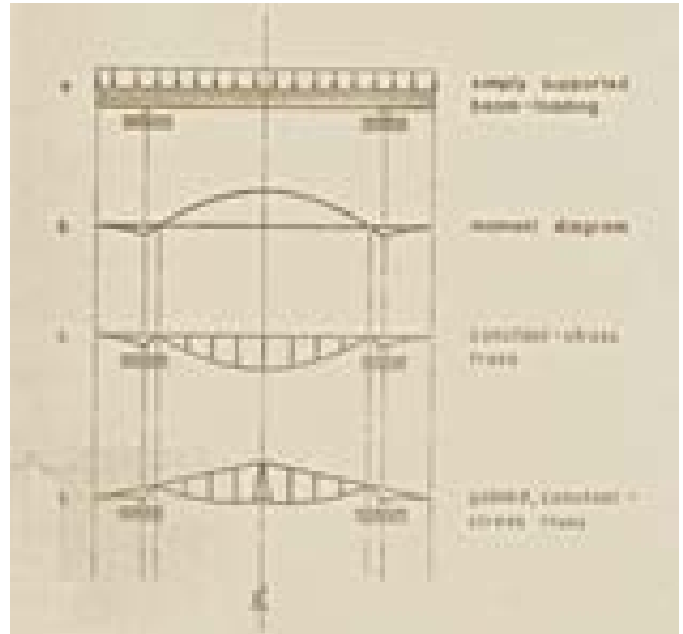


Fig. 8.44 : explication a priori de la forme du hangar –
Source : **Mark et al. [1974]**, couverture et p. 57

Les auteurs nous disent également avoir vérifié les résultats de leurs calculs sur un des premiers programmes d'éléments finis développés par John Abel.

A l'examen du schéma du modèle utilisé pour l'analyse numérique par ordinateur (Fig. 8.45), il est clair que ces auteurs cherchent avant tout à valider les résultats qu'ils obtiendront à l'aide du modèle en photélasticité, et non à étudier le comportement réel de la structure du hangar de Chiasso.

En effet, par comparaison avec les axes des éléments de structure renseignés par Max Bill pour les membrures du plan de la toiture, on constate que le modèle numérique des Américains conçoit l'emplacement de son axe à mi-épaisseur, alors que le schéma provenant de l'étude de Maillart le positionne approximativement à $10 cm$ de la face supérieure.

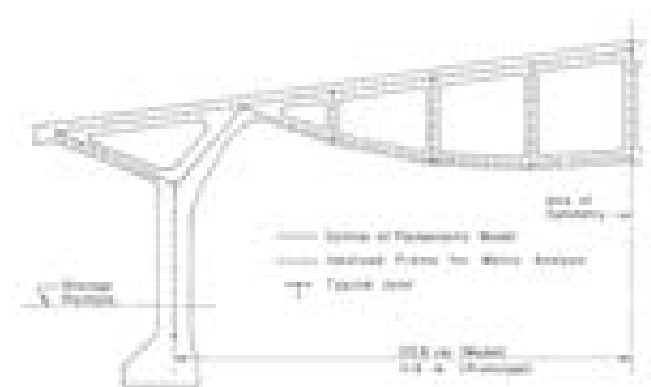


Fig. 8.45 : détail du modèle numérique utilisé pour la validation de leur étude , échelle : $1/200^{ème}$ –
Source : **Mark et al. [1974]**, p. 59

Par contre, tant chez Bill que chez Mark & al., l'axe de la membrure qui représente la colonne et son bracon sont situés à égale distance des bords de la colonne, bien que chacun de ces auteurs soit conscient que le haut de la colonne, comme le bracon, adoptent tous deux une section transversale ayant la forme d'un T.

Ayant pu nous faire une idée du modèle, des charges, et de la perception qu'ont ces auteurs de la structure qu'ils étudient, c'est en toute connaissance de cause que l'on peut examiner les résultats qu'ils obtiennent.

²⁷ une livre (pound) = $1,0 lb = 453,6g$

Au départ de l'image des contraintes en *photoélasticité*, Robert Mark et ses collègues dressent une première liste de constats (voir *fig. 8.43*) :

- c'est au point *c* que l'on rencontre les efforts les plus importants dans la membrure supérieure ($N_c = 2,4$),
- les efforts sont nuls au point *a* (zone noire),
- les effort les plus importants pour l'ensemble de la structure sont situés en *b* ($N_b = 3,4$),
- les efforts sont négligeables en *d* puisqu'il s'y trouve peu de zébrures ; ce serait donc un point de moment nul dans la colonne.

(N_{nombre} représente le nombre de lignes d'interférences complètes.)

Ayant procédé au calibrage de leur essai, ils obtiendraient une série de valeurs en bonne adéquation avec celles produites par leur calcul numérique.

Il constateraient notamment la bonne adéquation de la forme au diagramme des moments de flexion, le nombre de lignes d'interférences semblant peu varier le long des membrures hautes et basses, alors que leurs orientations sont proches des axes des membrures. De même, ils déduisent la présence d'un moment nul au point *a*.

Plus loin ils déduisent, du calibrage de leur essai, la contrainte maximale en compression rencontrée dans les membrures. La valeur au point *c* serait de $13,1 \text{ N/mm}^2$ (1900 psi), compte tenu d'une épaisseur de la membrure de 25 cm (en réalité, l'épaisseur est de 24 cm). Cette valeur de contrainte étant au-delà d'une valeur admissible en compression sur le béton (pour l'époque), ils concluent à la nécessité pour Maillart d'avoir intégré la dalle de la couverture à la section de la membrure supérieure, ceci afin d'y réduire la valeur de la contrainte.

Dans le bracon *b*, les lignes d'interférences sont parallèles à son bord intérieur, ce qui traduit un effort constant, concentré, amenant les auteurs à conclure à une valeur de contrainte de $20,7 \text{ N/mm}^2$ (3000 psi), toujours en considérant une même définition des sections transversales (hauteur x 25 cm). Cette contrainte étant plus de deux fois supérieure aux contraintes admissibles du matériau pour l'époque, ils concluent à la pertinence d'un élargissement du bord intérieur du bracon qui donne une forme en **T** au profil de la colonne, du moins dans sa partie supérieure.

Dans la colonne, la portion où un motif blanc uniforme est rencontré en *d* indique un point d'inflexion (d'inversion du signe du moment de flexion, passant par une valeur nulle). La section serait donc localement sur-dimensionnée, mais Maillart n'aurait pas jugé bon de la réduire à cause du risque possible de choc avec un engin de manutention.

Tout ceci démontrerait pour Robert Mark et ses collègues la logique de la forme adéquate de la structure au principe structural qu'ils supposent être la poutre isostatique avec débordants (*fig. 8.45*).

Par contre, si on fait usage des valeurs de contraintes renseignées par ceux-ci pour faire un calcul de l'effort normal sollicitant dans les membrures, on obtient des valeurs qui n'ont plus rien de l'ordre de grandeur des efforts rencontrés chez Max Bill, et que nous avons vérifié ci-dessus.

Les valeurs des contraintes ont pu être vérifiées à l'aide des coefficients d'échelle donnés par les auteurs (voir *annexe 2*).

membrure	a		c	
	Mark [1974]	Bill [1955]	Mark [1974]	Bill [1955]
$\sigma \text{ [N/mm}^2\text{]}$	13,1	non applic.	20,7	non applic.
b [mm] *	250	240	250	240
h [mm] *	400	400	600	600
N calculé [kN]	1310		3105	
N équivalent [t]	131	34	310,5	43

gras = données explicites

italique = mesuré au 1/200è

* **données** : provient de Maillart [1924a]

Tab. 8.4 : comparaison des efforts de compression dans la structure du hangar de Chiasso chez **Mark et al [1974]**, et Max **Bill [1955]**

On ne peut en conclure seulement à une erreur de calibrage car il s'avère que la différence aux valeurs de l'étude de Maillart publiée chez Bill n'est pas proportionnelle. Par ailleurs, nous verrons que l'ordre de grandeur des efforts normaux sera validé par l'étude numérique qui sera exposée dans les pages suivantes. L'article des auteurs américains datant d'il y a plus de trente ans, il n'a pas été possible d'obtenir d'éclaircissements sur les résultats de leurs simulations.

Partant, les valeurs des efforts de Robert Mark et de ses collègues étant sujettes à caution, il faut se rabattre sur une autre hypothèse que celle de la limitation des contraintes sous l'effort normal pour expliquer la définition des formes et dimensions des sections transversales des membrures. Une partie de l'hypothèse qui y a été substituée a été présentée sous le *point 8.3.2* de ce chapitre, elle fait appel à la *statique graphique* pour définir le tracé des axes des membrures dans lesquelles, même pour une section réduite à $24 \times 40 \text{ cm}$, la contrainte normale (sans prise en compte des éventuels efforts de flexion) ne dépasse pas les $45,9 \text{ t} / (240 \cdot 400 \text{ mm}^2) \approx 4,78 \text{ N/mm}^2$ (d'après les efforts du *tab. 8.3*), ce qui est admissible pour 1924.

Pareillement, si on se souvient de la manière dont on calcule le tracé du diagramme d'un moment de flexion en *statique graphique*, on constate toute la similarité des deux approches pour expliquer la forme du diagramme.

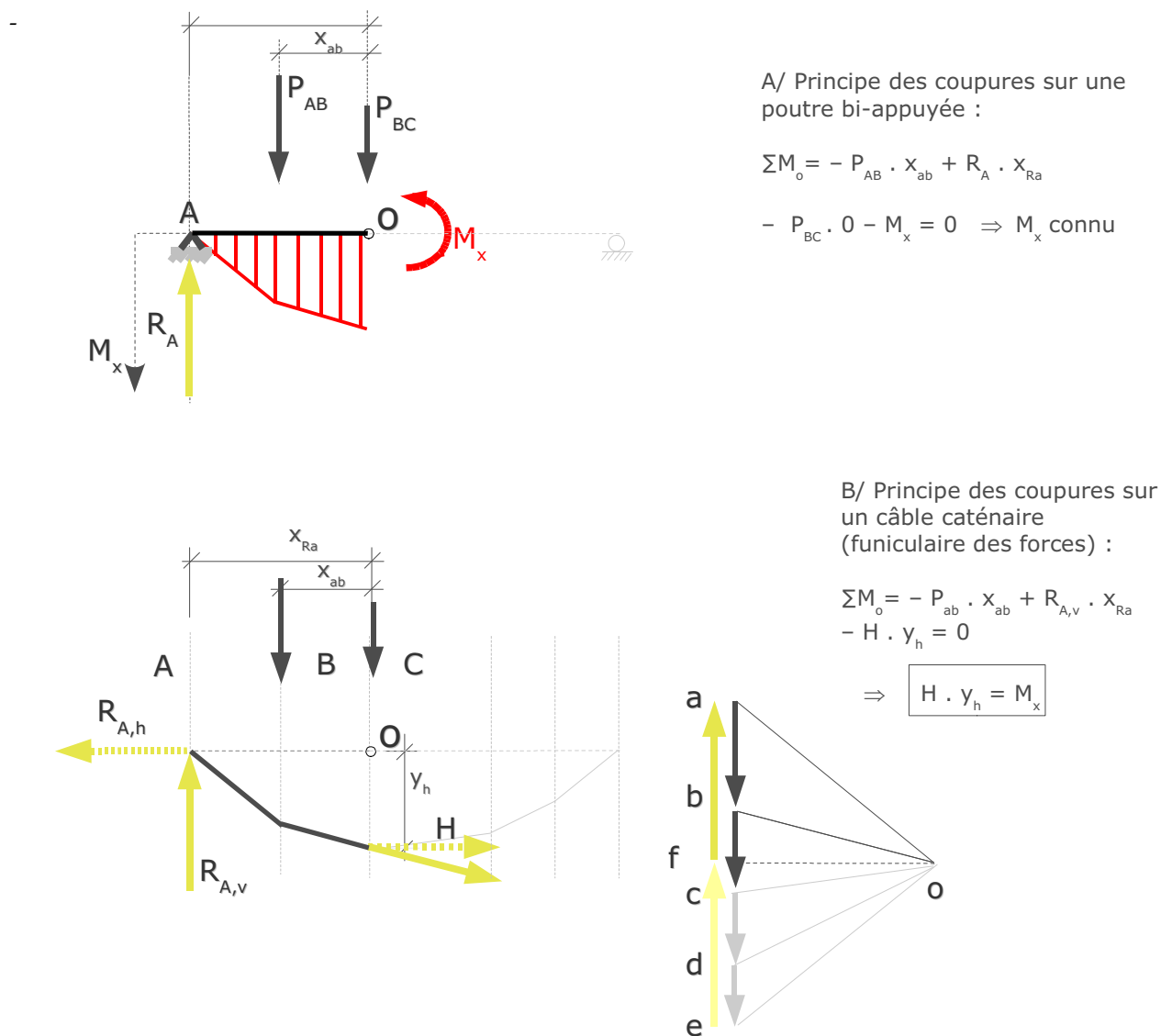


Fig. 8.46 : analogie de la poutre en flexion et du funiculaire des forces (en statique graphique) – Illustr. de l'auteur

On peut prolonger l'analyse des trois auteurs américains par un examen attentif de la photo des isochromatiques (voir *fig. 8.47*). On remarque, tant dans la membrure supérieure que dans l'inférieure, que l'orientation des isochromatiques prend une forme légèrement caténaire sur la distance séparant les colonnes du faîte. Le décalage vaut à peu près une largeur de ligne d'interférence, sauf pour le dernier segment de la membrure inférieure (juste à côté du point *c*, *fig. 8.43*) où le décalage est plus important.

Si on considère les orientations des isochromatiques comme proches de celles des lignes de pression (ou de tension), les trajectoires accusent de légères excentricités par rapport aux fibres moyennes des membrures. Ceci révèle un petit effort de flexion dans la majorité de celles-ci. Par conséquent, l'effort de flexion est fort important dans le premier segment de la membrure inférieure (attenant au bracon de la colonne, où la ligne n'a pu être dessinée de manière continue), ce qui nous informe d'une situation de fonctionnement singulière dans cette zone de la structure (en flexion).

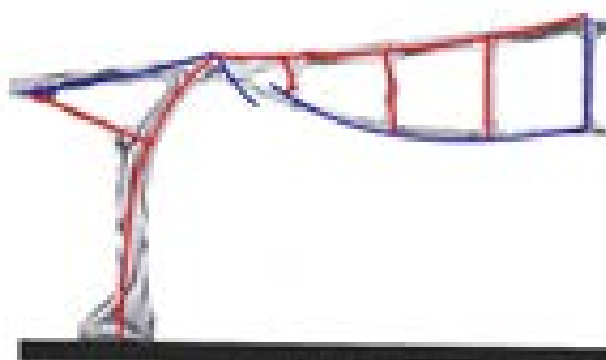


*Fig. 8.47 : résultats de l'analyse en photoélasticité : interprétation en termes de lignes de traction (en bleu) et de pression (en rouge). Un décalage par rapport à l'axe de la membrure indique la présence d'un moment de flexion. Échelle : 1/200^{ème} – Source : **Mark et al [1974]**, annoté par l'auteur*

Si on tente de résumer les résultats des tests menées par Robert Mark et ses collègues, on constate principalement qu'en dépit des libertés qui ont été prises pour le dessin du modèle structural (modification des rapports d'inertie, encastremements, etc.), on remarque d'après l'orientation des lignes isochromatiques que la tendance du comportement structural est aux mécanismes d'efforts normaux axés. Ceci témoigne de la juste définition des rapports de section entre les différentes membrures, rapport qui, même modifié d'un facteur 8 dans le modèle en époxy par rapport à la réalité, ne laisse pas la place de manière définitive à un autre type de comportement structural, comme celui d'une poutre Vierendeel, par exemple. L'orientation des lignes isochromatiques a d'ailleurs pu être confirmée par une analyse aux éléments-finis – menée dans le cadre de ce travail – sur un modèle-plan respectant toutes les caractéristiques du modèle de Mark & al.

Mais d'emblée, l'utilisation d'un modèle strictement plan met l'expérimentateur en difficulté, dans la mesure où le maître-mot de Robert Maillart est l'intégration des éléments les uns aux autres, l'amenant très souvent à sortir des deux dimensions du plan lorsqu'il s'agit de concrétiser les formes des sections transversales de ses ouvrages.

Pour aller plus loin dans l'analyse, il s'agit de changer d'approche ou de méthode.

8.4.3 Calculs simplifiés des membrures

L'aspect qu'il faut éclaircir est celui du mécanisme structural qui gouverne la reprise des moments de flexion qui naissent de l'absence de diagonales dans la structure du hangar.

L'absence de diagonales suggère une similitude avec les principes de la poutre inventée par l'ingénieur louvaniste (Jules) Arthur **Vierendeel**.

David Billington²⁸ a par ailleurs montré qu'il ne faisait aucun doute que Maillart connaissait les concepts de Vierendeel, puisque certains de ses écrits en suggèrent la référence tant pour le hangar de Chiasso que pour le pont de Flienglibach (1923), son premier pont en *arc raidi*. Conçue d'abord pour être réalisée en acier, il s'est avéré que le procédé de la poutre Vierendeel était bien adapté à la construction en béton.

Pour celle-ci, la mise en oeuvre du béton procède par phases de bétonnage successives : les poutres horizontales sont réalisées dans un premier temps, les colonnes (ou diagonales) dans un second temps, puis à nouveau les poutres, etc. Lorsque la structure ne comporte pas de diagonales, le procédé devient particulièrement simple, ce que Robert Maillart, en bon constructeur, n'a sans doute pas manqué de relever.

Réglons définitivement l'insinuation qui a été faite quant à l'impossibilité de calculer pareils ouvrages avant les travaux de Hardy Cross. Vierendeel disposait non seulement d'une méthode exacte pour calculer les dispositions structurales qu'il avait mises au point en 1897 pour les ouvrages en acier, mais aussi d'approches simplifiées pour le pré-dimensionnement.²⁹

Il reste à examiner si un tel comportement est possible dans l'ouvrage : le mode d'exécution des noeuds de la structure à Chiasso permet-il de reprendre des moments de flexion?

Le détail du noeud entre membrures verticales et membrures hautes et basses est donné à la *figure 8.48* : il y a bien encastrement des membrures les unes par rapport aux autres.

Les différentes membrures n'ont cependant ni des dimensions, ni des sections de ferrailage similaires.

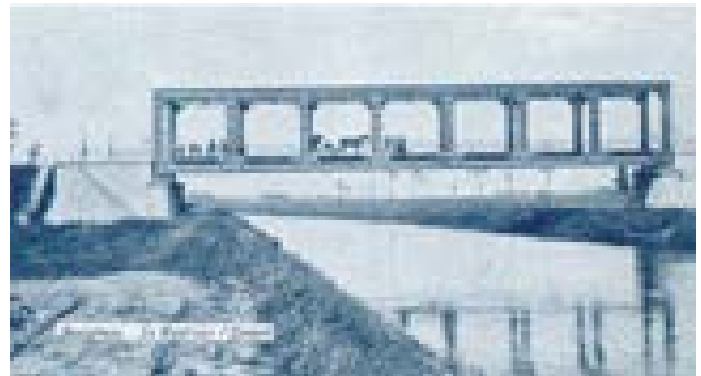


Fig. 8.48 : Poutre Vierendeel, Waterhoek, 1904 – Source : carte postale de Karel Roose

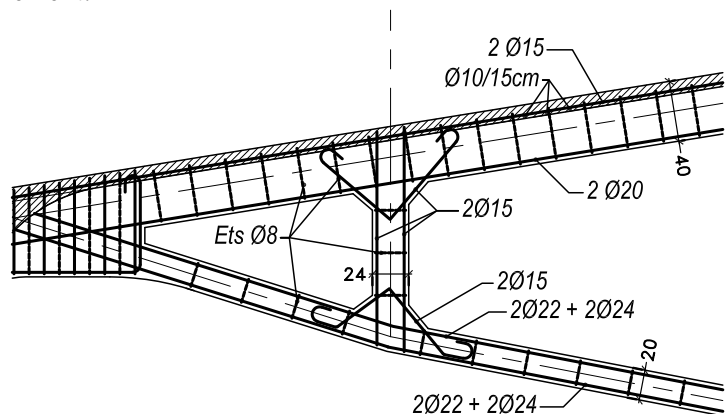


Fig. 8.49 : détail du ferrailage à la jonction des membrures dans la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso, d'après le plan de **Maillart [1924b]**. Échelle : 1/50^{ème} – Source : dessin de l'auteur

28 **Billington [1979]**, p. 71

29 **Balis [1930]** ; voir aussi **Vierendeel [1927]**

On peut également comparer ces dispositions à celles envisagées par Vierendeel pour la transition des membrures qui, dans le cas du béton, apparaissent être fortement armées.

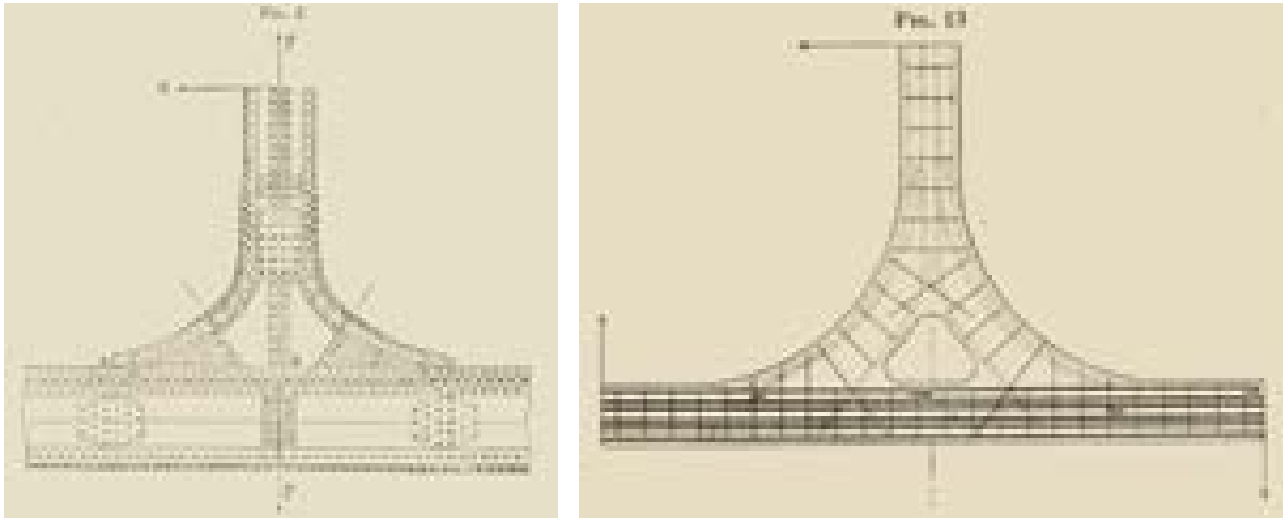


Fig. 8.50 : noeuds d'une poutre Vierendeel en acier et en béton, d'après Vierendeel [1927/1901]

A Chiasso, la membrure verticale ne compte que 4 barres $\varnothing 15$ ($7,1 \text{ cm}^2$) pour une section de $24 \times 24 \text{ cm}^2$, ce qui n'est guère davantage qu'un ferrailage technologique minimal pour la section.

Les dimensions de la membrure inférieure ne sont que de 20 cm de haut pour une largeur de 24 cm : elle est donc plus fine que les membrures verticales, à l'inverse de ce qui est rencontré dans les poutres Vierendeel.

La membrure inférieure compte $2 \cdot 16,6 \text{ cm}^2 = 33,3 \text{ cm}^2$ de section d'acier.

Si on calcule l'effort qui peut être repris en traction simple par la membrure inférieure, on trouve, pour le taux de travail de $1,2 \text{ t/cm}^2$ donné par **Maillart [1909]** : $33,3 \text{ cm}^2 \cdot 1,2 \text{ t/cm}^2 = 39,9 \text{ t}$ alors que nous rencontrons des efforts de l'ordre des $39,2 \text{ t}$ (38 t chez Max Bill) dans ces mêmes barres, sous le poids propre et la neige combinés.

La réserve de résistance n'existe pratiquement pas pour ce cas de charge. Sur base de cette constatation, on peut conclure que Maillart n'envisage pas ou peu d'efforts de flexion dans les membrures sous la mise en charge maximale, c'est-à-dire sous une combinaison de charges dues à la neige et au poids propre. S'il devait y avoir un cas de charge pour lequel la géométrie était parfaitement correcte, à cause de la quantité limitée de ferrailages, ce serait bien celui-ci.

Si on cherche à l'évaluer, pour un autre cas de charge où la valeur de l'effort en traction est minimale (il pourrait s'agir du poids propre seul), on peut considérer une continuité du moment entre membrure verticale et corde inférieure.

Dans le cas du poids propre, on rencontre un effort normal maximal de $4,5 \text{ t}$ dans les membrures verticales, leur section étant de $24 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm} = 576 \text{ cm}^2$. La contrainte rencontrée est de $4,5 \text{ t} / 576 \text{ cm}^2 = 7,81 \text{ kg/cm}^2 \approx 0,78 \text{ N/mm}^2$, ce qui est une contrainte relativement faible par rapport aux valeurs autorisées à l'époque pour le béton (4 N/mm^2 en compression pure, 6 à 8 N/mm^2 en compression maximale due à la flexion). Si on néglige cette contrainte, le moment résistant de la colonne, sur base de la résistance de l'acier, est de $7,1 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ cm} = 170,4 \text{ t.cm}$ ($\approx 17 \text{ kN.m}$) d'après les formules proposées par **Maillart [1932]**³⁰, détaillées en annexe 3. Le calcul exécuté sur base de la résistance du béton, pour une armature

$$30 \quad A_s = \frac{M}{h} \quad \text{et} \quad h = \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{avec}$$

As en $[\text{cm}^2]$ = section de ferrailage d'un acier à $\sigma_{\text{acier, adm}} = 1,2 \text{ T/cm}^2$;

(suite page suivante)

simple, donnerait $(24 \text{ cm})^2 \cdot 0,24 \text{ m} = 138,4 \text{ t.cm} \approx 13,8 \text{ kN.m}$ toujours d'après les formules de Maillart³¹. Si seul l'acier en armature double est considéré pour le calcul, on obtient $7,1 \text{ cm}^2 / 2 \cdot 1,2 \text{ t/cm}^2 \cdot (24 \text{ cm} - 2 \cdot 3 \text{ cm}) = 76,7 \text{ t.cm}$, ce qui confirme l'ordre de grandeur des efforts obtenus ci-dessus.

Si le béton était isotrope quant à ses propriétés de résistance en traction et en compression, le moment qui pourrait être repris (sans prise en compte de la présence d'armature) serait de : $(0,5 \cdot 24 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm}) \cdot (80 \text{ kg/cm}^2 / 2) \cdot (24 \text{ cm} \cdot 2/3) = 11,52 \text{ t} \cdot 16 \text{ cm} = 184 \text{ t.cm}$. Sur ce principe, la section est plus résistante de 30 % dans un modèle avec un matériau aux propriétés isotropes, comme le suppose un modèle en résine.

Le rapport de raideur entre la section homogène fissurée (8032 cm^4) et non fissurée (32052 cm^4) est de un à quatre !

Estimons la réserve de résistance en traction dans la membrure funiculaire inférieure, une fois déduite la reprise de l'effort de flexion qui permettrait la continuité du moment maximal possible dans une membrure verticale. La membrure funiculaire mesure 20 cm de hauteur pour 24 cm de largeur. Si la membrure est soumise à un effort de traction suffisamment fort, le béton pourrait rester tendu et fissuré sur toute sa hauteur, même en présence d'un effort de flexion. Le béton ne pourrait pas contribuer alors à reprendre les efforts de compression du côté de la zone la plus comprimée (ou la moins tendue).

Ainsi, nous considérons que l'ensemble de l'effort de flexion est repris par l'armature symétrique. La distance entre les armatures est de $20 \text{ cm} - (2 \cdot 3 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$. Les efforts de traction et de compression (occasionnés par un effort de flexion équivalent au maximum possible dans la colonne) valent $138,4 \text{ t.cm} / 14 \text{ cm} = 9,89 \text{ t}$ en haut, comme en bas (le signe de l'effort change, bien évidemment). Il reste donc $(39,9 \text{ t} / 2) - 9,89 \text{ t} = 10,1 \text{ t}$ de réserve de résistance en traction dans l'armature, du côté le plus tendu. Sur l'ensemble de la section, on calcule $2 \cdot 10,1 \text{ t} = 20,2 \text{ t}$ de réserve de résistance en traction, ce qui, par exemple, est inférieur aux $34,9 \text{ t}$ rencontrés sous le poids propre seul. Par conséquent, l'ampleur du moment de flexion autorisé doit être revu à la baisse.

Ainsi, la réserve de flexion sous le poids propre seul est de $(39,9 \text{ t} - 34,9 \text{ t}) \cdot \frac{1}{2} \cdot Z = 2,5 \text{ t} \cdot 14 \text{ cm} = 35 \text{ t.cm}$, soit un défaut d'excentricité de $35 \text{ t.cm} / 34,9 \text{ t} = 1 \text{ cm}$ pour l'effort de flexion, défaut acceptable qui serait plus de vingt fois inférieur à celui qu'on peut obtenir à l'aide d'une analyse graphique en *statique graphique* ($20,4 \text{ cm}$).

Le défaut d'excentricité acceptable, même distribué sur la résistance à la flexion des quatre cadres successifs d'une demi-structure, n'atteint encore que 4 cm , ce qui est de toute évidence insuffisant.

On en conclut que la structure n'est sans doute pas prévue pour résister à des moments de flexion – suffisants pour être utiles à la reprise des charges – répartis sur le pourtour des cadres successifs qui la constitue.

La structure transversale des halles n'est donc pas une poutre Vierendeel, bien qu'elle permette une certaine continuité pour la reprise de moments de flexion faibles aux jonctions des membrures. On voit également qu'il n'est pas nécessaire de recourir à une analyse complexe des cadres en flexion pour évaluer, dans les grandes lignes, le comportement possible de la structure de ce point de vue.

h en [cm]= hauteur de la section de béton ;

b en [m]= largeur de la section de béton ;

M en [tonnes . cm] = moment de flexion.

31 dans ce cas, on considère que l'effort de compression centré serait repris par le ferrailage symétrique.

8.4.4 Analyse numérique

Dans le cadre de la Théorie élastique, les logiciels de calcul des structures permettent de faire des études complémentaires de l'ouvrage qui nous occupe. Quel que soit le degré de précision du calcul offert par l'ordinateur, il faut se rappeler que les résultats ne seront exacts que dans le cadre strict de la théorie sur laquelle s'appuient les algorithmes du programme.

En particulier, dans la plupart des outils informatiques disponibles pour l'ingénieur, la fissuration de la structure – dont l'état exact est pratiquement impossible à déterminer, comme nous l'avons vu – et les variations des propriétés mécaniques des sections qui en découlent ne sont pas considérées. Nous pouvons, au mieux, considérer les résultats de l'analyse numérique ainsi menée comme une interprétation de la réalité. Celle-ci peut avoir l'avantage de servir de *schéma statique* possible pour la résistance de la structure, lorsqu'elle est menée à l'état limite ultime, pour autant que le matériau présente des capacités de ductilité suffisantes, il s'entend.

Pareillement, la modélisation numérique qu'on peut employer pour utiliser un système informatique n'est pas unique. Dans le cas de structures triviales, à cause de leur simplicité, la question est peut-être secondaire. Mais dans le cas de la structure du hangar de Chiasso, on peut *a priori* poser différentes hypothèses pour tenir compte de la complexité géométrique de l'ensemble.

Pour les résultats numériques qui suivront, trois modèles numériques différents ont été principalement utilisés. Accessoirement, deux modèles supplémentaires ont aussi été ajoutés, pour vérifier les résultats de l'étude en *photoélasticité* des trois auteurs américains, abordée plus haut.

Pour quatre de ces modèles numériques sur les cinq – le dernier étant un modèle-plan composé à l'aide d'éléments finis bi-dimensionnels, et dont il a été question plus haut – la modélisation considère des systèmes de barres dont les liaisons les unes aux autres sont supposées rigides. Les sections transversales de ces différentes barres respectent les caractéristiques formelles qui ont déjà été identifiées jusqu'ici, notamment les sections en forme de T pour les colonnes et la section solidaire de la dalle de toiture.

Compte tenu de la nature du modèle constitué de barres, certaines simplifications géométriques ont été inévitables, notamment les transitions entre bracons et caténaire, ou entre colonnes et bracons où une transition arrondie particulièrement marquée a été dessinée par Maillart du côté de l'espace abrité.

Parmi les trois modèles principaux, le premier considère une liaison d'appui encastrée dans le sol, et un axe des colonnes placé à mi-distance de ses deux faces (voir *fig. 8.51*). C'est le modèle de base, certainement excessif pour la simplification du contexte géométrique réel.

Le second modèle déplace l'axe de la colonne à mi-épaisseur de la table du T, comme si on avait fait abstraction des armatures et que toute la partie soumise à la traction était devenue inutile à la reprise des charges, comme dans une maçonnerie soumise à un effort de compression excentré. Dans ce modèle, l'axe de la colonne, qui est cette fois fondée sur appui simple, reste vertical. C'est le pendant du premier modèle, où on touche à l'autre extrême quant à la rigidité du système structural.

Enfin, sur un troisième modèle, à la fois pour tenir compte de la variation de section entre le pied de la colonne (massif rectangulaire) et sa partie supérieure (en T), et pour tenir compte de la résultante en compression dans la colonne qui adopte une trajectoire oblique, l'axe des différents tronçons de la colonne a été incliné suivant l'orientation supposée de la ligne des pressions. L'appui au sol de ce dernier modèle est, lui, aussi considéré comme articulé.

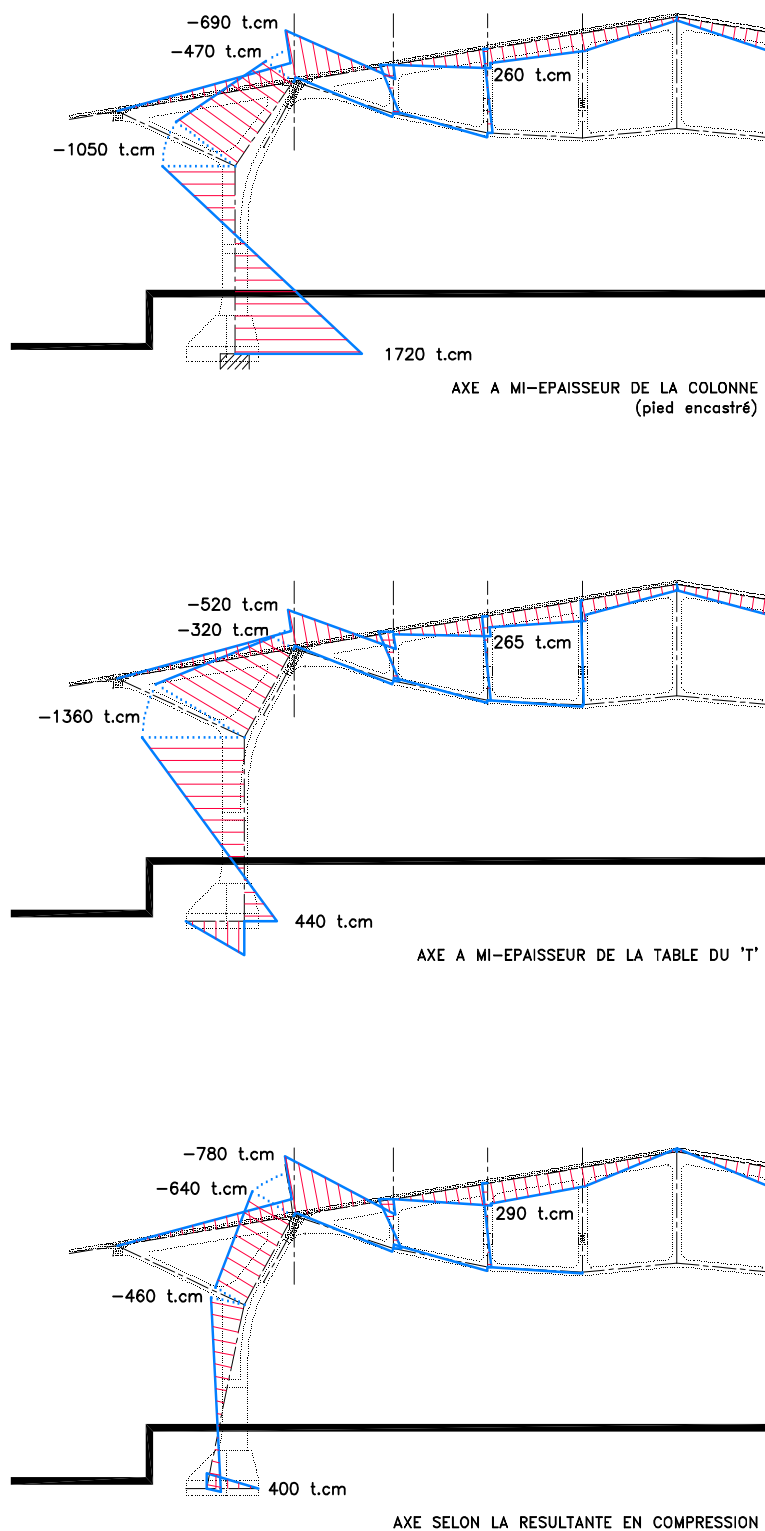


Fig. 8.51 : diagramme des moments de flexion dans la structure du hangar sous le poids propre et la neige pour trois hypothèses géométriques différentes. Hangar des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur. Échelle : 1/200^{ème} – Source : simulation et dessin de l'auteur

D'une manière générale, on constate relativement peu d'influence des particularités de chacun des modèles sur l'allure générale des diagrammes des moments de flexion.

Pour chacun de ces modèles, la majorité des efforts de flexion sont rencontrés dans les membrures intégrées au plan de la toiture et dans les colonnes. Les efforts dans les autres membrures : les membrures caténares, les montants verticaux, les bracons tournés vers l'extérieur, les efforts de flexion, peuvent être considérés comme négligeables par rapport aux premiers.

Pour le premier des trois modèles, on constate que c'est à l'encastrement en fondation que l'effort de flexion est le plus important, ce qui en fait le modèle structural le plus fragile des trois pour des raisons que nous avons déjà abordées (coût et réalisation).

Pour les autres modèles, on constate un déplacement de la zone la plus sollicitée en flexion vers le haut de la colonne, des variations dans l'ampleur de celui-ci étant rencontrées en fonction de l'emplacement de la *ligne moyenne* par rapport aux bords de la colonne.

C'est principalement à la hauteur des colonnes, et non au faîte, que les moments de flexion sont les plus importants dans la membrure supérieure. Assez logiquement, les efforts de flexion se sont donc équilibrés sur la longueur. Lors de l'analyse structurale à l'aide de la *statique graphique*, on avait constaté une tendance (paradoxe) au soulèvement du centre de la structure si le décalage géométrique était supposé être au centre. Cette manière de faire avait été adoptée pour éviter – pour des raisons de commodité dans le tracé des équilibres graphiques – de tenter de gérer des corrections à proximité de la colonne sur quatre membrures. L'approche qui consiste à repositionner le décalage d'une manière telle que la

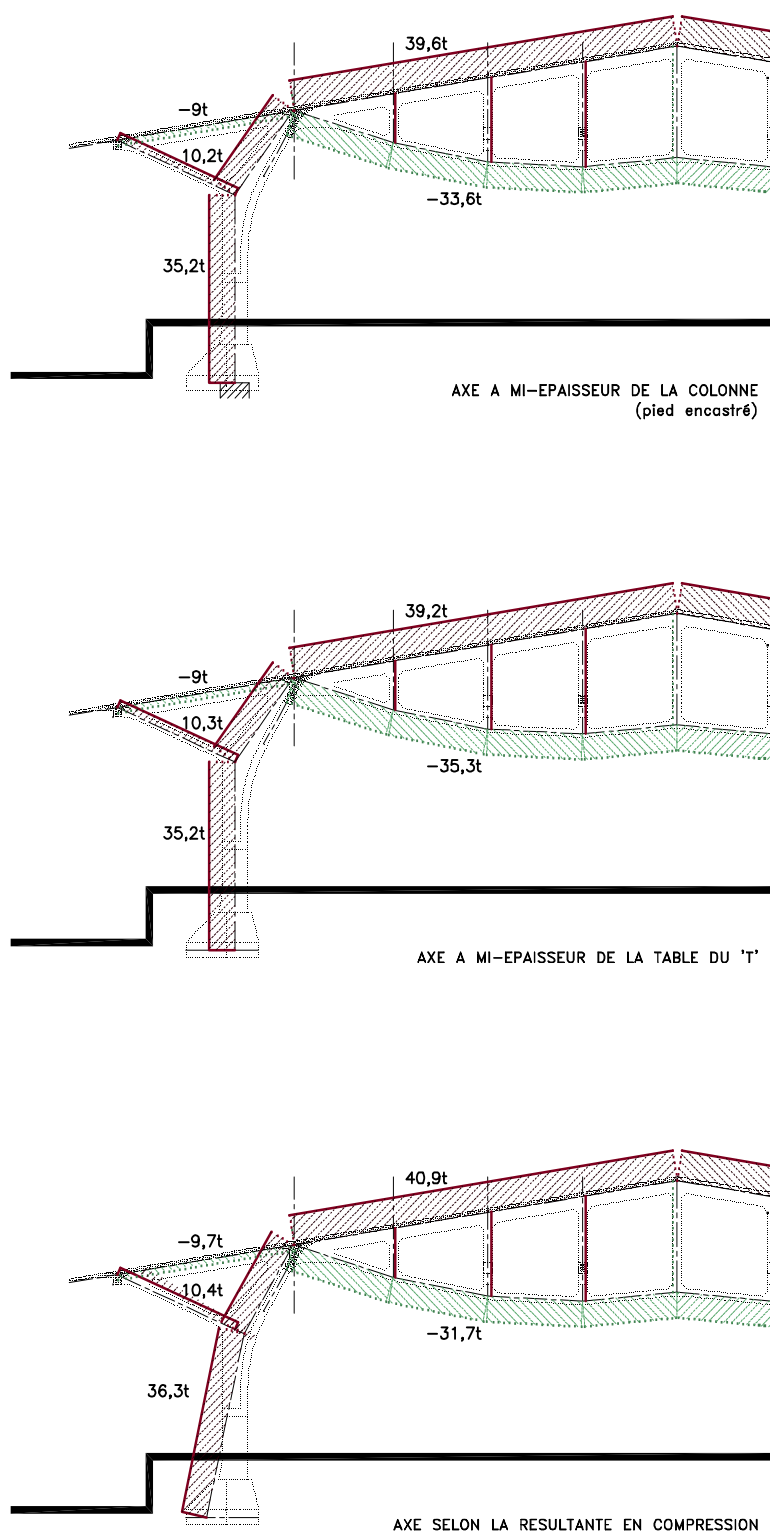


Fig. 8.52 : diagramme des efforts normaux dans la structure du hangar sous le poids propre et la neige pour trois hypothèses géométriques différentes. Hangar des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur. Échelle : 1/200^{ème} – Source : simulation et dessin de l'auteur

déformation d'ensemble redevienne logique, par translation du diagramme des moments de flexion que l'on a déduit de la « correction géométrique », amène ainsi à des conclusions similaires à celle de la simulation numérique. On remarque aussi que la différence d'amplitude entre l'effort de flexion au-dessus du bracon et au faîte est très proche de 750 t.cm que nous avons estimés à l'aide de la *statique graphique*.

Par contre, on constate un effort de flexion important là où Robert Mark et ses collègues obtenaient un point de moment nul dans la structure.

Toujours sur la même figure, on constate la forme caténaire du diagramme des moments de flexion. Celle-ci provient des efforts parasites qui naissent de la nécessité de compatibilité des déformations, ne fut-ce qu'à cause de l'allongement sous l'effort de traction de la membrure caténaire, entraînant une tendance à l'affaissement de la structure entre les endroits moins sensibles que sont l'appui sur la colonne et sur le faîte.

Enfin, la continuité relative d'un moment de flexion non négligeable le long de la membrure supérieure, du bracon intérieur et de la colonne, amène à percevoir l'ensemble de la structure comme un portique complété d'une membrure funiculaire au centre et de débordants latéraux.

Pour ce qui est des efforts normaux dans la structure (voir fig. 8.52), bien que les efforts soient légèrement inférieurs à ceux obtenus par l'analyse graphique ou via les informations publiées sur le schéma de Max Bill, l'ordre de grandeur des efforts correspond fort bien à celui qui était attendu.

D'une même manière, on remarque peu de variations dans l'amplitude des efforts entre les différentes approches de modélisation.

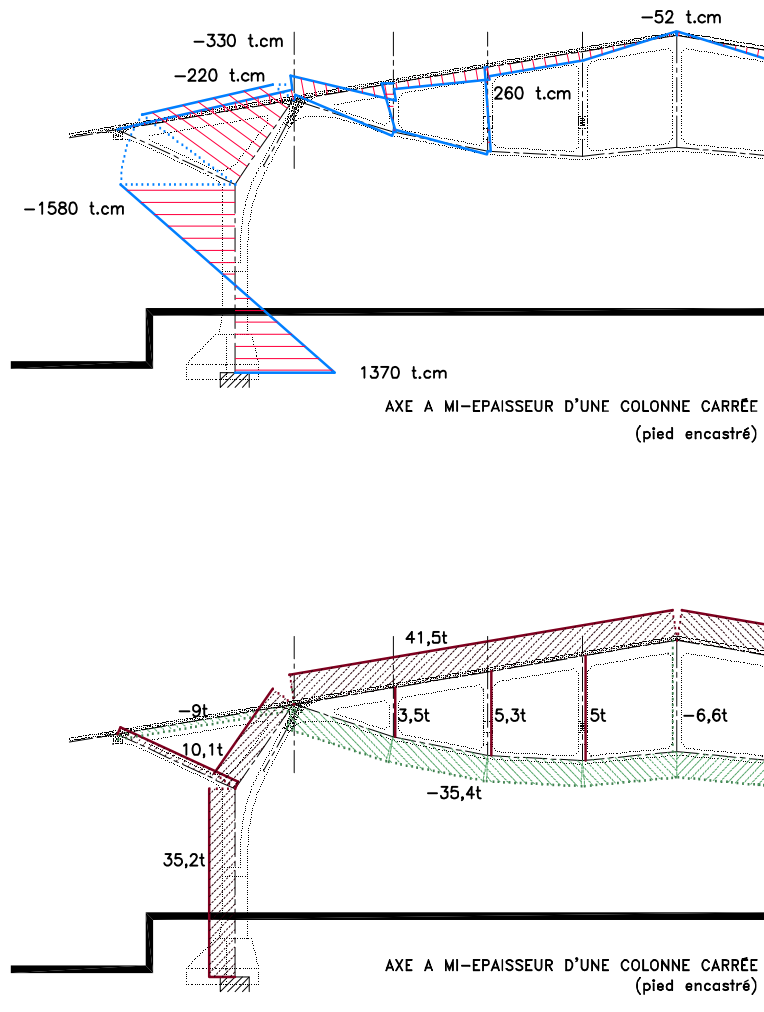


Fig. 8.53 : diagramme des moments fléchissants et des efforts normaux selon les hypothèses de **Mark et al. [1974]** ; la charge répartie de 1,845 t/m est équivalente à celle employée par ces auteurs ; hangar des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1924. Echelle : 1/200^{ème} – Source : simulation et dessin de l’auteur

La quatrième simulation correspond à la modélisation, à l’aide d’un système de barres fléchies avec connections rigides, du modèle en *photoélasticité* utilisé par Robert Mark et ses collègues.

Dans celui-ci, on peut constater qu’une partie conséquente des efforts est reprise par la colonne, tant à son encastrement dans le sol qu’au niveau de la connexion avec le bracon. De cette manière, une part considérable des efforts de flexion est transféré de la membrure supérieure, à proximité de son appui, vers la colonne.

Puisque le modèle en époxy des trois auteurs américains est strictement plan, on conçoit que la colonne soit devenue la plus rigide de toutes les barres du modèle puisqu’elle possède la largeur la plus importante, attirant de ce fait les efforts de flexion les plus importants.

En termes d’efforts normaux, on constate que l’amplitude des efforts correspond très bien aux autres simulations, preuve que le mécanisme de base – qui consiste principalement en un équilibre d’efforts normaux selon des trajectoires caténales – reste valide et dominant.

Partant de là, on peut faire un premier calcul des contraintes dans la matière supposée non fissurée (ce qui ne correspond pas à la réalité pour un béton armé, mais représente une forme d’interprétation de la réalité).

On obtient pour la membrure supérieure au milieu de sa longueur :

$$4,5 \text{ N/mm}^2 - 2,3 \text{ N/mm}^2 = 2,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{en bas de la section et}$$

$$4,5 \text{ N/mm}^2 + 2,3 \text{ N/mm}^2 = 6,7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{en haut de la section .}$$

Par ailleurs, un modèle-plan aux *éléments finis* a été utilisé. Il permet de confirmer les trajectoires des contraintes principales obtenues en *photoélasticité*, ainsi que les faibles contraintes à la jonction du bracon avec la membrure de la toiture. Les contraintes maximales valent respectivement :

$$\sqrt{(0,8 \text{ N/mm}^2)^2 + (7,1 \text{ N/mm}^2)^2} = 7,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{dans la membrure supérieure – en c (voir fig. 8.43) ;}$$

$$\sqrt{(4,8 \text{ N/mm}^2)^2 + (3,2 \text{ N/mm}^2)^2} = 5,77 \text{ N/mm}^2 \quad \text{dans le bracon, en b.}$$

Ce qui correspond à l’ordre de grandeur des contraintes calculées plus haut.

(Ces valeurs étant données par le palier supérieur d’une échelle graphique linéaire, elles sont surestimées.)

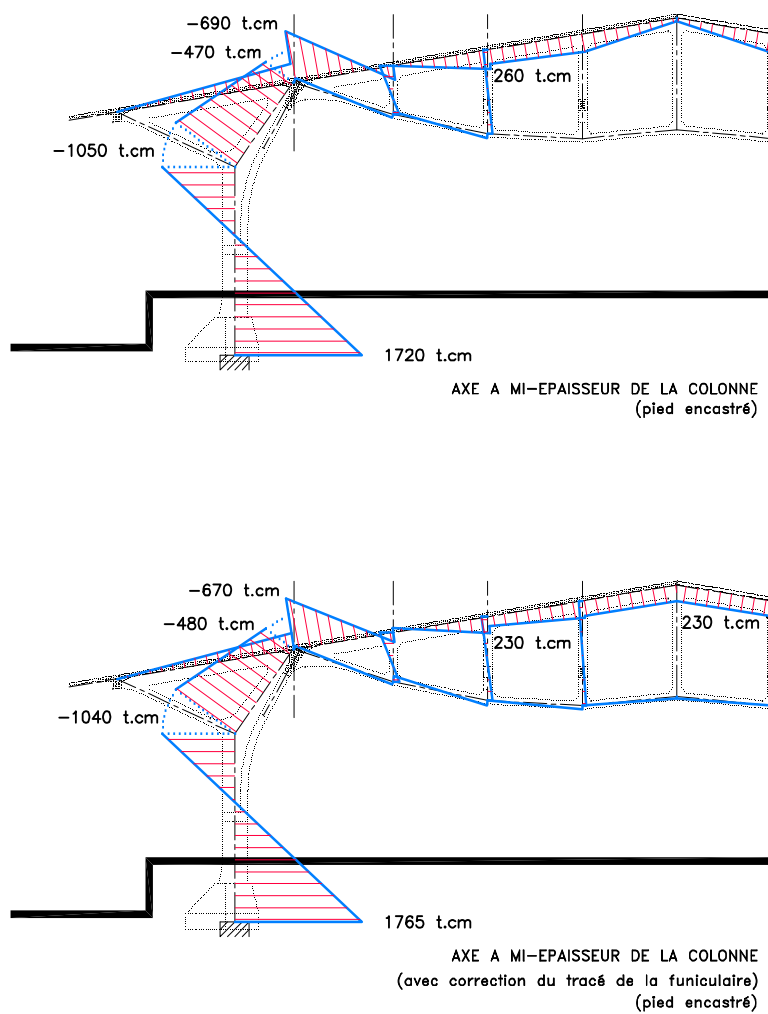


Fig. 8.54 : effets de l'adaptation de la forme de la membrure caténaire sur les moments de flexion sous le poids propre et le vent

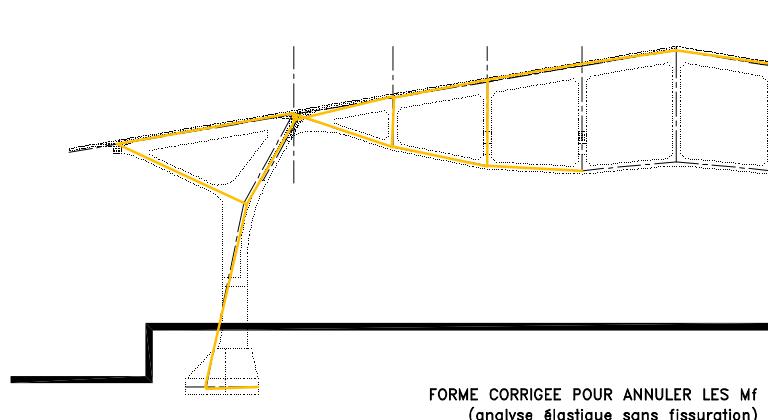


Fig. 8.55 : correction de la position des membrures pour annuler les moments de flexion sous le poids propre et le vent ; hangar des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1924. Échelle : 1/200^{ème} – Source : simulations et dessins de l'auteur

On peut enfin se poser la question des effets – et de la pertinence – d'une correction géométrique de la structure pour obtenir une épure de *statique graphique* parfaitement correcte dans le cas de l'absence de diagonales.

En effet, du point de vue de l'équilibre des membrures de la partie centrale de la structure, nous avons remarqué qu'il n'était pas possible, sur les *polygones des forces*, de parvenir à l'équilibre tout en respectant les orientations de chacune des membrures, tout en se passant de membrures diagonales. Par contre, on a pu constater qu'il était aisé de parvenir à cet équilibre si on envisageait une adaptation de l'orientation de certaines membrures.

Sur la *figure 8.54*, sont comparés les moments de flexion pour la structure dans sa géométrie originelle, et pour une version où le tracé de la membrure caténaire a été adaptée pour satisfaire à l'équilibre parfait du *polygone des forces*, sous le poids propre et celui de la neige conjoints.

On constate que les efforts de flexion n'ont pas disparu de la partie centrale de la structure. Tout au plus, on remarque que la distribution des efforts change très légèrement, et que l'effort à proximité du faite n'est plus proche de zéro. Paradoxalement, on retrouve ici, dans une version un peu atténuée, l'influence de l'effet de soulèvement qui a pu être mis en évidence sur les épures visant à adapter la géométrie.

Ceci démontre de manière définitive que la plus grande part des efforts de flexion naissent d'efforts parasites.

On peut poursuivre le raisonnement quant à une optimisation de la forme, traduisant les moments de flexion sous la forme d'une excentricité des efforts normaux qui ont été calculés (fig. 8.55). On obtient alors un *schéma statique* qui équilibrerait parfaitement la charge de référence, égale ici à la somme du poids propre et de la neige.

On remarque immédiatement la proximité de la géométrie de départ et celle du *schéma statique*. Dans la majorité des cas, la distance entre les deux configurations ne dépasse pas les 5 cm, la différence étant un peu plus marquée à proximité de la colonne et de son bracon, où on atteint presque les 15 cm en certains endroits.

L'ampleur de la correction a été multipliée par dix pour augmenter sa lisibilité sur la *figure 8.56*.

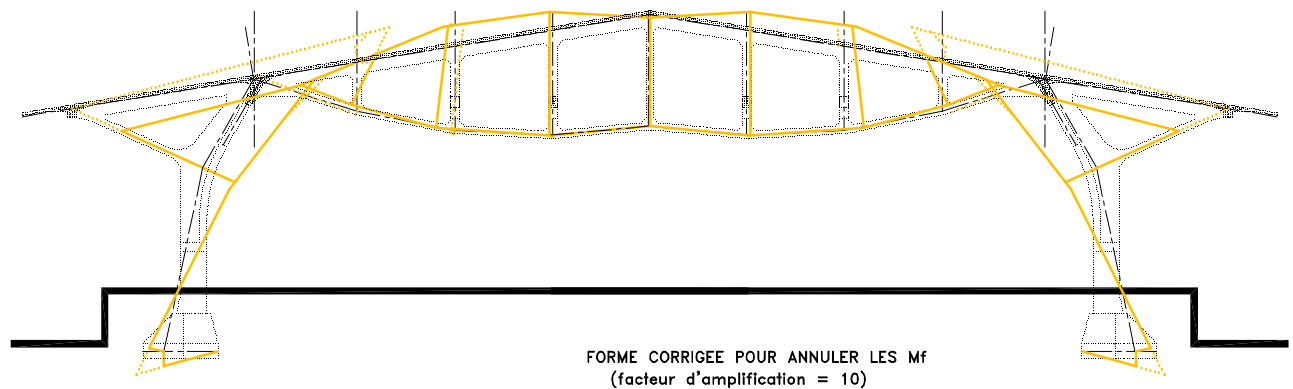


Fig. 8.56 : correction de la position des membrures pour annuler les moments de flexion sous le poids propre et le vent (amplification de la correction d'un facteur dix) ; hangar des Magazzini Generali de Chiasso, Robert Maillart ingénieur, 1924. Échelle : 1/200^{ème} – Source : simulation et dessin de l'auteur

A cause de l'importance des efforts normaux, qui est le mécanisme dominant pour la reprise des charges, la moindre excentricité se traduit par des efforts de flexion non négligeables. On peut en conclure que ces efforts de flexion sont pratiquement inévitables. La moindre erreur de géométrie à la fabrication appelle à l'apparition de moments de flexion.

Par ailleurs, on constate qu'une part importante de ceux-ci naît simplement de la déformation de la structure sous les charges qui lui sont appliquées, compte tenu des interactions entre les éléments qui la composent. Cette déformation étant intimement liée aux propriétés mécaniques des sections transversales, pour lesquelles la distribution de la fissuration joue un rôle fondamental, on mesure toute la difficulté qu'il peut y avoir pour l'anticiper et adapter la géométrie en conséquence. Autant dire qu'elle est impossible à envisager.

Les efforts de flexion étant une composante essentielle du mécanisme de la reprise des charges, sans être le comportement dominant de l'ouvrage, il y a lieu d'examiner la manière dont les efforts du premier type ont été rencontrés par les dispositions structurales dessinées par Maillart. L'analyse simplifiée à l'aide d'un logiciel de calcul des structures (on n'a pas tenu compte de fissuration) nous a confirmé que l'on rencontre bien la majorité de ces efforts dans les sections les plus importantes, c'est-à-dire la colonne et la membrure supérieure.

Grâce aux informations données par les plans de Maillart, on peut faire l'étude précise des dimensions et du ferrailage pour compléter notre analyse.

8.4.5 Étude des sections transversales

De la manière dont la fine dalle de toiture et sa nervure semblent avoir été réalisées, leur collaboration dans la reprise des charges avec la membrure inférieure est fortement suggérée. Ceci transparaît de la grande ressemblance entre les sections caténaire et supérieures.

De fait, de ce que l'on perçoit sur les photographies, la partie identifiable de la membrure supérieure, sous le chanfrein, a exactement les mêmes dimensions que la membrure inférieure (20 x 24cm).

Si cette collaboration est un fait indéniable, la référence à la poutre Vierendeel est si forte qu'elle nous fait oublier le rôle spécifiquement tenu par la dalle de toiture (et sa nervure) dans le mécanisme.

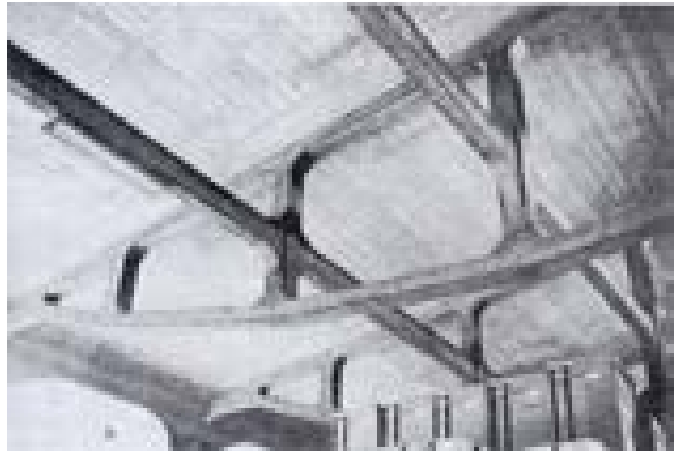


Fig. 8.57 : détail de la structure du hangar des Magazzini Generali à Chiasso d'après Mark & al. [1974], fig. 6

Le schéma des charges, et des efforts en résultant, sur la structure du hangar de Chiasso, publié chez Max Bill, suggérait cependant, par la position de l'axe de la membrure, qu'elle intègre effectivement la dalle dans le mécanisme de la reprise des charges.

Sur ce point de la collaboration entre dalle et nervure, il est intéressant de comparer la coupe de l'élément tel qu'imaginé par Maillart et celle qui semble avoir été mise en oeuvre par les entreprises. À l'origine, Maillart avait prévu des dispositions où la dalle prend un galbe en face inférieure, à l'endroit de la jonction avec la nervure.

Ceci n'est pas sans rappeler la manière dont Maillart envisageait la coupe d'une dalle-champignon à la rencontre d'une colonne d'appui. En soi, la jonction aurait dû présenter le profil parabolique caractéristique qui correspond à la loi d'évolution des efforts à l'appui d'une dalle, qui ici prend notamment appui sur sa nervure.

S'il avait été mis en oeuvre ainsi, le profil de la dalle devait suggérer la continuité à sa nervure et sa collaboration à la membrure supérieure.

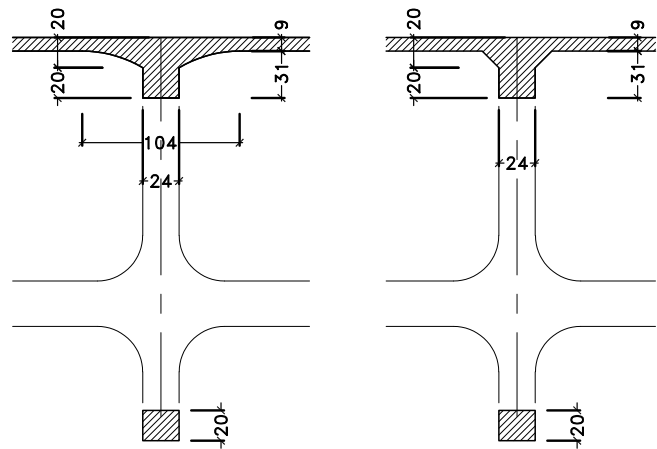


Fig. 8.58 : comparaison de la solution telle que conçue (à gauche) et apparemment réalisée (à droite) pour le raccord de la dalle de toiture à la nervure d'appui, structure du hangar des Magazzini Generali à Chiasso, Robert Maillart ingénieur. Échelle : 1/50^{ème} – Source : dessin de l'auteur

En un second temps, des dimensions similaires entre membrures supérieures et inférieures auraient complété la lecture proposée, sur ce point de leur collaboration pour la reprise des charges, dans un mécanisme d'ensemble.

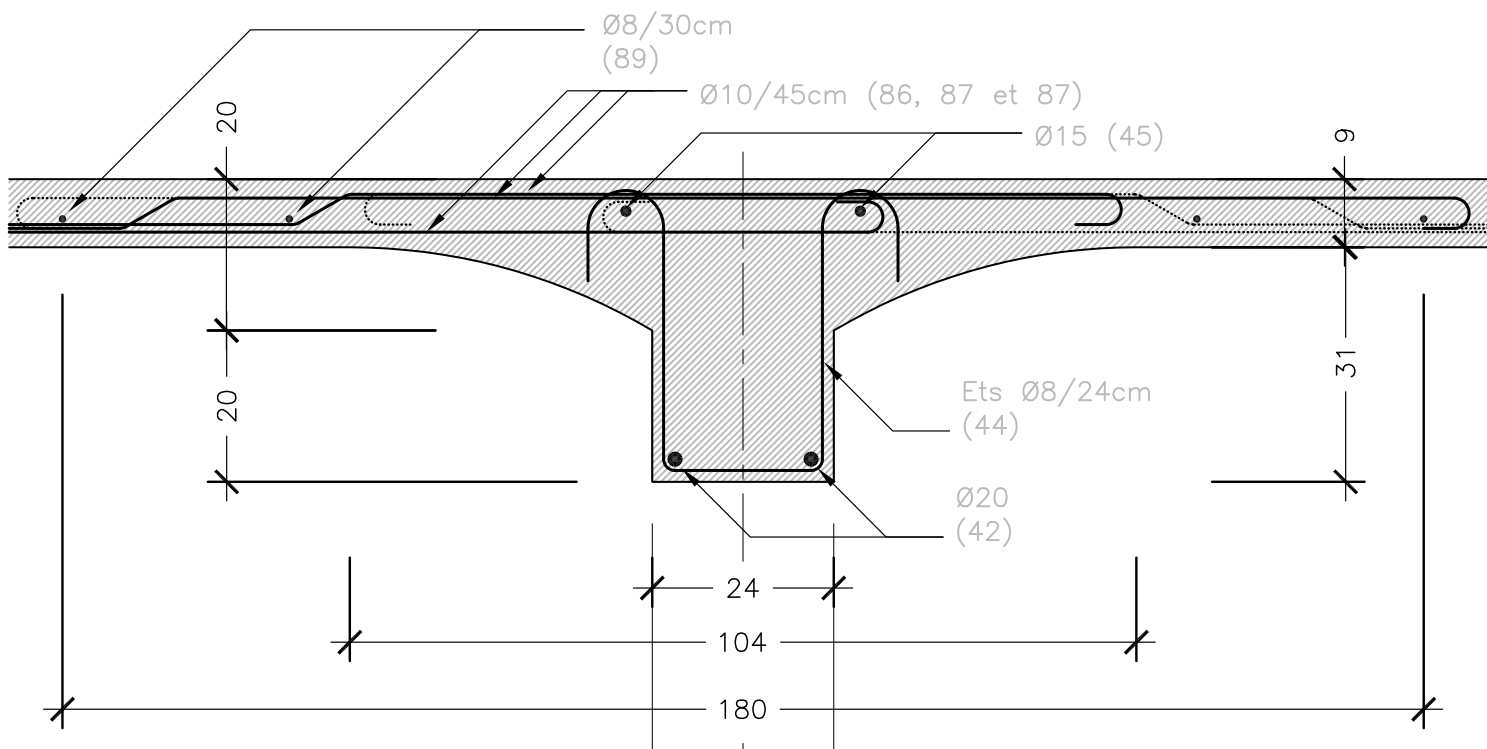


Fig. 8.59 : ferrailage (symétrique) de la membrure transversale supérieure de la structure du hangar des Magazzini Generali à Chiasso d'après les plans d'exécution de **Maillart [1924a], [1924b]**. La numérotation entre parenthèses renvoie aux bordereaux de Maillart. Échelle : 1/10^{ème} – source : dessin de l'auteur d'après les plans conservés aux archives de l'ETHZ

Lorsqu'on examine les dispositions de ferrailage du plan de **Maillart [1924a]**, positionnées à l'aide des coupes du document de **[1924b]**, on constate que l'armature longitudinale des dalles de la toiture n'est pas similaire à celle de la direction transversale. L'armature de répartition (inférieure) se compose de barres Ø 8 espacées de 30 cm. Elle est parallèle aux membrures portantes.

Par conséquent, la direction principale du ferrailage est perpendiculaire aux nervures (dans un sens qui correspond au mécanisme, pour la reprise des charges, suggéré par l'épaississement galbé de la dalle).

L'armature principale comprend des barres Ø 10 espacées de 15 cm. Sauf rares exceptions³², elles sont systématiquement positionnées en fibre inférieure de la dalle (disons, à 3 cm de la face inférieure, ce qui la place à 6 cm de la face supérieure de la dalle) ; mais les deux-tiers des barres sont relevés sur l'appui.

Ce qui est remarquable d'ingéniosité, c'est que grâce à l'épaississement de la dalle imaginée par Maillart à l'endroit des appuis, l'armature située en bas de la dalle s'en retrouve aussi positionnée proportionnellement en zone supérieure sur l'appui (à 6 cm de la face supérieure de la dalle, mais à 14 cm de la fibre inférieure). Ceci permet à Maillart de reprendre, avec peu de moyens, les moments négatifs sur appui, ceci sans augmenter fortement l'armature en fibre supérieure. La solution est économe du point de vue de la main d'oeuvre et de la quantité d'acier.

Ajoutons à cela que les armatures relevées s'ancrent en haut et au delà de l'axe de la nervure, à 0,5 m ou 1 m selon la barre, et par ce choix, la section d'acier s'en trouve doublée en fibre supérieure sans interruption de la barre à mi-portée, ce qui est à nouveau très habile.

32 on rencontre des armatures situées en fibre supérieure dans la dalle juste au-dessus des membrures longitudinales de contreventement et aux extrémités des porte-à-faux.

En certains endroits comme dans la zone où la portée transversale est plus importante, au-dessus des colonnes, l'armature devient symétrique : $\varnothing 8 / 15 \text{ cm} / 15 \text{ cm}$. Cette maille gagne cependant en densité lorsqu'on arrive du bord de la couverture, là où elle s'ouvre largement sur la zone de quai qui la prolonge.

Qu'en est-il du degré de contribution de la dalle à la section de la membrure supérieure ou, en d'autres termes, quelle est la *largeur collaborante*³³ de la table de compression de la section (b_{ef}) ? Cette largeur est estimée en fonction de la portée entre appuis de l'élément.

En suivant les règles édictées par l'*Eurocode 2*³⁴, et en prenant pour l_2 la distance approximative entre la colonne et le faite³⁵, soit $11,9 \text{ m}$, la largeur collaborante peut être estimée à $b_{ef} = b_w + l_0 / 5$ où $l_0 = 0,7 \cdot l_2 = 0,7 \cdot 11,9 \text{ m} = 8,33 \text{ m} \Rightarrow b_{ef} = 24 \text{ cm} + 8,3 \text{ m} / 5 = 24 \text{ cm} + 167 \text{ cm} = 1,91 \text{ m}$.

Si la poutre composite est supposée porter de colonne à colonne, on peut prendre pour l_0 la distance entre les sections où le moment s'est avéré être nul dans l'analyse en photo-élasticité, soit $19,8 \text{ m}$. La largeur collaborante devient : $b_{ef} = b_w + l_0 / 5$ où $l_0 = 19,8 \text{ m} \Rightarrow b_{ef} = 24 \text{ cm} + 19,8 \text{ m} / 5 = 24 \text{ cm} + 396 \text{ cm} = 4,20 \text{ m}$. La distance entre membrures est de $4,5 \text{ m}$.

Dans le premier cas, la fibre neutre est située à $10,5 \text{ cm}$ du haut de la poutre, pour une inertie de $27,8 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$, dans le second : la fibre neutre est située à $7,8 \text{ cm}$ du haut de la poutre, pour une inertie de $36,8 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$, ces valeurs d'inertie étant obtenues pour une section (de béton) non armée avant fissuration.

On constate donc que le centre de gravité est situé à proximité de la jonction entre dalle et partie verticale de la section.

Une règle pour le calcul des *largeurs collaborantes*, datant du début du siècle³⁶, consiste à limiter la largeur du « hourdis » collaborant au tiers de la portée en calcul élastique, ce qui est davantage que les résultats obtenus ci dessus : $2,78 \text{ m}$ pour la demi-portée, et $4,5 \text{ m}$ pour la portée entre bracons (limitation des $6,6 \text{ m}$, obtenus par le calcul, à la largeur de l'entr'axe).

Dans la mesure où le système de continuité des moments de flexion, via les membrures verticales, n'est pas effectif dans l'ouvrage, il devient pertinent d'étudier la possibilité que ces moments soient repris par la membrure supérieure. Celle-ci, pour une portée de la longueur d' $\frac{1}{2}$ versant, est 17 fois plus rigide en flexion (94 % d'effort repris) que la membrure inférieure, si elle est considérée parallèlement, et avant fissuration. Elle est 23 fois plus rigide (96 % d'effort repris) si elle est supposée franchir la portée complète, toujours pour les mêmes hypothèses. Si la section supérieure est amputée de ses ailes, le rapport de raideur tombe à 8 (88% de l'effort de flexion repris en haut) : c'est l'hypothèse de Mark Reed et de ses collègues.

Dans le cas où les deux membrures collaboreraient ensemble, ce qui implique soit la mise en oeuvre de diagonales, soit une conception des membrures à la manière de Vierendeel en les renforçant fortement, on obtiendrait une section composée d'inertie moyenne de $9,9 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$, soit 622 fois plus rigide que la membrure inférieure prise isolément, et 31 fois plus rigide que la valeur moyenne des inerties considérées ci-dessus. Mais tel n'est pas le cas.

Par suite des conclusions tirées ci-dessus, il est fort probable que les efforts, qui ne peuvent être repris directement par la membrure funiculaire, du fait de sa faible rigidité, le sont par la poutre composée de la dalle et de sa nervure.

33 la *largeur collaborante* est la largeur fictive de la dalle, qui travaillerait à une contrainte égale à celle qui est rencontrée juste au-dessus de la nervure (maximale), pour développer un effort équivalent à celui qui est réellement déployé par la dalle, mais où la contrainte va en s'amenuisant lorsqu'on s'écarte de la nervure.

34 NBN B 15-002, 2^{ème} édition, octobre 1999 basée sur la pré-norme européenne ENV-1992-1-1:1991

35 pour la flexion sous une charge de vent agissant de manière différente sur les deux versants, par exemple

36 Sterkmans [1920], p. 13

On peut s'interroger sur l'aptitude de celle-ci à rencontrer les efforts de flexion qui naissent des charges susceptibles de modifier l'équilibre géométrique – obtenu pour la charge de référence – et de la nécessaire compatibilité des déformations respectives de l'ensemble des membrures.

Nous avons estimé cet effort de flexion à 750 t.cm par la *statique graphique*, valeur à répartir sur la longueur, tout en gardant en tête que la présence des diagonales augmente un peu la valeur des efforts normaux (de 43 t à $45,7 \text{ t}^{37}$). Les analyses numériques nous parlent d'un effort qui oscille entre les 520 t.cm et 780 t.cm au-dessus de la colonne.

La résistance en flexion simple de la membrure supérieure est approximativement de 353 t.cm^{38} ($\cong 35 \text{ kN.m}$) pour un acier dont la limite élastique est de 210 N/mm^2 (2 Ø20). La valeur du moment capable découle de la quantité limitée d'acier présente dans la section. Cette valeur augmente à 403 t.cm si on peut estimer la limite élastique de l'acier à 240 N/mm^2 .³⁹

Mais la section supérieure rencontre également un effort de compression qui a été estimé à $45,9 \text{ t}$ avec la *statique graphique*. Puisque la faiblesse en flexion de la section est due à l'acier, cette forme de précontrainte, par l'effort de compression dû aux charges, va permettre d'augmenter la valeur du moment fléchissant résistant de la section, pour autant que la résistance en compression ne pose pas problème. Or, la surface de la dalle de toiture apporte suffisamment de matière pour garantir que ce n'est pas le cas.

Ainsi, on peut estimer le complément de résistance en flexion composée – le centre de gravité étant supposé à l'interface dalle-membrure (hors épaissement) – en termes de moment de flexion élastique, à :

$$\sigma_{cp} = N/A \approx N/2/A_{inf} = 45,9 \text{ t}/2/(30 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm}) = 2 \cdot \sigma_{moy,Mf} = M/[(30 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm}) \cdot (2/3 \cdot 40 \text{ cm})] = M/[A_{inf} \cdot z] \Rightarrow M = 15,9 \text{ kg/cm}^2 \cdot (30 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm}) \cdot (2/3 \cdot 40 \text{ cm}) = 306 \text{ t.cm} (\cong 30,6 \text{ kN.m})$$

La réserve totale de flexion, du point de vue de la résistance de l'armature tendue vaut ainsi $353... 403 \text{ t.cm} + 306 \text{ t.cm} = 659... 709 \text{ t.cm}$.

La réserve en flexion négative⁴⁰ est de 287 t.cm , sur base de la quantité d'acier disponible, pour la membrure supérieure prise en son centre, et si on considère que les 4 barres Ø 8 situées de part et d'autre de la nervure peuvent être sollicitées à la traction, pour contribuer à développer le moment de flexion résistant. À cette valeur s'ajoute à nouveau la réserve apportée par l'effort de compression auquel la membrure est soumise (soit un total approximatif de 590 t.cm).

Juste au dessus de la jonction avec le bracon qui surplombe la colonne, la hauteur de la section en béton a été portée à 62 cm , et deux barres d'armatures Ø 22 ont été ajoutées en haut et 2 barres Ø 20 en bas, portant la résistance en flexion simple pour un moment négatif à 660 t.cm , et en flexion composée approximativement à $660 + 300 \text{ t.m} \approx 960 \text{ t.cm}$.

Pour tous les cas de figure qui se posent, le moment résistant des sections transversales est suffisant pour reprendre les efforts que nous avons pu prévoir.

Comment Maillart a-t-il été en mesure de faire le calcul du moment sollicitant sur la poutre?

Mathématiquement parlant, Maillart ne dispose que de deux outils : la *statique graphique* et les résolutions algébriques faites à la main. Pour en expliquer la manière, la perception de l'auteur de projet quant au mécanisme structural de l'ouvrage doit être précisée.

37 $43 \text{ t} \cdot 16,4 \text{ cm} = 705 \text{ t.cm}$

38 le calcul est mené à la plasticité, puis converti en charges élastiques équivalentes en fonction du rapport des charges rencontrées

39 Maillart [1906] mentionne un acier dont la limite de rupture est de $250... 280 \text{ N/mm}^2$

40 si la membrure est fléchie à l'autre sens dans l'hypothèse où la valeur du moment est équilibrée de part et d'autre de la membrure sur toute sa longueur

8.5 APPROCHE STRUCTURALE

Dans les analyses qui précèdent, nous avons constaté que la majeure partie des efforts de flexion sont repris par la dalle nervurée de la toiture. La plupart de ces efforts naissent des charges d'exploitation, des efforts parasites dus à la compatibilité des déformations et, accessoirement, des imperfections géométriques.

Le mécanisme dominant pour la reprise des charges est celui des équilibres simples d'efforts de traction ou de compression. Nous avons vu que la charge de référence, pour définir la forme de la corde caténaire qui en supporte la majeure partie, est uniformément répartie, et ne correspond en fait à aucun cas de charge réel (sauf la neige prise isolément, mais il n'est pas possible de rencontrer de cas de figure où le poids propre n'intervient pas).

La dichotomie observée pour la reprise des efforts de nature différente – un élément structural reprenant les efforts en compression ou traction simple, un autre reprenant les efforts de flexion – a déjà été rencontrée sur un autre type structural qui a été étudié précédemment : *l'arc raidi*.

En effet, la conception du hangar des Magazzini Generali de Chiasso date de la première moitié de 1924, entre la conception des premiers ponts de ce type dans le Wäggitäl (1923-1924), sur les rivières Schräbäch et Flienglibach, et le pont sur le Val Tschiel (1925). Il est donc clair que le principe porteur du hangar de Chiasso peut être perçu comme une variante du principe structural de *l'arc raidi*.

Si le principe ne s'impose pas d'emblée pour Chiasso, c'est sans doute parce que l'on songe en premier à la forme d'une poutre Vierendeel, notamment à cause de l'absence de diagonales dans la structure. C'est aussi parce que le complexe raidisseur [dalle de toiture + nervure] ne s'impose pas visuellement en tant qu'élément de grande raideur flexionnelle, tant l'intégration des éléments les uns aux autres est réussie. La difficulté de cette interprétation est telle, sans analyse approfondie, que l'on peut comprendre que le parallélisme entre *l'arc raidi* et le principe structural du hangar de Chiasso n'est suggéré qu'en 1991 chez David Billington⁴¹, douze ans après sa première analyse de la structure du hangar, et ne devient plus explicite qu'en 1997.⁴²

Mais même dans cette dernière source, l'auteur suggère⁴³ que la géométrie de la membrure polygonale en tension ne peut être « correcte », c'est-à-dire qu'elle suive parfaitement les trajectoires des forces pour éviter les efforts de flexion, que sous le poids propre uniquement, alors que l'effort qui entraîne de la flexion est supposé être la neige, ce qui serait plutôt l'inverse de la réalité. La manière dont la rigidité en flexion est développée en membrure supérieure n'est pas beaucoup plus claire.

Pour montrer le caractère funiculaire de la membrure tendue, il s'appuie sur un dessin qui distingue la partie centrale de la structure des colonnes, qui sont supposées encastrées en fondation (fig. 8.60).

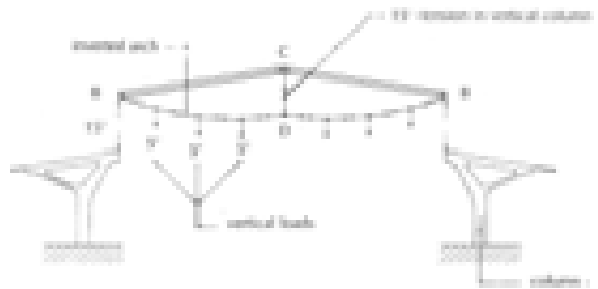


Fig. 8.60 : principe du polygone funiculaire (*string polygon*) dans le hangar de Chiasso. Robert Maillart ingénieur, 1924 – Source : dessin de Mark Reed dans **Billington [1991], [1997a] et [1997c]**

41 **Billington [1991]**

42 **Billington [1997a]**, pp. 118-119

43 *ibid.*, p. 120

En effet, si les colonnes sont supposées être encastrées à leur naissance, le système ainsi modélisé peut redevenir stable dans son ensemble, même sous les charges latérales avec le nombre supposé d'articulations pour faire l'étude en *statique graphique*.

Puisqu'il peut mettre en avant le rôle de poussant de la membrure supérieure, qui annule les composantes horizontales de l'appui du câble, il peut par conséquent supposer que la partie centrale de la structure n'entraîne qu'une charge verticale à l'appui sur la colonne. Il suppose aussi par symétrie que l'effort dans la suspente verticale, au centre, est équivalent à la charge verticale reportée sur la colonne.

Malgré ses grandes qualités didactiques, le schéma comporte certaines approximations.

La première consiste à supposer la géométrie en équilibre sous la charge considérée. Les difficultés qui naissent de la construction du *polygone des forces* nécessite d'ajouter des diagonales ou de revoir la géométrie de la membrure funiculaire (voir fig. 8.61).

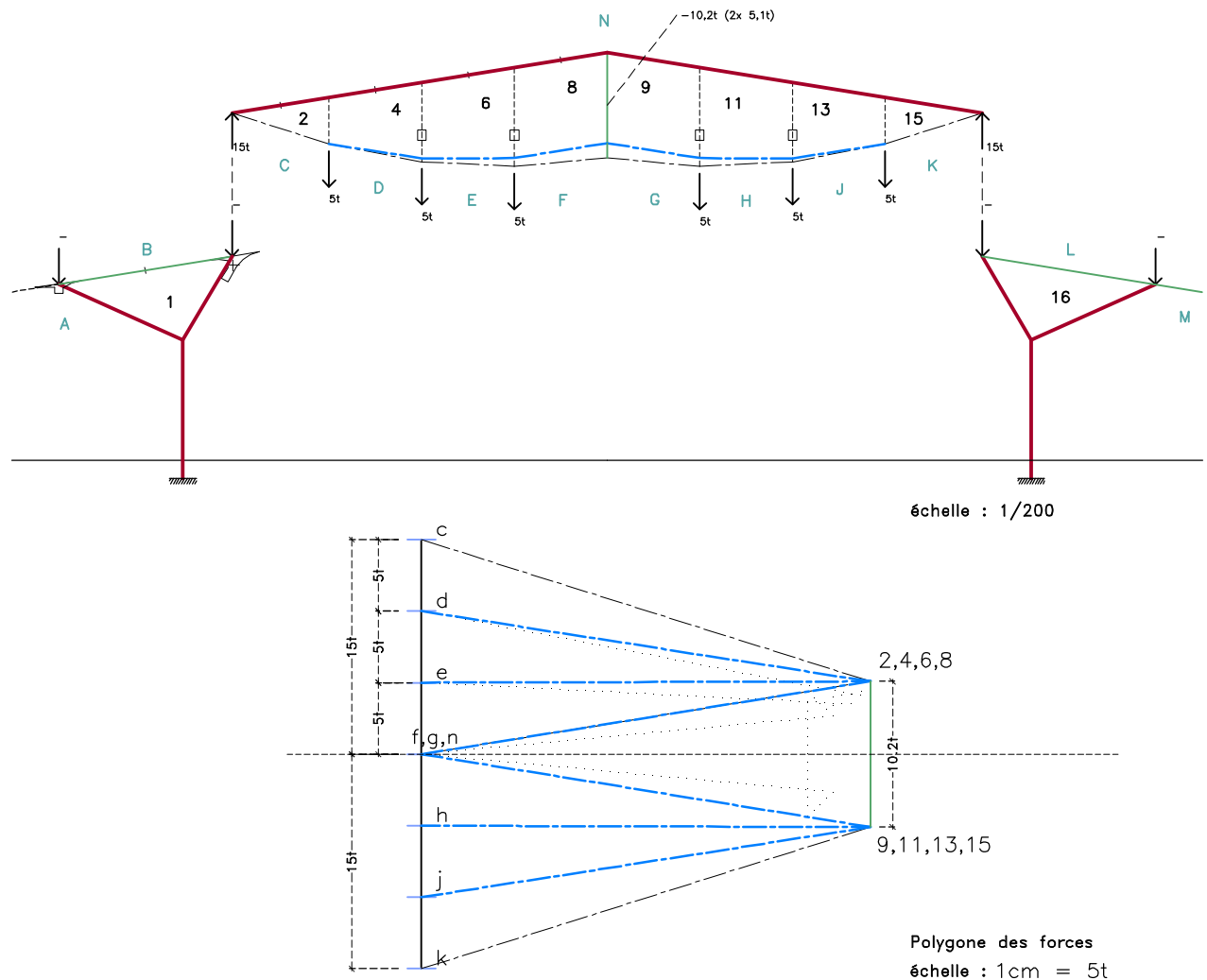


Fig. 8.61 : analyse graphique de la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso selon l'interprétation proposée par **Billington [1997a]**, p. 120. La géométrie de la membrure funiculaire est corrigée pour rendre les diagonales inutiles – Dessin de l'auteur (9)

La deuxième approximation concerne la valeur de l'effort dans la suspente centrale. On constate que l'effort obtenu dans la membrure 8-9 n'atteint pas la valeur escomptée de $15\ t$. La raison en est que les membrures supérieures, qui jouent le rôle de poussant, vont interagir avec l'effort reporté par la suspente centrale. Sur l'épure, après correction, la valeur de l'effort atteint $10,2\ t$; avant la correction, la valeur était de $8,8\ t$.

Pour parvenir à l'effort annoncé, les chaînettes, de part et d'autre de la suspente centrale, auraient dû être symétriques et les membrures supérieures, parallèles aux deux segments les plus au centre de la structure.

La construction graphique correspondante est donnée à la figure 8.62. On en déduit que l'angle formé entre la membrure supérieure et l'horizontale, comparé à celui formé par les segments extrêmes des deux chaînettes, sont les mêmes en valeur absolue.

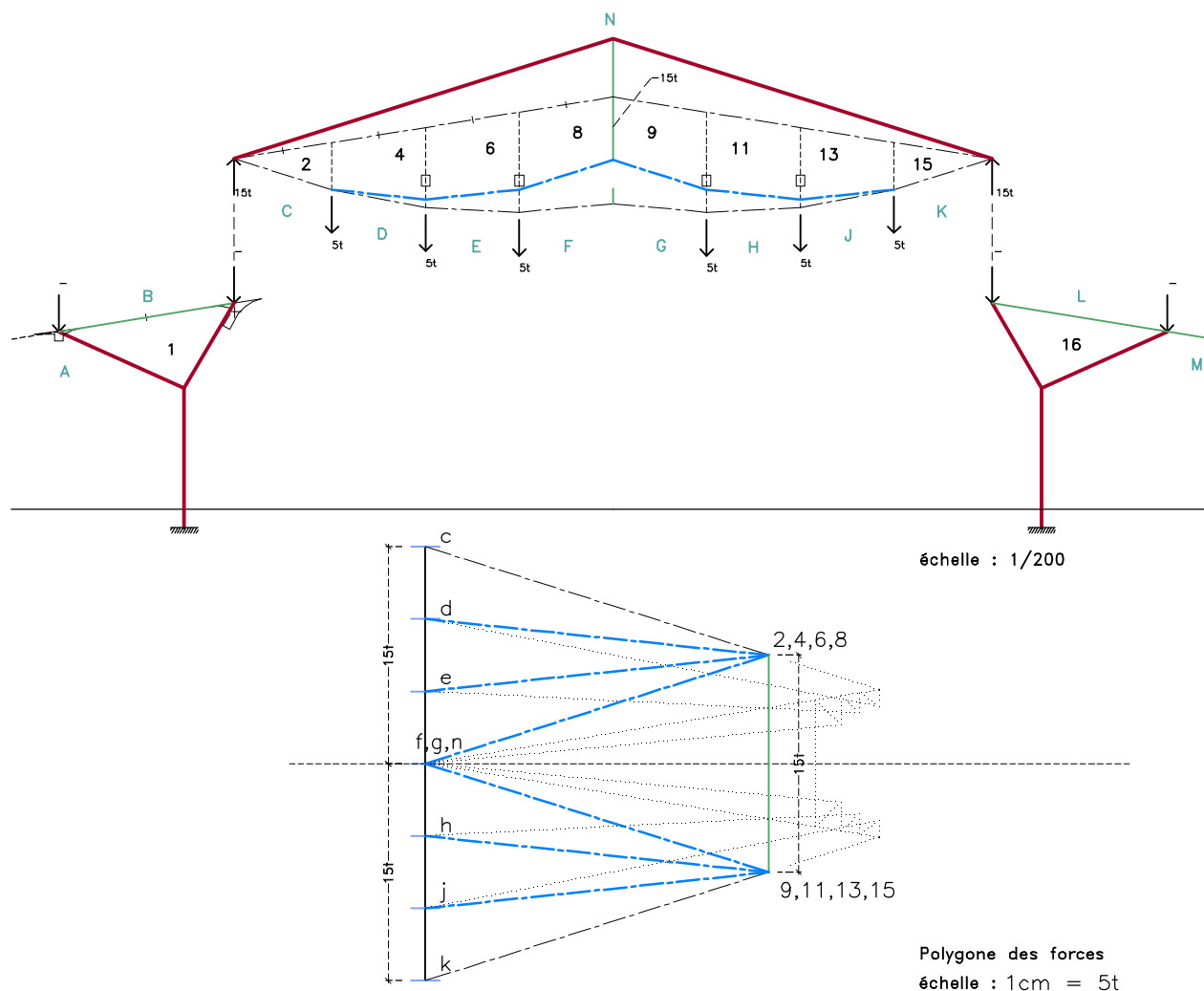


Fig. 8.62 : analyse graphique de la structure du hangar des Magazzini Generali de Chiasso selon l'interprétation proposée par **Billington [1997a]**, p. 120. La géométrie de la membrure funiculaire est corrigée pour obtenir un effort de $15\ t$ dans la suspente centrale – Dessin de l'auteur (10)

Une troisième approximation subsiste encore : c'est l'hypothèse qu'il n'y aurait que des efforts verticaux qui sont appliqués par la partie centrale de la structure sur les bracons de la colonne qui la supporte.

Les analyses graphiques (*partie 8.4.1*), comme le schéma des efforts publié par Max Bill, montrent que la partie de la structure qui a été isolée autour des colonnes, sur le dessin de Mark Reed, exerce un effort horizontal en compression sur la partie centrale de la structure (7,2 t sur notre épure, sous le poids propre seul). Les analyses numériques confirment d'ailleurs la présence de cet effort, même dans le cas d'un encastrement des colonnes en fondation. Et négliger l'effort de compression qui apparaît horizontalement sur le centre de la structure, c'est négliger une composante fondamentale de la résistance de l'ouvrage, notamment pour la membrure supérieure comprimée (l'effort horizontal représente près de 20 % du complément de résistance apporté à la section en flexion composée).

Bien que le schéma soit particulièrement explicite sur le rôle de corde funiculaire joué par la membrure inférieure tendue, et par le rôle de poussant joué par la toiture, il a tendance à prendre quelques libertés quant au comportement structural supposé correct. *A fortiori*, on en conclut que toutes les libertés ne sont pas permises lorsqu'il s'agit de définir un schéma structural simplifié pour l'analyse d'une structure.

Par contre, dans le cadre de l'utilisation que Maillart a dû faire des outils qui lui étaient disponibles, l'erreur est peu probable.

Pour résumer, on a pu mettre en évidence que le comportement structural dominant est proche de celui des *arcs raidis*, même s'il y a inversion du sens de l'effort qui conduit à une forme funiculaire tendue.

Il existe cependant quelques différences entre le problème structural d'un pont et de la couverture d'un hangar comme celui de Chiasso.

Comme nous venons de le voir, le fait que la structure funiculaire soit en traction, plutôt qu'en compression, permet à l'élément raidisseur de jouer aussi le rôle de poussant, idéalement destiné à annuler les poussées horizontales aux appuis.

Ensuite, il y a des différences pour le type de sollicitations rencontrées sur les ouvrages, des différences de configuration des charges et dans leurs ampleurs respectives.

Un pont doit s'accommoder de sollicitations mobiles, ponctuelles ou dissymétriques d'amplitudes très variables en plus de son poids propre. Une couverture, quant à elle, rencontre les charges permanentes liées à sa composition, des charges de neige (réparties, généralement symétriques), des charges dues au vent (réparties, non symétriques et variables), et d'éventuelles charges liées à l'entretien de la couverture.

A Chiasso, la charge de neige représente de 26 à 34 % du poids propre, en fonction du noeud considéré. Le vent maximal en dépression : de 12 à 31 % du poids propre en fonction du noeud ; en pression, la valeur chute entre 2 et 9 % du poids propre.

Dans le cas du pont du Salginatobel (1929, arc à trois articulations), la charge d'exploitation de 350 kg/m² vaut en moyenne 13 % du total du poids propre de l'ouvrage, l'incrément sous charges d'exploitation varie entre 0 à 40 % du poids propre, en fonction du noeud considéré.

Dans le cas du pont du Valtschielbach (1925, *arc raidi*), la charge d'exploitation répartie représente approximativement 17% du poids propre. Ces pourcentages iront en augmentant sur les ponts en même temps que le développement des moyens de transport routiers et ferroviaires.

Le pourcentage varie dès lors que l'incrément de charge n'est pas proportionnel au cas de charge de référence. En effet, les charges du vent et de la neige sont réparties d'une manière approximativement uniforme sur les surfaces, alors que ce n'est pas le cas pour le poids propre. Des moments de flexion en découlent inévitablement.

Cependant, dans le cas des deux ponts cités, le convoi de 12 t qu'ils sont supposés supporter, modélisé par une charge ponctuelle mobile, occasionnera une variation bien plus importante des efforts en termes de moments fléchissants.

On peut déduire de ces données que les effets des sollicitations rencontrées sur la couverture du hangar de Chiasso ne sont pas aussi éloignés qu'il pourrait paraître des sollicitations sur un pont. La différence réside dans la plus grande variété des cas de charges subis par un pont et sur la possibilité qu'elles soient mobiles.

Plus loin, à Chiasso, le prototype de la dalle sous-tendue provient également du type structural de la dalle-champignon. Il en découle des transitions galbées entre la dalle et sa nervure

Enfin, la structure du hangar doit nécessairement être surélevée pour dégager un espace de stockage. La structure de la dalle nervurée sous-tendue est donc placée sur des colonnes. La continuité du matériau mis en oeuvre dans la structure amène à faire évoluer le type structural de la poutre-raideur vers celui d'un portique, où se rencontre une continuité des moments de flexion entre colonne et traverse de l'ouvrage.

Comme pour prouver une fois de plus la multiplicité des rôles que Maillart demande de tenir aux composants de sa structure, le concept structural de « poutre sous-tendue » ou de « portique – voire d'arc polygonal – sous-tendu » est tout aussi valide comme interprétation de la conception.

Dans ce cas, on pourrait même pousser le vice jusqu'à inverser les rôles respectifs et à parler d'un arc (portique) raidi (par sous-tension), en accord avec le schéma de Culmann (*fig. 8.14*) où traction et compression se renvoient l'un à l'autre.

Cette interprétation de la sous-tension postérieure fait d'ailleurs partie des références de Maillart, comme en témoigne une carte postale issue de sa correspondance privée, où l'on voit d'un pont-treillis renforcé par une suspente funiculaire (*fig. 8.63*). Sur celle-ci, on remarque que l'analogie formelle, tant avec les halles de Chiasso, qu'avec la théorie de Wilhelm **Ritter**, est marquante.



Fig. 8.63 : pont du Karstelenbach à Armsteg, treillis de 1881 sous-tendu en 1908. Carte postale de Robert Maillart – Source : Billington [1979], FIG. 7-4 p. 65

Finalement, la morphogenèse de pareil ouvrage a consisté à avoir mis en place une forme structurale correspondant à un *schéma statique* d'efforts de compression et de traction équilibrés, puis complétée d'un dispositif de raidisseur dans la dalle de toiture. Le premier schéma est défini à l'aide de la *statique graphique*, le second élément est étudié et défini en tant qu'élément structural isolé, à l'aide de calculs élémentaires.

Concernant ce dernier élément, et compte tenu du statut de portique soulagé d'une partie de sa charge par une membrure funiculaire qui le sous-tend en partie centrale, on pourrait imaginer qu'il a été calculé, une fois isolé, sous des charges réduites en fonction de la contribution de l'élément funiculaire.

On se trouve alors face à l'étude d'un portique sur deux rotules, dont l'étude en flexion peut être menée en *statique graphique* : il s'agit bien d'un arc polygonal à deux articulations. Si on constate que les moments de flexion sont pratiquement nuls au faite, on peut pour l'étude, lui supposer une rotule centrale. On retomberait alors sur le cas d'un portique à trois articulations, ce qui donne un cas de figure élémentaire pour le calcul.

L'hypothèse que la valeur du moment de flexion soit nul au centre par décision de l'auteur de projet est possible, puisqu'on sait que chez Maillart, la définition des sections est étudiée pour définir le comportement structural, en fonction de la manière dont il souhaitait le voir évoluer.

C'est ainsi que le calcul d'un portique à trois articulations, soulagé d'une partie de ses charges, représente aussi une approche possible et consistante pour la conception des sections transversales de l'ouvrage.

Enfin, l'étape de l'analyse structurale, succédant à la morphogenèse, est supposée garantir la sécurité structurale de l'ouvrage. Dans le cas des ouvrages de Maillart, on a vu que la morphogenèse était si savamment menée que le comportement structural restait fidèle aux principes qui avaient donné forme à la structure, ce qui autorisait d'ailleurs l'usage de formulations simplifiées, même à cette étape de la validation.

Dans le comportement structural, on a cependant rencontré une part d'impondérable quant aux efforts « réels », notamment à cause de la présence possible d'efforts parasites. En finale, nous avons vu qu'il est définitivement impossible de déterminer l'état de contrainte réel dans une structure, et *a fortiori* dans une structure de l'acabit du hangar de Chiasso, ceci étant encore compliqué par la nature même du béton armé.

Au vu de tout ceci, il semble qu'une seule méthode permette de garantir la sécurité de pareil ouvrage : celle de l'approche du *calcul plastique*. La méthode sécuritaire, celle qui consiste à faire usage du *théorème statique*, consiste à concevoir au sein de la structure un schéma structural résistant possible. Nous avons vu que c'est là l'essence de la démarche de Maillart. Il s'agit ensuite de garantir que le matériau de structure ait une capacité de déformation plastique (ductilité) suffisante, ce qui est à nouveau rencontré grâce à la manière saine et pragmatique dont Maillart dessine le ferrailage de ses ouvrages.

Si ces deux conditions sont respectées, elles sont suffisantes pour garantir la sécurité structurale de l'ouvrage par rapport à la ruine, quel que soit le mécanisme (*schéma statique*) qui se développera dans la réalité.

Qui plus est, **Schlaich [1991]** nous informe que, dans le cas de faibles contraintes, il n'est pas indispensable de coller au plus près aux contraintes élastiques (supposées) réelles, dans un ouvrage étudié à la plasticité. Chez Schlaich, on fait usage de la méthode des bielles et tirants, c'est-à-dire d'un treillis au sein de la matière, selon le *théorème statique*, pour établir les lignes de force dans la structure. La démarche est très proche d'une mise en place des efforts par la *statique graphique*. Par contre, il nous renseigne que la

correspondance du schéma réel et supposé par le concepteur devient fondamentale dans le cas de contraintes importantes, s'il s'agit de garantir un comportement en service qui ne soit pas problématique (fissuration pathologique).

Et on a vu que Maillart a savamment disposé la matière sur les trajectoires de ses efforts axiaux obtenus par une épure de Statique.

Comme l'a montré John **Ochsendorf [2005]**, l'approche de Maillart – tout comme chez d'autres auteurs de projet d'avant 1950 – qui consiste à superposer des comportements structuraux élémentaires pour la morphogenèse, montre aussi le recours inconscient au *théorème de la borne inférieure (théorème statique)*. Même si Maillart ne pouvait connaître les rudiments formalisés du calcul plastique, on voit que son expérience, sa formation et son intuition structurale l'amenèrent à faire usage de tous ces principes.

Reste que Maillart, sur base des limites intrinsèques du béton armé, matériau composite qu'il connaît si bien, a certainement fait ses devoirs de concepteur sans le recours de la théorie de Hardy Cross, puisque nous avons montré l'existence d'au moins un *schéma statique* fonctionnel au sein de la structure.

Les résultats obtenus dans les analyses de notre texte nous permettent de supposer quelle a été la méthode suivie par Maillart lors de la conception de la structure de Chiasso. Par la puissance et la précision qu'offre la démarche graphique, tant pour l'analyse que pour la définition de la forme (morphogenèse), ou son optimisation, il est pratiquement exclu que Maillart ait risqué l'exploit de parvenir à ses fins par une autre méthode.

En ce qui concerne la mise en matière de l'ouvrage structural (la forme générale étant acquise), on constate, en comparant la position des résultantes des efforts de compression dans la colonne avec les sections qui lui ont été données et selon le tronçon considéré, que la reprise des efforts de flexion a été anticipée.

Dans cette démarche de conception, la matière est mise en place autour des trajectoires des efforts normaux, c'est-à-dire autour des traits d'axes de l'épure. Ceci explique, par exemple, la forme de T adoptée pour la partie supérieure de la colonne, mais aussi l'épaississement oblique, parallèle à la résultante, pratiqué à sa base juste au-dessus du dé de fondation, ceci afin de garantir que le flux des forces de compression reste bien au sein du béton qui constitue la colonne.

Si on ne s'encombre pas de la gêne qu'occasionneraient les fissures dans le béton, on pourrait même ne pas se soucier d'armer cette colonne pour reprendre les efforts qui transitent à l'intérieur de ses dimensions.

Il en est de même par rapport à la résultante des efforts de compression, qui tombe à l'intérieur de la surface de la fondation, garantissant que les moments de réaction, au pied de la colonne, peuvent encore physiquement être repris.

Ensuite, par comparaison de la valeur des efforts normaux de l'étude numérique avec ceux obtenus par l'analyse graphique, on constate que ces derniers sont de peu supérieurs, ce qui est sécuritaire puisque le modèle en *statique graphique* néglige les effets positifs des mécanismes de flexion dans la structure.

On constate enfin que l'approche par trop simplifiée de Robert Mark et ses collègues, basée sur l'analogie en flexion, n'est pas suffisante pour naviguer dans la conception de ce système complexe, alors que la *statique graphique* propose, pour sa part, des réponses et des outils parfaitement adaptés.

Grâce à une conception basée sur un système d'efforts normaux non composés (absence de flexion), complété par un autre système de poutre-raideur, Maillart est en mesure de répondre à la multiplicité des sollicitations que risque de rencontrer une structure au cours de son utilisation.

La pertinence de l'approche de conception construite sur un système de membrures comprimées ou tendues – on dirait aujourd'hui de *bielles et tirants* (ou *strut-and-tie*) – permet de garantir une rigidité géométrique telle que, même si les dimensions des sections sont faussées, comme c'est le cas dans le modèle en époxy de **Mark et al. [1974]**, le comportement reste globalement conforme à celui qui avait été imaginé par Maillart.

Ceci, en soi, témoigne de la pertinence structurale de l'approche toute graphique adoptée pour la morphogenèse de son ouvrage.

9. CONCLUSIONS

TABLE DU CHAPITRE

9.1 L'APPROCHE DE ROBERT MAILLART

9.1.1 PARTI STRUCTURAL

9.1.2 INTERPRÉTATION DE LA MÉTHODE

9.1.3 MÉTHODE

9.2 MÉTHODES GRAPHIQUES

9.2.1 STATIQUE GRAPHIQUE

9.2.2 DESSIN GÉOMÉTRIQUE

9.3 MORPHOGENÈSE DE LA STRUCTURE ARCHITECTURALE

9.1 L'APPROCHE DE ROBERT MAILLART

9.1.1 Parti structural

LE STATUT DU BÉTON :

Le béton est un matériau hybride. Comme la pierre, il est fragile à la traction, à laquelle il ne résiste pratiquement pas, et légèrement plastique au terme d'une mise en charge en compression (on parle d'un matériau visco-élasto-plastique en compression). Ses propriétés de résistance et de déformation sont fonction de la manière dont il est fabriqué. La réponse du béton lors d'une mise en charge n'est jamais parfaitement élastique (sauf charge très faible).

La béton armé est davantage une technologie qu'un matériau. Pour pallier la faiblesse en traction du béton, on y intègre des armatures en acier. En fonction des efforts qui sont rencontrés dans les éléments d'une structure, on voit chez Maillart le béton armé décliné sous différentes variantes :

- le *béton simple* (sans armature¹), qui reste en compression, c'est-à-dire en compression simple, ou en flexion composée sans apparition de traction : c'est l'arc du pont Stauffacher (voir *chapitre 6*) ;
- le *béton armé*, pour les sections fléchies où apparaît de la traction, comme dans les poutres droites du pont de Liesberg (voir *chapitre 5*) ;
- l'*acier protégé*, qui reprend les efforts de traction quand toute la section est tendue : c'est la membrure funiculaire du hangar de Chiasso (voir *chapitre 8*).

Pour que l'acier puisse contribuer à la reprise des efforts de traction, il est nécessaire que le béton qui l'enrobe ait dépassé sa résistance à la traction, ce qui est quasi-instantané. Les armatures ne travaillent ainsi que lorsque le béton qui les entoure se fissure. Le nombre des fissures, leurs dimensions et leur distribution dans l'ouvrage sont fonction des efforts et de la manière dont les sections auront été étudiées. Lorsque l'étude est bien menée, on obtient une multitude de micro-fissures distribuées de manière régulière dans l'ouvrage. Les micro-fissures ne sont pas visibles à l'œil nu, et ne sont pas particulièrement dommageables pour la durabilité d'un ouvrage. Mais les sections en béton armé ayant un comportement complexe, il n'est pas possible d'anticiper les efforts et la fissuration de manière définitive.

Les fissures largement ouvertes, par contre, exposent les armatures aux agressions extérieures, ce qui est toujours dommageable (infiltration d'eau, corrosion, carbonatation élevée, risque majoré en cas d'incendie, etc.). Le problème de la durabilité devient particulièrement critique pour les grands ouvrages d'art, où il n'est pas possible d'éluder la question.

De plus, la nécessaire fissuration des sections fléchies fait chuter les propriétés mécaniques des sections qui, de ce fait, deviennent beaucoup moins rigides. Ceci ne valorise pas les propriétés du matériau, qui est surtout efficace vis-à-vis des efforts de compression.

La technologie moderne de la précontrainte permet d'y remédier en maintenant les sections comprimées dans des conditions normales d'utilisation (en service). Le comportement est amélioré et la durabilité prolongée.

Maillart, ne disposant pas de cette technologie, a évité le problème en privilégiant les fonctionnements structuraux où les sections sont majoritairement comprimées. Cette manière de raisonner est typique de la conception des ouvrages en maçonnerie, qui ne résiste pas aux efforts de traction. Pour ceux-ci, le principe consiste à mettre en place des trajectoires pour les efforts qui restent toujours à l'intérieur de la matière afin d'être supportés.

1 les armatures ne sont pas nécessaires pour reprendre les efforts, mais elles peuvent être utiles pour d'autres raisons : voir « l'acier de ferraillage » en fin du titre 9.1.3

Maillart adapte le raisonnement aux ouvrages en béton faiblement armés :

« [...] La rupture ne se produira guère pour autant que la ligne des pressions reste à l'intérieur de la section, et ceci malgré les fissures qui pourraient se produire. Les sections dangereuses se transformeront en articulations. Les pressions y seront certes très fortes, mais la rupture ne se produira que si la ligne des pressions s'approche de très près de l'arête. »²

S'il contrevient à ce principe, ce n'est cependant pas sans se soucier de la durabilité, puisqu'à Chiasso, il abrite la membrure funiculaire en *acier protégé* par la couverture du hangar.

L'acier de ferrailage et son formage étant des postes coûteux, concevoir des ouvrages en béton armé sur base des principes propres à la maçonnerie, où il n'y a pas de traction, peut mener à des solutions fort économiques.

C'est de cette manière qu'a été étudiée la forme des colonnes du hangar de Chiasso.

Nous verrons l'attitude prise par Maillart pour la mise en place des aciers à la fin du processus de dessin de l'ouvrage.

MÉCANISMES STRUCTURAUX CONJOINTS OU DISTINCTS :

Maillart prétend à l'économie des moyens, et par conséquent, à l'efficacité structurale. A ce titre, le béton est mis en oeuvre de préférence selon des mécanismes de compression simple. L'application de ce principe n'est possible que pour une seule charge de référence. Le résultat est idéalement un arc fin dans la mesure où la compression est parfaitement centrée.

Pour les charges d'exploitation qui ne sont pas proportionnelles au cas de charge de référence, un autre mécanisme que la compression doit entrer en ligne de compte : la flexion. Deux attitudes sont possibles : la flexion est reprise par le même élément qui perd sa finesse, ou par un autre élément sans qu'il n'y ait interférence des fonctionnements.

Dans le premier cas, on rencontre principalement chez Maillart deux formes qui permettent ce fonctionnement : l'arc à trois articulations, qui n'est fléchi qu'entre les rotules, et la poutre droite ou la dalle continue, où il n'existe plus d'effort de compression à proprement parler (cas limite).

La seconde attitude consiste à transporter l'effort de flexion vers un autre élément déjà présent – en l'occurrence, le tablier d'un pont ou la dalle nervurée d'une toiture – où Maillart dispose d'une certaine quantité de matière. Le mécanisme de transfert est pour sa part déjà présent sous la forme de jonctions régulières pour son appui sur l'arc.

Pour maximiser la capacité de ces deux mécanismes, le premier doit être parfaitement funiculaire, et le second parfaitement dominant quant à sa rigidité flexionnelle. C'est la résistance en flexion de la poutre intégrée au tablier qui rendra le mécanisme dominant par rapport à la dalle funiculaire, dont la résistance en flexion est proportionnellement insignifiante.

Leurs interactions sont nécessaires pour que les transferts soient possibles, d'où une continuité des jonctions rendue possible par une forme de monolithisme. Les interactions sont considérées uniquement pour diriger les cas de charges plutôt vers l'un ou l'autre des deux mécanismes dans l'ouvrage, en fonction de leur nature. Il y a donc, de ce dernier point de vue, un avantage à dessiner des ouvrages monolithiques continus – ce qui ne signifie pas « massifs » – qui autorisent ces transferts. Mais ceux-ci doivent être mis en place selon des règles bien précises, où les modes possibles du transfert des efforts sont préalablement bien définis.

On obtient alors le mécanisme de l'*arc raidi*, qui est la parfaite inversion du pont suspendu à poutre raidisseuse. En raison de la grande rigidité de chacun des deux mécanismes par rapport à leur fonction respective, les comportements structuraux peuvent être considérés selon le principe du *tout ou rien*.

2 Maillart [1930], p. 2

9.1.2 Interprétation de la méthode

Un grand nombre d'ouvrages de Robert Maillart semblent pouvoir s'expliquer à l'aide de simples analogies structurales. Parmi ces ouvrages, on retrouve souvent les ponts en arcs à trois articulations et la structure du hangar de Chiasso.

D'autres ouvrages nécessitent d'emblée des analyses plus pointues, étayées notamment par l'étude des notes de calcul de Maillart, par des études numériques ou de chronologie du développement des sciences et techniques. Ce serait plutôt le cas des *arcs raidis* et des *dalles-champignons*.

Les chapitres qui précèdent montrent que, quel que soit le type structural employé par Maillart, sa réalisation témoigne d'une grande richesse dans les formes et la conception que s'en fait l'auteur de projet. Les structures qu'il conçoit ne sont jamais le résultat d'une transposition directe et automatique des principes sur lesquels elles sont élaborées, mais d'un véritable travail de conception sur base de ces principes.

Il en découle une réelle difficulté à synthétiser ses méthodes sans être profondément réducteur.

L'explication du mécanisme structural de certains de ces ouvrages suggère des démarches possibles pour leur conception. Ces hypothèses sont malheureusement le reflet des outils et théories qui ont servi à les expliquer.

Partant de ce constat, il est logique de retourner aux outils employés par Maillart pour retrouver l'essence de son approche de la conception. David Billington avait déjà montré la grande propension de Maillart à se contenter de calculs simples pour modéliser le comportement des structures les plus complexes. Il restait à montrer le rôle majeur du dessin pour la définition de ses ouvrages.

Ce dessin est notamment rencontré sous forme de méthodes graphiques, que ce soit par la *statique graphique* ou par le dessin géométrique.

Il n'est sans doute pas possible d'expliquer la méthode suivie par Maillart sans tenir compte : du statut qu'il donne aux matériaux et aux comportements structuraux au sein d'un ouvrage ; de la réduction du problème spécifiquement structural à des cas élémentaires ; de leur résolution par des mathématiques élémentaires ; de l'usage de méthodes graphiques ; d'une interprétation sophistiquée des propriétés mécaniques des sections transversales, en fonction de l'aspect qui en découle ; de la fonction de la structure ; et enfin de principes d'efficacité structurale, où l'on fait notamment appel à des sections dérivées de celles du *caisson*, dont il est le premier à faire usage en béton armé.

Les pages qui suivent tentent la synthèse de tous ces aspects en tant que méthode de conception.

9.1.3 Méthode

Compte tenu des principes adoptés par Maillart, il est possible de réordonner ses pratiques structurales en éléments d'une méthode de conception.

SITE ET PROGRAMME :

En tout début de projet, le site est analysé pour ses caractéristiques techniques et sa forme. D'un point de vue technique, les sols médiocres ou friables orienteront plutôt le dessin vers des principes de structure où les poussées horizontales aux appuis sont réduites ou ne portent pas à conséquence. Quant à la configuration du terrain, elle intervient pour définir les dimensions principales de l'ouvrage et sa forme : la longueur du tablier, le tracé en plan, la *flèche* d'un arc, la position de l'ouvrage dans le site. Simultanément, l'usage prévu de l'ouvrage est étudié de manière à le convertir en données. Son utilisation permet de définir les charges à considérer, la largeur de l'ouvrage et les gabarits de passage. Ce faisant, on procède à la programmation des données du projet.

FORME ET PRINCIPE (MISE EN PLACE) :

Maillart passe par un ou plusieurs principes structuraux pour servir de base au travail du dessin de la forme. Ces principes sont définis en fonction du contexte de l'ouvrage et de son utilisation ; ils sont aussi choisis pour leur efficacité.

Lorsque la résistance du sol pose problème, pour les ponts, on rencontrera plutôt le principe des arcs à trois articulations (souples et peu fléchis), des arcs à forte excentration de la ligne des poussées (fortement fléchis mais articulés) ou des poutres. Lorsque le sol d'appui est bon, on rencontre plutôt celui des *arcs raidis* ou tous les autres types d'arcs ou de structures moins sensibles aux déformations.

En fonction du gabarit de passage sous le pont, ou de la hauteur du tablier au-dessus des appuis de l'ouvrage, on verra aussi le projet s'orienter vers certains types structuraux plutôt que d'autres.

Les ponts les plus hauts sont réalisés à l'aide d'*arcs raidis*, plutôt pour une question d'esthétique, car les arcs à trois articulations s'avèrent peu élégants pour une *flèche* identique. Ces derniers ne conviennent cependant pas aux *flèches* trop faibles par rapport à la portée, car le mécanisme d'arc ne parvient pas à se mettre en place de manière efficace dans la matière.

Ainsi, lorsque les ponts sont très hauts, Maillart utilise l'arc comme principe de franchissement et les poussées aux naissances sont essentiellement verticales, ce qui permet de résoudre la plupart des problèmes avec un *arc raidi*. Lorsque le pont est moins élevé, et le franchissement rectiligne, c'est la résistance du sol qui permet de définir le type structural : les arcs articulés sont construits sur les terrains les moins bons, et les *arcs raidis* sur les meilleurs terrains. Si le gabarit de passage par-dessous l'ouvrage ne permet pas de mettre en place la forme d'un arc, la seule solution possible est la poutre droite.

Lorsque l'ouvrage s'aplatit encore, la flexion devient dominante, et seules les poutres droites restent adaptées. En fonction des charges, on peut voir le nombre d'appuis intermédiaires augmenter. Une variante de la poutre sous la forme d'un *arc raidi* peut éventuellement être rencontrée, si les charges sont très faibles (car les poussées horizontales sont considérables).

Lorsque les conditions particulières du programme le requièrent, la réflexion doit évoluer.

Si le trajet de la traversée est courbe et que l'ouvrage suit cette courbe, des efforts de torsion apparaissent. Maillart veille à permettre une trajectoire rectiligne des efforts dans l'arc, qu'il emploie dans sa version *raidie*, pour que le tablier puisse jouer le rôle de poutre de torsion. C'est, par exemple, le cas du pont du Schwandbach (1933).

Lorsque les charges sont particulièrement importantes, comme sur les ponts ferroviaires, on ne peut pas, en général, éviter de gérer la variation des charges par des éléments fléchis. Dès lors Maillart s'oriente davantage vers des ouvrages où des poutres interviennent de manière prépondérante, comme les *arcs raidis* (à Klosters, en 1930) ou les ponts en poutres continues (Liesberg, 1935 ; Huttwill, 1935). Maillart n'exclut cependant pas d'utiliser les arcs à trois articulations pour un pont ferroviaire³, même s'il n'a pas eu l'occasion d'en réaliser.

Pour les structures de bâtiments, on rencontre de nombreux types structuraux, réinterprétés en fonction du contexte, comme les poutres, les treillis, les voûtes, etc.

À ceux-ci s'ajoute, pour les bâtiments industriels, le type structural de la *dalle-champignon* que Maillart développe dès 1908 étant, selon lui, le plus adapté aux lourdes charges et à la sécurité de pareils ouvrages. Ce dernier type est aussi susceptible d'interprétation, comme à Chiasso (1924), où on le voit évoluer vers des dalles de toitures ou pour la couverture sous-tendue du hangar, d'une portée de 25 m.

CHARGE DE RÉFÉRENCE :

Pour préparer le travail de la forme, il faut déterminer le cas de charge de référence auquel elle est parfaitement adaptée.

Dans un premier temps, chez Maillart, le cas de charge de référence est le poids propre de la structure (ou les charges permanentes, avec lesquelles il se confondait souvent). C'est vrai pour les ponts à trois articulations jusqu'au pont du Salginatobel, et pour tous les premiers *arcs raidis*. Ceci s'explique par la dominance du poids propre sur les charges appliquées, le premier type de charge étant d'ailleurs pratiquement le seul présent pour les structures en maçonnerie.

Plus tard, en fonction de la structure et du type de chargement qu'elle rencontre, on peut voir le choix du cas de charge de référence évoluer. S'il est question d'un ouvrage où les charges d'exploitation varient fréquemment (comme un pont) ou sont très importantes, et que l'on veut équilibrer au mieux les *moments de flexion* qui peuvent se produire, le cas de charge de référence devient le poids propre et la moitié de la charge d'exploitation uniformément répartie. Dans ce cas, le pont non chargé, ou complètement chargé, ne rencontre que la moitié de l'effort de flexion qui se produirait sous la charge maximale, lorsque la forme est définie avec le seul poids propre pour référence. C'est l'approche suivie pour le pont de Klosters.

Lorsque pour certaines membrures, les efforts de compression ou de traction prennent une importance égale que la flexion pour la résistance – notamment dans les structures d'égale résistance – il y a lieu d'utiliser la charge maximale comme cas de charge de référence. C'est l'avis de J.W. Schwedler (voir *chapitre 8*) pour le dessin de tous les treillis « normaux »⁴. Le cas d'application typique est le hangar de Chiasso – où la résistance en traction de la membrure caténaire est limitée et où il n'est pas possible de leur éviter un peu de flexion – bien que Maillart se soit contenté d'approximer le poids propre par une charge uniformément répartie, ce qui n'est pas très éloigné de la réalité.

Si le poids propre et la charge d'exploitation sont strictement proportionnels, il est équivalent pour la morphogenèse d'utiliser le poids propre seul ou une combinaison avec la charge d'exploitation.

LE TRAVAIL DE LA FORME :

Lorsque le principe structural semble se préciser en fonction du contexte formel et technique du site, et que le cas de charge de référence est connu, on s'appuie sur ceux-ci pour donner forme à l'ouvrage.

3 Maillart [1930], p. 6

4 chez cet auteur, « normal » signifie « d'égale résistance »

La mise en place de la matière dans l'ouvrage est d'abord un moyen de définir le comportement structural de l'ouvrage. Il s'agit alors d'utiliser des rapports de dimension (proportions) entre différents éléments de l'ouvrage pour en confiner certaines parties à la reprise de certains cas de charge particuliers, comme dans les *arcs raidis*. D'autre part, et surtout dans la mesure où le principe du dessin de l'ouvrage est de mettre en place des trajectoires de *lignes des poussées* dans la matière, celle-ci est aussi un moyen de modifier les trajectoires d'efforts, par son propre poids. Ceci est particulièrement explicite pour le dessin des fondations et des efforts qu'elles rencontrent, mais est aussi possible pour d'autres parties de l'ouvrage.

On en conclut que cette manière de procéder est tant un moyen de définir le comportement structural de l'ouvrage que de corriger, par la géométrie, le schéma des efforts au sein d'un ouvrage.

Pour le projet, Maillart met au point la forme et les sections transversales par un travail de dessin en plan, coupes et profil, tout en informant le dessin de calculs de dimensionnement simples.

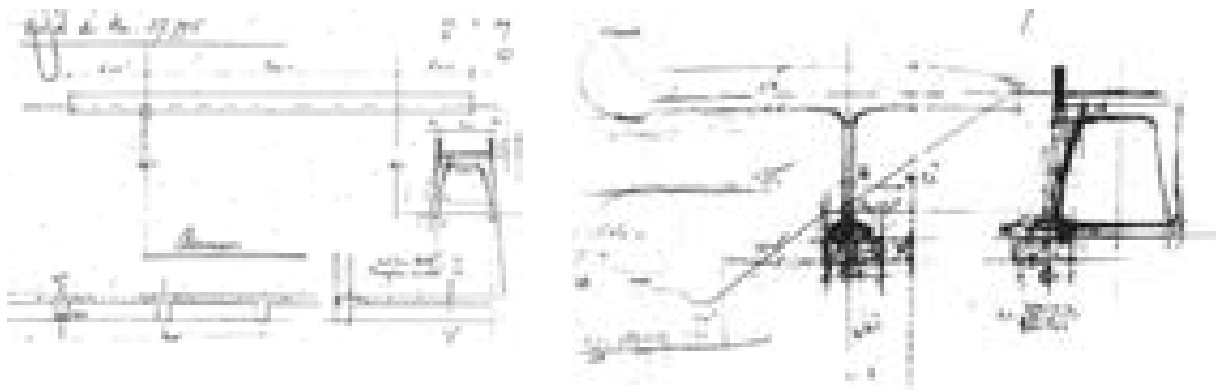


Fig. 9.1 : esquisses pour le pont ferroviaire de Altendorf, le dernier projet de Robert Maillart, conçu comme une poutre continue – source : **Billington [1997a]**, p. 239

Trois méthodes interviennent à un titre ou un autre pour le dessin de la forme : la *statique graphique*, l'utilisation d'un système de proportion, et la symétrie.

STATIQUE GRAPHIQUE :

Dans la majorité des cas, chez Maillart, la géométrie de l'ouvrage pour laquelle les forces présentes sont équilibrées, est une configuration de trajectoires en compression, et parfois en traction. La définition de la géométrie est très souvent menée à l'aide d'une épure de *statique graphique*.

Ce type d'approche étant une forme de dessin technique, le même support est utilisé pour l'étude de la configuration d'équilibre et pour le dessin de l'ouvrage, ce qui la rend particulièrement efficace.

Puisque Maillart n'utilise pratiquement que le béton armé pour ses projets, il privilégie souvent les systèmes en compression. Ils se rencontrent sous la forme d'arcs, mais aussi sous la forme de *lignes des pressions* dans des ouvrages plus massifs, comme les poutres continues ou les dalles. Pour le tracé de ces structures comprimées, il se contente de disposer le béton sur les trajectoires de compression : la forme suit les efforts.

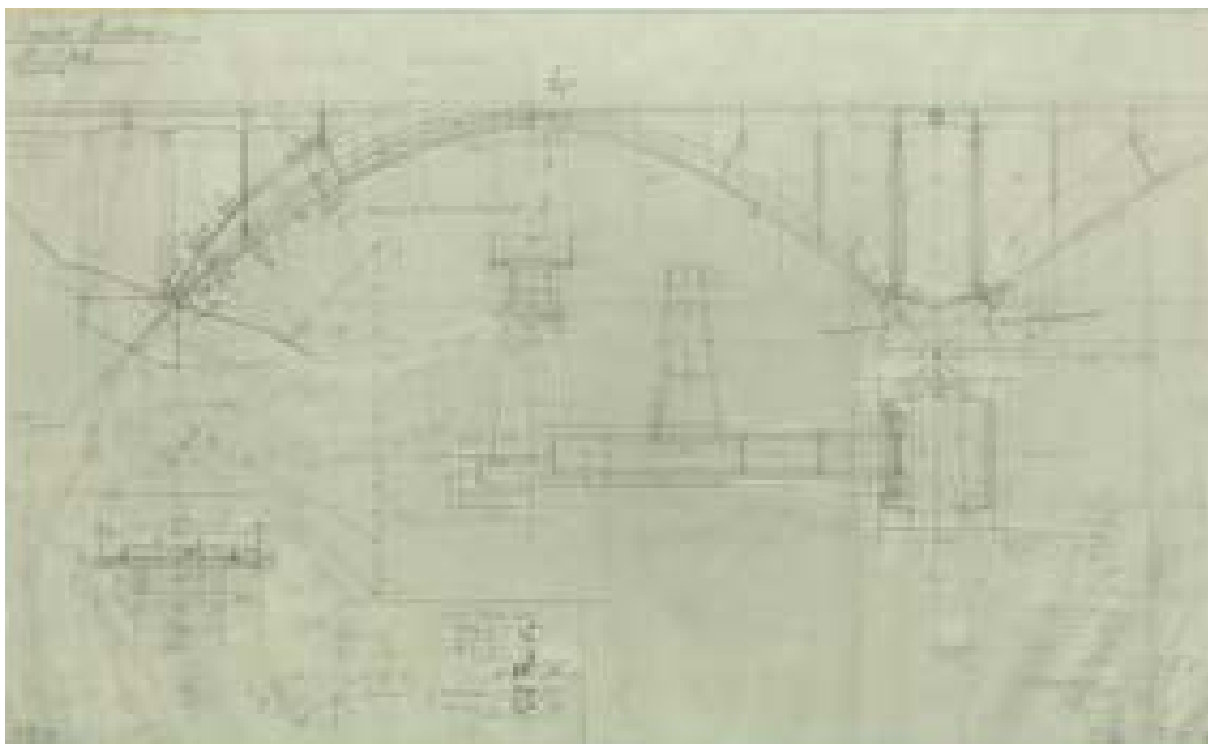


Fig. 9.2 : conception de la structure d'un pont au départ d'une épure de statique graphique, projet pour le viaduc de Sirakovo, Robert Maillart, 1934 – source : archives ETHZ.

Inversement, les efforts suivent des trajectoires possibles au sein de la matière parce qu'il s'agit de trajectoires de plus forte rigidité : les efforts suivent la forme.

DESSIN GÉOMÉTRIQUE :

En fonction du type structural en cours de définition, il peut aussi employer un dessin géométrique, basé sur un système de proportion préétabli des parties entre elles. Chez Maillart, le meilleur exemple est la base structurale d'un système de dalles-champignons à mettre en place au sein d'un projet (voir *chapitre 8*).

SYMÉTRIE :

Pour que le principe structural soit effectif, et pour que les calculs qui doivent aider à donner leurs dimensions aux sections transversales soient possibles d'une manière simple, Maillart met en place dans son ouvrage un principe de symétrie stricte.

L'examen des ouvrages de Maillart montre que la partie centrale du mécanisme structural reste souvent parfaitement symétrique. L'adaptation aux conditions dissemblables des différentes parties du site se fait lors du tracé des parties annexes du mécanisme structural : les culées, les supports d'appui ou les massifs de fondation, les colonnes de raccord entre arcs et tabliers, etc.

Au pont sur le Val Tschiel (1925), les culées d'approche en pierre se tordent pour permettre une traversée rectiligne du vallon ; elles raccourcissent la portée de l'arc en béton à un tronçon qui est parfaitement symétrique vu de profil (voir *chap. 7* et *fig. 9.3*).

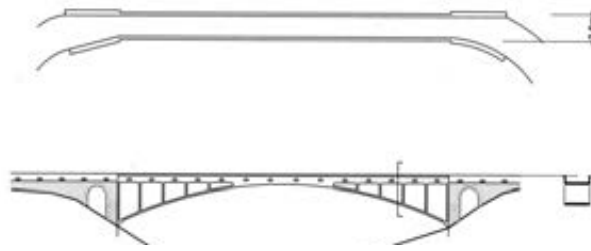


Fig. 9.3 : pont sur le Val Tschiel (Valtschielbach) à Donath, Robert Maillart, 1925. Échelle 1/1000^{ème} – dessin de l'auteur

L'arc central du pont du Salginatobel (1929) est dessiné de manière parfaitement symétrique pratiquement jusqu'à la toute fin de la phase de conception. Il est alors incliné de quelques pour cent pour la bonne connexion aux routes d'accès, mais on ne tient pas compte de l'inclinaison pour le calcul. Pour se connecter aux deux parois du vallon qui sont très différentes, l'une fort raide, la seconde très étalée sur le haut, Maillart se contente de prolonger le rythme des colonnes d'appuis vers les bord du profil. De cette manière, la poutre du tablier est supportée partout de la même manière lorsqu'elle ne se fonde pas à l'arc porteur (voir *chap. 6* et *fig. 9.4*).

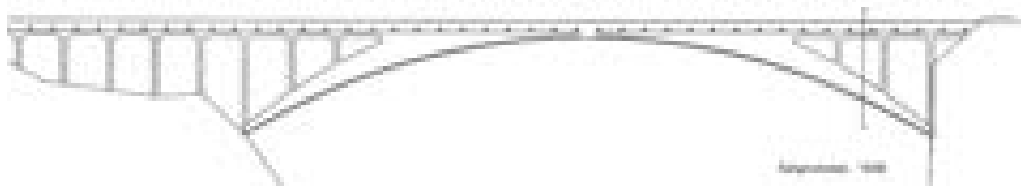


Fig. 9.4 : pont du Salginatobel, Robert Maillart, 1929. Échelle 1/1000^{ème} – dessin de l'auteur

Si la traversée est oblique, comme à Garstatt (1939), ou à Lachen (1940), ce sont les arcs porteurs parallèles qui se décalent entre eux, tout en restant chacun parfaitement symétrique d'un massif de fondation à l'autre (voir *chapitre 6*).

Mais l'exemple le plus marquant est certainement celui de l'aqueduc de Châtelard (1925) où Maillart ajoute, sous le pied d'une des retombées des béquilles centrales, un massif de maçonnerie pour égaliser le niveau des appuis de part et d'autre du ravin. La symétrie de la partie centrale du système porteur est ainsi maintenue au prix d'une curieuse adaptation en un autre matériau, ce qui n'est pas particulièrement heureux. On remarque aussi que la transition du corps de l'aqueduc avec ces béquilles suit une courbe symétrique de part et d'autre de la tête de la connexion. Il existe par ailleurs un « joint de dilatation » étanche (« *Dehnungsfuge* ») placé de manière symétrique de part et d'autre des deux étais verticaux qui succèdent aux béquilles inclinées (voir *fig. 9.5*).

On imagine aisément qu'il n'y a là aucune volonté esthétique particulière, mais une volonté liée à la commodité du calcul : un modèle symétrique chargé symétriquement est souvent élémentaire. La



Fig. 9.5 : aqueduc de l'Eau-Noire à Châtelard, Robert Maillart, 1925. Échelle 1/1000^{ème} – Source : Roš [1927], p. 176 ; reproduit chez Bill [1955], p. 54

symétrie permet nombre de simplifications. En tout cas, la complexité d'un ouvrage symétrique est nettement en deçà des cas de figure d'où toute symétrie est absente.

Si ce travail de conception devait avoir lieu à notre époque contemporaine, les outils modernes dont nous disposons feraient disparaître cette difficulté mathématique. Le travail de la forme pourrait alors évoluer jusqu'à une solution où la symétrie n'est plus mathématiquement nécessaire. Reste que pour la morphogenèse, il est tout à fait crédible de travailler d'abord sur un modèle symétrique pour le comportement structural, qui ne serait adapté qu'ensuite lors du tracé en rapport avec les conditions du site.

TRAVAIL SIMULTANÉ DES SECTIONS TRANSVERSALES :

Si les éléments de méthode abordés ci-dessus permettent de définir l'allure générale de la structure, sa définition repose aussi sur un travail simultané des sections transversales. Pour celles-ci, la flexion doit être considérée pour définir les caractéristiques mécaniques de la section. Parfois, les rapports de proportion entre l'arc et le tablier, avec une prise en compte des dimensions nécessaires à l'utilisation de l'ouvrage, ont déjà permis de donner leurs dimensions principales aux sections, comme pour le pont sur le Val Tschiel. Pour compléter ce premier schéma, ou pour les autres cas, il est nécessaire de s'appuyer sur des calculs de dimensionnement, sitôt que l'amplitude des efforts a été globalement définie.

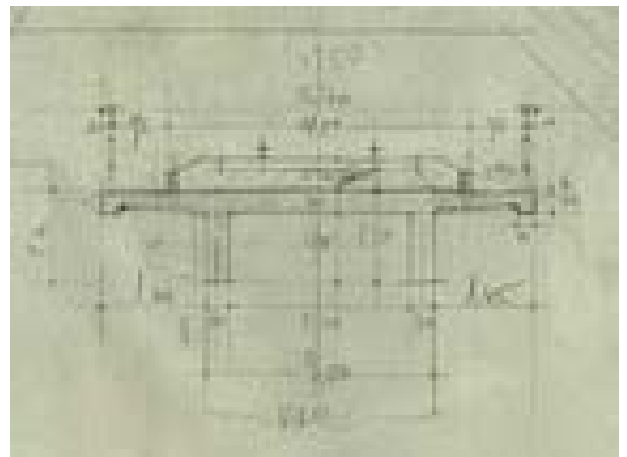


Fig. 9.6 : coupe d'étude du tablier du viaduc de Sirakovo, R. Maillart, 1934, 1/100^{ème} (extrait de la fig. 9.2) – Source : archives ETHZ

SIMPLICITÉ DU MODÈLE :

Pour que les efforts dans la structure en cours de définition puissent être définis sans passer par une analyse structurale importante, qui n'a pas réellement sa place lors du projet de la forme, il faut que le comportement structural puisse être anticipé de manière simple. Dans la mesure où les rapports des dimensions sont efficacement mis en place en cours des définitions de la forme, et que les formes sont symétriques, il s'ensuit des comportements structuraux caractérisés qu'il est par conséquent possible d'étudier à l'aide de mathématiques simples comme des calculs algébriques ou graphiques simples.

La simplicité des modèles est aussi un point de passage pertinent pour garder le contrôle d'un processus de conception qui intègre la totalité des contraintes du projet : le site, la fonction, la constructibilité, etc. C'est seulement à ce prix que Maillart était capable de brasser, avec suffisamment de recul, toute l'étendue d'un problème de structure étudié dans son contexte. Les moyens de cette réduction peuvent être résumés en quelques principes.

Les modèles simples – voire élémentaires – sont jugés suffisants pour le calcul s'il permettent de rendre compte du comportement structural de l'ouvrage dans son ensemble. L'approche n'est possible, nous l'avons vu, que dans la mesure où l'on est à peu près certain du comportement que développera l'ouvrage.

Pour la définition du comportement structural complet, Maillart recourt à des mécanismes simples, supposés indépendants, qu'il associe entre eux pour rencontrer tous les cas de figure qui risquent de se présenter lors de l'utilisation de l'ouvrage. Pour s'assurer de la simplicité des mécanismes, et pour permettre leur analyse avec des calculs simples, la forme du mécanisme structural doit être gardée symétrique dans la direction du fonctionnement structural.

Pour l'étude des moments de flexion, l'approche consiste à calculer l'effort de flexion dans un élément de référence horizontal, puis d'appliquer les efforts obtenus sur l'élément auquel il assigne le rôle de supporter ces efforts. C'est ainsi que pour l'étude des moments de flexion dans les tabliers des *arcs raidis* ou sur les arcs à trois articulations vis-à-vis des charges d'exploitation, on observe la déformation de l'arc sous la charge, on la reporte sur une horizontale, on symétrise la déformation des *arcs raidis*, puis on calcule l'effort qui y est associé pour l'utiliser tel quel sur l'élément à dimensionner.

Pour tenir compte de la variation de l'effort réel par rapport à ce cas idéal, on compte sur l'élément raidisseur fléchi, dont les dimensions sont toujours suffisamment importantes.

Une exception cependant pour le calcul : vis-à-vis des arcs articulés, l'excentricité de la *ligne des pressions* par rapport au niveau du centre de gravité des sections, qui permet le calcul des efforts de flexion qui découlent d'une imperfection de la forme par rapport au tracé funiculaire idéal, est obtenue sur une épure de *statique graphique*.

DIMENSIONNEMENT :

Une fois la géométrie de l'ouvrage définie dans ses grandes lignes, commence chez Maillart un travail de mise à dimensions des éléments de la structure. Dans le cas d'une structure où des trajectoires d'efforts en compression définissent la géométrie générale de l'ouvrage, les efforts permettent de dimensionner les articulations, et l'épaisseur des *arcs raidis* funiculaires où la flexion est supposée absente.

Les efforts de flexion qui naissent des autres cas de charges, étudiés sur des modèles simples fléchis et distincts du schéma en compression, permettent de définir les caractéristiques mécaniques nécessaires des sections de l'ouvrage. Le travail du dessin et

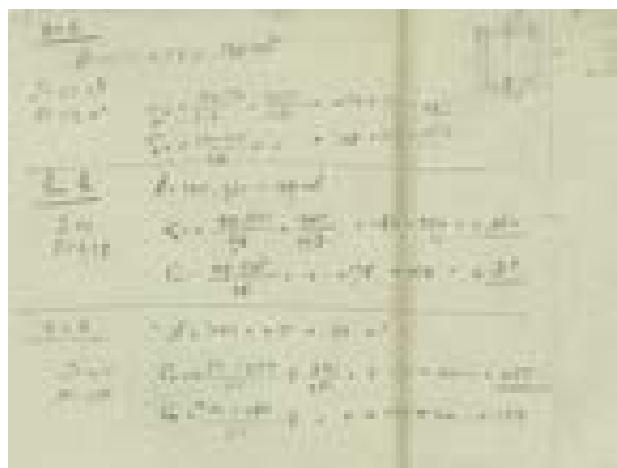


Fig. 9.7 : calculs dans les sections, en cours de conception, rédigés à même le plan du projet. Pont sur l'Arve à Vessy, Robert Maillart, 1935, extrait – Source : archives ETHZ

du calcul des sections transversales est simultanée, les résultats des calculs renvoient aux premières esquisses, et inversement.

Parfois, Maillart dessine, à même l'épure, le profil de l'ouvrage, les sections transversales, et y rédige des calculs élémentaires. Si une épure de *statique graphique* a été utilisée pour donner forme à l'ouvrage, celle-ci comporte un *polygone des forces*, ce qui est une forme de calcul des efforts de compression (ou de traction) dans la géométrie d'équilibre.

DÉTAIL DE LA FORME :

Les caractéristiques mécaniques des sections transversales sont définies pour satisfaire aux calculs de résistance, leur forme n'en est pas définie pour autant. Celles-ci doivent tenir compte de la forme et de l'aspect de l'ouvrage, tout en y constituant les surfaces d'utilisation.

Par conséquent, une interprétation lors de la traduction des propriétés mécaniques en dimensions est nécessaire ; la solution n'est jamais unique, directe ou immédiate. Ce travail d'interprétation des sections est d'ailleurs tout à fait présent dans les travaux de Maillart, lorsqu'on examine la grande variété des sections et leurs évolutions tout au long des profils des ouvrages.

On rencontre ainsi chez lui toutes les variations possibles des sections en U, en T, en TT, des *caissons* ouverts ou fermés, et des profils des dalles et voûtes, évoluant en fonction de leur position dans l'ouvrage étudié.

Pour les ouvrages étroits, les parapets du tablier peuvent jouer le rôle de poutres-raidisateurs. Lorsque les ouvrages gagnent en largeur, le nombre de poutres étant multiplié, elles doivent trouver une place par-dessous la dalle du tablier. Dans ce cas, on voit Maillart utiliser plutôt des garde-corps métalliques. Pour un pont large, si le principe est celui de l'arc à trois articulations, on voit en général le nombre d'arcs porteurs multiplié dans la même proportion que le nombre de bandes de circulation, comme à Vessy (1936). Si l'arc articulé a une portée particulièrement courte, on voit sa forme se muer en segments de droite, comme à Garstatt (1939).

Plus loin, le dessin de l'ouvrage est étudié de manière à ce que des rapports de dimension persistent entre les parties pour définir la manière dont le comportement structural doit se mettre en place à l'intérieur de la forme en cours de conception.

Dans l'exemple de la *figure 9.8*, on constate la mise en place de zones amincies sur la longueur de la colonne, de manière à pouvoir compter sur des mouvements en rotation à leurs extrémités plutôt qu'ailleurs sur leurs longueurs, dans le cas où l'importance des efforts rencontrés le justifierait. En même temps, on permet que le tablier se comporte en relative indépendance des fondations et des colonnes sous certaines configurations des charges.⁵

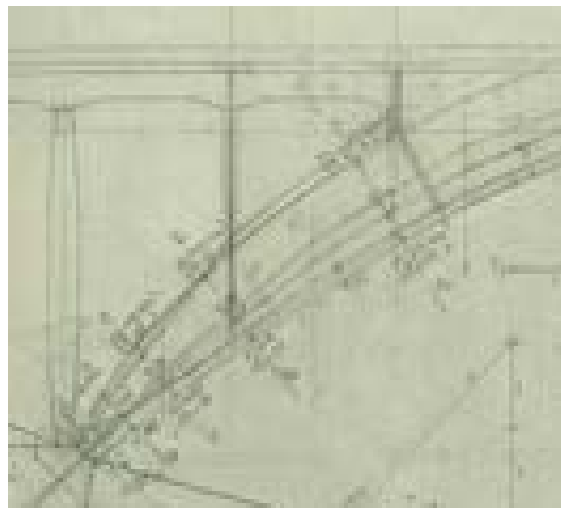


Fig. 9.8 : dessin d'étude pour le projet du viaduc de Sirakovo, Robert Maillart, 1934, extrait – Source : archives ETHZ

5 C'est aussi une manière de parer au flambement de la colonne tout en permettant un comportement d'articulation relatif à ses extrémités.

Entre le résultat du dimensionnement et l'obtention de la forme à mettre en oeuvre, il y a donc un véritable travail de conception – de dessin – des profils et des sections de l'ouvrage. Le calcul y intervient dès lors comme un outil qui permet d'informer le processus de dessin, par des données quant à la résistance ou aux contraintes, dans la partie de l'ouvrage en cours de définition. On conçoit alors la nécessité qui s'imposait à Maillart du caractère élémentaire de ces vérifications numériques pour en faire un outil qui porte le processus du dessin, plutôt qu'il ne l'entrave par sa complexité mathématique.

Pour faire des choix parmi les différentes possibilités de transposer un même principe en formes structurales, on voit Maillart s'appuyer également sur des considérations quant à l'expressivité ou le bonheur de la forme placée dans son contexte. En d'autres mots, il se soucie autant de l'esthétique de la forme obtenue que de la pertinence structurale de celle-ci.

ANALYSE STRUCTURALE :

Au terme du dessin de la forme on peut supposer que chez Maillart, l'analyse structurale est déjà menée en bonne partie. En fait, l'analyse n'est pas nécessaire puisque le comportement est connu d'entrée de jeu ; seul le calcul des valeurs est utile. Une fois la morphogenèse ainsi menée, le calcul n'est plus, en principe, qu'un outil de validation. Dans ce contexte, il ne sert à rien pour Maillart de faire usage de méthodes de calcul extrêmement complexes :

« l'exigence d'une grande précision dans le calcul n'est pas (sou)tenable. La méthode la plus simple est toujours suffisante lorsqu'on ne néglige pas les circonstances dommageables, mais plutôt celles qui sont favorables. Les efforts de calcul importants sont perdus s'ils ne peuvent mener à une économie réelle. »⁶

Il s'ensuit qu'il n'y a plus que pour l'une ou l'autre vérification approfondie que le calcul est utile, afin d'aboutir au dessin détaillé des parties de l'ouvrage en souffrance.

Maillart montre souvent une aversion marquée pour les formulations mathématiques complexes, dont il n'est pas toujours convaincu qu'elle mènent à des résultats valables. Il ne dispose pas de nos outils modernes pour le calcul, et les méthodes qu'il utilise pour la validation finale de ses ouvrages (notamment dans les notes de calcul officielles) sont donc le reflet des méthodes utilisées jusque-là pour la morphogenèse : la *statique graphique* est utilisée, tout comme les calculs simples ou élémentaires. Parfois, ces notes de calcul ne sont pareillement constituées que de calculs élémentaires (comme pour le pont sur le Val Tschiel : voir *chap. 7*).

Si la complexité du problème posé ne peut être ramenée à des modèles élémentaires, Maillart se détourne des formulations mathématiques complexes pour résoudre le problème de manière expérimentale. C'est le cas de la *dalle-champignon*, où le comportement et les efforts ne sont pas définis à l'aide de mathématiques, mais à l'aide d'essais sur des structures réelles. À choisir, pour Maillart, l'expérience sous toutes ses formes prime toujours sur le résultat d'un calcul.

L'ACIER DE FERRAILLAGE :

La résistance du béton armé est fonction des deux matériaux qui le constituent : l'acier de ferrailage et le béton. Un seul de ces deux matériaux, le béton, définit l'aspect et fabrique les surfaces d'utilisation ; le second assume un rôle caché, où parfois il est amené à fournir la plus grande partie du travail de résistance de l'ouvrage.

Là où l'on doit mettre plus de béton que nécessaire pour la résistance aux efforts – pour rencontrer des exigences de fonctionnalité ou d'usage – on augmente la distance des armatures extrêmes qui profitent

6 **R. Maillart**, *Réponse à la lettre des autorités de la construction* (trad. de l'auteur, à partir de l'anglais), au sujet de la polémique quant à la structure du gymnase de Sihlhölzli à Zürich, 1933 ; voir **Billington [1997a]** pp. 194-195

d'un bras de levier plus important pour la flexion, ce qui permet en retour de réduire la quantité d'acier. Il est connu que le ferrailage et son façonnage sont un poste important du coût de l'ouvrage.

Sous la forme du *béton armé* ou de l'*acier protégé*, l'acier est calculé pour reprendre la traction qui naît d'une mise en tension, de la flexion, ou de l'effort tranchant.

Le béton peut subir des variations dimensionnelles, à cause du retrait ou de la température. Il en naît des fissures : c'est le problème rencontré au pont de Zuoz (voir *chapitre 6*). Pour couturer celles-ci, il s'agit alors d'offrir une seconde peau à l'ouvrage, invisible sous la surface en béton, pour éviter la formation des fissures.

À cause des efforts dus à la traction sous toutes ses formes, il s'agit de mettre en place des armatures longitudinales tendues, et des étriers cisaillés. Maillart procède alors de la même manière que celle actuellement suivie, en reconstituant des cages d'armatures que l'on complète de barres technologiques, qui sont la troisième modalité d'usage des aciers.

Enfin, on met en oeuvre l'ensemble de ces armatures de manière à assurer une ductilité suffisante à l'ouvrage. Si les armatures ne sont pas nécessaires du seul point de vue des efforts rencontrés, la condition de non fragilité peut amener le concepteur à mettre en oeuvre cette quatrième modalité de ferrailage. Elle est ainsi garante d'une capacité de redistribution des efforts dans la structure (et de l'usage des théorèmes du Calcul plastique).

Chez Maillart, puisqu'on rencontre une réflexion structurale principalement orientée sur la mise en place de mécanismes en compression simple, on assiste à une réduction des aciers du premier type, ce qui sert l'économie dans le projet. Les ferrailages proviennent alors davantage du contrôle de la fissuration et pour des raisons technologiques. Par le simple bon sens dont il fait preuve lors de la mise en place des ferrailages, Maillart met en oeuvre des dispositions qui satisfont la ductilité des ouvrages, même si ce concept de *ductilité* ne lui est pas connu en tant que tel.

Les ferrailages calculés selon les efforts de traction sont principalement rencontrés pour les *aciers protégés*, et la mise en oeuvre du béton dans sa déclinaison *armée* pour résister aux efforts. Dans ce dernier cas, le dessin et le calcul du ferrailage sont souvent menés en second rang, pour compléter la mise à dimension de l'ouvrage qui a été menée sur base de la quantité de béton. C'est le cas pour les tabliers des *arcs raidis*, pour les poutres continues et pour les *dalles-champignons*.

S'appuyant sur les formulations de son cru (voir *annexe 3*), Maillart trace les dispositions de ferrailage de manière à reprendre de la manière la plus efficace tous les efforts de traction tout en offrant une seconde peau dissimulée derrière chacune des faces de béton. Il y a, à nouveau, une interprétation des trajectoires de traction au sein de la matière, pour qu'elles puissent être reprises avec un minimum d'acier et de travail de mise en oeuvre (voir notamment le *chapitre 5*).

Le tracé des armatures termine ainsi la majeure partie de la conception de l'ouvrage. Certains détails de construction, ou d'exécution doivent encore être étudiés, comme les cintres du coffrage de l'arc.

Quant à la prise en compte de la constructibilité de l'ouvrage, elle est implicite à chacune des étapes du projet, au travers des choix que Maillart fait sur les types structuraux possibles, leur mise en matière, et par conséquent leurs modèles de calcul, Maillart étant autant constructeur qu'ingénieur.

A résumer la méthode de Maillart, on constate une forte imbrication de dessins et de calculs simples, tout au long du processus, que ce soit à l'aide de la *statique graphique*, ou à l'aide de calculs algébriques élémentaires pour guider le dessin. Souvent la forme est étudiée pour que certaines modalités du comportement structural puissent être effectives dans la réalité, comme pour les *arcs raidis*. À l'arrivée la forme est aussi performante qu'expressive et économique, ce qui aboutira à des oeuvres structurales et architecturales de premier ordre.

9.2 MÉTHODES GRAPHIQUES

9.2.1 Statique graphique

La *statique graphique*, nous l'avons vu, est une branche de la mécanique physique qui fait usage de la représentation vectorielle des forces pour résoudre graphiquement les problèmes de la *statique*. Dès lors que les calculs d'intégrales sont aussi réalisables graphiquement, son domaine d'application s'étend à la résolution d'un grand nombre des problèmes de la Résistance des matériaux ou des Sciences de l'ingénieur prises dans un sens étendu.

L'avantage de la *statique graphique* sur son homologue algébrique est son aptitude à représenter de manière particulièrement explicite les efforts qui sont à l'oeuvre dans une structure. Ceci permet une vision extrêmement lucide de l'auteur de projet sur la structure qu'il étudie. Son domaine d'application est intrinsèquement plutôt réservé aux structures planes.

Elle comporte de nombreux autres avantages, parmi lesquels :

- elle emploie le même outil que celui dont on use pour la conception des formes en architecture ou en structure – le dessin – permettant une intégration des deux démarches ;
- elle simplifie de nombreuses résolutions qui sont complexes si elles sont menées avec des calculs algébriques, comme le calcul des arcs ;
- elle permet, par la résolution graphique d'un problème de Statique, le tracé de configurations d'équilibre des forces – qui sont aussi les lignes de poussées ou les trajectoires de contraintes principales – qui à leur tour peuvent être utilisées comme modèle pour le tracé de la structure ;
- elle fournit, à l'issue du tracé de la forme d'équilibre, la valeur des efforts rencontrés ;
- elle implique une grande rigueur géométrique pour les tracés, ce qui constitue autant de vérifications lors des différentes étapes du calcul mené graphiquement. Une erreur est immédiatement détectée à la fin du tracé, qui doit se refermer sur lui-même.

En résumé, le dessin de la structure selon le canevas de la *statique graphique* se confond avec son calcul, et inversement. Son domaine d'application par excellence est celui des treillis isostatiques, des câbles et des arcs, ou des poutres droites isostatiques pour lesquelles la solution est directe et extrêmement rapide. Ces même types structuraux rendus hyperstatiques, peuvent aussi être étudiés, pour la plupart, avec la *statique graphique*, bien que l'importance des constructions graphiques et du temps d'étude nécessaire croisse en proportion, comme pour l'approche algébrique.⁷ Pour ces raisons, le tracé d'une épure en *graphostatique* est un outil de grande utilité en analyse structurale des problèmes-plan de l'architecture et de la construction.

Mais la *statique graphique* bien comprise est, en plus, un auxiliaire précieux pour la conception d'une structure ou d'une architecture. C'est ici qu'elle nous intéresse en tant qu'outil de morphogenèse, étant entendu qu'elle ne fournit jamais une solution unique.

Il avait déjà été montré par Wacław **Zalewski** et Edward **Allen**⁸ que la *statique graphique* peut être utilisée pour le dessin – c'est-à-dire la conception – des éléments de structure caténaux tendus, comme les câbles, ou comprimés, comme les arcs. Ils ont aussi exposé que, dans la mesure où les constructions du *polygone funiculaire* et du *polygone des forces* sont simultanées, il est possible de jouer sur les données que

⁷ Tant qu'elle n'est pas supportée par la puissance de calcul des logiciels d'étude de structure.

⁸ **Zalewski et Allen [1998]**

représentent chacun des deux polygones pour parvenir à la définition d'un ouvrage. Il existe en effet une infinité de solutions pour le tracé d'une courbe funiculaire qui équilibre une configuration de charges donnée. Ainsi, en imposant des longueurs de segments sur le *polygone des forces*, on contrôle l'intensité des efforts rencontrés dans la structure ; en agissant sur l'orientation ou la position des segments sur le *polygone funiculaire*, on contrôle la géométrie de l'ouvrage.

Transposées dans un autre contexte, ces deux approches correspondent à la morphogenèse à forces contrôlées ou à forme contrôlée.⁹

On retrouve chez Maillart l'illustration de la seconde approche pour le tracé des arcs funiculaires, des *arcs raidis* (voir *chapitre 7*) ou pour la membrure funiculaire tendue de la structure de Chiasso (voir *chapitre 8*). Dans ces deux projets, les contraintes géométriques du site, ou liées à l'utilisation, prévalent sur la nécessité de contrôler strictement l'amplitude des efforts qui en découlent.

La *statique graphique* devient une forme de transposition graphique de la méthode suivie par Gaudi pour définir la géométrie des voûtes de l'église de la Sagrada Familia, qui emploie un modèle tridimensionnel de cordes tendues équilibrées par des poids. Gaudi ne rechignait pas pour autant de faire usage de la *statique graphique*, comme le montrent certaines de ses études, mais son modèle de nappes caténaïres est une manière de dépasser la limitation posée par la planéité des épures de la *statique graphique*.

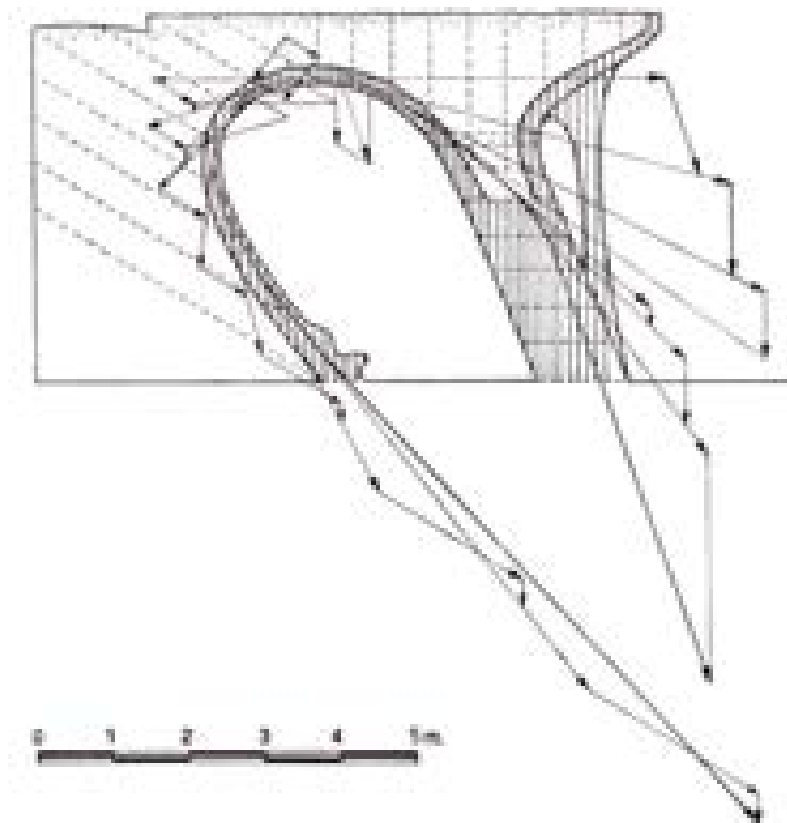


Fig. 9.9 : définition par la statique graphique de la galerie sous le parc Güell, Antoni Gaudi, 1900-1914 – Source : Archivo Sagrada Familia in **Gaudi-groep Delft [1979]**, p. 21

⁹ voir notamment la conception géométrique des structures en *tenségrité*.

Zalewski & Allen ont aussi montré comment l'usage du *polygone des forces* appliqué à l'étude des treillis permet de contrôler l'intensité des efforts dans les barres et l'influence de la configuration géométrique, alors que le *polygone funiculaire* permet d'obtenir la forme des *treillis d'égale résistance*.

Chacune de ces approches n'a été appliquée qu'aux schémas de structures isostatiques, en vue de leur conception. Qu'en est-il des autres cas ?

L'*hyperstaticité externe*¹⁰ n'est pas un véritable problème en soi pour le concepteur, faisant usage du *théorème statique* de la Théorie du calcul plastique. Il peut alors définir, lors de la conception, les modalités de fonctionnement de ces appuis surnuméraires. Il peut donc utiliser la réaction d'appui, dont il impose l'amplitude, comme une charge supplémentaire qui s'ajoute à celles qui sont déjà appliquées au schéma statique de référence, qui peut rester isostatique.

Les efforts dus à l'*hyperstaticité interne*¹¹ peuvent être plus problématiques. La structure étant en cours de définition, ces conditions surnuméraires ne sont pas forcément imposées au concepteur. Au contraire, les schémas isostatiques sont, le plus souvent, tout à fait suffisants pour amorcer la conception de la forme, à la manière dont opère Maillart pour les *arcs raidis* et la structure du hangar de Chiasso. L'hyperstaticité devient ainsi un phénomène d'importance mineure, que le concepteur organise au sein de la structure pour compléter le schéma isostatique principal.

Ces approches particulières étendent alors le champ des applications déjà énoncées à pratiquement tous les degrés de complexité de la structure.

Il est encore bien d'autres domaines pour lesquels on peut imaginer des applications de la *statique graphique* en conception. D'une manière générale, elle est adaptée à la résolution de schémas d'équilibres de toute nature pour des configurations isostatiques de membrures. Les exemples les plus simples et immédiats sont :

- la mise en place de poteaux et haubans (voir, en illustration, la *fig. A.1* en annexe 4, p. 386) ;
- l'obtention de la résultante des efforts de compression, dans des arcs, des colonnes ou des massifs de fondation, comme on l'a vu dans les travaux de Maillart (notamment aux *chapitres 6* et *8*).

L'identité du tracé du *polygone funiculaire* avec le diagramme des *moments de flexion* étant démontrée, il devient possible de raisonner sur les types de structure autres que les treillis où les membrures sont strictement tendues ou comprimées. Ceci ouvre des perspectives pour l'étude ou l'interprétation de tous les types de structures fléchies simples, ou pour lesquels les raisonnements en termes de *lignes des pressions* ou de courbes d'isovaleur de contrainte sont requis.

On peut alors étendre le champ d'application de la *statique graphique* aux structures en maçonnerie, en béton non armé, aux structures hyperstatiques par continuité rigide des barres qui la constituent¹², et à tous les raisonnements à l'aide d'éléments comme les bielles et les tirants appliqués au calcul des ouvrages où la matière est continue (tels les dalles et les voiles).

Pour les matériaux qui ne résistent pas à la traction – ou dans lesquels on cherche à limiter les contraintes de traction – les raisonnements s'orientent vers les équilibres vectoriels de forces, et les *lignes des poussées* qui en découlent. C'est ainsi que Maillart approche la conception des colonnes du hangar de Chiasso avec la *statique graphique*.

Si le matériau présente des propriétés équivalentes en traction et en compression, les *lignes des poussées* peuvent être interprétées comme des *moments de flexion* ou inversement. Les *moments de flexion* peuvent

¹⁰ due à un trop grand nombre de conditions d'appui

¹¹ due à un trop grand nombre de liaisons internes de la structure

¹² tant que la complexité n'atteint pas celle de cadres multiples, comme dans une poutre Vierendeel

être représentés en tant que schéma statique de bielles et de tirants excentrés des axes de membrures, en fonction de l'effort de flexion, comme aux *figures 8.54 et 8.55* du hangar de Chiasso. Ce type de représentation ouvre la porte à une interprétation des efforts qui rend possible la modification du schéma de bielles et tirants, pour diminuer l'impact des efforts de flexion. La *statique graphique* est pour cela un outil propice au diagnostic, et à améliorer la situation (voir l'approche corrective des membrures au *chapitre 8*).

Pour les analyses plastiques des structures fléchies, où l'on constate une tendance à l'équilibrage des *moments extrêmes*¹³, la *statique graphique* fournit le tracé de l'allure des diagrammes qu'il suffit ensuite d'équilibrer pour ses valeurs extrêmes (voir, en illustration, la *fig. A.2* de l'*annexe 4*, p. 387).

Lors de l'analyse plastique, on peut également mettre en place, dans les éléments continus, des schémas de bielles et de tirants où les efforts s'équilibrent à la manière d'un treillis, ce qui est du domaine d'application par excellence de la *statique graphique* (voir *fig. 9.10*).

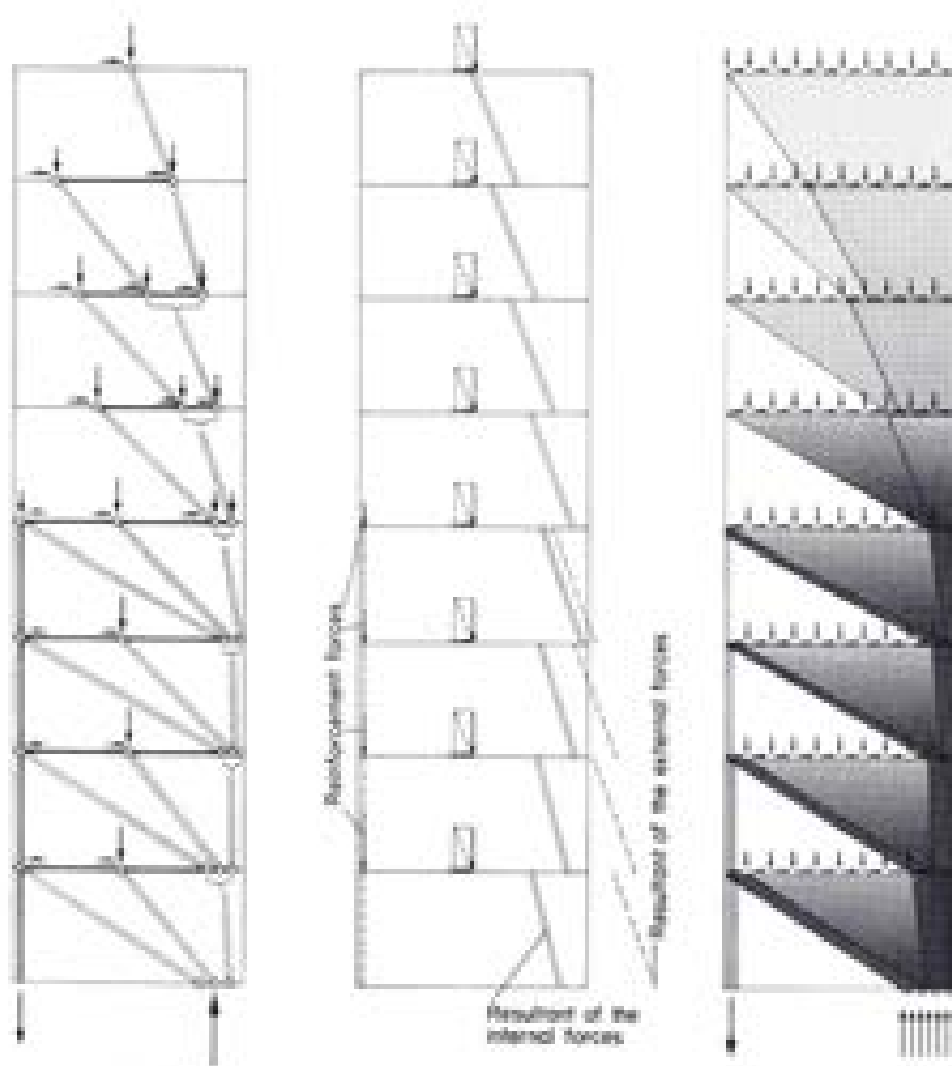


Fig. 9.10 : études de voiles de contreventement multi-étagés à l'aide de la méthode des bielles et tirants : schéma des bielles (tramées) et tirants (traits noirs) ; forces résultantes et champs de contraintes – Source : Muttoni, Schwartz et Thürlimann [1997], p. 76

¹³ lorsque les propriétés mécaniques des sections sont semblables

Elle permet aussi d'analyser le système de forces à mettre en oeuvre dans un ouvrage pour modifier la répartition des efforts qu'on y rencontre, comme les systèmes de sous-tension de poutres ou de charpentes (voir *fig. A.3* en *annexe 4*, p. 388). *A fortiori*, l'outil peut être employé pour définir l'ampleur ou la géométrie de forces de pré- ou post-contraintes dans le béton armé ou les autres matériaux qui s'y prêtent.

On pourrait d'ailleurs souhaiter que les logiciels de calcul des structure proposent une interprétation des résultats sous la forme des éléments classiques d'une épure de *statique graphique* : une représentation des efforts normaux sous la forme d'un *polygone des forces*, dont la lecture est immédiate, et un diagramme des *moments de flexion* sous la forme de *lignes des pressions*, ou d'un schéma statique de bielles et tirants, où l'on peut juger des excentricités.

De même, on pourrait imaginer intégrer des outils qui utilisent la *statique graphique* dans les logiciels de dessin pour l'architecture ou la structure, si tant est que le concepteur veuille bien considérer le mécanisme structural comme une composante essentielle du dessin de la forme des ouvrages. Cette approche, extrêmement courante à la fin du XIX^{ème} siècle et au début du XX^{ème}, permet à la fois de satisfaire aux exigences d'efficacité structurale et d'expressivité du comportement structural, ce qui se traduit entre autres par une grande économie pour le projet et une fiabilité structurale élevée.

Il existe aujourd'hui des approches programmables qui permettent de définir la géométrie de surfaces d'équilibre pour des systèmes de charges distribués dans l'espace, là où Gaudi avait besoin d'un modèle tridimensionnel de fil tendus, ce qui écarte l'objection d'une réduction nécessaire aux problèmes-plans. Par ailleurs, de nombreux problèmes pour la conception, en architecture ou en structure, peuvent toujours être traités comme des problèmes bidimensionnels, pour lesquels l'approche par le dessin est suffisante.

Dans la mesure où la *statique graphique* permet de représenter, dans l'espace du plan, les systèmes de forces ou de charges et leurs configurations d'équilibre (en translation comme en rotation), il est naturel qu'elle permette de résoudre ou d'épauler la résolution d'une variété aussi étendue de cas de figure que ce qui a été esquissé ci-dessus. Compte tenu de son caractère essentiellement visuel, elle s'avère ainsi être un outil particulièrement approprié au dessin des ouvrages. Puisqu'elle permet tant le dessin que le calcul de ces configurations, il en découle qu'elle peut, encore aujourd'hui, être utilisée efficacement comme un auxiliaire réellement approprié à la conception des ouvrages de structure, moyennant adaptation à nos outils de travail modernes.

9.2.2 Dessin géométrique

Le tableau des méthodes graphiques utilisées en conception structurale ne serait pas complet sans relever le recours récurrent que l'on fait au dessin géométrique, mais sans intégration de la représentation des forces. Deux aspects de ce type de dessin ont été rencontrés dans les travaux de Maillart : sous la forme du système de proportions et celle de la géométrisation d'une règle mathématique.

Le premier aspect est rencontré depuis l'Antiquité pour la mise à dimension des éléments de l'architecture en fonction de la taille de l'élément porteur. Les systèmes de proportion¹⁴ permettaient alors le dimensionnement des éléments principaux les uns par rapport aux autres, tout comme la définition des détails de l'architecture. Si pour ces derniers, l'origine de la règle est essentiellement culturelle, pour les premiers, la règle fige dans un style (i.e. une forme) les connaissances empiriques des bâtisseurs quant aux dimensions à donner aux éléments structuraux de l'ouvrage.

14 rapport des dimensions des différents éléments entre eux, et par rapport à l'ensemble

On retrouve chez Maillart pareille règle géométrique pour servir de base au dessin de sa dalle-champignon, dessin qui est alors retravaillé pour s'adapter aux données propres au projet étudié. Avec cette règle, à partir de la taille de la colonne, Maillart définit la portée de la dalle, son épaisseur, la taille du chapiteau, etc., ou réciproquement (voir *chapitre 8*).

Le second aspect du dessin géométrique se rencontre chez Maillart lorsque qu'une règle mathématique pour la résistance est réinterprétée en terme de géométrie. C'est le cas, par exemple, du tracé hyperbolique de la ligne des chapiteaux, correspondant à une résistance constante à l'effort de poinçonnement, qui devient une ligne parabolique ou qui est réinterprété en terme de constantes pour les rapports de dimensions entre hauteur et largeur de ceux-ci (voir *chapitre 5*).

C'est aussi le cas lorsque des *lignes des pressions* paraboliques, ou proches de la parabole, sont approximées chez Maillart par des arcs de cercle lors du tracé des arcs porteurs de la structure (voir *chapitres 6 et 7*), lorsque leur forme générale le permet. A nouveau, cette forme de géométrisation de la règle est rencontrée au moins depuis le Moyen-Âge où l'on enferme la coupe des ouvrages dans des constructions géométriques sur base de triangles ou de carrés, pour satisfaire au principe de leur stabilité d'ensemble. C'est aussi le cas lorsque l'on donne aux arcs la forme d'ogives qui est la forme immédiatement convertible en figures géométriques et qui est la plus proche de la forme d'équilibre de la chaînette (voir *chapitre 3*). Plus récemment, cette manière de faire se rencontre également dans les dernières années du travail de Antoni Gaudi (*ibid.*).

Traduire une règle de nature mathématique dans le canevas simplificateur de la géométrie fait d'ailleurs partie intégrante du travail de conception, dont l'objet est notamment d'amener les idées ou principes abstraits, qui peuvent guider la conception au début de cette étape du projet, à évoluer vers des formes concrètes et constructibles.

En cela, le dessin géométrique est le compagnon ou le prolongement de ce travail – mathématique ou graphique – intégrant les contraintes d'efforts et de résistance pour la conception structurale.

9.3 MORPHOGENÈSE DE LA STRUCTURE ARCHITECTURALE

De l'étude des travaux de Robert Maillart, il ressort que ce dernier adopte une démarche très volontaire par rapport à la forme que doit prendre un ouvrage de structure. Cette approche synthétique s'affiche en franche opposition sur plusieurs points avec l'approche analytique supportée par diverses formes de normalisation.

Pour Robert Maillart, la conception d'un ouvrage de structure est un exercice de morphogenèse (création de la forme). Elle est menée dans le cadre d'une définition rigoureuse de son comportement structural, choisi comme étant le plus approprié quant au contexte de son édification et au programme, pour l'établissement d'un projet. Il ressort de cela que l'expression formelle est une conséquence de la prise en compte de ces données. Elle varie donc d'une manière importante lorsque le contexte change, la part de constance découlant de mécanismes similaires dans le fonctionnement structural, qui se traduisent à leur tour par des formes caractéristiques.

Lorsqu'on adopte ce point de vue, on en vient à conclure que, d'une manière générale, le véritable travail de conception structurale est une morphogenèse éclairée par des principes structuraux clairs et judicieusement définis. Ceci débouche sur une certaine expressivité des ouvrages et une forme de vérité structurale, qui sont donc la conséquence d'une conception bien menée. Ce point de vue est notamment partagé par des auteurs de projet (occasionnellement théoriciens) comme Viollet-le-Duc, Auguste Perret, Antoni Gaudi, Pier Luigi Nervi, Felix Candela, Eladio Dieste, et bien d'autres.

Cette conception de l'oeuvre structurale partage donc beaucoup de principes avec l'architecture sur les buts et objectifs de ces deux arts de l'espace.

Ceci explique en retour que le travail d'ingénieurs comme Maillart ou Nervi aient eu une influence aussi grande sur l'évolution de l'architecture moderne.

Rangé au point de vue de ces concepteurs sur la nature de la conception structurale, l'étude des travaux de Maillart permet de dégager trois aspects majeurs de la conception, entendue dans une perspective de morphogenèse : le dessin, le calcul et la référence à des comportements structuraux sains et adaptés.

Le coeur du travail de conception en structure serait le dessin, à la fois en tant que moyen et en tant que résultat. L'objectif de la création/conception structurale est bien celui de la création/conception d'une forme (morphogenèse) qui est apte à rencontrer les contraintes qu'on lui impose, notamment pour sa résistance. La description de la forme passant par sa représentation, le *dessin*, quel qu'en soit la nature – représentation graphique, numérique ou même physique – est réellement l'objectif visé pour ce travail.

En définitive, la représentation finale (notamment pour la construction) est bien graphique, dessinée.

Cette prévalence de la morphogenèse dans l'exercice d'une conception structurale est partagée de manière tout à fait manifeste dans la démarche de Gaudi ou dans les discours de Dieste : ¹⁵

« The resistant virtues of the structures that we seek depend on their form ; it is through their form that they are stable, not because of an awkward accumulation of material.

15 Dieste [1987]

There is nothing more noble and elegant from an intellectual viewpoint than this : to resist through form.»

Dans ce même esprit, le dessin d'une structure (portante) n'est pas un exercice de *free-style*, bien que les outils modernes, utilisés dans le cadre d'une approche analytique de la conception structurale, permettent de faire tenir debout ces ouvrages de certains « architectes » sculpteurs, non concernés par l'acte de construire.

Dans le cadre de l'approche synthétique de la conception structurale, le dessin de la structure – la définition de sa géométrie et de ses différentes sections – s'appuie sur une réflexion préalable ou parallèle quant au comportement structural le mieux approprié pour rencontrer les contraintes propres au projet, avec une certaine forme d'efficacité. On voit alors le travail de dessin étayé par une mise en place préalable des configurations de forces et leurs trajectoires, ou des mécanismes supposés intervenir pour les acheminer jusqu'aux fondations, en fonction de la nature des charges. C'est ici qu'on se trouve confronté à la notion de charge de référence, pour laquelle les efforts sont idéalement minimisés.

Il est par ailleurs possible d'intervenir de différentes manières sur les charges ou les mécanismes structuraux pour en assurer la viabilité.

On peut construire un élément massif ou très rigide capable de résister à tous les types d'efforts, tant en lui donnant la forme d'un arc que d'une poutre.

On peut aussi rééquilibrer les systèmes des charges pour en minimiser l'importance ou la nature. Pour cela, on emploie le poids propre, des forces extérieures (comme la sous-tension et la précontrainte), ou la géométrie. On utilise alors la forme pour minimiser certains types d'efforts au profit d'autres.

On peut enfin employer une superposition de mécanismes structuraux simples et complémentaires pour la gestion des différentes occurrences de charges envisageables.

Chez Maillart, on retrouve des aspects de chacune de ces trois approches, à des degrés divers.

Si l'on veut que le comportement structural soit aussi performant sous le cas de charge de référence que sous les autres types de sollicitations, on procède par superposition de mécanismes structuraux de nature différente, à la manière de Maillart ou de Roebling. Ainsi chaque mécanisme structural n'est efficace que pour la sollicitation qui lui est spécifiquement associée.

C'est pour cette raison que le dessin des ouvrages (pour l'approche synthétique) doit nécessairement s'appuyer sur la définition préalable de ces comportements. Ceci fait, il consiste nécessairement à concrétiser les propriétés géométriques ou mécaniques des différentes parties de l'ouvrage, pour rendre effectifs les comportements structuraux visés en fonction des cas de figure.

Pour ce travail de mise en place, il n'est pas nécessaire de faire usage de mathématiques ou de modélisations complexes. Au contraire, le comportement étant un point de départ pour le dessin (supposé intelligemment mené), le comportement structural et son mécanisme sont immédiats. Il est par conséquent nécessaire de faire usage uniquement de modèles mathématiques simples, si pas élémentaires. Les interactions secondaires, dont l'importance est ténue, en deviennent négligeables pour une structure « bien conçue ».

La structure « bien conçue » du point de vue de la résistance est celle qui sera relativement insensible aux conséquences des conditions particulières de sa fabrication, c'est-à-dire notamment aux petits écarts dans le fonctionnement structural qui sont dus à la fabrication. Le comportement général de l'ouvrage est ainsi sauvegardé, quelles que soient les particularités de comportement locales. On peut garantir notamment un

comportement sain et fiable d'une structure bien dessinée par une ductilité suffisante, ce qui autorise des redistributions d'efforts et l'usage du *théorème statique* du Calcul plastique. La structure étudiée selon ce théorème résistera aux charges qui lui sont appliquées quel que soit le mécanisme réel, et donc quels que soient les écarts par rapport à celui-ci.

Par ailleurs, Maillart s'exprime ainsi au sujet de ces contraintes secondaires :

« Est-il réellement nécessaire de tenir compte de tous les effets mineurs ou parasites (*secondary circumstances*) lors d'une analyse ? Pour la sécurité, d'avis général, on admet que les calculs doivent régir (*govern*) la conception de manière précise et définitive. Cependant, lorsqu'on prend conscience de l'impossibilité de tenir compte de toutes ces influences secondaires, il devient évident que chaque calcul est seulement une aide pour le concepteur, qui doit tenir compte de ces aspects autrement. En fonction des circonstances, les résultats de l'analyse numérique peuvent être directement applicables ou devront être adaptés. Cette dernière interprétation est souvent nécessaire, et en particulier, si c'est un concepteur et non un analyste qui est au travail. Le premier des deux évitera qu'un mur élancé ne soit sollicité au même degré qu'une dalle, mais veillera à l'épaissir un peu. Pour la dalle, par contre, il acceptera que les contraintes soient supérieures à celles données par les calculs. Aussi, il devra juger, spécialement pour une poutre dont la portée est minime comparée à sa hauteur, s'il peut compter sur l'intégralité de la résistance renseignée par le calcul. »¹⁶

On rencontre donc chez Maillart une véritable réflexion de fond sur la nature et le comportement des différents éléments d'une structure. On voit en effet que l'ingénieur interprète et met son expérience en balance des règles techniques de toute nature, assumant un rôle actif et réfléchi pour son travail de concepteur. Lors du dessin de l'ouvrage et la définition des mécanismes structuraux, un ingénieur pareillement inspiré s'appuiera sur son expérience de constructeur et la prise en compte de la méthode d'édification.

Chez Maillart, on constate à tout moment dans le projet une forte imbrication de dessins et de calculs simples. Ce peut être soit à l'aide de la *statique graphique* qui intègre les deux aspects, soit à l'aide de calculs algébriques élémentaires pour guider le dessin. Souvent la forme est étudiée pour que les modalités du comportement structural désiré puissent être effectives dans la réalité, comme pour les *arcs raidis*.

On retrouve cette affinité du calcul et du dessin de la forme chez **Gaudi** et chez **Candela**. Le premier met aussi en forme ses réalisations selon la forme d'équilibre d'efforts de compression ou de traction (notamment à l'aide de la *statique graphique*). Le second, pour résoudre mathématiquement un problème de conception d'une coque en béton, ne s'appuie pas sur une géométrie entièrement définie, qui permet *a posteriori* un calcul exhaustif mais complexe. Au contraire, la géométrie mathématique ayant une définition encore partielle (il n'impose que la surface moyenne selon un PH), le concepteur peut imposer des conditions mathématiques locales quant au comportement. Ceci lui permet de mener à bien son calcul de manière simple et, en retour, définir les détails de la forme. (Les caractéristiques du comportement structural de l'ensemble préexistent chez lui aussi.)

La structure ayant été imaginée selon ces préceptes, on peut en toutes circonstances s'appuyer sur les principes du comportement structural visé, qui sont dès lors entendus comme le schéma statique de référence pour l'ouvrage. Celui-ci peut dès lors rester tout à fait élémentaire, ce qui fait que son calcul peut rester extrêmement simple.

16 **Maillart [1938]**, traduction de l'auteur à partir d'une première traduction en anglais

Lorsque le schéma statique a été clairement défini et mis en oeuvre dans l'ouvrage, notamment par le dessin, le calcul n'a plus pour objet que la validation de la résistance locale et du comportement d'ensemble. Il est ainsi relégué à une place tout à fait subordonnée par rapport au dessin, n'étant utilisé que pour servir de guide à ce dernier. On rencontre cette manière d'inféoder le calcul à la définition formelle chez plusieurs auteurs, Maillart, Felix Candela et aussi chez Eugène Freyssinet qui s'exprime en ces termes :

« Je tiens que, privée de l'appui de l'expérience, la déduction mathématique n'est qu'une source d'erreurs, d'autant plus dangereuse qu'elle est pleine d'attraits. »

« Il n'existe pour moi que deux sources d'information : la perception directe des faits et l'intuition en laquelle je vois l'expression et le résumé de toutes les expériences accumulées par la vie dans le subconscient des êtres, depuis la première cellule. Il faut, bien entendu, que l'intuition soit contrôlée par l'expérience. Mais quand elle se trouve en contradiction avec le résultat d'un calcul, je fais refaire le calcul, et mes collaborateurs assurent que, en fin de compte, c'est toujours le calcul qui a tort. »¹⁷

En définitive, la plus grande qualité d'une bonne approche de conception structurale serait son aptitude à guider le concepteur vers la production d'une forme pertinente. Elle peut utiliser tant des principes structuraux simple qu'une approche de nature géométrique pour déboucher sur des dispositions de structure adaptées (quant au choix : « il n'y a rien de plus pratique qu'une théorie simple », dit Robert Maillart). Une structure efficace et sensée est souvent une structure où les flux d'efforts sont intelligibles parce qu'ils ont été matérialisés, c'est-à-dire où la matière a été efficacement utilisée là où elle autorise, mais aussi dirige le flux des efforts. Si sa conception tient compte des réalités du chantier, la structure sera probablement économique de surcroît.

À l'arrivée, si l'on suit cette approche, on parvient à une solution structurale expressive, fonctionnelle et fiable, c'est-à-dire qui rencontrera les trois principes, énoncés par Vitruve, sur une combinaison harmonieuse et équilibrée desquels devrait reposer toute architecture : *utilitas, firmitas, venustas*.¹⁸

17 cité par **Marrey [1993]** : *Un amour sans limite / Eugène Freyssinet*

18 fonctionnalité, solidité, beauté (esthétique) in *De Architectura*

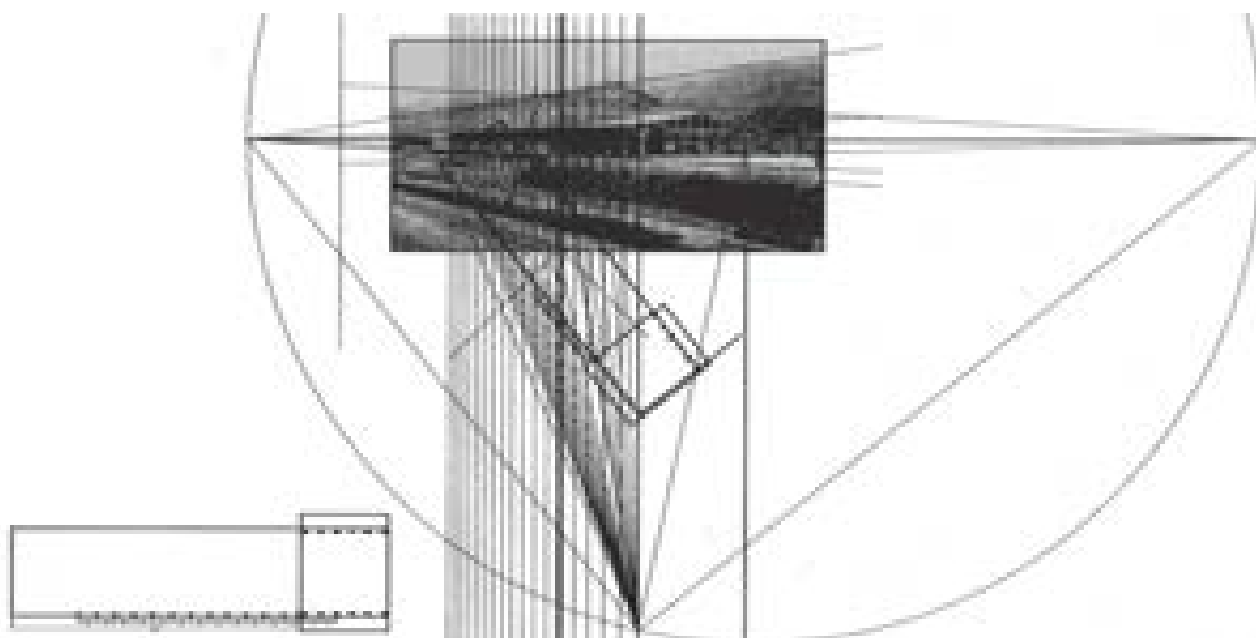
ANNEXE 1

Reconstruction du plan terrier du hangar de Chiasso :

A l'aide des coupes publiées chez **Bill [1955]**, qui nous renseignent sur la partition latérale des ouvrages, de la photo publiée dans **Billington[1997c]**, usant de la procédure illustrée ci-dessous, et du plan du hangar¹, il est possible de reconstruire le plan de l'entrepôt et sa jonction avec le premier.

Ce plan est reproduit au début du *chapitre 8*.

(Les cotes suivies d'un astérisque représentent les dimensions supposées.)



*Etude du rythme longitudinal de la structure des entrepôts sur base de la photo publiée dans **Billington [1997c]** : la moyenne calculée des entr'axes entre colonnes vaut 522cm, que nous fixons aux 5,2m rencontrés pour l'entr'axe latéral de la partie centrale du bâtiment (voir **Bill [1955]**).*

1 **Maillart [1924a]**

ANNEXE 2

Re-calcul des valeurs d'efforts données par Mark & al. [1974] dans la structure de Chiasso :

A l'aide de ces données, et de la photo des isochromatiques du modèle en *photoélasticité*, nous avons refait le calcul pour l'ensemble des membrures de la structure.

Il s'agit de compter le nombre N de lignes d'interférence complètes par membrure, de les multiplier par la constante de calibration K , de faire la correction sur la largeur du modèle, de les multiplier par les coefficients d'échelle adaptés pour les charges et les dimensions, puis de faire la conversion vers le système international mks .

Les résultats sont donnés dans le tableau de la page suivante. Ils ne correspondent aux efforts calculés par les auteurs qu'à 22 et 13% près (voir les bandes jaunes) ; les valeurs obtenues par nos calculs étant systématiquement plus importantes.

Les valeurs de **Bill [1955]** sont données comme référence.

On constate que notre interprétation des données, menée jusque dans ses derniers retranchements, conduit à des aberrations comme c'est le cas pour l'effort dans la colonne *na* qui devient inférieur à celui du bracon *In*. De fait, déduire un effort de la contrainte en la multipliant par les dimensions de la section n'a de sens que pour les membrures en traction ou en compression simple, dont la colonne n'est pas du nombre. (La légende du nom des barres est celle qui a été donnée au *chapitre 8* pour l'analyse graphique).

A ce stade, on peut conclure que l'approche suivie en 1974 pour analyser la structure ne peut être considérée que comme une analyse qualitative, qui a pour principal intérêt de nous confirmer que la zone d'épaisseur réduite *a* entre colonne et franchissement n'est pas soumise à flexion, et que la structure, en raison de sa forme étudiée, fonctionne essentiellement en traction et en compression simple, même au prix d'importantes approximations sur les formes, dimensions des sections et conditions d'appui.

COMPARAISON		MODELE (m)				MODELE (m)				Fp	Fp	σ _p	σ _p	Bill [1955]
		MARK & al [1974]	fm =2N.K [lb/in]	h [mm]	b [mm]	h 50ème [in]	b 50ème [in]	Fm [lb]						
nom	situation		N								[t]	[psi]	[N/mm2]	[t]
na	réaction totale	Nd	1	4,28	700	250	0,55	0,197	2,36	276.350	125,4	1.020	7,0	40
a1	bracon ext		1,8	7,7	200	250	0,16	0,197	1,21	142.123	64,5	1.836	12,7	11
1b	supérieure p-a-f		1,7	7,28	400	250	0,31	0,197	2,29	268.454	121,8	1.734	12,0	-10
1n	bracon int	Nb	3,4	14,55	700	250	0,55	0,197	8,01	939.589	426,2	3.467	23,9	34
c2	1ère supérieure		1,2	5,14	400	250	0,31	0,197	1,62	189.497	86,0	1.224	8,4	43
d4	2ème supérieure		1,8	7,7	400	250	0,31	0,197	2,42	284.245	128,9	1.836	12,7	43
e6	3ème supérieure	Nc	2,4	10,27	400	250	0,31	0,197	3,23	378.994	171,9	2.448	16,9	43
f8	4ème supérieure		1,8											
			1,9	8,13	400	250	0,31	0,197	2,56	300.037	136,1	1.938	13,4	43
2n	1ère inférieure		1	4,28	200	250	0,16	0,197	0,67	78.957	35,8	1.020	7,0	-38
3n	2ème inférieure		1	4,28	200	250	0,16	0,197	0,67	78.957	35,8	1.020	7,0	-37
5n	3ème inférieure		1,2	5,14	200	250	0,16	0,197	0,81	94.748	43,0	1.224	8,4	-37
7n	4ème inférieure		1	4,28	200	250	0,16	0,197	0,67	78.957	35,8	1.020	7,0	-37
2-3	verticale 1													6
4-5	verticale 2		1,2	5,14	240	250	0,19	0,197	0,97	113.698	51,6	1.224	8,4	6
6-7	verticale 3		1	4,28	240	250	0,19	0,197	0,81	94.748	43,0	1.020	7,0	6
8-9	tirant central		1,8	7,7	240	250	0,19	0,197	1,45	170.547	77,4	1.836	12,7	-7

Tableau des efforts dans la structure des Halles de Chiasso, reconstitués d'après l'image en photoélasticité de l'étude de **Mark, Chiu et Abel [1974]**, comparés aux valeurs de **Bill [1955]**, ces dernières valeurs étant systématiquement inférieures de plusieurs ordres de grandeur.

L'indice 'm' renvoie au modèle en photoélasticité, l'indice 'p' au prototype à échelle 1:1 ;

N = nombre de lignes d'interférence complètes sur la photo (isochromatiques) ;

Fp, Fm, efforts dans les membrures ; σ : contraintes à taille 1:1 ;

les coefficients de conversion de Mark et son équipe sont donnés dans le tableau ci-dessous

Légende		italique = valeurs mesurées			
		fm = effort à échelle par unité de largeur			
		N = nombre de lignes d'interférence complètes			
conversion	1 lb	pound	=	0,4536 kg	= 4,4498 N
	1 inch		=	25,4 mm	
	1 pound/inch		=	0,175 N/mm	
	1 N/mm2		=	145 psi	
coefficients		K	=	2,14 [lb/in]	
	re	Lm/Lp	=	0,02	
	rf	Fm/Fp	=	8,53E-06	
	échelle	200è	=	0,005	

ANNEXE 3

Calcul des sections en béton armé selon Robert Maillart :

En termes de valeur de calcul, et à titre de référence sur la qualité des matériaux employés à l'époque, nous reproduisons plus bas les valeurs rencontrées dans la littérature. Ces valeurs sont utilisées dans le cadre de nos études de cas.

En 1905, la contrainte admissible pour le béton est de :

$$\sigma_{\text{béton, adm}} = 3,6 \text{ N/mm}^2 \text{ }^2$$

Dans la version de 1906 de la norme suisse, les valeurs suivantes sont avancées :

$$\sigma_{\text{béton, adm}} = 4,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{acier, adm}} = 120 \text{ N/mm}^2 \text{ }^3$$

En 1909, les données physiques suivantes sont données par Maillart⁴ :

$$\sigma_{\text{béton, cube, rupture}} = 16 \text{ N/mm}^2 ; \quad \sigma_{\text{béton, adm}} = 4 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow S = 4 \quad (\text{compression})$$

$$\sigma_{\text{béton, adm}} = 6... 8 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow S = 2... 2,7 \quad (\text{flexion})$$

$$\sigma_{\text{acier, rupt}} = 250...280 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{\text{acier, adm}} \approx 120 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow S = 2,5$$

Ces coefficients de sécurité S sur le matériau béton (entre 2,7 et 4), qui sont appliqués sur la résistance minimale – on dirait "*nominale*" ou "*caractéristique*" aujourd'hui – dans un essai sur cube, sont identiques à ceux qui ont été utilisés en Belgique pour le calcul élastique du béton (environ jusqu'à 1995).

Maillart fait déjà remarquer en 1909 que la résistance sur cube peut valoir jusqu'à 2 fois la résistance en compression (sans doute en compression pure) rencontrée dans une structure, ce qui diminue ainsi le facteur de sécurité global de la structure à une valeur que l'on peut estimer comprise entre 1,5 et 2.

Dans l'ancienne norme belge de calcul élastique de 1977, le coefficient de sécurité sur l'acier était de $(0,6)^{-1} \approx 1,67$ appliqué sur f_{yk} ⁵, soit un coefficient bien moindre que celui de 2,5 qui était utilisé à l'époque de Maillart. Les classes de résistance d'acier référencées dans notre norme étaient les BE 22, BE 35, BE 40, BE 50.⁶

A comparer nos valeurs de résistance caractéristiques de l'acier avec celles de 1909, nous disposons actuellement pour le béton armé, et quasi exclusivement, d'un acier de limite élastique de 500 N/mm^2 (BE 50, ou BE 500 en N/mm^2), soit à peu près deux fois supérieur à celui dont Maillart faisait usage, acier que nous pourrions associer à un BE 22 de la classification de 1977.

Les valeurs de résistance de 1909 valant 16 N/mm^2 sur cubes de béton peuvent être comparées à celles d'un béton de classe C25/30 (classe actuellement courante pour les ouvrages de structure), dans ce cas 30 N/mm^2 , ce qui donne un matériau aux qualités à peu près deux fois moindres au début des années 1900.

Notre classe de béton moderne équivalente à celle de Maillart devrait être un béton C12/15 dont le $E_{cm} = 26\,000 \text{ N/mm}^2$ ⁷.

2 Billington [1979], note 40 p. 132

3 Imhof [1992-(98)], p. 18

4 Maillart [1909] et Billington [1979] pp. 46-47 et note 15 p. 133

5 valeur de la limite élastique, grosso modo 90% de la valeur à la rupture.

6 NBN B 15-103 [1977], p. 56

7 Hilsdorf [1995], p. 38

On peut ainsi conclure à des matériaux de structure de résistance deux fois moins importante il y a cent ans.

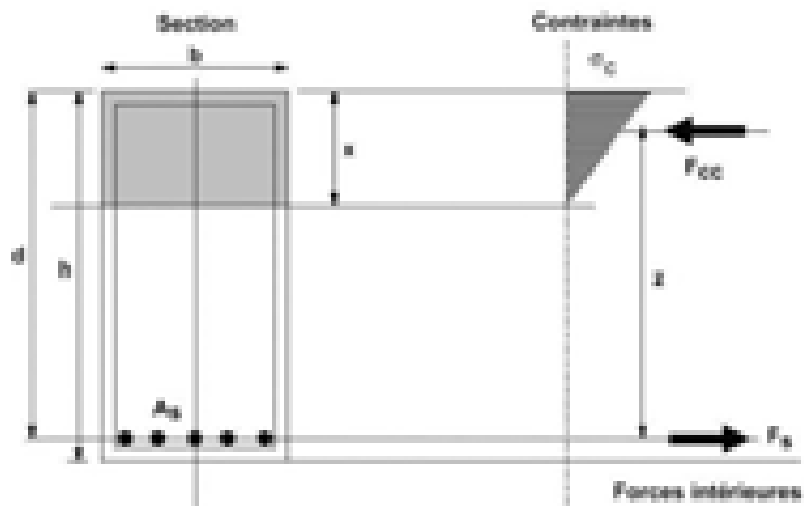
En termes de méthode de calcul, la méthode adoptée pour la codification suisse en 1933 est celle du calcul aux contraintes admissibles, tel que nous le retrouvons dans la norme belge de 1977, et enseigné jusqu'en 2000 à l'UCL. Il est vraisemblable que la norme suisse proposait une manière de vérifier les contraintes, plutôt qu'une méthode pour déterminer, à partir de celles-ci, les dimensions de la section calculée.

Maillart est surtout à l'affût d'une méthode algébriquement simple pour être efficacement utilisée lors des procédures de prédimensionnement (et donc pour servir d'outil efficace en cours de conception). C'est ainsi qu'en 1932, il propose une formule beaucoup plus simple pour le calcul des sections en béton :⁸

$$h = \sqrt{M}$$

(Pour le calcul de la hauteur de la section en fonction du moment, et pour un béton de $f_{c, adm} = 65 \text{ kg/cm}^2$, valeur obtenue par *reverse engineering* sur la valeur de z publiée dans **Billington**⁹)

Pour valider cette expression, on peut aller rechercher l'expression de d dans la formulation de la norme sur le calcul élastique, sur base du schéma ci-dessous, ce qui mène à la formule de la page suivante :



8 Maillart [1932], p. 292

9 Billington [1997a], note 96, pp. 292-293

Pour le calcul de la hauteur de béton nécessaire :

$$d \ (m=10) \equiv \sqrt{\frac{\sigma_c \cdot \zeta \cdot \xi}{2}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = 10,07 \sqrt{kg/cm^2} \cdot \sqrt{\frac{M [kg.cm]}{b [cm]}} \approx \sqrt{\frac{M [T.cm]}{b [m]}}$$

(l'équation est développée à partir de¹⁰ et ¹¹) où :

b = largeur de la section

h = hauteur de la section de béton en [cm] (apparemment pour une largeur de 1 m)

d = hauteur utile de la section (distance de la fibre la + comprimée aux armatures tendues)

z = bras de levier des armatures tendues

$\zeta = z / d$

x = hauteur comprimée de béton

$\xi = x / d$

M = moment de flexion en [tonnes . cm] pour une largeur de 1m

$m = E_s / E_c$ (rapport des modules de Young) ;

ainsi le résultat de Robert Maillart est obtenu pour une valeur de m légèrement supérieure à 10 puisque h excède d de l'épaisseur de l'enrobage, et que le résultat numérique pour $m = 10$ nous donne une valeur équivalente pour h et d .

Pour le calcul du ferrailage, il propose :

$$\boxed{A_s = \frac{M}{h}} \quad \text{or} \quad A_s \equiv \frac{M}{(f_s \cdot \zeta \cdot d)} = \frac{M}{(f_s \cdot \frac{5}{6} \cdot h)} = \frac{M [T.cm]}{(1,2 T/cm^2 \cdot \frac{5}{6} \cdot h [cm])}$$

où :

A_s = section de ferrailage d'un acier à 1200 kgf/cm² ($\sigma_{acier, adm} = 1,2 \text{ t/cm}^2$) en [cm²]

h = hauteur de la section de béton où $z \approx 5.h / 6$ en [cm]

z = bras de levier des armatures tendues

d = hauteur utile de la section (distance de la fibre la + comprimée aux armatures tendues)

$z = z / d$

M = moment de flexion en [tonnes . cm], pour une largeur de 1m, augmenté de 10 t.cm /m

Remarque :

Même si les formules approchées de Maillart sont valables dans les limites des hypothèses de travail bien déterminées que nous avons vues, les résultats numériques disponibles dans **Billington [1997a]**, note 96, pp. 292-293, appliqués par l'auteur au cas de la passerelle de **Töss**, sont plutôt approximatifs par rapport à ceux obtenus par l'utilisation des formules (à 20 % près). De plus les dimensions et valeurs d'effort dont il est fait usage ne semblent pas cohérentes avec les mécanismes de reprise des charges qui sont attendus pour l'ouvrage (l'auteur applique le calcul de la reprise de l'effort de flexion par la dalle du tablier alors que les poutres de rives sont supposées reprendre ce type d'effort).

¹⁰ Cap [2001], pp.103-107

¹¹ Lejeune [1979], pp. 4.1-4.3

C'est ainsi que, si nous traduisons ces formules pour nos matériaux contemporains (*C25* et *Be 500*), la formule de dimensionnement de Maillart pour $m = 10$ devient :

$$d = 0,86 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

et pour $m = 15$ [recommandation NBN B15--103 (1977)]

$$\boxed{d = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}} \quad (h \text{ en [cm]}, M \text{ en [tonnes} \cdot \text{cm]} , b \text{ en [m]})$$

... Formulation relativement simple !

Ramenée dans notre contexte, la formule de Maillart $h = \sqrt{M}$ qu'on aurait complétée en $h = \sqrt{\frac{M}{b}}$ pour tenir compte de la largeur de la section, serait valable et sécuritaire pour un prédimensionnement très sommaire sitôt que la hauteur de section dépasse 18 cm et pour un enrobage de $2,5 \text{ cm}$.

Par leur simplicité, l'usage conjoint des deux formules suivantes – adaptées de la méthode de Maillart – pourrait encore avoir sa place dans une méthode de prédimensionnement :

$$\boxed{d = \frac{3}{4} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}} \quad \text{et} \quad \boxed{h = d + 3 \text{ cm}} \quad (d \text{ et } h \text{ en [cm]}, M \text{ en [tonnes} \cdot \text{cm]}, b \text{ en [m]})$$

En ce qui concerne la formule pour dimensionner le ferrailage, la formulation élastique déjà très simple pourrait être développée de la manière suivante pour une section faisant au minimum 20 cm :

$$A_s = \frac{M}{(f_s \cdot 0,9 \cdot d)} = \frac{M \text{ [T} \cdot \text{cm]}}{(3 \text{ T/cm}^2 \cdot 0,9 \cdot d \text{ [cm]})} = \frac{M \text{ [T} \cdot \text{cm]}}{(3 \text{ T/cm}^2 \cdot 0,9 \cdot 1,14 \cdot h \text{ [cm]})}$$

et devient donc :

$$\boxed{A_s = \frac{M}{3 \cdot h}} \quad (A_s \text{ de BE 500 en [cm}^2\text{]}, h \text{ en [cm]}, M \text{ en [tonnes} \cdot \text{cm]})$$

ANNEXE 4

Exemples de constructions de la statique graphique utiles pour la conception

La *statique graphique* permet de résoudre des problèmes de conception de structures. Nous en proposons ci-dessous quelques exemples.

- Elle permet la mise en place de systèmes de poteaux et haubans :

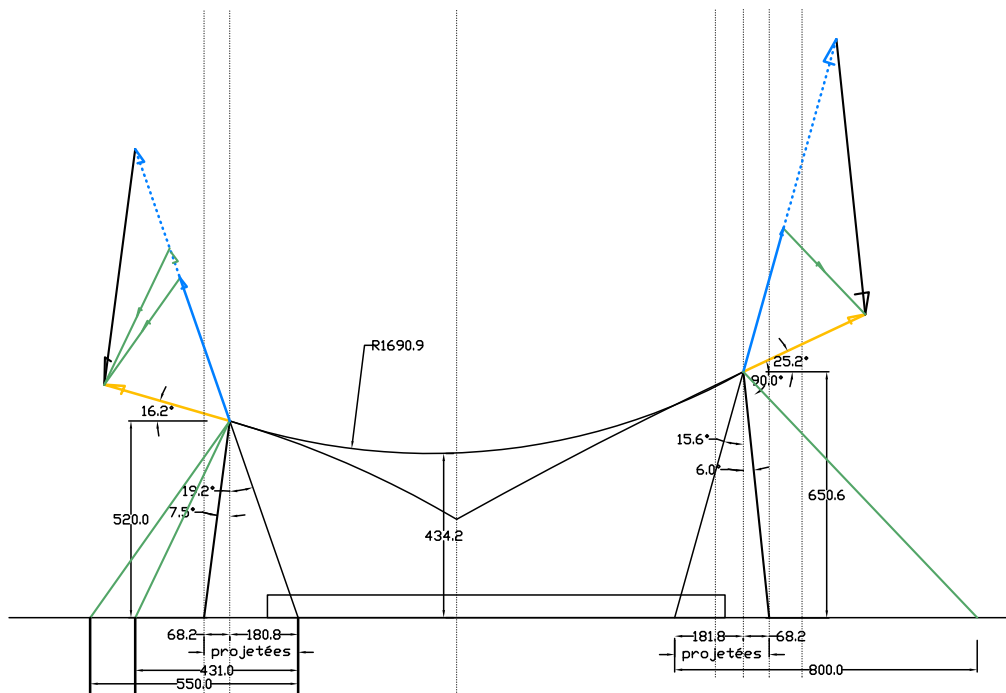
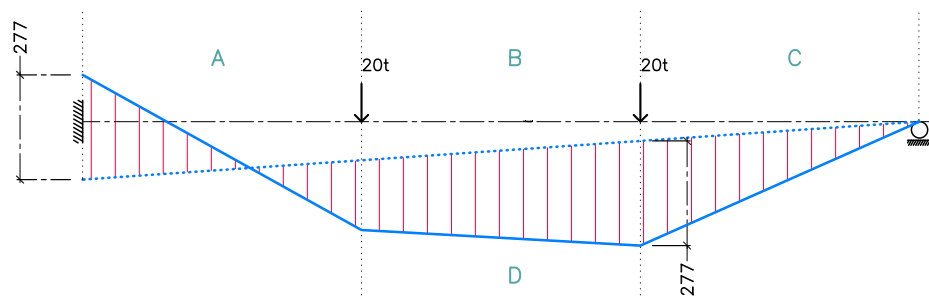


Fig. A.1 : première mise en place des poteaux et haubans pour équilibrer les efforts de traction d'une structure textile. Échelle : 1/200^{ème} – Projet de l'auteur, 2001

- La *statique graphique* fournit rapidement le tracé des diagrammes des moments fléchissants de structure hypertatiques (*hyperstaticité externe*) lorsque les valeurs extrêmes s'équilibrent au stade ultime d'une analyse plastique (lorsque l'inertie est constante) :



échelle : 1/200

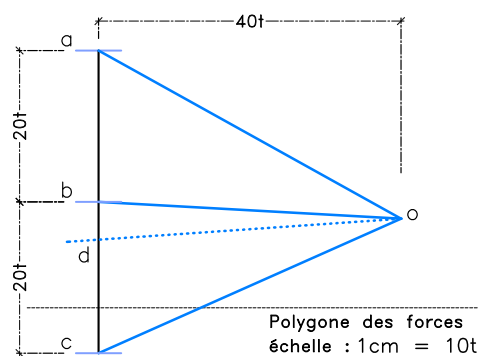
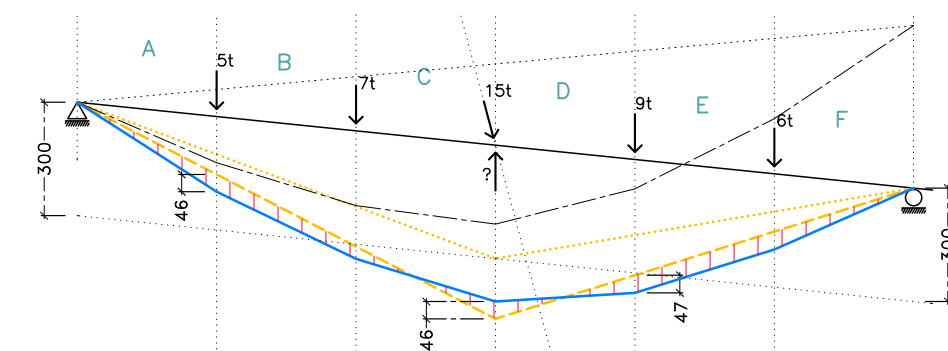


Fig. A.2 : tracé du diagramme des moments de flexion à la plasticité d'une poutre d'inertie constante à l'aide de la statique graphique – Dessin de l'auteur

- La méthode permet l'analyse du système de forces à mettre en oeuvre pour modifier la répartition d'effort de flexion, comme pour les systèmes de sous-tension des poutres ou des charpentes. Cette démarche peut aussi être utilisée pour définir des tracés de pré- ou post-contraintes :



échelle : 1/200

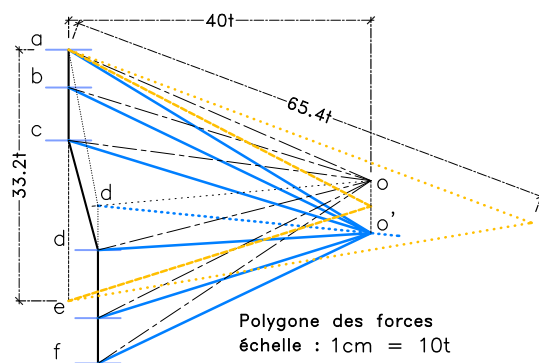


Fig. A.3 : définition par la statique graphique de la force de sous-tension (61,5t) sous une poutre pour minimiser l'importance des moments de flexion ($40 \text{ t} \cdot 0,47 \text{ m} = 18,8 \text{ t.m}$) – Dessin de l'auteur.

(Note : il existe une petite approximation du fait de la composante horizontale d'une des charges, ce qui n'enlève rien à la valeur heuristique de la méthode)

ANNEXE 5

matériau réel versus matériau élasto-plastique ou rigide-plastique idéal :

Un matériau *ductile*, comme l'acier, rencontre successivement une phase de comportement élastique, suivie d'une phase plastique. Dans la phase élastique, la déformation est proportionnelle à la charge appliquée (loi de Hooke) et les déformations sont réversibles. Il s'agit de la partie bleue du diagramme de la *figure A.4*). C'est uniquement dans cette zone linéaire du diagramme qu'on s'autorise à se placer pour le *calcul élastique*.

Passé un certain seuil, appelé *limite de proportionnalité* ou *limite élastique*, les déformations rencontrées par la structure deviennent permanentes. Si la rupture par élongation n'est pas atteinte, lorsqu'on supprime l'application de la charge, le matériau récupère une partie de sa déformation en suivant la loi de proportionnalité. Il conserve cependant une partie de son élongation en fonction du chemin parcouru sur le *palier plastique*. Pour l'acier, la limite élastique se définit par rapport à la charge qui produit une déformation plastique résiduelle de 0,2 %.

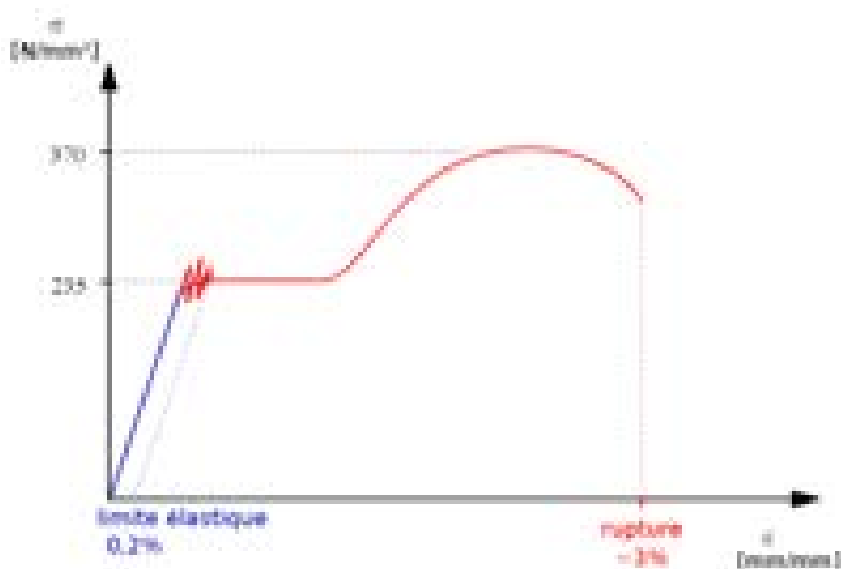


Fig. A.4 : diagramme contraintes-déformations du comportement réel d'un acier AE 235 – dessin de l'auteur

Passé la limite élastique, le matériau se trouve en zone de plasticité. Dans un premier temps, on constate (après quelques soubresauts, qui correspondent à des réorganisations moléculaires, sur la courbe du diagramme d'un acier doux), que le *palier plastique* est proche de l'horizontale. (La déformation croît presque sans qu'il ne soit nécessaire de faire augmenter la charge). Ce palier est finalement suivi d'une augmentation de résistance qui ne se produit pas pour tous les matériaux ductiles, ni pour toutes les classes d'acier.

Finalement, après une zone d'écrouissage, le matériau périt par excès de déformation. Il est important de remarquer que pour ces matériaux ductiles, ce n'est pas alors la valeur de la sollicitation qui provoque sa ruine – puisque la charge reprise peut être considérée comme constante

sur le *palier plastique*, la charge ne pouvant matériellement pas augmenter – mais un étirement trop important.

Pour modéliser le comportement des matériaux dans leur phase plastique, ceci dans l'objectif d'un calcul de la résistance d'une section transversale, on adopte le plus souvent une valeur de *contrainte* constante pour le *palier plastique*, et on caractérise la rupture par une déformation conventionnelle maximale (voir Fig. A.5).

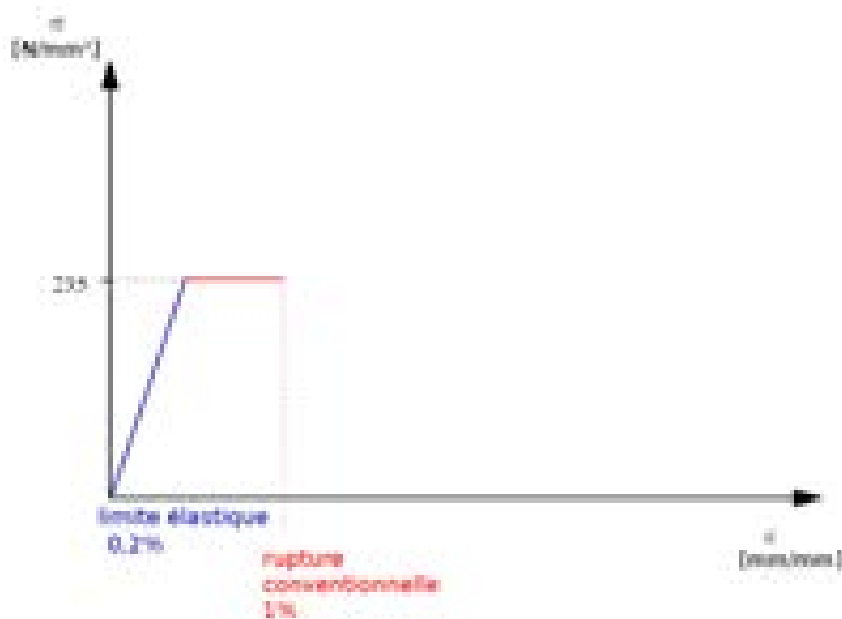


Fig. A.5 : diagramme contraintes-déformations bilinéaire de calcul d'un acier AE 235 – dessin de l'auteur

Cette manière de faire prend ainsi une sécurité sur la longueur du *palier plastique* du matériau et sur la contrainte maximale qui augmente parfois à proximité de la rupture (voir Fig. A.4) où la courbe forme une bosse à proximité de la fin du *palier plastique*).

Cependant, pour le calcul plastique, il faut considérer un matériau plastique idéal qui se définit par un *palier plastique* d'une longueur infinie (voir Fig. A.6).

La déformation autorisée par un *palier plastique* de longueur infinie permet ainsi une importante capacité de redistribution des efforts, puisqu'au fur et à mesure du développement des *rotules plastiques*, la structure se déforme dans de nouvelles configurations géométriques où les efforts pourront peut-être être repris.

(Dans la mesure où le nombre de *rotules plastiques* présentes reste inférieur à celui qui transformerait la structure en mécanisme instable.)

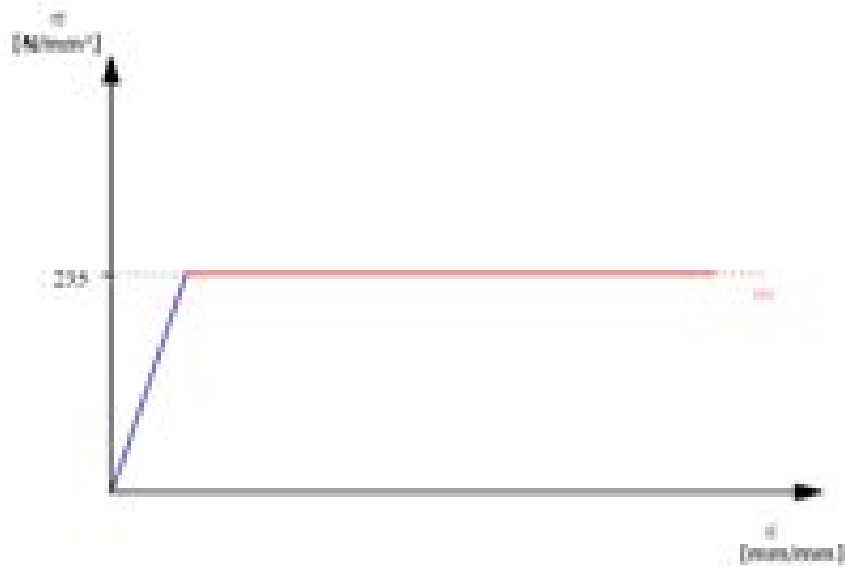


Fig. A.6 : diagramme contraintes-déformations d'un acier AE 235 élasto-plastique parfait – dessin de l'auteur

Le stade suivant de cette simplification est celui qui consiste à négliger la longueur de la zone de fonctionnement élastique de la structure, de manière à ne plus considérer qu'une déformation plastique sitôt que l'effort est suffisant pour la provoquer (voir Fig. A.7).¹²

On se réfère à ce type de comportement pour un matériau comme étant *rigide-plastique* parfait.



Fig. A.7 : diagramme contraintes-déformations d'un acier AE 235 rigide-plastique parfait – dessin de l'auteur

¹² puisque la longueur du *palier plastique* est infinie, il suffit pour l'obtenir d'une simple mise à échelle de la graduation de l'axe horizontal du diagramme, minimisant proportionnellement l'importance de la zone élastique.

BIBLIOGRAPHIE [THÉMATIQUE]

Robert Maillart / béton armé / conception structurale chez Maillart :

- Bill [1955]** Bill, Max, *Robert Maillart, Ponts et Constructions*, 2^{ème} édition, Zurich : Girsberger, 1955, 124p., bARCH B54 ;
- Billington [1973]** Billington, David P., *Deck-Stiffened Arch Bridges of Robert Maillart*, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 99, №7, July 1973, pp. 1527-1539 ;
- Billington [1974]** Billington, David P., *An Example of Structural Art: The Salginatobel Bridge of Robert Maillart*, The Journal of the Society of Architectural Historians, Vol. 33, №1. (Mar., 1974), pp. 61-72 ;
- Billington [1979]** Billington David P., *Robert Maillart's Bridges, The Art of Engineering*, Princeton : Princeton University Press, 1979, 247 p., (hardcover : bARCH A706, 1979, 146p.) ;
- Billington [1980]** Billington, David P., *Wilhelm Ritter: Teacher of Maillart an Ammann*, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 106, №5, May 1980, pp. 1103-1116 ;
- Billington [1983]** Billington, David P., *The Tower and the Bridge, The New Art of Structural Engineering*, Princeton : Princeton University Press, New Jersey, 1983 ;
- Billington [1990]** Billington, David P., *Robert Maillart, and the art of reinforced concrete*, The MIT Press, 1990, 151p. ;
- Billington [1991]** Billington, David P., *Maillart and the Salginatobel Bridge, Switzerland*, Structural Engineering International, vol. 1, №4, novembre 1991 (source : Seco) ;
- Billington [1997a]** Billington, David P., *Robert Maillart, Builder, Designer, and Artist*, Cambridge University Press, 1997, 331 p. ;
- Billington [1997b]** Billington, David P., *Maillart (Robert)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Billington [1997c]** Billington, David P., *Chiasso (Hangar des Magazzini Generali de)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Billington [2000]** Billington, David P., *The Revolutionary Bridges of Robert Maillart*, Scientific American, Jul. 2000, Vol. 283 Issue 1, p. 84, 8 p. ;
- Fürst et Marti [1997]** Fürst, Armand, Marti Peter, *Robert Maillart's Design Approach for Flat Slabs*, Journal of Structural Engineering, vol. 123, №8, August 1997, pp. 1102-1110 ;
- Giedion [1941]** Giedion, Sigfried, *Space, time and architecture*, Cambridge : Harvard University Press, 1941 ;
- Giedion [1968]** Giedion Sigfried, *Espace, Temps, Architecture*, Bruxelles : La Connaissance, 1968 ; réédité à Paris : Denoël, 1990, 529 p. ;
- Gori [1999a]** Gori, Roberto, *Theoretical Performances of RC Elements Built at Turn of the Century*, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 13, №2, May 1999, pp. 57-66
- Gori [1999b]** Gori, Roberto, *Evaluating Performance of RC Beams Using Turn-of-the-Century Theories*, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 13, №2, May 1999, pp. 67-75
- Imhof [1992-(98)]** Imhof, Daniel, *Les ponts de Robert Maillart* [en ligne], 1992, 39 p. Mise à jour de 1998. [réf. du 8 avril 2005] Disponible sur l'Internet : <<http://www.nbq.ch/daniel/STS/STS.html>> ;
- Kavanagh [1974]** Kavanagh, Thomas C., *Discussion of "Deck-Stiffened Arch Bridges of Robert Maillart"*, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 100, №4, April 1974, pp. 829-832 ;

- Kuesel [1974]** Kuesel, Thomas R., *Discussion of "Deck-Stiffened Arch Bridges of Robert Maillart"*, (ASCE) Journal of the Structural Division, Vol. 100, №4, April 1974, pp. 832-834 ;
- Laffranchi et Marti [1997]** Laffranchi Massimo, Marti Peter, *Robert Maillart's Curved Concrete Arch Bridges*, Journal of Structural Engineering, vol 123, №10, October 1997, pp. 1280-1286 ;
- Mainstone [1974]** Mainstone Rowland, J., *Discussion of "Deck-Stiffened Arch Bridges of Robert Maillart"*, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 100, №8, August 1974, pp. 1728-1729 ;
- Mark et al. [1974]** Mark Robert, Chiu James K., Abel John F, *Stress Analysis of Historic Structures : Maillart's Warehouse at Chiasso*, Technology and Culture, vol 15, №1, January 1974 ;
- Meyer [1926]** Meyer Peter, *Konstruktion und Schönheit*, Schweizerische Bauzeitung vol. 86, №21, 22 mai 1926, cité en extrait. In : **Mark et al. [1974]**, p. 52.
- Roš [1927]** Roš, Mirko, *Neuere schweizerische Eisenbeton-Brückentypen*, Schweizerische Bauzeitung vol. 90, №14, 1^{er} octobre 1927.

sources originales :

- Balis [1930]** Balis E., *Les ponts Vierendeel en béton armé*, actes du Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, Liège : éd. La Technique des Travaux, sept. 1930 ;
- Maillart [1906]** Maillart, Robert, *Brücke über den Rhein bei Tavanasa*, dossier HS 1085 RM 1905/06-1 des Archives Maillart des Collections Spéciales de l'ETH, Zürich ;
- Maillart [1907]** Maillart, Robert, *Belastungsprobe eines Eisenbetonkanals*, Schweizerische Bauzeitung vol. 50, №10, septembre 1907 pp. 125-128 ; voir **Billington [1979]** note 14, p. 133 ;
- Maillart [1909]** Maillart, Robert, *Die Sicherheit der Eisenbetonbauten* (La sécurité des constructions en béton armé), Schweizerische Bauzeitung vol. 53, №9, février 1909, pp. 119-120 ; reproduit en pp. 180-181 de **Bill [1955]** ;
- Maillart [1924a]** Maillart, Robert, *plan №4020/41/3 : Hangar, Plan d'ensemble 1:50, Armature des dalles de la toiture*, S.A. Magazzini Generali Chiasso, 23 août 1924 (plans associés au dossier HS 1085 RM 1924/25-1 des Archives Maillart des Collections Spéciales de l'ETH, Zurich) ;
- Maillart [1924b]** Maillart, Robert, *plan №4020/42/2 : Hangar, détail des armatures 1:20*, S.A. Magazzini Generali, Chiasso, 23 août 1924 (plans associés au dossier HS 1085 RM 1924/25-1 des Archives Maillart des Collections Spéciales de l'ETH, Zurich) ;
- Maillart [1926]** Maillart, Robert, *Zur Entwicklung der unterzugslosen Decke. In : der Schweiz und. In : Amerika*, Schweizerische Bauzeitung vol. 44, №21, 22 mai 1926, reproduit in **Bill [1955]**, pp. 158-161 ;
- Maillart [1926b]** Maillart, Robert, *Eine schweizerische Ausführungsform der unterzuglosen Decke – Pilzdecke*. Beitrag zu : Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis. Internationaler Kongress für Brückenbau und Hochbau, Zürich, 1926 ;
- Maillart [1929]** Maillart, Robert, 7 épreuves d'étude associées au dossier *Salginatobel-Brücke bei Schiers* (pas de référence au fichier *nala_102.pdf*), dossier HS 1085 RM 1929/30-1 des Archives Maillart des Collections Spéciales de l'ETH, Zurich ;
- Maillart [1930a]** Maillart, Robert, *Note sur les ponts voûtés en Suisse*, actes du Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, Liège : éd. La Technique des Travaux, sept. 1930, III-4 ;
- Maillart [1930b]** Maillart, Robert, *Brücke über die Landquart bei Kloster : Erläuterungen*, Genève : 1930 ; voir **Billington [1997a]**, note 70, p. 271 ;
- Maillart [1932a]** Maillart, Robert, *Zum Entwurf der neuen schweizerischen Vorschriften für Eisenbetonbauten*, Schweizerische Bauzeitung vol. 99, №5, janvier 1932, pp. 55-59 ; voir **Billington [1997a]** note 94 et 87, p. 292 ;

- Maillart [1932b]** Maillart, Robert, *Die Wandlung in der Baukonstruktion seit 1883*, Schweizerische Bauzeitung vol. 100, №27, 31 décembre 1932 ; voir la traduction sous le titre *L'évolution de la construction depuis 1883* in **Bill 1955**], p. 151 ;
- Maillart [1935a]** Maillart, Robert, *Flachdächer ohne Gefälle*, Schweizerische Bauzeitung vol. 105, №15, 13 avril 1935, in **Bill [1955]**, p. 178;
- Maillart [1935b]** Maillart, Robert, *Construction and Aesthetics of Bridges*, The Concrete Way, vol. 7, №6, May-June, 1935, pp. 305-307. Voir **Billington [1997a]**, p. 142 et note 54, p. 280 ;
- Maillart [1936]** Maillart, Robert, *épure de la ligne des pressions 319/21a* associée au dossier *Brücke über die Arve bei Vessy-Genf / Pont sur l'Arve à Vessy* (pas de référence au fichier *nala_102.pdf*), dossier HS 1085 RM 1935/36-1 des Archives Maillart des Collections Spéciales de l'ETH, Zurich ;
- Maillart [1938]** Maillart, Robert, *Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaues*, Schweizerische Bauzeitung vol. 111, №1, 1 janvier 1938, voir extrait in **Muttoni, Schwartz et Thürlimann [1997]**, pp. 2-3;
- Maillart [1940]** Maillart, Robert, *L'ingénieur et les autorités*, Vie, art et cité, janvier-février 1940 ; voir **Billington [1997a]**, p. 241 et note 50.

Statique Graphique / Méthodes graphiques :

- Bayard [1990]** Bayard Jean-Pierre, *La tradition cachée des cathédrales, du symbolisme médiéval à la réalisation architecturale*, St-Jean-de-Braye : Dangles, 1990 ;
- Blondel [1675]** Blondel, François, *Cours d'architecture*, Paris : 1675, 1683 ; voir **Heyman [1995]**, pp. 151-152, 155 ;
- Béguin [1980]** Béguin, André, *Dictionnaire technique du dessin*, Bruxelles : Vander, 1980 ;
- Benvenuto [1991b]** Benvenuto Edoardo, *An Introduction to the History of Structural Mechanics*, Part II : *Vaulted Structures and Elastic Systems*, New-York : Springer-Verlag, 1991 ;
- de Honnecourt [XIII^{ème} s.]** Villard de Honnecourt ; Erlande-Brandenburg, Alain ; *Carnet de Villard de Honnecourt : d'après le manuscrit conservé à la Bibliothèque Nationale de Paris (n 19093) / présenté et commenté par Alain Erlande-Brandenburg ; Régine Pernoud ; Jean Gimpel ; Roland Bechmann*, Paris: Stock, 1986 ;
- Escher [1994]** Ernst, Bruno ; Escher Maurits Cornelis, *Le Miroir magique de M. C. Escher*, Köln ; [Paris] : Taschen, 1994 ; première édition en français Paris : Chêne, 1976 ; première édition en néerlandais Amsterdam : Meulenhoff Nederland, 1976 ;
- Gérardin [1985]** Gérardin Lucien, *Le mystère des nombres. Arithmétique et géométrie sacrée*, St-Jean-de-Braye : Editions Dangles, 1985 ;
- Maurer [1998]** Maurer Bertram, *Karl Culmann und die graphische Statik*, Stuttgart : Verlag für Geschichte der Naturwissenschaft und der Technik, 1998 ;
- Picard [1910]** Picard Emile, *Discours prononcé aux obsèques de M. Maurice Lévy*, Mémoires et communications des membres et correspondants de l'Académie des Sciences, séance du 3 octobre 1910 ;
- Pedretti [1983]** Pedretti Carlo, *Leonard de Vinci Architecte*, Milano : Electa, 1983, bARCH D. 759 ;
- Radelet & Benvenuto [1995]** Radelet-de Grave, Patricia; Benvenuto, Edoardo (Eds.), *Entre Mécanique et Architecture - Between Mechanics and Architecture*, Birkhauser, 1995, ISBN: 978-3-7643-5128-1;
- Sandori [1983]** Sandori Paul, *Petite logique des forces, construction des machines*, Paris : Le Seuil, 1983 (1ère édition anglaise : John Wiley & Sons, Inc., 1982) ;

- Timoshenko [1953]** Timoshenko Stephen P., *History of strength of materials*, New York : McGraw-Hill, 1953, BSE B1 04 788 ; New York : Dover Publications, 1983 ;
- Tournès [2003]** Tournès Dominique, *622 ouvrages de calcul graphique, 1790-1990* , IUFM de la Réunion et REHSEIS-CNRS, 2003 ;
- Zalewski et Allen [1998]** Zalewski Wacław, Allen Edward, *Shaping Structures*, New York : John Wiley & Sons, février 1998, p. 393-394.

sources originales :

- Bosse [1690]** Bosse, Abraham, « *Traité des manières de dessiner les ordres de l'architecture antique en toutes leurs parties. Avec plusieurs belles particularitez qui nont point parû jusques a present, touchant les bastiments de marque comme, la naturelle entre suite des gros et menüs membres de l'eurs degrez ou escaliers. Puis, le moyen darrester par dessein et modelle en petit, les parties d'un edifice, en sorte q'uestant executé en grand, il fasse l'effet que l'on sest proposé, et enfin, la Pratique de trouver la place geometrale des jours ombres et ombrages, sur les corps geometraux* » par A. Bosse, A Paris : Chez Pierre Aubouin, Pierre Emery et Charles Clousier, [1690] ; première édition chez l'auteur, 1664 [1665] – source : Bibliothèques Virtuelles Humanistes [en ligne : <<http://www.bvh.univ-tours.fr>>];
- Bow [1873]** Bow, Robert Henry, *Economics of construction in relation to framed structures*, London, New York, Edinburgh : E. & F. N. Spon, 1873 ;
- Cremona [1868]** Cremona Luigi, *Corso di statica grafica*. In testa al front.: Regio Istituto Tecnico Superiore. In : Milano, anno scolastico 1867-68, N.E. ;
- Cremona [1869]** Cremona Luigi, *Corso di statica grafica*. In testa al front.: Regio Istituto Tecnico Superiore. In : Milano, anno scolastico 1868-69, 1: *Geometria di posizione* 2: *Calcolo grafico* 3: *Statica grafica*, N.E. ;
- Cremona [1870]** Cremona Luigi, *Corso di statica grafica : anno scolastico 1868-69*, N.E. ;
- Cremona [1872]** Cremona Luigi, *Le Figure reciproche nella statica grafica*, Milano : Giuseppe Bernardoni, 1872 ;
- Cremona [1884]** Cremona Luigi, *Les figures réciproques en statique graphique*, Paris : Gauthier-Villars, 1884 ;
- Cremona [1890]** Cremona Luigi, *Graphical statics : two treatises on the graphical calculus and reciprocal figures in graphical statics*, Oxford : Clarendon press, 1890 ;
- Culmann [1866]** Culmann, Karl, *Die graphische Statik*, Zürich : Meyer und Zeller, 1866 ;
- Culmann [1880]** Culmann, Karl, *Traité de Statique Graphique*, traduction de la 2^{de} édition allemande par Glasser, G., Jacquier, S., Valat, A., Paris : Dunod , 1880 (1^{ère} édition allemande : 1866) ;
- Derand [1643]** R.P. Derand, François, *L'architecture des voûtes, ou l'art des traits et coupes des voûtes, : traite très utile et necessaire a tous les architectes, maîtres massons, appareilleurs, tailleurs de pierres et generalement a tous ceux qui se meslent de l'architecture, même militaire*, Paris : Chez Sebastien Cramoisy, rue Saint-Jacques, 1643 ; A Paris : Chez André Cailleau, libraire ..., 1743 ; Paris : Chez Duchesne, libraire, rue Saint Jacques, au-dessous de la Fontaine Saint Benoît, au Temple du Goût, 1755 ;
- Daubresse [1904]** Daubresse, Paul, *Notes du cours de Statique Graphique professé aux Ecoles Spéciales de l'Université catholique de Louvain*, Louvain : H. Ghysebrechts, 1904-05 ;
- Favaro [1873a]** Favaro, Antonio, *La Statica grafica nell'insegnamento tecnico superiore*, Venezia : tipografia Grimaldo ec, 1873 ;
- Favaro [1873b]** Favaro, Antonio, *Lezioni di statica grafica*, Padova, 1873 ;
- Favaro [1877]** Favaro, Antonio, *Lezioni di statica grafica*, Padova : Tipogr. edit F. Sacchetto, 1877 ;

- Favaro [1879]** Favaro, Antonio, *Leçons de statique graphique*, Paris : Gauthier-Villars., 1879-85 ;
- Jenkin [1869]** Jenkin, Fleming, *On the practical application of reciprocal figures to the calculation of strains of frameworks*, Transactions of the Royal society of Edinburgh, vol 25, 1869, pp. 441 et suiv. ;
- Koechlin [1889/98]** Koechlin, Maurice, *Applications de la Statique Graphique*, 2ème édition (1ère édition en 1889), Paris : Baudry & Cie, 1898, BSE B3 02 333 ;
- Lévy [1874]** Lévy Maurice, *La Statique Graphique et ses applications à la construction*, Paris : Gauthier-Villars, première édition, 1874 ;
- Lévy [1886]** Lévy Maurice, *La Statique Graphique et ses applications à la construction*, 1ère partie : *Principes et applications de la statique graphique pure*, Paris : Gauthier-Villars, deuxième édition, 1886 ;
- Lévy [1907]** Lévy Maurice, *La Statique Graphique et ses applications à la construction*, 1ère partie : *Principes et applications de la statique graphique pure*, Paris : Gauthier-Villars, troisième édition, 1907 ;
- Lévy [1913]** Lévy Maurice, *La Statique Graphique et ses applications à la construction*, 2ème partie : *Flexion plane, lignes d'influence, poutres droites*, Paris : Gauthier-Villars, troisième édition, 1913 ;
- Monge [1788, 1794]** Monge, Gaspard, *Traité élémentaire de statique : à l'usage des collèges de la Marine*, Paris : Chez J.B.G. Musier, 1788 ; deuxième édition à Paris : Chez Pougin, imprimeur-libraire ..., l'an III [1794 ou 1795] ;
- Monge [1798]** Monge, Gaspard, *Géométrie descriptive*, Paris : Baudouin, imprimeur du Corps Législatif de l'Institut national, an VII (1798 ou 1799) ;
- Monge [1822]** Monge, Gaspard, *Géométrie descriptive*, Paris : Gauthier-Villars, 1922 ;
- Monge [1851]** Monge, Gaspard, *Elementary Threatis on statics*, Philadelphia : E. C. & J. Biddle, 1851 ;
- Maxwell [1864]** James Clerk Maxwell, *Reciprocal Figures, Frames, and Diagrams of Forces*, Philosophical Magazine vol 27, №4, February 1864, pp. 250-261 ;
- Poleni [1748]** Poleni, Giovanni, *Memorie istoriche della gran cupola del tempio Vaticano*, Padova : Stamperia del Seminario, 1748
- Poncelet [1822]** Poncelet, Jean-Victor, *Traité des propriétés projectives des figures : ouvrage utile à ceux qui s'occupent des applications de la géométrie descriptive et d'opérations géométriques sur le terrain*, Paris : Bachelier, 1822 ;
- Rankine [1858]** Rankine, William John Macquorn, *A manual of applied mechanics*, London : R. Griffin, 1858 ;
- Rankine [1862]** Rankine, William John Macquorn, *A manual of civil engineering*, London : Griffin, Bohn, 1858 ;
- Ritter [1888]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Anwendungen der Graphischen Statik*, Erster Teil : *Die im Inneren eines Balkens wirkenden Kräfte*, Zürich : Von Meyer & Zeller, 1888 ;
- Ritter [1890]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Anwendungen der Graphischen Statik*, Zweiter Teil : *Das Fachwerk*, Zürich : Von Meyer & Zeller, 1890 ;
- Ritter [1900]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Anwendungen der Graphischen Statik*, Dritter Teil : *Der kontinuierliche Balken*, Zürich : Von Meyer & Zeller, 1900 ;
- Ritter [1906]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Anwendungen der Graphischen Statik*, Vierter Teil : *Der bogen*, Zürich : Von Meyer & Zeller, 1906 ;
- Sterkmans [1920]** Sterkmans, *Travaux graphiques : Notes pour servir aux projets de Constructions en béton armé*, Louvain : notes polycopiées, 1920, bARCH RES14 ;
- Stevin [1586]** Simon Steuin van Brugghe, *De Weeghdaet Praxis artis ponderariae*, Leyden : Druckerye van Christoffel Plantij, 1586 ;

- Stevin [1608]** Stevin Simon, *Tomus Quartus Mathematicorum hypomnematum de Statica..* In : *Hypomnemata mathematica, hoc est eruditus ille pulvis. In : quo se exercuit... Mauritius, princeps Auraicus...*, Lugduni Batavorum : J. Patii, 1605-1608
- Stevin [1634/1987]** Stevin Simon,, *L'art pondéraire ou de la statique [Texte imprimé] / augm. par Albert Girard, Les oeuvres mathématiques de Simon Stevin ; T4.*, Paris : ACL-éd., 1987, Fac-sim. de l'éd. De Leyde : Bonaventure et A. Elsevier, 1634
- Varignon [1687]** Varignon Pierre, « *Projet d'une nouvelle mécanique : avec un Examen de l'opinion de M. Borelli, sur les propriétés des Poids suspendus par des cordes.* », Paris, Chez la Veuve d'Edme Martin, Jean Boudot, & Estienne Martin, 1687 ;
- Varignon [1725]** Varignon Pierre, *Traite du mouvement, et de la mesure des eaux coulantes et jaillissantes : avec un traite preliminaire du mouvement en general / tire des ouvrages manuscrits de feu Monsieur Varignon par M. l'Abbe Pujol*, Paris : Pissot [etc.] 1725 (à tire posthume);
- Vignola [1632]** Vignola, Giacomo Barozzi da, *Règles des cinq ordres d'architecture de Vignolle*, A Paris : chez Melchior Tavernier, 1632 – source : Bibliothèques Virtuelles Humanistes [en ligne : <<http://www.bvh.univ-tours.fr>>];
- Vitruvius [1511]** Vitruvius, Pollio, Marcus, *De Architectura : M. Vitruvius per Iocundum solito castigatior factus cum figuris et tabula ut iam legi et intelligi possit*, Ipressum Venetiis : sumptu miraque diligentia Ioannis de Tridino alias Tacuino, 1511 (Quatrième édition imprimée du De Architectura de Vitruve, préparée par Fra Giovanni Giocondo, la première à être accompagnée de nombreuses illustrations (136), présentant un texte philologiquement bien établi, édition qui sert de base à toutes les éditions modernes)
- Zimmermann [1875]** Zimmermann, Hermann, *Ueber die zweckmässigste Form einer Stützmauer. Vom polytechnischen Verein zu Carlsruhe gestellte und als gelöst anerkannte Preisaufrage. Civilingenieur* 21 (1875), pp. 159-174 ;

Calcul Plastique :

- Favre & al. [1997]** Favre Renaud, Jaccoud Jean-Paul, Burdet Olivier, Chariff Hazem, *Dimensionnement des structures en béton, Aptitude au service et éléments de structure*, vol. 8 des *Traité de génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne*, René Walter (éd.), Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes, 1997 ;
- Goulet & Boutin [1998]** Goulet Jean, Boutin Jean-Pierre, *Résistance des matériaux*, 8^{ème} édition, Paris : éd. Dunod, 1998 ;
- Heyman [1995]** Heyman, Jacques, *The Stone Skeleton : Structural Engineering of Massonery Architecture*, Cambridge : Cambridge University Press, 1995 ;
- Heyman [1996]** Heyman, Jacques, *Structural Analysis, A historical Approach*, New York : Cambridge University Press, 1996 ;
- Heyman [1998]** Heyman, Jacques, *Element of the theory of structures*, Cambridge : Cambridge University Press, 1998 ;
- Heyman [1999]** Heyman, Jacques, *The Science of Structural Engineering*, Londres : Imperial College Press, 1999;
- Huerta [2005]** Huerta Santiago, *Introduction - A brief note of the scientific contributions of Jacques Heyman*. In : *Essays in the history of the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. xiii-xvi ;

Ochsendorf [2005] Ochsendorf John, *Practice before theory : The use of the lower bound theorem in structural design from 1850-1950*. In : *Essays. In : the history of the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 353-366;

Strasky [2002] Strasky Jiri, *The Power of Prestressing*, proceedings of the 1st fib Congress, plenary session, Osaka, 2002, pp. 69-82 ;

Walther & Miehlabradt [1990] Walter René, Miehlabradt Manfred, *Dimensionnement des structures en béton, bases et technologie*, vol. 7 des *Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne*, René Walter (éd.), Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes, 1990 ;

sources originales :

Schlaich & Schäfer [1991] Schlaich Jörg, Schäfer K., *Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models*, Structural Engineer, vol. 69, №6, 19 march 1991 ;

Tichy & Rakosnik [1975] Tichy Milik, Rokosnik, Joseph, *Calcul plastique des ossatures en béton*, Paris : éd. Eyrolles, 1975 (source : JFC/Seco) ;

Conception structurale :

Addis [2005] Addis Bill, *A history of using scale models to inform the design of structures*. In : *Essays in the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 9-44 ;

Buonopane & Billington[1993] Buonopane, Stephen G.; Billington, David P., *Theory and History of Suspension Bridge Design from 1823 to 1940*, Journal of Structural Engineering, vol 119, №3, March 1993, pp. 954-977 ;

Baes & Vandeperre [1930] Baes, Louis ; Vandeperre, Lucien, *Calcul des pièces droites de section rectangulaire doublement armée, sollicitées par flexion plane composée, Diagrammes de Bélanger et autres nomogrammes*, actes du Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, Liège : éd. La Technique des Travaux, sept. 1930 ;

Cap [2001], Cap, Jean-François, *Calcul Organique du béton armé*, notes du cours AMCO2032, Louvain-la-Neuve: UCL, 2001 ;

Culmann [1851] Culmann, Karl, *Der Bau der Holzernen Brücken in den Vereinigten Staate von Nordamerika*, Vienne : Allgemeine Bauzeitung, №16, 1851, pp. 69-129 ;

Culmann [1852] Culmann, Karl, *Der Bau der eisernen Brücken in England und Amerika*, Allgemeine Bauzeitung, Vienne, 1852, №17, pp. 163-222 ;

Damisch [1964] Damisch Hubert, Introduction à l'ouvrage *Viollet-Le-Duc, L'architecture raisonnée, Extraits du Dictionnaire de l'architecture française*, H. Damisch (éd.), Paris : Hermann, 1964, pp. 7-29 ;

Eurocode 2 [1999] collectif, NBN B15-002 : *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Part 1-1 : Règles générales pour la conception des bâtiments*, Bruxelles : Institut Belge de Normalisation, 2^{ème} édition, 1999 ;

Fest & Smith [2003] Fest, Etienne ; Smith, Ian F.C., *Construction et caractérisation d'une structure de type tendégrité*, Revue Française de Génie Civil, vol7, №3, 2003 ;

Foce [2005] Foce, Federico, *On the safety of the masonry arch*. In : *Essays in the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 117-142 ;

- Gargiani [1994]** Gargiani, Roberto, *Auguste Perret : La théorie et l'oeuvre*, Paris : Editions Gallimard, 1994 ;
- Frei & Bodo [2001]** Frei, Otto ; Bodo, Rasch, *Finding Form : Towards an Architecture of the Minimal*, [Stuttgart?] : Axel Menges, 2001 ;
- Gerard [1930]** Gerard, M. E., *Reinforced Concrete in Engineering, Representative Examples of British Practice*, actes du Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, Liège : éd. La Technique des Travaux, sept. 1930 ;
- Hartl [1996]**, Hartl, H., *Résistance au feu des éléments en bois* [VII-2], *Résistance au feu des assemblages* [VII-3], *Maisons à ossature bois* [VII-4]. In : *Structures en bois aux états limites, Introduction à l'Eurocode5 – STEP 1, Matériaux et bases de calcul*, Paris: Sedibois (éd), 1996 ;
- Harvey [2005]** Harvey Bill, *New lamp for old. Should computers provide engineers with answers or help us think?* In : *Essays in the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 179-188 ;
- Hilsdorf [1995]** Hilsdorf H.K. et collectif, *Concrete Structures Euro-Design Handbook 1994/96*, Berlin : Ernst & Sohn, Verlag für Architektur, 1995 – bARCH A5083.02 ;
- Jones [1970]** Jones, John Christopher, *Design methods : seeds of human futures*, London : Wiley-Interscience, 1970 ;
- Kayvani [2007]** Kayvani Kourosh, *Are We Winning the Battle of Computerised Structural Modelling ?*, Structural Engineering International, N°1, février 2007 (source : JFC/Seco) ;
- Klein [2004]** François Klein (directeur du bureau Tremblet, Suisse), *Qualité et esthétique des ouvrages, une affaire de coûts ?*, 268^{ème} séance d'étude du Centre d'Etudes, de Recherches et d'Essais Scientifiques de l'ULg (C.E.R.E.S.), Liège : 8 novembre 2004 ;
- Kramel & Lamparsky [1991]** Kramel, Herbert E. ; Lamparsky, Axel, *Conception et construction modernes en bois*, Berne : Lignum & SIA, 1991 ;
- Kuesel [1974]** Kuesel, Thomas R., *Discussion of "Deck-Stiffened Arch Bridges of Robert Maillart"*, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 100, N°4, April 1974, pp. 832-834 ;
- Lejeune [1979]**, Lejeune Marc, *Calcul Organique du béton*, notes du cours AMCO2032, Louvain-la-Neuve: UCL, 1979-1994 ;
- NBN B 15-103 [1977]**, collectif, NBN 15.103 : *Ouvrages en béton armé, calculs*, Bruxelles : Institut Belge de Normalisation, octobre 1976,
- Marty [2005]**, Marty, Alain, *Propos recueillis en septembre 2004 auprès d'un des architectes en train de poursuivre la construction de la Sagrada Familia*, lettre à l'auteur (par courrier électronique), 1^{er} mars 2005 ;
- Menn [1998]** Menn Christian, *Stahlbeton- Brückenbau der letzten 50 Jahr*, Basel : Birkhauser verlag, mai 1998 ; voir **Imhof [1992-(98)]**, p. 35
- Micheletti [2003]** Micheletti, Andrea, *The Indeterminacy Condition for Tensegrity Tower, A Kinematic Approach*, Revue Française de Génie Civil, vol7, N°3, 2003;
- Motro [2003]**, Motro, René, *La Tenségrité, principe structurel*, Revue Française de Génie Civil, vol7, N°3, 2003 ;
- Muttoni, Schwartz et Thürlimann [1997]** Muttoni, Aurelio ; Schwartz, Joseph ; Thürlimann, Bruno, *Design of concrete structures with stress fields*, Basel [etc.] : Birkhäuser, 1997 ;
- Ochsendorf [2005]** Ochsendorf John, *Practice before theory : The use of the lower bound theorem in structural design from 1850-1950*. In : *Essays in the history of the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 353-366;

- Ritter [1892]** Ritter (Karl) Wilhelm, *Ueber den Werth der Belastungsproben eiserner Brücken*, Schweizerische Bauzeitung 20/3, juin 1892, pp. 14-18, voir **Billington [1997a]**, p. 246, note 19 ;
- Ritter [1895]** Ritter (Karl) Wilhelm, *Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten Americas*, Zürich : Albert Raustein, 1895, voir **Billington [1997a]**, p. 246, note 21 ;
- Ritter [1899]** Ritter (Karl) Wilhelm, *Die bauweise Hennebique, Statische berechnung*, Schweizerische Bauzeitung 33/7, pp. 49-50, voir **Gori [1999a]**
- Saul & al. [2007]** Saul Reiner, Svensson S. Holger, Andrä Hans-Peter, *Eminent Structural Engineer : Dr. Fritz Leonhardt (1909-1999)*, Structural Engineering International, №1, février 2007 (source : JFC/Seco) ;
- Schlaich [1991]** Schlaich Jörg, *The Computer, between Science and Practice*. In : *Structural Engineering*, Structural Engineering International, vol. 1, №1, février 1991 (source : JFC/Seco) ;
- Schlaich & Scheef [1982]** Schlaich Jörg, Scheef Hartmut, *Concrete Box-girder Bridges*, Structural Engineering Documents 1e, Zürich : IABSE – AIPC – IVBH, 1982 (source : JFC) ;
- Voellmy [1980]** Voellmy A. , *Die Maillartschen Ueberlegungen zur Bemessung der Betonstrasse Brugg-Schinz nach Bad im Lichte der Streifenmethode*, Wildegg : BetonStrassen 6, 1980, pp. 37-42 ; voir **Billington [1997a]** note 83, pp. 276-277 ;

Felix Candela :

- Arup [1962]** Arup Ove, avant-propos à l'ouvrage *Candela : The Shell Builder*, London: The architectural Press, 1963, pp. 7-8 ;
- Billington [1983]** Billington David P., *The Tower and the Bridge, The New Art of Structural Engineering*, Princeton : Princeton University Press, New Jersey, 1983 ;
- Billington [1997a]** Billington David P., *Robert Maillart, Builder, Designer, and Artist*, Cambridge University Press, 1997, 331p. ;
- Buenaventura [1997]** Buenaventura, Miguel Sergui, *Candela (Felix)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Faber [1963]** Faber Colin, *Candela : The Shell Builder*, London: The architectural Press, 1963 ;
- Ochsendorf [2005]** Ochsendorf John, *Practice before theory : The use of the lower bound theorem in structural design from 1850-1950*. In : *Essays in the history of the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 353-366 ;
- Saito & al. [1995]** Saito Yutaka, Okabe Noriaki, Saito Masao, Sasaki Mutsuru, Ban Shigeru, *Felix Candela, フェリックス・キャンデラの建築* (film vidéo, support de la conférence à l'occasion de sa venue au Japon), Tokyo : TOTO Shuppan éd., Rururu Abò., 1995 ;
- Times [1963]** Auteur inconnu, *The Prisoner of Geometry*, New-York, Tampa : Time édition, Jun. 28, 1963 ;

sources originales :

- Candela [1963]** Candela Felix, *The hyperbolic paraboloid*. In : *Candela : The Shell Builder*, Colin Faber, London: The architectural Press, 1963, pp. 7-8 ;
- Candela [1985]** Candela Felix, *En defensa del formalismo y otros escritos (Arquitectos contemporáneos)*, Madrid : Xarait Ediciones, 1985 ;

Mécanique et Résistance des Matériaux (perspective historique) :

- Blaes [1936]** Blaes Louis, *La poutre Vierendeel, Généralisation de la méthode de calcul par ouverture des mailles par sectionnement d'une des membrures*, Extrait du №10 de L'Ossature Métallique, Bruxelles : Centre Belgo-Luxembourgeois de l'Acier, octobre 1936 ;
- Blaes [1937]** Blaes Louis, *La poutre Vierendeel, Généralisation de la méthode de calcul par ouverture des mailles par sectionnement d'une des membrures*, second mémoire : *Application aux longerons du nouveau pont du Val-Benoît à Liège – lignes d'influence et comparaisons diverses, avants-projets*, Extrait du №3 de L'Ossature Métallique, Bruxelles : Centre Belgo-Luxembourgeois de l'Acier, mars 1937 ;
- Benvenuto [1991a]** Benvenuto Edoardo, *An Introduction to the History of Structural Mechanics, Part I : Statics and Resistance of Solids*, New York : Springer-Verlag, 1991 ;
- Benvenuto [1991b]** Benvenuto Edoardo, *An Introduction to the History of Structural Mechanics, Part II : Vaulted Structures and Elastic Systems*, New York : Springer-Verlag, 1991 ;
- Benvenuto[1997]** Benvenuto Edoardo, *Résistance des matériaux (histoire de la)*. In : *L'art de l'ingénieur, Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Chatzis [1997]** Chatzis Konstantinos, *Statique graphique*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997
- Chillon et Tenot [1947]** Chillon P., Tenot A., *Traité De Mécanique Générale Et Appliquée à L'Usage de l'Ingénieur*, tome 2, Dunod, 1947, BSE A 3 30 098 ;
- Chossat [1996]** Chossat Pascal, *Les symétries brisées*, Paris : Pour la Science, 1996 ;
- Delhumeau [1997]** Delhumeau Gwenaél, *Construction en béton armé*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997
- Eaton [2001]** Eaton Leonard K., *Hardy Cross and the "Moment Distribution Method"*, Nexus Network Journal, vol. 3 №2, septembre 2001, pp. 15-24
- Elton[1997]** Elton Julia, *Traités d'ingénieurs*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Guidot [1997]** Guidot Raymond, *Béton armé*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Hearn et al. [1971]** Hearn E. J, Cook J. Cordon, *Photoelasticity*, Watford : Mellow, 1971
- Hesse & Flamen-Hennebique [1941]** Hesse Jean, Flamen-Hennebique Robert, *Résistance des Matériaux*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, Paris : Larousse, 1941 ;
- Heyman [1996]** Heyman, Jacques, *Structural Analysis, A historical Approach*, New York : Cambridge University Press, 1996 ;
- Hildebrandt et Tromba [1986]** Hildebrandt S. , Tromba A. , *Mathématiques et formes optimales*, Paris : Pour la Science – Belin, 1986 ;
- Huerta [2005]** Huerta Santiago, *Thomas Young theory of the arch. His analysis of Telford's design for an iron arch of 600 feet over the Thames in London*. In : *Essays in the history of the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 189-233 ;
- Le Boiteux et Boussard [1940]** Le Boiteux Henri, Boussard Robert, *Elasticité et photoélasticimétrie*, Paris : Hermann, 1940 ;
- Lemaître [1995]** Lemaître Jean, *Résistance des matériaux*. In : *L'Encyclopedia Universalis*, [CD-Rom], 4^{ème} édition, 1995 ;
- Malinowski et Garfinkel [1991]**, Malinowski Roman, Garfinkel Y., *Préhistory of concrete*, Concrete International, vol. 13, №3, Mars 1991 ;
- Marrey [1993]** Freyssinet, Eugène (1879-1962) ; Marrey, Bernard, *Un amour sans limite / Eugène Freyssinet*, Paris : Ed. du Linteau, 1993 ;

- Picon [1997]** Picon, Antoine, *Perronet (Jean-Rodolphe)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Pirard [1974]** Pirard, A., *La photoélasticité*, Paris: Dunod , 1947 ;
- Piré & Vaudeville [1997]** Piré Frédéric, Vaudeville Bernard, *Éléments finis (méthode des)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Schädlich [1997]** Schädlich Christian, *Béton (origines du)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Simonnet [2005]** Simonnet, Cyrille, *Le béton, histoire d'un matériau*, Marseille : Editions Parenthèses, 2005 ;
- Vaudeville [1997]** Vaudeville Bernard, *Structures (calcul des)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997
- Vaniscotte et Clerget [1997]** Vaniscotte, Yari ; Clerget, Yves, *Premiers développements du calcul des structures*. In : *Petit Journal de l'exposition 'L'art de l'Ingénieur'*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997

sources originales :

- Castigliano [1879]** Castigliano Alberto, *Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques*, Turin : 1879 ;
- Cross [1930]** Cross, Hardy, *Analysis of Continuous Frames by Distributing Fixed-End Moments*, in *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, vol. 56, mai 1930 ;
- Cross [1932]** Cross, Hardy, *Analysis of Continuous Frames by Distributing Fixed-End Moments*, in *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, vol. 58, mai 1932 ;
- Galilei [1638]** Galilei Galileo, *Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze attenenti alla meccanica et i movimenti locali*, Leida : Elsevirii, 1638 ;
- Euler [1728]** Euler Leonhard, *Solutio problematis : De Inveniendā curvā, quā format lamina utcūque elastica in sigulis punctis a potentiis quibuscūque sollicitata*, Comm: AC Scient. Petr Tom.III p.70 ; Feb 1728 (E008) ;
- Euler [1880]** Euler Leonhard, *Considérations sur quelques formules intégrales dont les valeurs peuvent être exprimées en certains cas par la quadrature du cercle [Texte imprimé] / mémoire de Léonard Euler ; publié conformément au manuscrit autographe par M. Charles Henry*, Paris : Gauthier-Villars, 1881, Extrait du "Bulletin des sciences mathématiques", 1880 ;
- Fornerod [1933]**, Fornerod, Marcel, *Berechnung mehrstöckiger kontinuierlicher Rahmen durch die Methode der algebraischen Momentenverteilung*, Schweizerische Bauzeitung, vol.102, №19, 4 novembre 1933, pp. 227-227
- Hooke [1676]** Hooke Robert, *A description of helioscopes, and some other instruments / made by Robert Hooke, Fellow of the Royal Society*, London : Printed by T.R. for John Martyn, 1976
- Hooke [1678]** Hooke Robert, *Lectures de potentia restitutiva, or, Of spring : explaining the power of springing bodies : to which are added some collections viz. a description of Dr. Pappins wind-fountain and force-pump, Mr. Young's observation concerning natural fountains, some other considerations concerning that subject, Captain Sturmy's remarks of a subterraneous cave and cistern, Mr. G.T. observations made on the Pike of Teneriff, 1674, some reflections and conjectures occasioned thereupon, a relation of a late eruption*. In : *the Isle of Palma*, London : Printed for John Martyn 1678 ;
- Navier [1826]** Navier Henri C.-L.-M.-H., *Résumé des leçons données à l'École des Ponts et Chaussées sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines*, Paris : éd. F. Didot père et fils, 1826 ;

- Mohr [1860]** Mohr, (Christian) Otto , *Zeitschrift des Architektur- und Ingenieurvereins*, Hannover, 1860 ;
- Mohr [1868]** Mohr, (Christian) Otto , *Zeitschrift des Architektur- und Ingenieurvereins*, Hannover, 1868, pp. 19 et suiv. ;
- Mohr [1870]** Mohr, (Christian) Otto, *Beitrag zur Theorie der elastischen Bogenträger*, *Zeitschrift des Architektur- und Ingenieurvereins* Hannover, 1870, pp. 389-404 ;
- Mohr [1871]** Mohr, (Christian) Otto, *Beiträge zur Theorie des Erddrucks*, *Zeitschrift des Hannoverschen Architekten- und Ingenieurvereins*, Tome XVII, pp. 344-494, 1871 et aussi Tome XVIII, pp. 67-245, 1872 ;
- Mohr [1874]** Mohr, (Christian) Otto , *Zeitschrift des Architektur- und Ingenieurvereins*, Hannover, 1874, pp. 223, 509 et 1875 p.17
- Pardies [1673]** Pardies, Ignace-Gaston , *La statique ou La science des forces mouvantes. Par le P. Ignace Gaston Pardies, de la Compagnie de Jesus*, A Paris, chez Sebast. Mabre-Cramoisy, M. DC. LXXIII. ;
- Ritter A. [1870]** Ritter, August, *Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brücken-Constructionen. Erste Abtheilung, Berechnung der Spannungszahlen* , 2nde édition, Hannover : Carl Rümpler, 1870 ; première édition Hannover: 1863 ;
- Ritter [1877]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Versteifungsfachwerke bei bogen- und Hängebrücken (Treillis raidisseurs pour les ponts en arcs et suspendus)*, *Zeitschrift für Bauwesen*, №27, 1877, pp. 187-207 ;
- Ritter [1883]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Statische Berechnung der Versteifungsfachwerke der Hängebrücken (Calcul statique des treillis raidisseurs pour les ponts suspendus)*, *Schweizerische Bauzeitung* Vol 1, №1 à 6, (6, 13, 20, 27 jan., 3, 10 fév.) 1883, pp. 6-7, 14, 19-21, 23-25, 31-33, 36-38 ;
- Roš & Eichinger [1930]**, Roš, Mikko ; Eichinger, A. *Résultats de mesures de déformations et de tensions sur dalles champignons*, actes du Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, Liège : éd. La Technique des Travaux, sept. 1930, II-18 ;
- Varignon [1687]** Varignon, Pierre, *Projet d'une nouvelle mécanique : avec un Examen de l'opinion de M. Borelli, sur les propriétés des Poids suspendus par des cordes.*, Paris, Chez la Veuve d'Edme Martin, Jean Boudot, & Estienne Martin, 1687 ;
- Varignon [1725]** Varignon, Pierre, *Traite du mouvement, et de la mesure des eaux coulantes et jaillissantes : avec un traite preliminaire du mouvement en general / tire des ouvrages manuscrits de feu Monsieur Varignon par M. l'Abbe Pujol*, Paris : Pissot [etc.] 1725 (à tire posthume);
- Varignon [1725]** Varignon, Pierre, *Nouvelle mecanique ou statique, dont le projet fut donne en M.DC.LXXXVII.. Ouvrage posthume de M. Varignon ... Tome premier; tome second*, Paris : chez Claude Jombert, rue S. Jacques, au coin de la rue des Mathurins, a l'Image Notre-Dame. M.DCC.XXV. Avec approbation & privilege du roy, (à tire posthume);

Divers (ouvrages généraux) et histoire des sciences et des techniques :

- Architecture XIXe – XXe siècles [1980]**, Collectif, *Architecture XIXe – XXe siècles : Groupes et Mouvements, notices descriptives*, E Girard (éd.), Paris : École Nationale Supérieure des Beaux-Arts, Centre d'études et de Recherches Architecturales (CERA), 1980 ;
- Boucheny et Franck [1941]** Boucheny, Gaston ; Franck Roger, *Algèbre et géométrie analytique*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, vol. 2, Paris : Larousse, 1941 ;
- Boucheny et Guérinet [1941]** Boucheny, Gaston ; Guérinet, A., *Arithmétique*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, vol. 2, Paris : Larousse, 1941 ;

- Chambre syndicale... [1949]** Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé de France et de l'Union française, *1849-1949, Cent ans de béton armé*, Revue travaux, №194bis, Paris : Éditions Science et Industrie, 1949 ;
- Choisy [1996]** Choisy, Auguste, *Histoire de l'architecture*, Paris : Bibliothèque de l'image, 1996 ; première édition en 1899, Paris: Gauthier-Villars ;
- Chouard [1995]** Chouard, Pierre, *Morphogenèse végétale*. In : *L'Encyclopedia Universalis*, [CD-Rom], 4^{ème} édition, 1995 ;
- D'Arcy [1994]** D'Arcy, Wentworth Thompson , *Forme et croissance*, Paris : Seuil, 2004 ; édition originale en anglais : 1962 ;
- Dieste [1987]**, Dieste , Eladio, *Eladio Dieste : la estructura ceramica*, Bogota : Escala, 1987, cité notamment dans **Zalewski et Allen [1998]**
- Dontot [1941]** Dontot, René, *Géométrie*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, vol. 2 , Paris : Larousse, 1941 ;
- Frei [1985]** Frei, Otto, *Architecture et bionique, constructions naturelles*, Denges : Ed. Delta & Spes, 1985 ;
- Gouard [1941]** Gouard, Christiane, *Géométrie descriptive, Géométrie cotée et Trigonométrie*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, vol. 2, Paris : Larousse, 1941 ;
- Hesse [1941]** Hesse, Jean, *Mathématiques, introduction*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, vol. 2, Paris : Larousse, 1941 ;
- Lazard et al. [1995]** Lazard, Lieba ; Reys-Brion, Maryse ; Desveaux-Chabrol, Jacqueline, *Morphogenèse animale*. In : *L'Encyclopedia Universalis*, [CD-Rom], 4^{ème} édition, 1995 ;
- Pinot [1995]** Pinot, Jean-Pierre, *Côtes (géomorphologie)* . In : *L'Encyclopedia Universalis*, [CD-Rom], 4^{ème} édition, 1995 ;
- Quid [1990]**, Frémy, Dominique ; Frémy, Michelle et collectif, *Quid*, Paris : éditions Robert Laffont et Sté des Encyclopédies Quid, 1989 ;
- Robert [1985]** Rey, Alain ; Rey-Debove, Josette, *Le Petit Robert, Dictionnaire alphabétique et analogique de la langue française*, P. Robert (éd.), Paris : Dictionnaires le Robert, 1985 ;
- Robert [1987]** Rey, Alain, *Le Petit Robert 2, Dictionnaire universel des noms propres alphabétique et analogique*, P. Robert (éd.), Paris : Dictionnaires le Robert, 1987 ;
- Siegel [1965]** Siegel, Curt, *Les Formes structurales de l'architecture moderne : Trad. [Strukturformen der modernen Architektur.]*, Paris : Eyrolles, 1965, bARCH D. 82 / BSE 5 A.2 SIE ;
- Universalis [1995]**, collectif, *L'Encyclopedia Universalis* [CD-Rom]. Version pour PC, L. Lecomte (éd.), 4^{ème} édition, L'Encyclopedia Universalis France S.A., 1995 ;
- Gaudi-groep Delft [1979]** Bak, Peter ; van der Heide, Roel ; Molema, Jan ; Tomlow, Jos, *Gaudi, Rationalist met perfecte materiaalbeheersing*, Delft : Delft University Press, 1979 ;

Articulation en béton

- Allard et Kiénert [1974]** Allard, R. ; Kiénert G., *Notions de travaux publics*, Huitième éd. revue et corr., Paris : Eyrolles, 1974 ; première édition, Paris : Eyrolles, 1952 ;
- Calgaro [2000]** Calgaro, Jean-Armand, *Projet et construction des ponts. généralités, fondations, appuis, ouvrages courants* - [3e éd.], Paris : Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 2000 ; première édition : 1987, seconde édition : 1991, toutes deux avec Virlogeux, Michel ;

- Freyssinet [1922]** Freyssinet, Eugène, *Pont N°14 sur la Sambre (K.263.220), Ligne d'Erquelines à Charleroi, Chemins de fer du nord*, Élévation, Coupe longitudinale, Coupes transversales suivant e.f.g.h. Et suivant i.j, Armatures de l'articulation(9.6.22), Travaux Publics. Béton Armé. Limousin et Cie, siège social Bureau d'études 149, Bd Hausmann, Paris, Agence à Lyon, 61 av Félix-Faure. Note de calcul octobre '20) - (tests de mise en charge le 18 octobre 1921 et le 22 janvier 1922), 1922 ;
- Studer et Frey [1997]** Studer, Marc-André ; Frey François, *Introduction à l'analyse des structures*, Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes, 1997 ;
- Walther [1993]** Walther, René, *Construire en béton : synthèse pour architectes*, Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes, 1993 ;

BIBLIOGRAPHIE [ALPHABÉTIQUE]

- Addis [2005]** Addis Bill, *A history of using scale models to inform the design of structures*. In : *Essays in the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 9-44 ;
- Allard et Kiénert [1974]** Allard, R. ; Kiénert G., *Notions de travaux publics*, Huitième éd. revue et corr., Paris : Eyrolles, 1974 ; première édition, Paris : Eyrolles, 1952 ;
- Architecture XIXe – XXe siècles [1980]**, Collectif, *Architecture XIXe – XXe siècles : Groupes et Mouvements, notices descriptives*, E Girard (éd.), Paris : École Nationale Supérieure des Beaux-Arts, Centre d'études et de Recherches Architecturales (CERA), 1980 ;
- Arup [1962]** Arup Ove, avant-propos à l'ouvrage *Candela : The Shell Builder*, London: The architectural Press, 1963, pp. 7-8 ;
- Balis [1930]** Balis E., *Les ponts Vierendeel en béton armé*, actes du Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, Liège : éd. La Technique des Travaux, sept. 1930 ;
- Bill [1955]** Bill, Max, *Robert Maillart, Ponts et Constructions*, 2^{ème} édition, Zurich : Girsberger, 1955, 124p., bARCH B54 ;
- Bayard [1990]** Bayard Jean-Pierre, *La tradition cachée des cathédrales, du symbolisme médiéval à la réalisation architecturale*, St-Jean-de-Braye : Dangles, 1990 ;
- Béguin [1980]** Béguin, André, *Dictionnaire technique du dessin*, Bruxelles : Vander, 1980 ;
- Benvenuto [1991a]** Benvenuto Edoardo, *An Introduction to the History of Structural Mechanics*, Part I : *Statics and Resistance of Solids*, New York : Springer-Verlag, 1991 ;
- Benvenuto [1991b]** Benvenuto Edoardo, *An Introduction to the History of Structural Mechanics*, Part II : *Vaulted Structures and Elastic Systems*, New York : Springer-Verlag, 1991 ;
- Benvenuto[1997]** Benvenuto Edoardo, *Résistance des matériaux (histoire de la)*. In : *L'art de l'ingénieur, Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Billington [1973]** Billington, David P., *Deck-Stiffened Arch Bridges of Robert Maillart*, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 99, №7, July 1973, pp. 1527-1539 ;
- Billington [1974]** Billington, David P., *An Example of Structural Art: The Salginatobel Bridge of Robert Maillart*, The Journal of the Society of Architectural Historians, Vol. 33, №1. (Mar., 1974), pp. 61-72 ;
- Billington [1979]** Billington David P., *Robert Maillart's Bridges, The Art of Engineering*, Princeton : Princeton University Press, 1979, 247 p., (hardcover : bARCH A706, 1979, 146p.) ;
- Billington [1980]** Billington, David P., *Wilhelm Ritter: Teacher of Maillart an Ammann*, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 106, №5, May 1980, pp. 1103-1116 ;
- Billington [1983]** Billington, David P., *The Tower and the Bridge, The New Art of Structural Engineering*, Princeton : Princeton University Press, New Jersey, 1983 ;
- Billington [1990]** Billington, David P., *Robert Maillart, and the art of reinforced concrete*, The MIT Press, 1990, 151p. ;
- Billington [1991]** Billington, David P., *Maillart and the Salginatobel Bridge, Switzerland*, Structural Engineering International, vol. 1, №4, novembre 1991 (source : Seco) ;
- Billington [1997a]** Billington, David P., *Robert Maillart, Builder, Designer, and Artist*, Cambridge University Press, 1997, 331 p. ;
- Billington [1997b]** Billington, David P., *Maillart (Robert)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;

- Billington [1997c]** Billington, David P., *Chiasso (Hangar des Magazzini Generali de)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Billington [2000]** Billington, David P., *The Revolutionary Bridges of Robert Maillart*, Scientific American, Jul. 2000, Vol. 283 Issue 1, p. 84, 8 p. ;
- Baes & Vandepierre [1930]** Baes, Louis ; Vandepierre, Lucien, *Calcul des pièces droites de section rectangulaire doublement armée, sollicitées par flexion plane composée, Diagrammes de Bélanger et autres nomogrammes*, actes du Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, Liège : éd. La Technique des Travaux, sept. 1930 ;
- Blaes [1936]** Blaes Louis, *La poutre Vierendeel, Généralisation de la méthode de calcul par ouverture des mailles par sectionnement d'une des membrures*, Extrait du №10 de L'Ossature Métallique, Bruxelles : Centre Belgo-Luxembourgeois de l'Acier, octobre 1936 ;
- Blaes [1937]** Blaes Louis, *La poutre Vierendeel, Généralisation de la méthode de calcul par ouverture des mailles par sectionnement d'une des membrures*, second mémoire : *Application aux longerons du nouveau pont du Val-Benoît à Liège – lignes d'influence et comparaisons diverses, avants-projets*, Extrait du №3 de L'Ossature Métallique, Bruxelles : Centre Belgo-Luxembourgeois de l'Acier, mars 1937 ;
- Blondel [1675]** Blondel, François, *Cours d'architecture*, Paris : 1675, 1683 ; voir **Heyman [1995]**, pp. 151-152, 155 ;
- Bosse [1690]** Bosse, Abraham, « *Traité des manières de dessiner les ordres de l'architecture antique en toutes leurs parties. Avec plusieurs belles particularitez qui nont point parû jusques a present, touchant les bastiments de marque comme, la naturelle entre suite des gros et menüs membres de l'eurs degrez ou escaliers. Puis, le moyen darrester par dessein et modelle en petit, les parties d'un edifice, en sorte q'uestant executé en grand, il fasse l'effét que l'on sest proposé, et enfin, la Pratique de trouver la place geometrale des jours ombres et ombrages, sur les corps geometraux* » par A. Bosse, A Paris : Chez Pierre Aubouin, Pierre Emery et Charles Clousier, [1690] ; première édition chez l'auteur, 1664 [1665] – source : Bibliothèques Virtuelles Humanistes [en ligne : <http://www.bvh.univ-tours.fr>];
- Boucheny et Franck [1941]** Boucheny, Gaston ; Franck Roger, *Algèbre et géométrie analytique*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, vol. 2, Paris : Larousse, 1941 ;
- Boucheny et Guérinet [1941]** Boucheny, Gaston ; Guérinet, A., *Arithmétique*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, vol. 2, Paris : Larousse, 1941 ;
- Bow [1873]** Bow, Robert Henry, *Economics of construction in relation to framed structures*, London, New York, Edinburgh : E. & F. N. Spon, 1873 ;
- Buenaventura [1997]** Buenaventura, Miguel Sergui, *Candela (Felix)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Buonopane & Billington[1993]** Buonopane, Stephen G.; Billington, David P., *Theory and History of Suspension Bridge Design from 1823 to 1940*, Journal of Structural Engineering, vol 119, №3, March 1993, pp. 954-977 ;
- Calgaro [2000]** Calgaro, Jean-Armand, *Projet et construction des ponts. généralités, fondations, appuis, ouvrages courants* - [3e éd.], Paris : Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 2000 ; première édition : 1987, seconde édition : 1991, toutes deux avec Virlogeux, Michel ;
- Candela [1963]** Candela Felix, *The hyperbolic paraboloid*. In : *Candela : The Shell Builder*, Colin Faber, London: The architectural Press, 1963, pp. 7-8 ;
- Candela [1985]** Candela Felix, *En defensa del formalismo y otros escritos (Arquitectos contemporáneos)*, Madrid : Xarait Ediciones, 1985 ;
- Cap [2001]**, Cap, Jean-François, *Calcul Organique du béton armé*, notes du cours AMCO2032, Louvain-la-Neuve: UCL, 2001 ;

- Castigliano [1879]** Castigliano Alberto, *Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques*, Turin : 1879 ;
- Chambre syndicale... [1949]** Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé de France et de l'Union française, 1849-1949, *Cent ans de béton armé*, Revue travaux, №194bis, Paris : Éditions Science et Industrie, 1949 ;
- Chatzis [1997]** Chatzis Konstantinos, *Statique graphique*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997
- Chillon et Tenot [1947]** Chillon P., Tenot A., *Traité De Mécanique Générale Et Appliquée à L'Usage de l'Ingénieur*, tome 2, Dunod, 1947, BSE A 3 30 098 ;
- Choisy [1996]** Choisy, Auguste, *Histoire de l'architecture*, Paris : Bibliothèque de l'image, 1996 ; première édition en 1899, Paris: Gauthier-Villars ;
- Chossat [1996]** Chossat Pascal, *Les symétries brisées*, Paris : Pour la Science, 1996 ;
- Chouard [1995]** Chouard, Pierre, *Morphogenèse végétale*. In : *L'Encyclopedia Universalis*, [CD-Rom], 4^{ème} édition, 1995 ;
- Cremona [1868]** Cremona Luigi, *Corso di statica grafica*. In testa al front.: Regio Istituto Tecnico Superiore. In : Milano, anno scolastico 1867-68, **N.E.** ;
- Cremona [1869]** Cremona Luigi, *Corso di statica grafica*. In testa al front.: Regio Istituto Tecnico Superiore. In : Milano, anno scolastico 1868-69, 1: *Geometria di posizione* 2: *Calcolo grafico* 3: *Statica grafica*, **N.E.** ;
- Cremona [1870]** Cremona Luigi, *Corso di statica grafica : anno scolastico 1868-69*, **N.E.** ;
- Cremona [1872]** Cremona Luigi, *Le Figure reciproche nella statica grafica*, Milano : Giuseppe Bernardoni, 1872 ;
- Cremona [1884]** Cremona Luigi, *Les figures réciproques en statique graphique*, Paris : Gauthier-Villars, 1884 ;
- Cremona [1890]** Cremona Luigi, *Graphical statics : two treatises on the graphical calculus and reciprocal figures in graphical statics*, Oxford : Clarendon press, 1890 ;
- Cross [1930]** Cross, Hardy, *Analysis of Continuous Frames by Distributing Fixed-End Moments*, in Proceedings of the American Society of Civil Engineers, vol. 56, mai 1930 ;
- Cross [1932]** Cross, Hardy, *Analysis of Continuous Frames by Distributing Fixed-End Moments*, in Proceedings of the American Society of Civil Engineers, vol. 58, mai 1932 ;
- Culmann [1851]** Culmann, Karl, *Der Bau der Holzernen Brücken in den Vereinigten Staate von Nordamerika*, Vienne : Allgemeine Bauzeitung, №16, 1851, pp. 69-129 ;
- Culmann [1852]** Culmann, Karl, *Der Bau der eisernen Brücken in England und Amerika*, Allgemeine Bauzeitung, Vienne, 1852, №17, pp. 163-222 ;
- Culmann [1866]** Culmann, Karl, *Die graphische Statik*, Zürich : Meyer und Zeller, 1866 ;
- Culmann [1880]** Culmann, Karl, *Traité de Statique Graphique*, traduction de la 2^{de} édition allemande par Glasser, G., Jacquier, S., Valat, A., Paris : Dunod , 1880 (1^{ère} édition allemande : 1866) ;
- Damisch [1964]** Damisch Hubert, Introduction à l'ouvrage *Viollet-Le-Duc, L'architecture raisonnée, Extraits du Dictionnaire de l'architecture française*, H. Damisch (éd.), Paris : Hermann, 1964, pp. 7-29 ;
- D'Arcy [1994]** D'Arcy, Wentworth Thompson , *Forme et croissance*, Paris : Seuil, 2004 ; édition originale en anglais : 1962 ;
- Daubresse [1904]** Daubresse, Paul, *Notes du cours de Statique Graphique professé aux Ecoles Spéciales de l'Université catholique de Louvain*, Louvain : H. Ghysebrechts, 1904-05 ;
- de Honnecourt [xiii^{ème} s.]** Villard de Honnecourt ; Erlande-Brandenburg, Alain ; *Carnet de Villard de Honnecourt : d'après le manuscrit conservé à la Bibliothèque Nationale de Paris (n 19093) / présenté*

et commenté par Alain Erlande-Brandenburg ; Régine Pernoud ; Jean Gimpel ; Roland Bechmann, Paris: Stock, 1986 ;

- Delhumeau [1997]** Delhumeau Gwenaël, *Construction en béton armé*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Derand [1643]** R.P. Derand, François, *L'architecture des voûtes, ou l'art des traits et coupes des voûtes, : traite très utile et nécessaire a tous les architectes, maîtres massons, appareilleurs, tailleurs de pierres et généralement a tous ceux qui se meslent de l'architecture, même militaire*, Paris : Chez Sebastien Cramoisy, rue Saint-Jacques, 1643 ; A Paris : Chez André Cailleau, libraire ..., 1743 ; Paris : Chez Duchesne, libraire, rue Saint Jacques, au-dessous de la Fontaine Saint Benoît, au Temple du Goût, 1755 ;
- Dieste [1987]**, Dieste , Eladio, *Eladio Dieste : la estructura ceramica*, Bogota : Escala, 1987, cité notamment dans **Zalewski et Allen [1998]**
- Dontot [1941]** Dontot, René, *Géométrie*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, vol. 2 , Paris : Larousse, 1941 ;
- Eaton [2001]** Eaton Leonard K., *Hardy Cross and the "Moment Distribution Method"*, Nexus Network Journal, vol. 3 №2, septembre 2001, pp. 15-24
- Elton[1997]** Elton Julia, *Traité d'ingénieurs*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Escher [1994]** Ernst, Bruno ; Escher Maurits Cornelis, *Le Miroir magique de M. C. Escher*, Köln ; [Paris] : Taschen, 1994 ; première édition en français Paris : Chêne, 1976 ; première édition en néerlandais Amsterdam : Meulenhoff Nederland, 1976 ;
- Euler [1728]** Euler Leonhard, *Solvatio problematis : De Invenienda curva, quam format lamina utcunque elastica in sigulis punctis a potentiis quibuscunque sollicitata*, Comm: AC Scient. Petr Tom.III p.70 ; Feb 1728 (E008) ;
- Euler [1880]** Euler Leonhard, *Considérations sur quelques formules intégrales dont les valeurs peuvent être exprimées en certains cas par la quadrature du cercle [Texte imprimé] / mémoire de Léonard Euler ; publié conformément au manuscrit autographe par M. Charles Henry*, Paris : Gauthier-Villars, 1881, Extrait du "Bulletin des sciences mathématiques", 1880 ;
- Eurocode 2 [1999]** collectif, NBN B15-002 : *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Part 1-1 : Règles générales pour la conception des bâtiments*, Bruxelles : Institut Belge de Normalisation, 2^{ème} édition, 1999 ;
- Faber [1963]** Faber Colin, *Candela : The Shell Builder*, London: The architectural Press, 1963 ;
- Favaro [1873a]** Favaro, Antonio, *La Statica grafica nell'insegnamento tecnico superiore*, Venezia : tipografia Grimaldo ec, 1873 ;
- Favaro [1873b]** Favaro, Antonio, *Lezioni di statica grafica*, Padova, 1873 ;
- Favaro [1877]** Favaro, Antonio, *Lezioni di statica grafica*, Padova : Tipogr. edit F. Sacchetto, 1877 ;
- Favaro [1879]** Favaro, Antonio, *Leçons de statique graphique*, Paris : Gauthier-Villars., 1879-85 ;
- Favre & al. [1997]** Favre Renaud, Jaccoud Jean-Paul, Burdet Olivier, Chariff Hazem, *Dimensionnement des structures en béton, Aptitude au service et éléments de structure*, vol. 8 des *Traité de génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne*, René Walter (éd.), Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes, 1997 ;
- Fest & Smith [2003]** Fest, Etienne ; Smith, Ian F.C., *Construction et caractérisation d'une structure de type tenségrité*, Revue Française de Génie Civil, vol7, №3, 2003 ;
- Foce [2005]** Foce, Federico, *On the safety of the masonry arch*. In : *Essays in the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 117-142 ;

- Fornerod [1933]**, Fornerod, Marcel, *Berechnung mehrstöckiger kontinuierlicher Rahmen durch die Methode der algebraischen Momentenverteilung*, Schweizerische Bauzeitung, vol.102, №19, 4 novembre 1933, pp. 227-227 ;
- Frei [1985]** Frei, Otto, *Architecture et bionique, constructions naturelles*, Denges : Ed. Delta & Spes, 1985 ;
- Frei & Bodo [2001]** Frei, Otto ; Bodo, Rasch, *Finding Form : Towards an Architecture of the Minimal*, [Stuttgart?] : Axel Menges, 2001 ;
- Freyssinet [1922]** Freyssinet, Eugène, *Pont №14 sur la Sambre (K.263.220), Ligne d'Erquelinnes à Charleroi, Chemins de fer du nord, Élévation, Coupe longitudinale, Coupes transversales suivant e.f.g.h. Et suivant i.j, Armatures de l'articulation(9.6.22), Travaux Publics. Béton Armé. Limousin et Cie, siège social Bureau d'études 149, Bd Hausmann, Paris, Agence à Lyon, 61 av Félix-Faure. Note de calcul octobre '20) - (tests de mise en charge le 18 octobre 1921 et le 22 janvier 1922), 1922 ;*
- Fürst et Marti [1997]** Fürst, Armand, Marti Peter, *Robert Maillart's Design Approach for Flat Slabs*, Journal of Structural Engineering, vol. 123, №8, August 1997, pp. 1102-1110 ;
- Galilei [1638]** Galilei Galileo, *Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze attenenti alla meccanica et i movimenti locali*, Leida : Elsevirii, 1638 ;
- Gargiani [1994]** Gargiani, Roberto, *Auguste Perret : La théorie et l'oeuvre*, Paris : Editions Gallimard, 1994 ;
- Gaudi-groep Delft [1979]** Bak, Peter ; van der Heide, Roel ; Molema, Jan ; Tomlow, Jos, *Gaudi, Rationalist met perfecte materiaalbeheersing*, Delft : Delft University Press, 1979, bARCH 1-G-GAU-(D.582.02) ;
- Gerard [1930]** Gerard, M. E., *Reinforced Concrete in Engineering, Representative Examples of British Practice*, actes du Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, Liège : éd. La Technique des Travaux, sept. 1930 ;
- Gérardin [1985]** Gérardin Lucien, *Le mystère des nombres. Arithmétique et géométrie sacrée*, St-Jean-de-Braye : Editions Dangles, 1985 ;
- Giedion [1941]** Giedion, Sigfried, *Space, time and architecture*, Cambridge : Harvard University Press, 1941 ;
- Giedion [1968]** Giedion Sigfried, *Espace, Temps, Architecture*, Bruxelles : La Connaissance, 1968 ; réédité à Paris : Denoël, 1990, 529 p. ;
- Gori [1999a]** Gori, Roberto, *Theoretical Performances of RC Elements Built at Turn of the Century*, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 13, №2, May 1999, pp. 57-66
- Gori [1999b]** Gori, Roberto, *Evaluating Performance of RC Beams Using Turn-of-the-Century Theories*, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 13, №2, May 1999, pp. 67-75
- Gouard [1941]** Gouard, Christiane, *Géométrie descriptive, Géométrie cotée et Trigonométrie*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, vol. 2, Paris : Larousse, 1941 ;
- Goulet & Boutin [1998]** Goulet Jean, Boutin Jean-Pierre, *Résistance des matériaux*, 8^{ème} édition, Paris : éd. Dunod, 1998 ;
- Guidot [1997]** Guidot Raymond, *Béton armé*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Hartl [1996]**, Hartl, H., *Résistance au feu des éléments en bois [VII-2], Résistance au feu des assemblages [VII-3], Maisons à ossature bois [VII-4]*. In : *Structures en bois aux états limites, Introduction à l'Eurocode5 – STEP 1, Matériaux et bases de calcul*, Paris: Sedibois (éd), 1996 ;
- Harvey [2005]** Harvey Bill, *New lamp for old. Should computers provide engineers with answers or help us think?* In : *Essays in the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 179-188 ;s
- Hearn et al. [1971]** Hearn E. J, Cook J. Cordon, *Photoelasticity*, Watford : Merrow, 1971 ;

- Heyman [1995]** Heyman, Jacques, *The Stone Skeleton : Structural Engineering of Massonery Architecture*, Cambridge : Cambridge University Press, 1995 ;
- Heyman [1996]** Heyman, Jacques, *Structural Analysis, A historical Approach*, New York : Cambridge University Press, 1996 ;
- Heyman [1998]** Heyman, Jacques, *Element of the theory of structures*, Cambridge : Cambridge University Press, 1998 ;
- Heyman [1999]** Heyman, Jacques, *The Science of Structural Engineering*, Londres : Imperial College Press, 1999 ;
- Hesse [1941]** Hesse, Jean, *Mathématiques, introduction*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, vol. 2, Paris : Larousse, 1941 ;
- Hesse & Flamen-Hennebique [1941]** Hesse Jean, Flamen-Hennebique Robert, *Résistance des Matériaux*. In : *Grand Memento Encyclopédique*, Paris : Larousse, 1941 ;
- Hildebrandt et Tromba [1986]** Hildebrandt S. , Tromba A. , *Mathématiques et formes optimales*, Paris : Pour la Science – Belin, 1986 ;
- Hilsdorf [1995]** Hilsdorf H.K. et collectif, *Concrete Structures Euro-Design Handbook 1994/96*, Berlin : Ernst & Sohn, Verlag für Architektur, 1995 – bARCH A5083.02 ;
- Hooke [1676]** Hooke Robert, *A description of helioscopes, and some other instruments / made by Robert Hooke, Fellow of the Royal Society*, London : Printed by T.R. for John Martyn, 1676
- Hooke [1678]** Hooke Robert, *Lectures de potentia restitutiva, or, Of spring : explaining the power of springing bodies : to which are added some collections viz. a description of Dr. Pappins wind-fountain and force-pump, Mr. Young's observation concerning natural fountains, some other considerations concerning that subject, Captain Sturmy's remarks of a subterraneous cave and cistern, Mr. G.T. observations made on the Pike of Teneriff, 1674, some reflections and conjectures occasioned thereupon, a relation of a late eruption*. In : *the Isle of Palma*, London : Printed for John Martyn 1678 ;
- Huerta [2005]** Huerta Santiago, *Introduction - A brief note of the scientific contributions of Jacques Heyman*. In : *Essays in the history of the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. XIII-XVI ;
- Huerta [2005]** Huerta Santiago, *Thomas Young theory of the arch. His analysis of Telford's design for an iron arch of 600 feet over the Thames in London*. In : *Essays in the history of the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 189-233 ;
- Imhof [1992-(98)]** Imhof, Daniel, *Les ponts de Robert Maillart* [en ligne], 1992, 39 p. Mise à jour de 1998. [réf. du 8 avril 2005] Disponible sur l'Internet : <<http://www.nbq.ch/daniel/STS/STS.html>> ;
- Jenkin [1869]** Jenkin, Fleming, *On the pratical application of reciprocal figures to the calculation of strains of frameworks*, Transactions of the Royal society of Edinburgh, vol 25, 1869, pp. 441 et suiv. ;
- Jones [1970]** Jones, John Christopher, *Design methods : seeds of human futures*, London : Wiley-Interscience, 1970 ;
- Kavanagh [1974]** Kavanagh, Thomas C., *Discussion of "Deck-Stiffened Arch Bridges of Robert Maillart"*, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 100, №4, April 1974, pp. 829-832 ;
- Kayvani [2007]** Kayvani Kourosh, *Are We Winning the Battle of Computerised Structural Modelling ?*, Structural Engineering International, №1, février 2007 (source : JFC/Seco) ;
- Klein [2004]** François Klein (directeur du bureau Tremblet, Suisse), *Qualité et esthétique des ouvrages, une affaire de coûts ?*, 268^{ème} séance d'étude du Centre d'Etudes, de Recherches et d'Essais Scientifiques de l'ULg (C.E.R.E.S.), Liège : 8 novembre 2004 ;

- Koechlin [1889/98]** Koechlin, Maurice, *Applications de la Statique Graphique*, 2ème édition (1ère édition en 1889), Paris : Baudry & Cie, 1898, BSE B3 02 333 ;
- Kramel & Lamparsky [1991]** Kramel, Herbert E. ; Lamparsky, Axel, *Conception et construction modernes en bois*, Berne : Lignum & SIA, 1991 ;
- Kuesel [1974]** Kuesel, Thomas R., *Discussion of "Deck-Stiffened Arch Bridges of Robert Maillart"*, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 100, №4, April 1974, pp. 832-834 ;
- Laffranchi et Marti [1997]** Laffranchi Massimo, Marti Peter, *Robert Maillart's Curved Concrete Arch Bridges*, Journal of Structural Engineering, vol 123, №10, October 1997, pp. 1280-1286 ;
- Lazard et al. [1995]** Lazard, Lieba ; Reys-Brion, Maryse ; Desveaux-Chabrol, Jacqueline, *Morphogenèse animale*. In : *L'Encyclopedia Universalis*, [CD-Rom], 4ème édition, 1995 ;
- Le Boiteux et Boussard [1940]** Le Boiteux Henri, Boussard Robert, *Elasticité et photoélasticimétrie*, Paris : Hermann, 1940 ;
- Lejeune [1979]**, Lejeune Marc, *Calcul Organique du béton*, notes du cours AMCO2032, Louvain-la-Neuve: UCL, 1979-1994 ;
- Lemaître [1995]** Lemaître Jean, *Résistance des matériaux*. In : *L'Encyclopedia Universalis*, [CD-Rom], 4ème édition, 1995 ;
- Lévy [1874]** Lévy Maurice, *La Statique Graphique et ses applications à la construction*, Paris : Gauthier-Villars, première édition, 1874 ;
- Lévy [1886]** Lévy Maurice, *La Statique Graphique et ses applications à la construction*, 1ère partie : *Principes et applications de la statique graphique pure*, Paris : Gauthier-Villars, deuxième édition, 1886 ;
- Lévy [1907]** Lévy Maurice, *La Statique Graphique et ses applications à la construction*, 1ère partie : *Principes et applications de la statique graphique pure*, Paris : Gauthier-Villars, troisième édition, 1907 ;
- Lévy [1913]** Lévy Maurice, *La Statique Graphique et ses applications à la construction*, 2ème partie : *Flexion plane, lignes d'influence, poutres droites*, Paris : Gauthier-Villars, troisième édition, 1913 ;
- Maillart [1906]** Maillart, Robert, *Brücke über den Rhein bei Tavanasa*, dossier HS 1085 RM 1905/06-1 des Archives Maillart des Collections Spéciales de l'ETH, Zürich ;
- Maillart [1907]** Maillart, Robert, *Belastungsprobe eines Eisenbetonkanals*, Schweizerische Bauzeitung vol. 50, №10, septembre 1907 pp. 125-128 ; voir **Billington [1979]** note 14, p. 133 ;
- Maillart [1909]** Maillart, Robert, *Die Sicherheit der Eisenbetonbauten* (La sécurité des constructions en béton armé), Schweizerische Bauzeitung vol. 53, №9, février 1909, pp. 119-120 ; reproduit en pp. 180-181 de **Bill [1955]** ;
- Maillart [1924a]** Maillart, Robert, *plan №4020/41/3 : Hangar, Plan d'ensemble 1:50, Armature des dalles de la toiture*, S.A. Magazzini Generali Chiasso, 23 août 1924 (plans associés au dossier HS 1085 RM 1924/25-1 des Archives Maillart des Collections Spéciales de l'ETH, Zurich) ;
- Maillart [1924b]** Maillart, Robert, *plan №4020/42/2 : Hangar, détail des armatures 1:20*, S.A. Magazzini Generali, Chiasso, 23 août 1924 (plans associés au dossier HS 1085 RM 1924/25-1 des Archives Maillart des Collections Spéciales de l'ETH, Zurich) ;
- Maillart [1926]** Maillart, Robert, *Zur Entwicklung der unterzugslosen Decke*. In : *der Schweiz und. In : Amerika*, Schweizerische Bauzeitung vol. 44, №21, 22 mai 1926, reproduit in **Bill [1955]**, pp. 158-161 ;
- Maillart [1926b]** Maillart, Robert, *Eine schweizerische Ausführungsform der unterzuglosen Decke – Pilzdecke*. Beitrag zu : Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis. Internationaler Kongress für Brückenbau und Hochbau, Zürich, 1926 ;

- Maillart [1929]** Maillart, Robert, 7 épreuves d'étude associées au dossier *Salginatobel-Brücke bei Schiers* (pas de référence au fichier *nala_102.pdf*), dossier HS 1085 RM 1929/30-1 des Archives Maillart des Collections Spéciales de l'ETH, Zurich ;
- Maillart [1930a]** Maillart, Robert, *Note sur les ponts voûtés en Suisse*, actes du Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, Liège : éd. La Technique des Travaux, sept. 1930, III-4 ;
- Maillart [1930b]** Maillart, Robert, *Brücke über die Landquart bei Kloster : Erläuterungen*, Genève : 1930 ; voir **Billington [1997a]**, note 70, p. 271 ;
- Maillart [1932a]** Maillart, Robert, *Zum Entwurf der neuen schweizerischen Vorschriften für Eisenbetonbauten*, Schweizerische Bauzeitung vol. 99, №5, janvier 1932, pp. 55-59 ; voir **Billington [1997a]** note 94 et 87, p. 292 ;
- Maillart [1932b]** Maillart, Robert, *Die Wandlung in der Baukonstruktion seit 1883*, Schweizerische Bauzeitung vol. 100, №27, 31 décembre 1932 ; voir la traduction sous le titre *L'évolution de la construction depuis 1883* in **Bill [1955]**, p. 151 ;
- Maillart [1935a]** Maillart, Robert, *Flachdächer ohne Gefälle*, Schweizerische Bauzeitung vol. 105, №15, 13 avril 1935, in **Bill [1955]**, p. 178 ;
- Maillart [1935b]** Maillart, Robert, *Construction and Aesthetics of Bridges*, The Concrete Way, vol. 7, №6, May-June, 1935, pp. 305-307. Voir **Billington [1997a]**, p. 142 et note 54, p. 280 ;
- Maillart [1936]** Maillart, Robert, *épreuves de la ligne des pressions 319/21a* associée au dossier *Brücke über die Arve bei Vessy-Genf / Pont sur l'Arve à Vessy* (pas de référence au fichier *nala_102.pdf*), dossier HS 1085 RM 1935/36-1 des Archives Maillart des Collections Spéciales de l'ETH, Zurich ;
- Maillart [1938]** Maillart, Robert, *Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaues*, Schweizerische Bauzeitung vol. 111, №1, 1 janvier 1938, voir extrait in **Muttoni, Schwartz et Thürlimann [1997]**, pp. 2-3 ;
- Maillart [1940]** Maillart, Robert, *L'ingénieur et les autorités*, Vie, art et cité, janvier-février 1940 ; voir **Billington [1997a]**, p. 241 et note 50.
- Mainstone [1974]** Mainstone Rowland, J., *Discussion of "Deck-Stiffened Arch Bridges of Robert Maillart"*, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 100, №8, August 1974, pp. 1728-1729 ;
- Malinowski et Garfinkel [1991]**, Malinowski Roman, Garfinkel Y., *Prehistory of concrete*, Concrete International, vol. 13, №3, Mars 1991 ;
- Mark et al. [1974]** Mark Robert, Chiu James K., Abel John F, *Stress Analysis of Historic Structures : Maillart's Warehouse at Chiasso*, Technology and Culture, vol 15, №1, January 1974 ;
- Marrey [1993]** Freyssinet, Eugène (1879-1962) ; Marrey, Bernard, *Un amour sans limite / Eugène Freyssinet*, Paris : Ed. du Linteau, 1993 ;
- Marty [2005]**, Marty, Alain, *Propos recueillis en septembre 2004 auprès d'un des architectes en train de poursuivre la construction de la Sagrada Familia*, lettre à l'auteur (par courrier électronique), 1^{er} mars 2005 ;
- Maurer [1998]** Maurer Bertram, *Karl Culmann und die graphische Statik*, Stuttgart : Verlag für Geschichte der Naturwissenschaft und der Technik, 1998 ;
- Maxwell [1864]** James Clerk Maxwell, *Reciprocal Figures, Frames, and Diagrams of Forces*, Philosophical Magazine vol 27, №4, February 1864, pp. 250-261 ;
- Menn [1998]** Menn Christian, *Stahlbeton- Brückenbau der letzten 50 Jahr*, Basel : Birkhäuser verlag, mai 1998 ; voir **Imhof [1992-(98)]**, p. 35
- Meyer [1926]** Meyer Peter, *Konstruktion und Schönheit*, Schweizerische Bauzeitung vol. 86, №21, 22 mai 1926, cité en extrait. In : **Mark et al. [1974]**, p. 52. ;
- Micheletti [2003]** Micheletti, Andrea, *The Indeterminacy Condition for Tensegrity Tower, A Kinematic Approach*, Revue Française de Génie Civil, vol7, №3, 2003 ;
- Mohr [1860]** Mohr, (Christian) Otto, *Zeitschrift des Architektur- und Ingenieurvereins*, Hannover, 1860 ;

- Mohr [1868]** Mohr, (Christian) Otto , *Zeitschrift des Architektur- und Ingenieurvereins*, Hannover, 1868, pp. 19 et suiv. ;
- Mohr [1870]** Mohr, (Christian) Otto, *Beitrag zur Theorie der elastischen Bogenträger*, *Zeitschrift des Architektur- und Ingenieurvereins* Hannover, 1870, pp. 389-404 ;
- Mohr [1871]** Mohr, (Christian) Otto, *Beiträge zur Theorie des Erddrucks*, *Zeitschrift des Hannoverschen Architekten- und Ingenieurvereins*, Tome XVII, pp. 344-494, 1871 et aussi Tome XVIII, pp. 67-245, 1872 ;
- Mohr [1874]** Mohr, (Christian) Otto , *Zeitschrift des Architektur- und Ingenieurvereins*, Hannover, 1874, pp. 223, 509 et 1875 p.17
- Monge [1788, 1794]** Monge, Gaspard, *Traité élémentaire de statique : à l'usage des collèges de la Marine*, Paris : Chez J.B.G. Musier, 1788 ; deuxième édition à Paris : Chez Pougin, imprimeur-libraire ..., l'an III [1794 ou 1795] ;
- Monge [1798]** Monge, Gaspard, *Géométrie descriptive*, Paris : Baudouin, imprimeur du Corps Législatif de l'Institut national, an VII (1798 ou 1799) ;
- Monge [1822]** Monge, Gaspard, *Géométrie descriptive*, Paris : Gauthier-Villars, 1922 ;
- Monge [1851]** Monge, Gaspard, *Elementary Treatise on statics*, Philadelphia : E. C. & J. Biddle, 1851 ;
- Motro [2003]**, Motro, René, *La Tenségrité, principe structurel*, *Revue Française de Génie Civil*, vol7, N°3, 2003 ;
- Muttoni, Schwartz et Thürlimann [1997]** Muttoni, Aurelio ; Schwartz, Joseph ; Thürlimann, Bruno, *Design of concrete structures with stress fields*, Basel [etc.] : Birkhäuser, 1997 ;
- Navier [1826]** Navier Henri C.-L.-M.-H., *Résumé des leçons données à l'École des Ponts et Chaussées sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines*, Paris : éd. F. Didot père et fils, 1826 ;
- NBN B 15-103 [1977]**, collectif, NBN 15.103 : *Ouvrages en béton armé, calculs*, Bruxelles : Institut Belge de Normalisation, octobre 1976,
- Ochsendorf [2005]** Ochsendorf John, *Practice before theory : The use of the lower bound theorem in structural design from 1850-1950*. In : *Essays in the history of the theory of structures*, Actes du symposium Historical Perspectives on Structural Analysis, Madrid, 2 et 3 déc. 2005, Instituto Jean de Herrera, 2005, pp. 353-366 ;
- Pardies [1673]** Pardies, Ignace-Gaston , *La statique ou La science des forces mouvantes. Par le P. Ignace Gaston Pardies, de la Compagnie de Jesus*, A Paris, chez Sebast. Mabre-Cramoisy, M. DC. LXXIII. ;
- Pedretti [1983]** Pedretti Carlo, *Leonard de Vinci Architecte*, Milano : Electa, 1983, bARCH D. 759 ;
- Picard [1910]** Picard Emile, *Discours prononcé aux obsèques de M. Maurice Lévy*, Mémoires et communications des membres et correspondants de l'Académie des Sciences, séance du 3 octobre 1910 ;
- Picon [1997]** Picon, Antoine, *Perronet (Jean-Rodolphe)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Pirard [1974]** Pirard, A., *La photoélasticité*, Paris: Dunod , 1947 ;
- Piré & Vaudeville [1997]** Piré Frédéric, Vaudeville Bernard, *Éléments finis (méthode des)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Poleni [1748]** Poleni, Giovanni, *Memorie istoriche della gran cupola del tempio Vaticano*, Padova : Stamperia del Seminario, 1748
- Poncelet [1822]** Poncelet, Jean-Victor, *Traité des propriétés projectives des figures : ouvrage utile à ceux qui s'occupent des applications de la géométrie descriptive et d'opérations géométriques sur le terrain*, Paris : Bachelier, 1822 ;

- Radelet & Benvenuto [1995]** Radelet-de Grave, Patricia ; Benvenuto, Edoardo (Eds.), *Entre Mécanique et Architecture - Between Mechanics and Architecture*, Birkhauser, 1995, ISBN: 978-3-7643-5128-1;
- Rankine [1858]** Rankine, William John Macquorn, *A manual of applied mechanics*, London : R. Griffin, 1858 ;
- Rankine [1862]** Rankine, William John Macquorn, *A manual of civil engineering*, London : Griffin, Bohn, 1858 ;
- Ritter A. [1870]** Ritter, August, *Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brücken-Constructionen. Erste Abtheilung, Berechnung der Spannungszahlen*, 2nde édition, Hannover : Carl Rümppler, 1870 ; première édition Hannover: 1863 ;
- Ritter [1877]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Versteifungsfachwerke bei bogen- und Hängebrücken (Treillis raidisseurs pour les ponts en arcs et suspendus)*, Zeitschrift für Bauwesen, №27, 1877, pp. 187-207 ;
- Ritter [1883]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Statische Berechnung der Versteifungsfachwerke der Hängebrücken (Calcul statique des treillis raidisseurs pour les ponts suspendus)*, Schweizerische Bauzeitung Vol 1, №1 à 6, (6, 13, 20, 27 jan., 3, 10 fév.) 1883, pp. 6-7, 14, 19-21, 23-25, 31-33, 36-38 ;
- Ritter [1888]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Anwendungen der Graphischen Statik, Erster Teil : Die im Inneren eines Balkens wirkenden Kräfte*, Zürich : Von Meyer & Zeller, 1888 ;
- Ritter [1890]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Anwendungen der Graphischen Statik, Zweiter Teil : Das Fachwerk*, Zürich : Von Meyer & Zeller, 1890 ;
- Ritter [1892]** Ritter (Karl) Wilhelm, *Ueber den Werth der Belastungsproben eiserner Brücken*, Schweizerische Bauzeitung 20/3, juin 1892, pp. 14-18, voir **Billington [1997a]**, p. 246, note 19 ;
- Ritter [1895]** Ritter (Karl) Wilhelm, *Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten Americas*, Zürich : Albert Raustein, 1895, voir **Billington [1997a]**, p. 246, note 21 ;
- Ritter [1899]** Ritter (Karl) Wilhelm, *Die bauweise Hennebique, Statische berechnung*, Schweizerische Bauzeitung 33/7, pp. 49-50, voir **Gori [1999a]** ;
- Ritter [1900]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Anwendungen der Graphischen Statik, Dritter Teil : Der kontinuierliche Balken*, Zürich : Von Meyer & Zeller, 1900 ;
- Ritter [1906]** Ritter, (Karl) Wilhelm, *Anwendungen der Graphischen Statik, Vierter Teil : Der bogen*, Zürich : Von Meyer & Zeller, 1906 ;
- Robert [1985]** Rey, Alain ; Rey-Debove, Josette, *Le Petit Robert, Dictionnaire alphabétique et analogique de la langue française*, P. Robert (éd.), Paris : Dictionnaires le Robert, 1985 ;
- Robert [1987]** Rey, Alain, *Le Petit Robert 2, Dictionnaire universel des noms propres alphabétique et analogique*, P. Robert (éd.), Paris : Dictionnaires le Robert, 1987 ;
- Roš [1927]** Roš, Mirko, *Neuere schweizerische Eisenbeton-Brückentypen*, Schweizerische Bauzeitung vol. 90, №14, 1^{er} octobre 1927 ;
- Roš & Eichinger [1930]**, Roš, Mikko ; Eichinger, A. *Résultats de mesures de déformations et de tensions sur dalles champignons*, actes du Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, Liège : éd. La Technique des Travaux, sept. 1930, II-18 ;
- Saito & al. [1995]** Saito Yutaka, Okabe Noriaki, Saito Masao, Sasaki Mutsuro, Ban Shigeru, *Felix Candela, フェリックス・キャンデラの建築* (film vidéo, support de la conférence à l'occasion de sa venue au Japon), Tokyo : TOTO Shuppan éd., Rururu Abò., 1995 ;
- Sandori [1983]** Sandori Paul, *Petite logique des forces, construction des machines*, Paris : Le Seuil, 1983 (1^{ère} édition anglaise : John Wiley & Sons, Inc., 1982) ;
- Saul & al. [2007]** Saul Reiner, Svensson S. Holger, Andrä Hans-Peter, *Eminent Structural Engineer : Dr. Fritz Leonhardt (1909-1999)*, Structural Engineering International, №1, février 2007 (source : JFC/Seco) ;

- Schädlich [1997]** Schädlich Christian, *Béton (origines du)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Schlaich [1991]** Schlaich Jörg, *The Computer, between Science and Practice*. In : *Structural Engineering*, Structural Engineering International, vol. 1, №1, février 1991 (source : JFC/Seco) ;
- Schlaich & Schäfer [1991]** Schlaich Jörg, Schäfer K., *Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models*, Structural Engineer, vol. 69, №6, 19 march 1991 ;
- Schlaich & Scheef [1982]** Schlaich Jörg, Scheef Hartmut, *Concrete Box-girder Bridges*, Structural Engineering Documents 1e, Zürich : IABSE – AIPC – IVBH, 1982 (source : JFC) ;
- Siegel [1965]** Siegel, Curt, *Les Formes structurales de l'architecture moderne : Trad. [Strukturformen der modernen Architektur.]*, Paris : Eyrolles, 1965, bARCH D. 82 / BSE 5 A.2 SIE ;
- Simonnet [2005]** Simonnet, Cyrille, *Le béton, histoire d'un matériau*, Marseille : Editions Parenthèses, 2005 ;
- Sterkmans [1920]** Sterkmans, *Travaux graphiques : Notes pour servir aux projets de Constructions en béton armé*, Louvain : notes polycopiées, 1920, bARCH RES14 ;
- Stevin [1586]** Simon Steuin van Brugghe, *De Weeghdaet Praxis artis ponderariae*, Leyden : Druckerye van Christoffel Plantij, 1586 ;
- Stevin [1608]** Stevin Simon, *Tomus Quartus Mathematicorum hypomnematum de Statica..* In : *H Hypomnemata mathematica, hoc est eruditus ille pulvis. In : quo se exercuit... Mauritius, princeps Aulæ...*, Lugduni Batavorum : J. Patii, 1605-1608 ;
- Stevin [1634/1987]** Stevin Simon,, *L'art pondéraire ou de la statique [Texte imprimé] / augm. par Albert Girard, Les oeuvres mathématiques de Simon Stevin ; T4.*, Paris : ACL-éd., 1987, Fac-sim. de l'éd. De Leyde : Bonaventure et A. Elsevier, 1634 ;
- Strasky [2002]** Strasky Jiri, *The Power of Prestressing*, proceedings of the 1st fib Congress, plenary session, Osaka, 2002, pp. 69-82 ;
- Studer et Frey [1997]** Studer, Marc-André ; Frey François, *Introduction à l'analyse des structures*, Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes, 1997 ;
- Tichy & Rakosnik [1975]** Tichy Milik, Rokosnik, Joseph, *Calcul plastique des ossatures en béton*, Paris : éd. Eyrolles, 1975 (source : JFC/Seco) ;
- Times [1963]** Auteur inconnu, *The Prisoner of Geometry*, New-York, Tampa : Time édition, Jun. 28, 1963 ;
- Timoshenko [1953]** Timoshenko Stephen P., *History of strength of materials*, New York : McGraw-Hill, 1953, BSE B1 04 788 ; New York : Dover Publications, 1983 ;
- Tournès [2003]** Tournès Dominique, *622 ouvrages de calcul graphique, 1790-1990*, IUFM de la Réunion et REHSEIS-CNRS, 2003 ;
- Universalis [1995]**, collectif, *L'Encyclopedia Universalis* [CD-Rom]. Version pour PC, L. Lecomte (éd.), 4^{ème} édition, L'Encyclopedia Universalis France S.A., 1995 ;
- Varignon [1687]** Varignon Pierre, « *Projet d'une nouvelle mécanique : avec un Examen de l'opinion de M. Borelli, sur les propriétés des Poids suspendus par des cordes.* », Paris, Chez la Veuve d'Edme Martin, Jean Boudot, & Estienne Martin, 1687 ;
- Varignon [1725]** Varignon Pierre, *Traite du mouvement, et de la mesure des eaux coulantes et jaillissantes : avec un traite preliminaire du mouvement en general / tire des ouvrages manuscrits de feu Monsieur Varignon par M. l'Abbe Pujol*, Paris : Pissot [etc.] 1725 (à tire posthume) ;
- Vaniscotte et Clerget [1997]** Vaniscotte, Yari ; Clerget, Yves, *Premiers développements du calcul des structures*. In : *Petit Journal de l'exposition 'L'art de l'Ingénieur'*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997 ;
- Vaudeville [1997]** Vaudeville Bernard, *Structures (calcul des)*. In : *L'art de l'ingénieur. Constructeur, entrepreneur, inventeur*, A. Picon (éd.), Paris : Centre Georges Pompidou, 1997

- Vignola [1632]** Vignola, Giacomo Barozzi da, *Règles des cinq ordres d'architecture de Vignolle*, A Paris : chez Melchior Tavernier, 1632 – source : Bibliothèques Virtuelles Humanistes [en ligne : <<http://www.bvh.univ-tours.fr>>];
- Vitruvius [1511]** Vitruvius, Pollio, Marcus, *De Architectura : M. Vitruvius per Iocundum solito castigatior factus cum figuris et tabula ut iam legi et intelligi possit*, Ipressum Venetiis : sumptu miraque diligentia Ioannis de Tridino alias Tacuino, 1511 (Quatrième édition imprimée du *De Architectura* de Vitruve, préparée par Fra Giovanni Giocondo, la première à être accompagnée de nombreuses illustrations (136), présentant un texte philologiquement bien établi, édition qui sert de base à toutes les éditions modernes)
- Voellmy [1980]** Voellmy A. , *Die Maillartschen Ueberlegungen zur Bemessung der Betonstrasse Brugg-Schinz nach Bad im Lichte der Streifenmethode*, Wildeg : BetonStrassen 6, 1980, pp. 37-42 ; voir **Billington [1997a]** note 83, pp. 276-277 ;
- Walther & Miehlebradt [1990]** Walter René, Miehlebradt Manfred, *Dimensionnement des structures en béton, bases et technologie*, vol. 7 des *Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne*, René Walter (éd.), Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes, 1990 ;
- Walther [1993]** Walther, René, *Construire en béton : synthèse pour architectes*, Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes, 1993 ;
- Zalewski et Allen [1998]** Zalewski Waclaw, Allen Edward, *Shaping Structures*, New York : John Wiley & Sons, février 1998 ;
- Zimmermann [1875]** Zimmermann, Hermann, *Ueber die zweckmässigste Form einer Stützmauer. Vom polytechnischen Verein zu Carlsruhe gestellte und als gelöst anerkannte Preisaufgabe*. Civilingenieur 21 (1875), pp. 159-174 ;

TABLE DES MATIERES

1. Préambule	5
1.1 FORMES STRUCTURALES ET CONCEPTION	7
1.1.1 STRUCTURE : DÉFINITION	7
1.1.2 L'ART DE L'INGÉNIEUR	8
1.1.3 CONCEPTION ET MORPHOGENÈSE	9
1.2 L'INGÉNIERIE STRUCTURALE AU XIX^{ÈME} SIÈCLE	11
1.2.1 LE MÉTIER D'INGÉNIEUR AU XIX ^{ÈME} SIÈCLE	11
1.2.2 LE BÉTON ARMÉ	12
1.2.3 ROBERT MAILLART	13
1.3 BALISAGE DU PARCOURS, MÉTHODES	14
1.3.1 LA STATIQUE GRAPHIQUE CHEZ ROBERT MAILLART	14
1.3.2 APPROCHE HISTORIQUE DES OUTILS THÉORIQUES	15
1.3.3 MODALITÉS D'APPROCHE DES OEUVRES ÉTUDIÉES	15
1.4 LES QUESTIONS FONDAMENTALES DE LA THÈSE	18
1.5 PLAN DE L'ESSAI	19
 2. Cadre de la conception structurale	 21
2.1 L'APPROCHE ANALYTIQUE	23
2.2 LA FORME DE DÉPART	24
2.2.1 LES DONNÉES DU PROJET	24
2.2.2 DÉFINITION DE LA FORME	25
2.2.3 MODALITÉS D'ÉDIFICATION	27
2.2.4 VALIDATION DE LA FORME EN COURS D'ESQUISSE	28
2.3 L'ANALYSE STRUCTURALE	35
2.4 LE DIMENSIONNEMENT	37
2.5 L'OPTIMISATION	39
2.6 LA CONCEPTION DÉTAILLÉE – LES DÉTAILS TECHNIQUES	41
2.7 SÉQUENCES ET MÉTHODES DE CONSTRUCTION	42
2.8 VERS UNE APPROCHE SYNTHÉTIQUE	43
 3. Outils et méthodes de validation	 47
3.1 BREF HISTORIQUE DE LA VÉRIFICATION STRUCTURALE	49
3.1.1 JUSQU'AU DÉBUT DE LA RENAISSANCE	49
3.1.2 LA THÉORIE DE L'ÉLASTICITÉ	50

3.1.3	CONCEPTIONS MODERNES	50
3.2	VALIDATION POUR LA RÉSISTANCE	59
3.2.1	LE MODÈLE PHYSIQUE	59
3.2.2	LE DESSIN	59
3.2.3	LE DESSIN VECTORIEL	74
3.2.4	LE CALCUL	75
3.3	VALIDATION POUR LA CONSTRUCTIBILITÉ	78
3.3.1	LE MODÈLE PHYSIQUE	78
3.3.2	LE DESSIN	78
4.	Géométrie, Graphique et Statique graphique	81
4.1	INTRODUCTION À L'HISTOIRE DES SCIENCES GRAPHIQUES	83
4.2	HISTORIQUE DE LA STATIQUE GRAPHIQUE	84
4.3	IDÉES MOTRICES DE L'ENSEIGNEMENT À L'ETH AU TOURNANT DU XIX ^{ÈME} SIÈCLE	99
5.	Robert Maillart	107
5.1	PRÉSENTATION ET CONTEXTE	109
5.1.1	BIOGRAPHIE SUCCINCTE	109
5.1.2	LE BÉTON ARMÉ, MATÉRIAU DE PRÉDILECTION	111
5.2	LES MODÈLES STRUCTURAUX	120
5.2.1	LES ARCS	120
5.2.2	LES POUTRES CONTINUES	122
5.2.3	LES DALLES-CHAMPIGNONS	125
5.2	RÉSUMÉ [LIGNE DU TEMPS].....	136
6.	Salginatobel, Vessy et les arcs à trois articulations	139
6.1	UNE INTRODUCTION AUX ARCS ARTICULÉS CHEZ R. MAILLART	141
6.2	L'ARC À TROIS ARTICULATIONS : PRINCIPES ET RÉALISATION	133
6.3	PREMIÈRE ÉPOQUE : DU STAUFFACHER (1899) À TAVANASA (1905)	149
6.4	SECONDE ÉPOQUE : LE SALGINATOBEL ET LA MISE AU POINT DE L'ARC À TROIS ARTICULATIONS (1927-1933)...	155
6.4.1	LE SALGINATOBEL : ORIGINES DE LA FORME ET RÉFÉRENCES	155
6.4.2	LE SALGINATOBEL : CONCEPTION GRAPHIQUE DE L'OUVRAGE	161
6.4.3	PROBLÈME ET CONCEPT DE L'ARTICULATION EN BÉTON ARMÉ	186
6.4.4	LE SALGINATOBEL : ANALYSE DÉTAILLÉE ET RÉALISATION	209

6.4.5	PROLONGEMENTS IMMÉDIATS DU CONCEPT	221
6.5	TROISIÈME ÉPOQUE : VESSY ET LES DERNIERS DÉVELOPPEMENTS (1936-1940)	223
6.6	CONCEPTION STRUCTURALE AVEC LES ARCS À TROIS ARTICULATIONS	235
7.	Les arcs raidis	239
7.1	CONTEXTE ET DÉFINITION	241
7.2	ORIGINE DU CONCEPT	242
7.2.1	L'INCIDENT D'AARBOURG	242
7.2.2	L'ORIGINE THÉORIQUE DU CONCEPT	244
7.2.3	LES PREMIÈRES RÉALISATIONS (1924)	246
7.3	LE PONT DU VALTSCHIELBACH (1925)	248
7.3.1	LA FORME ET LA CONCEPTION	248
7.3.2	LE CONCEPT DU FONCTIONNEMENT STRUCTURAL	253
7.3.3	MODÉLISATION ET SIMULATION NUMÉRIQUE	257
7.4	PONTS TARDIFS ET TRAVERSÉES COURBES (1930-1934)	265
7.4.1	LE PONT SUR LA LANDQUART (1930)	265
7.4.2	LE PONT SUR LE SCHWANDBACH (1933)	268
7.4.3	LA PASSERELLE SUR LA TÖSS (1934)	271
7.5	DISPOSITIONS CONTEMPORAINES	273
8.	Le hangar et les entrepôts de Chiasso	277
8.1	CONTEXTE DE L'ANALYSE	279
8.2	LE BÂTIMENT DES ENTREPÔTS	282
8.2.1	DISPOSITIONS ARCHITECTURALES	282
8.2.2	LA STRUCTURE DU BÂTIMENT	284
8.3	LA CONCEPTION DU HANGAR	290
8.3.1	DISPOSITIONS ARCHITECTURALES	290
8.3.2	CONCEPTION DE L'OUVRAGE	293
8.4	ANALYSE STRUCTURALE DU HANGAR	308
8.4.1	ANALYSE GRAPHIQUE	312
8.4.2	ANALYSE EN PHOTOÉLASTICITÉ	325
8.4.3	CALCULS SIMPLIFIÉS DES MEMBRURES	331
8.4.4	ANALYSE NUMÉRIQUE	334
8.4.5	ÉTUDE DES SECTIONS TRANSVERSALES	340
8.5	APPROCHE STRUCTURALE	344

9. Conclusions	353
9.1 L'APPROCHE DE ROBERT MAILLART	355
9.1.1 PARTI STRUCTURAL	355
9.1.2 INTERPRÉTATION DE LA MÉTHODE	357
9.1.3 MÉTHODE	358
9.2 MÉTHODES GRAPHIQUES	368
9.2.1 STATIQUE GRAPHIQUE	368
9.2.2 DESSIN GÉOMÉTRIQUE	372
9.3 MORPHOGENÈSE DE LA STRUCTURE ARCHITECTURALE	374
 A. Annexes	 379
Annexe 1	379
Annexe 2	380
Annexe 3	382
Annexe 4	386
Annexe 5	389
 B. Bibliographie	 393
Bibliographie thématique	393
ROBERT MAILLART / BÉTON ARMÉ / CONCEPTION STRUCTURALE CHEZ MAILLART	393
STATIQUE GRAPHIQUE / MÉTHODES GRAPHIQUES	395
CALCUL PLASTIQUE	398
CONCEPTION STRUCTURALE	399
FELIX CANDELA	401
MÉCANIQUE ET RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX (PERSPECTIVE HISTORIQUE)	402
DIVERS (OUVRAGES GÉNÉRAUX) ET HISTOIRE DES SCIENCES ET DES TECHNIQUES	404
ARTICULATION EN BÉTON	405
Bibliographie alphabétique	407
 T. Table des matières	 419

