

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Artikel: Tendances actuelles dans les grands ouvrages en béton armé

Autor: Boussiron, S.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-2957>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 30.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

IVb 1

Tendances actuelles dans les grands ouvrages en béton armé.

Neuere Gesichtspunkte für den Bau großer Eisenbeton-
Bauwerke.

Present-day Tendencies in Large-sized Reinforced Concrete
Constructions.

S. Boussiron, Paris.

Les ambitions dans la conception des grands ouvrages en béton armé ont été fidèlement entretenues, sinon provoquées, par les progrès dans la fabrication du ciment et par les études sur sa meilleure utilisation avec des agrégats donnés.

Les résistances à l'écrasement de 400 kilogs à 450 kilogs qu'il est possible d'obtenir dans un chantier sans recourir à des soins exceptionnels (dont la constance ne pourrait être certifiée) permettent d'adopter un coefficient de travail de 100 kilogs en chiffre rond pour le béton armé et de 150 kilogs pour ce béton fretté à 1,10 %. Ce coefficient peut même n'avoir comme limite que 0,6 de la résistance à l'écrasement, soit 240 kilogs si l'on frette à 3,6 %.

Mais plus que jamais on doit dire ici que la solution d'un grand problème n'est pas l'amplification d'un problème moyen. L'adoption de tels taux déclanche l'action de phénomènes divers dont l'étude doit être approfondie.

L'influence de la charge permanente dans les grandes portées, réclame une réduction de toutes les sections à leur juste limite mais cela doit être accompagné d'une vérification sérieuse du degré de stabilité de ces sections en prévision d'un accroissement des charges ou d'un déplacement de la fibre moyenne. Il faut donc des méthodes de calcul, sûres pour déceler toutes les fatigues, rapides pour que l'auteur du projet n'aperçoive pas trop tard les incidences des dispositions conçues.

Enfin, la construction des grands ouvrages ne peut être envisagée qu'avec des solutions pratiques et sûres pour les échafaudages qui sont l'élément le plus important de la dépense.

Nous indiquons ci-après les tendances que l'on peut dégager de ce qui a été fait en France dans ce domaine au cours des dernières années.

PREMIÈRE PARTIE. —

Dispositions et calculs.

Nous bornons notre exposé aux ponts en arcs. Les arcs constituent en effet la seule solution à laquelle le béton armé est économiquement apte dès qu'il

s'agit de portées dépassant 100 mètres. Toute autre solution ne serait que l'adaptation de la construction métallique ou des ponts suspendus et aurait pour défaut de mettre l'Ingénieur en présence d'efforts de tension et d'assemblage qui, sans être irréalisables, sont loin d'être une application judicieuse du béton armé.

L'étude de ces ouvrages en arc marque actuellement une nette tendance vers une détermination plus scientifique de leurs caractéristiques: forme, surbaissement, taux de travail.

Jusqu'alors la forme générale adoptée pour les ponts en arc était celle des ponts en maçonnerie, perpétuée depuis l'origine de ces ouvrages. Aucune recherche systématique n'avait été entreprise pour déterminer l'influence de la forme et des autres caractéristiques de l'arc sur les efforts produits dans les sections ni leur répercussion sur la grandeur même des sections. La première recherche dans ce sens fût faite à l'occasion de la construction du Pont de Fin-d'Oise¹; par la suite cette recherche fût complétée par diverses études² qui fixent exactement les conditions scientifiques d'établissement de ces ouvrages.

Comme la pleine application de ces études vient seulement d'être faite à l'occasion de la construction du dernier grand pont en arc réalisé (Pont de la Roche-Guyon sur la Seine), nous pensons que, pour exposer la méthode de détermination rationnelle d'un arc, le mieux est de décrire les recherches qui ont été faites pour fixer les caractéristiques de cet ouvrage, c'est-à-dire:

- 1°) — Etude de l'influence de la forme de l'arc (variation des moments d'inertie des sections).
- 2°) — Choix du surbaissement.
- 3°) — Choix de la forme des sections.
- 4°) — Choix du taux de travail du béton.

Nous montrons ensuite qu'on peut en déduire la portée limite des ponts en arcs et comparons le type adopté avec d'autres types d'arcs.

Nous donnons enfin avec quelques détails le mode de calcul précis qui a servi à déterminer les efforts dans l'arc étudié.

Dans un deuxième chapitre, nous exposons d'autre part quelques considérations sur les arcs à trois articulations ordinaires et spéciaux.

Chapitre I^{er}.

Arcs hyperstatiques.

1°) — *Variation des moments d'inertie.* —

Examinons la courbe enveloppe des moments maxima qui se produisent dans un arc à inertie et à section réduites constantes (courbe I, fig. 1) qui a le centre de gravité de la fibre moyenne au $\frac{1}{3}$ de la flèche (fig. 2a).

Si, conservant le même moment d'inertie à la clé, par des variations d'inertie appropriées on augmente le moment maximum aux reins, automatiquement

¹ Voir le Génie Civil du 1^{er} Février 1930.

² a) Vallette, Génie Civil du 9 Mai 1931 et 2^{ème} Volume des Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes.

b) Chalos, même ouvrage.

celui des naissances diminue. Les courbes enveloppes des moments ont l'allure de celles marquées II sur la figure 1. Elles correspondent à des arcs à loi d'inertie réduite décroissant de la clé aux naissances, ayant le centre de gravité de la fibre moyenne dans les deux tiers inférieurs de la flèche (fig. 2b) tendant à la limite vers l'arc à deux articulations (fig. 1) pour lequel le moment aux reins atteint le plus grand maximum.

Par contre, si les variations d'inertie diminuent le moment aux reins, on constate que le moment aux naissances augmente. Les courbes enveloppes telles

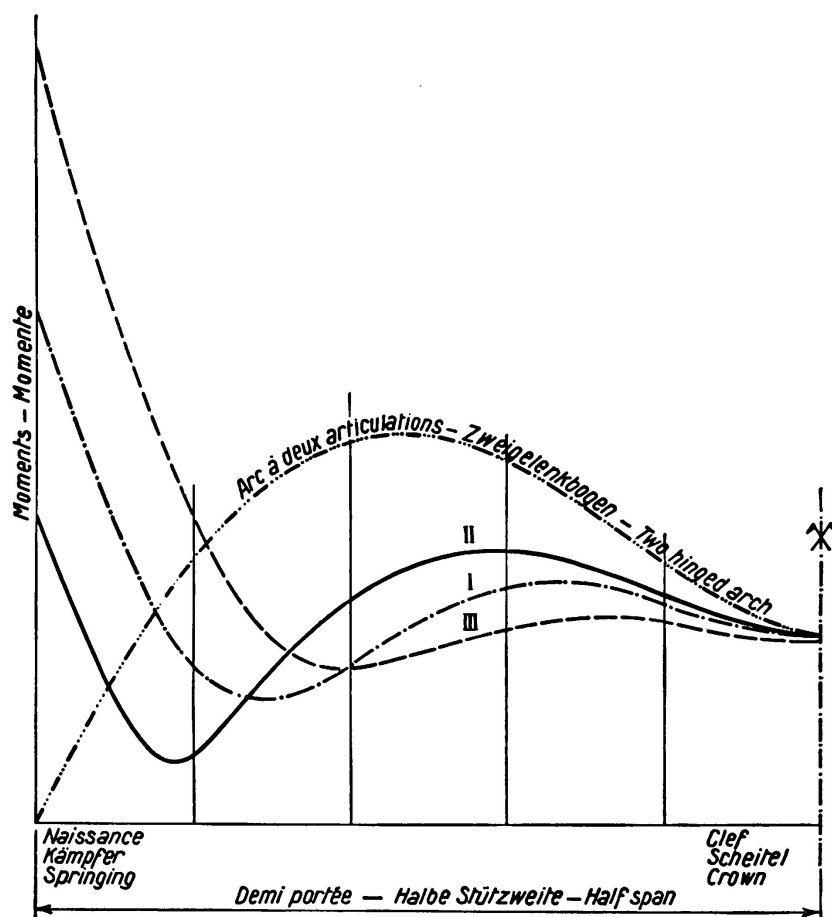


Fig. 1.

Courbes enveloppes des moments pour trois arcs de même portée, de même surbaissement, et même inertie de clef mais des types I, II et III ainsi que pour l'arc à deux articulations à section réduite constante de même inertie de clef que les précédents.

que III (fig. 1) appartiennent à des arcs à loi d'inertie réduite croissant de la clé aux naissances, ayant le centre de gravité de la fibre moyenne dans le $\frac{1}{3}$ supérieur de la flèche (fig. 2c) et tendant à la limite vers deux consoles réunies par une articulation au sommet.

Il est évident qu'entre les deux cas extrêmes, les plus petits de ces moments maxima seront donnés lorsque la loi d'inertie sera telle qu'ils soient égaux aux naissances et aux reins. Cette recherche aboutit à l'arc type particulier qui a déjà été utilisé en France en 1929 pour la construction du Pont de Conflans-Fin-d'Oise de 126 mètres de portée et qui vient de recevoir une application plus

intéressante encore avec le pont de 161 mètres de portée, sur la Seine, à la Roche-Guyon construit par nous (fig. 3 et 4).

En raison du développement que nous avons donné à l'étude de cet ouvrage, nous le prendrons comme base de comparaison avec les conceptions différentes.

Pour le faire, avec plus de clarté, il est nécessaire de fixer préalablement le choix des autres caractéristiques de cet arc.

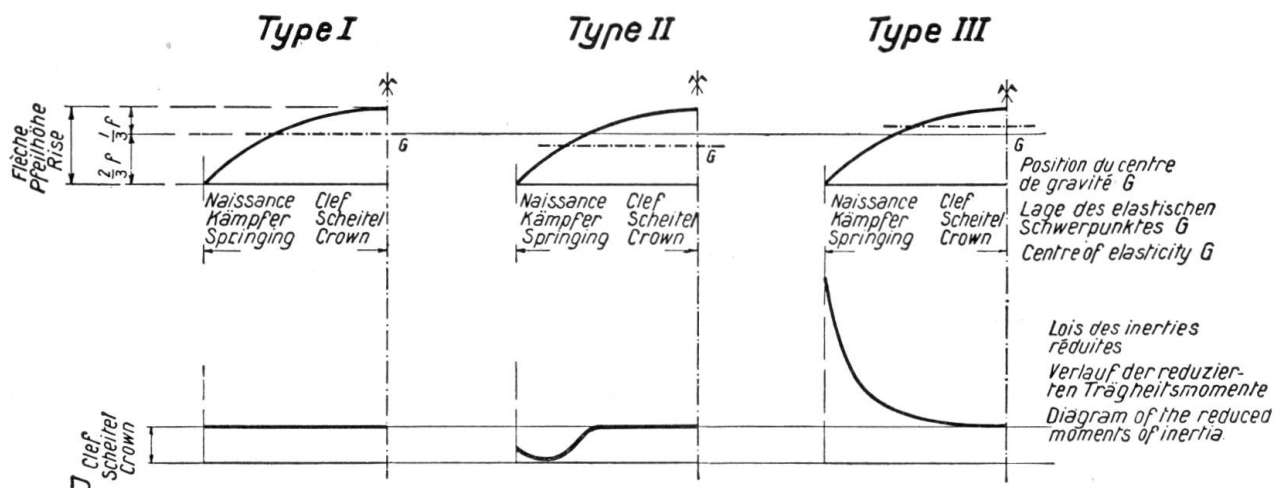


Fig. 2.

Position des axes principaux d'inertie passant par le centre de gravité G de la fibre moyenne et loi des inerties réduites pour les arcs de type I, II et III.

2°) — Choix du surbaissement. —

Pour déterminer les conditions de ce choix, on a établi les courbes B (fig. 5) qui donnent la variation de la section moyenne en fonction du surbaissement. L'examen de la courbe 80 — 161 — II, qui correspond à l'arc de 161 mètres

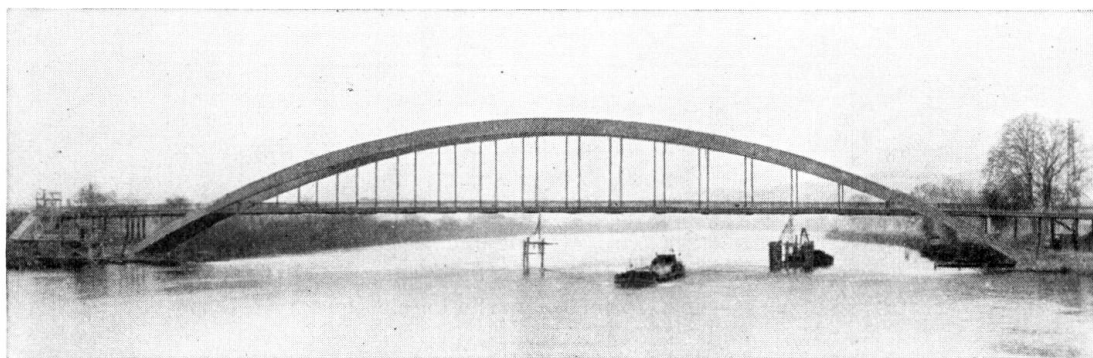


Fig. 3.

Arche de 161,00 m sur la Seine à la Roche-Guyon.

de portée de la Roche-Guyon avec taux de travail maximum de 80 kilogs par centimètre carré, montre que, si la flèche passait du $\frac{1}{7}$ au $\frac{1}{5}$ de la portée, la section moyenne tomberait de 4,42 m² à 3,64 m² soit un rapport de 1,21 entre ces deux aires.

Avec un taux de travail élevé, les variations de section sont loin d'être aussi rapides. La courbe 125 — 161 — II, montre que, pour le même ouvrage avec

le taux de travail de 125 kilogs, la section moyenne varierait de 1,95 m² à 2,23 m² si l'on passait d'un élanement de 5 à un élanement de 7 (Voir fig. 5).

Le rapport des sections moyennes s'abaisse à $\frac{2,23}{1,95} = 1,14$. En fait, en tenant compte des développements correspondant aux deux flèches, les volumes de matériaux ne sont plus que dans le rapport $\frac{1,10 \times 1,95}{1,054 \times 2,23} = 1,09$.

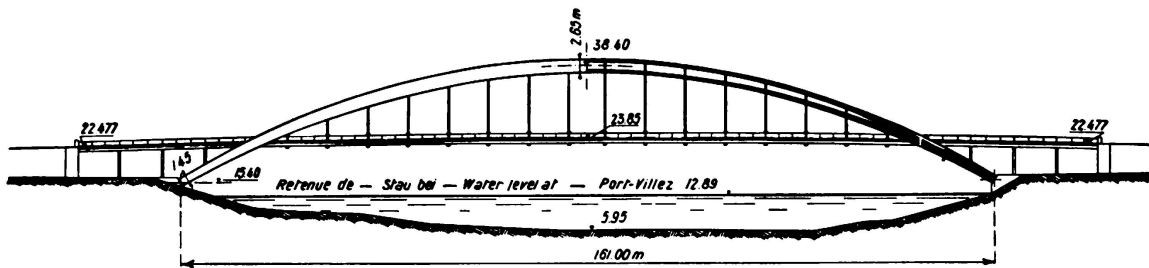


Fig. 4.

Pont de la Roche-Guyon. Demi-élévation et demi-coupe longitudinale.

Les effets du vent sont plus intenses sur un arc de grande hauteur et peuvent nécessiter un supplément de matière. Ce supplément diminuerait encore ce rapport de 1,09.

En définitive, dans ce cas particulier, le facteur déterminant dans le choix de l'élanement sera l'augmentation de la poussée qui lui est à peu près proportion-

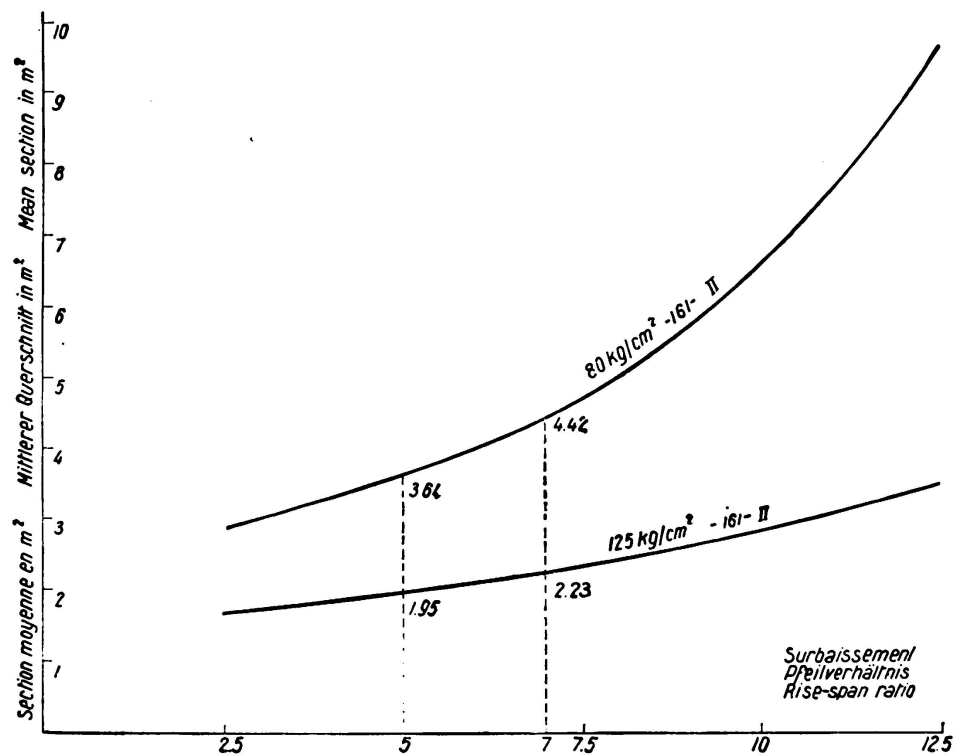


Fig. 5.

Courbes B.

Variation de la section moyenne en fonction du surbaissement pour un arc du type II de 161,00 m de portée et pour des taux de travail de 80 kgs et de 125 kgs par cm².

nelle. Sans grande répercussion sur la section moyenne, on accommodera le degré de réduction de la poussée, selon la facilité d'établissement des culées, avec les conditions d'exécution et d'esthétique. A la Roche-Guyon, nous avons adopté le surbaissement de $\frac{1}{7}$ qui proportionne justement la hauteur d'arc au

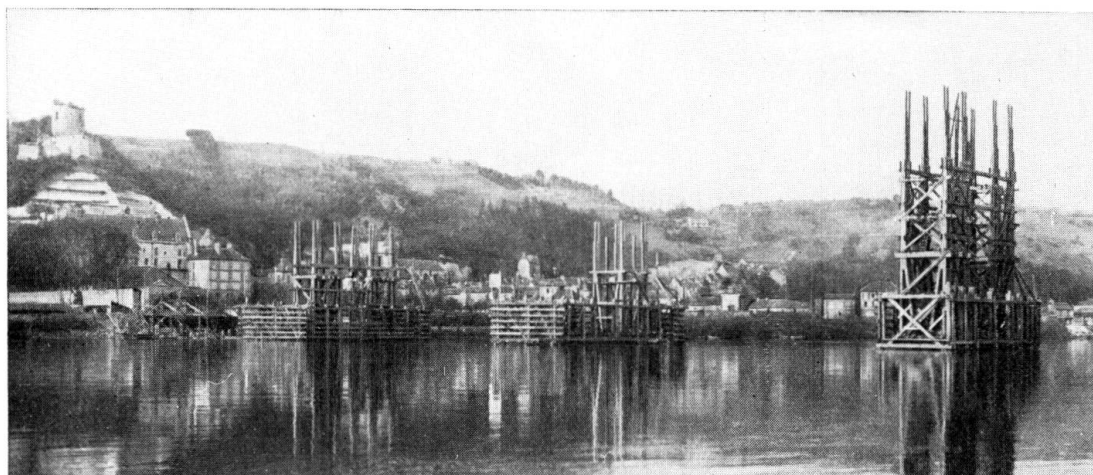


Fig. 6.

Pont de la Roche-Guyon.
Vue sur les falaises. Rive droite.

dessus du tablier avec le paysage que dominant les falaises de la rive droite (fig. 6).

La limitation de la flèche est d'ailleurs en concordance avec l'intérêt qu'il y a à restreindre la hauteur d'échafaudage au dessus du tablier.

Ces conclusions ne s'appliquent qu'aux types d'arc dont la variation des moments d'inertie est judicieusement étudiée; pour les autres, le surbaissement peut avoir, suivant le taux de travail, une influence considérable sur les sections.

3°) — *Choix de la forme de la section.* —

L'analyse de l'influence de la composition de la section sur le taux de travail (cf *M. Vallette* G. C. 9 Mai 1931) montrerait qu'il faut prendre une section large et à membrures minces.

Là encore, pratiquement, pour un arc à tablier suspendu, nous sommes limités par la nécessité de ne pas augmenter outre mesure la portée des pièces de pont.

C'est pourquoi nous avons adopté une largeur de 1,40 m dans toute la partie des arcs située au dessus du tablier. Ensuite, pour avoir un rapport $\frac{h}{l}$ le plus petit possible puisque nous nous trouvons en présence d'un grand arc surbaissé (cf *M. Vallette* G. C. 9 Mai 1931), nous avons élargi progressivement l'arc jusqu'à 3,00 m de largeur et diminué sa hauteur jusqu'à 1,45 m soit moins de $\frac{1}{110}$ de la portée. (Voir fig. 7, 8, 9.)

4°) — *Choix du taux de travail.* —

Le choix d'un taux de travail approprié est des plus importants comme le montre la courbe pleine C (Fig. 10) qui donne les variations de la section

moyenne en fonction du taux de résistance pour un arc de 161,00 m surbaissé au $\frac{1}{7}$ et supportant les surcharges et les différences de température imposées.

Si nous n'avions pas analysé ces variations, nous aurions pu être tentés, pour éviter de fretter le béton, de prendre un taux de travail courant. L'examen de la courbe montre immédiatement que, pour une limite de 80 kilogs par centi-

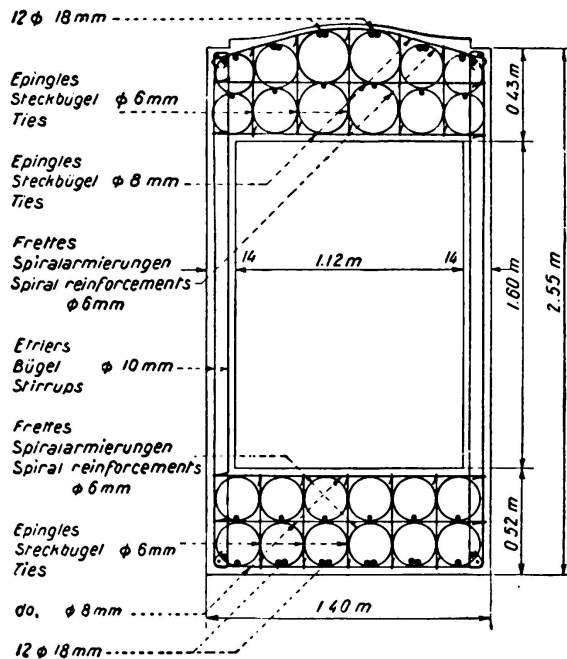


Fig. 7.

Coupe transversale
à la clef.

mètre carré, la masse de l'arc eut été le double de celle nécessaire pour réaliser l'arc au taux choisi de 125 kilogs par centimètre carré.

(Courbe 161 — 7 — II, les courbes I et III sont relatives à d'autres lois de variation des moments d'inertie dont il sera question plus loin dans l'étude comparative.)

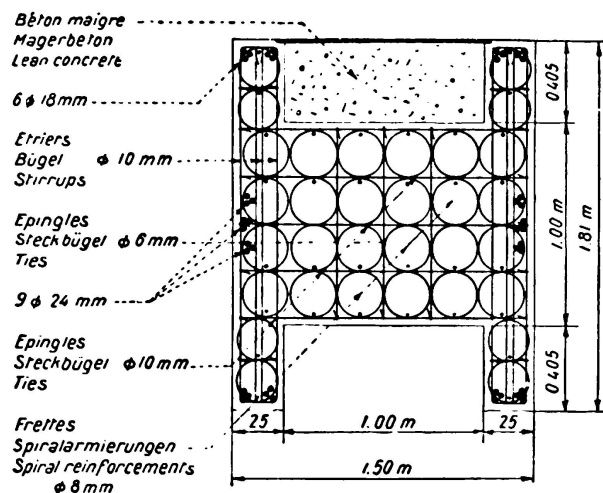


Fig. 8.

Coupe transversale
aux reins.

Ce choix était conditionné par la double nécessité d'obtenir l'arc le plus réduit et une sécurité suffisante contre l'accroissement trop brusque de la fatigue par suite de causes accidentelles. Pour une très faible diminution de section cet accroissement peut être considérable dans la branche horizontale de l'hyperbole

correspondant aux arcs «légers». C'est pourquoi nous nous sommes arrêtés à 125 kilogs par centimètre carré. Nous avons eu la preuve de la stabilité en vérifiant pour plusieurs sections que les coefficients de travail de 12 kilogs par millimètre carré sur les armatures tendues et de 180 kilogs pour le béton ne sont pas dépassés quand la surcharge est doublée.

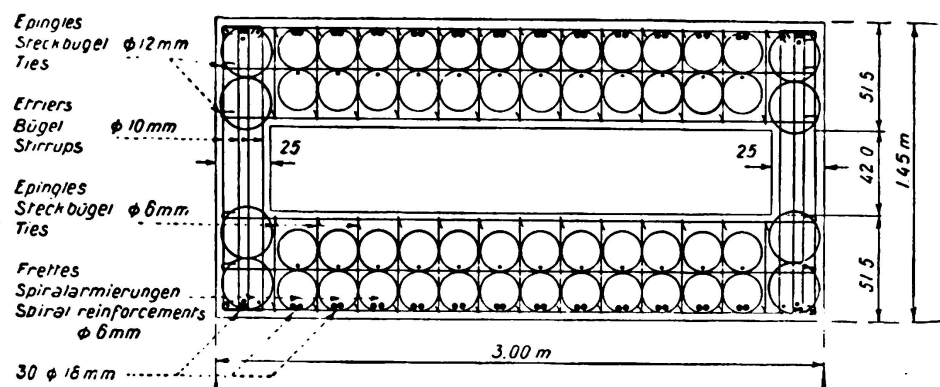


Fig. 9.

Coupe transversale aux naissances.

Les courbes C permettent aussi de trouver sur chacune d'elles un point tel qu'à une diminution de la section correspond un accroissement dR du taux de travail tel que $\frac{d\Omega}{dR} = \text{constante}$.

Cette dernière condition définit la stabilité d'un arc par la valeur de la tangente à la courbe au point correspondant au taux de travail choisi (ou par un multiple de cette tangente lorsque l'échelle des Ω et l'échelle des R sont diffé-

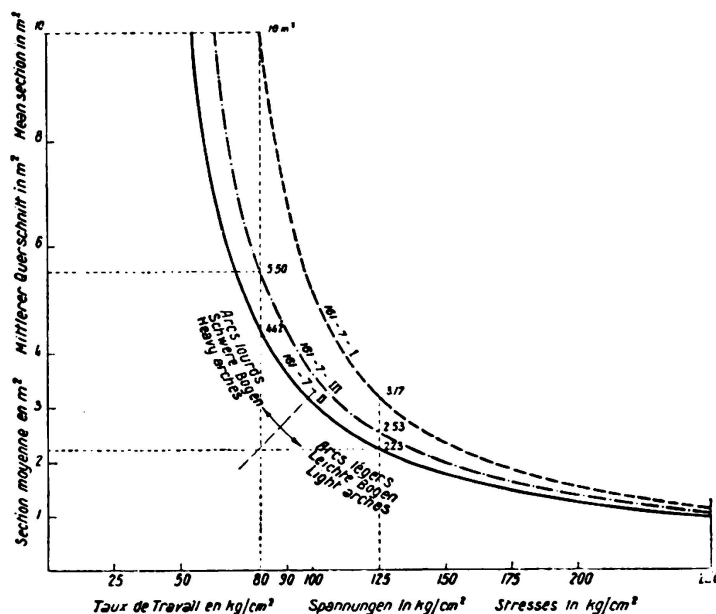


Fig. 10.

Courbes C.

Variations de la section moyenne en fonction du taux de travail pour trois types d'arc de 161.00 m de portée et surbaissés au 1/7.

rentes et que, par suite, la courbe est déformée). Toutes ces considérations et les études précitées ont conduit à la relation approchée:

$$l = \frac{\varepsilon R^n}{e^\alpha}$$

5°) — Portées limites des arcs. —

La constante α étant fournie par le type d'arc, pour un même surbaissement $\frac{1}{e}$, les constantes ε et n , convenablement déterminées, conservent aux arcs sensiblement la même stabilité et par suite le même caractère, lourd ou léger. La formule ci-dessus donne donc le moyen pratique de choisir la résistance du béton en fonction de la portée et du surbaissement. Comme nous l'avons vu ce choix est capital pour établir un arc à la fois économique et stable.

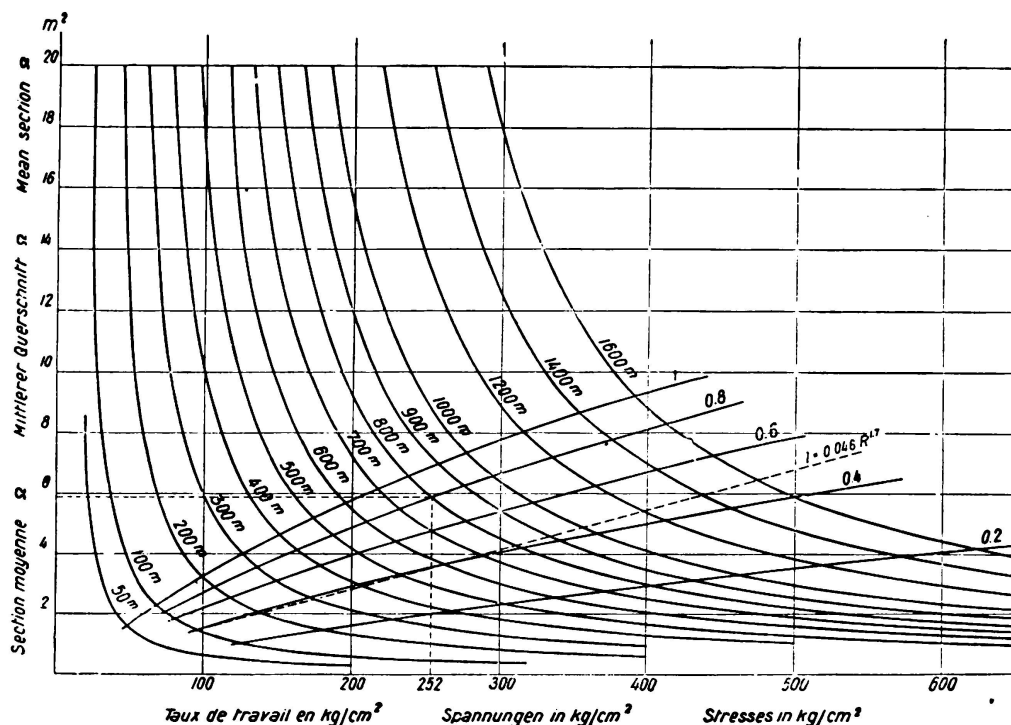


Fig. 11.

Courbes C.

Courbes de variation de la section moyenne en fonction du taux de travail R et courbes de stabilité pour des arcs de surbaissement $1/5$ mais de portées différentes. La surcharge pour un arc (pour pont-route) est supposée de 2 tonnes par mètre et les variations de température de $\pm 25^\circ$.

Grâce à cette formule, nous pouvons encore déterminer immédiatement la limite l de portée des arcs.

Nous avons tracé sur la figure 11, pour des portées croissantes, les courbes C représentant, en fonction du taux de travail R , les variations de la section moyenne d'arcs du type II surbaissés au cinquième.

Cette figure donne les courbes d'égale stabilité pour les arcs légers. La courbe marquée I sépare les arcs lourds des arcs légers. Avec les échelles choisies elle

correspond à la valeur $\frac{d\Omega}{dR} = 0,005$. Pour la Roche-Guyon, nous avons pris $\frac{d\Omega}{dR} = 0,0025$, soit 0,5 avec les échelles du graphique.

Pour la stabilité 0,4, nous avons tracé en pointillé (figure 11) la courbe obtenue par la loi approchée ci-dessus. Cette loi offre l'avantage d'augmenter un peu la stabilité pour les très grandes portées.

On remarquera que les courbes sont tracées en admettant que pour toutes les portées, les arcs supportent chacun une charge de 6600 kilogs par mètre linéaire en plus de leur poids propre: 2000 kilogs pour la surcharge et 4600 kilogs pour le tablier, les suspentes, le contreventement et tous les autres ouvrages accessoires. Cela correspond à une largeur libre de 8,00 m. Les courbes ci-dessus sont telles que, à très peu de chose près, la section moyenne des arcs est en proportion de la surcharge, celle-ci étant elle-même proportionnelle à la largeur.

Ceci résulte de la formule générale (2) établie par *M. Vallette* (2^{ème} volume des Mémoires de l'Association. Zurich 1934).

$$\Omega_0 = pl \frac{C_5 e\lambda + C_6 \frac{e}{\lambda} + \frac{C_8}{\lambda'} + \frac{C_1 l}{2 a^2 h} + \frac{C_2 h e^2}{2 l}}{R - C_4 \lambda l e + C_7 \frac{a^2}{\lambda} \left(\frac{h}{l}\right)^2 e^2 - C_3 \frac{h}{l} \times \frac{e}{2}}$$

L'application de cette formule à des arcs du type II (Type La Roche-Guyon) après détermination des coefficients C donne la formule (3) pour la section aux naissances

$$\Omega_0 = pl \frac{0,124 k_1 e\lambda + 0,0376 \frac{e}{\lambda} + 0,329 \times \frac{1}{\lambda'} + 5,95 + 0,00163 e^2}{R - 0,191 \lambda l e + t^0 e (0,0025 \frac{e}{\lambda} - 0,603)}$$

Pour les arcs du type I de moment d'inertie réduit et de section réduite constants on aurait (4)

$$\Omega_0 = pl \frac{0,121 k_1 e\lambda + 0,04 \frac{e}{\lambda} + 0,35 \times \frac{1}{\lambda'} + 3,57 + 0,005 e^2}{R - 0,28 \lambda l e + t^0 e (0,0127 \frac{e}{\lambda} - 1,54)}$$

Pour les arcs du type III définis par *M. Chalos*, Ingénieur des Ponts et Chaussées, Chef du Service Central d'Etudes Techniques du Ministère des Travaux Publics³ mais amélioré par le choix des sections creuses, d'aire réduite sensiblement constante on aurait (5)

$$\Omega_0 = pl \frac{0,125 k_1 e\lambda + 0,038 \frac{e}{\lambda} + 0,33 \times \frac{1}{\lambda'} + 4,85 + 0,002 e^2}{R - 0,248 \lambda l e + t^0 e (0,0037 \frac{e}{\lambda} - 0,61)}$$

³ Voir 2^{ème} Volume des Mémoires de l'Association. Zurich 1934.

Dans ces formules k_1 représente le rapport du poids du tablier et des accessoires, à la surcharge. Même dans le cas où ce rapport varierait de 2 à 3, ce qui est l'extrême limite, la répercussion de cette variation sur la formule serait insignifiante. Il convient de spécifier que les formules 3, 4 et 5, ne sont valables que pour les ponts routes et pour les mêmes paramètres $\frac{h}{l}$ et a^2 ; ⁴ les coefficients relatifs aux ponts de chemin de fer les modifieraient.

Si nous prenons pour exemple une portée de 800,00 m avec une largeur libre de 16,00 m, la figure 11 montre que la section Ω d'un arc à stabilité 0,8 serait de: $5,90 \times 2 = 11,80 \text{ m}^2$ avec une fatigue de 252 kilogs.

Avant que soient entrés dans la pratique courante les procédés nouveaux dont on attend un accroissement de la résistance du béton, les procédés courants permettent déjà d'envisager une telle portée.

Du fait que le coefficient de travail du béton fretté peut être augmenté à discrétion par le pourcentage des frettes, la seule limite est 0,60 de la résistance à l'écrasement du béton non fretté.

Une mise en oeuvre soignée permet de garantir une résistance minimum de 420 kilogs à 90 jours, ce qui correspond bien à la fatigue ci-dessus de 252 kilogs.

Cette possibilité, en ce qui touche la capacité du matériau, ne doit cependant pas faire perdre de vue les difficultés du problème en ce qui concerne l'exécution dont l'élément essentiel est l'échafaudage. Cette question sera traitée plus loin.

6°) — *Comparaison avec d'autres types d'arcs.* —

Nous comparerons le type d'arc II utilisé (fig. 12) avec deux autres types parfaitement définis:

L'arc parabolique encastré à section réduite constante (I) toujours cité dans tous les cours de résistance des matériaux.

Un type d'arc intéressant, à inertie réduite croissant de la clé aux naissances selon la loi:

$$J' = \frac{J_{\text{clef}}}{1 - \frac{K-1}{K} m^r}$$

préconisé par *M. Chalos* qui a donné des tables pour en effectuer le calcul rapide (Association Internationale des Ponts et Charpentes, 2^{ème} Volume des Mémoires, Zurich 1934). m désigne le paramètre $\frac{x}{a}$, rapport de l'abscisse à la demi-portée de l'arc et K est le rapport entre les moments d'inertie réduits de naissance et de clé.

Il est à remarquer que pour $K = 1$ on retrouve l'arc I.

Nous avons supposé les arcs de ces deux types construits dans les mêmes conditions que ceux de la Roche-Guyon avec les mêmes données de surcharge et de température.

⁴ h : hauteur de la section, r : rayon de giration $= ah$, Ω : aire de la section. $J = \Omega a^2 h^2$.

Pour réduire leur section moyenne au minimum, nous les avons même fait bénéficier des études de *M. Vallette* en ce qui concerne la composition de la section. Ils ont donc la forme d'un caisson rectangulaire de 1,40 m de largeur pour toute la partie située au dessus du tablier et s'élargissant ensuite progressivement jusqu'aux naissances. Cet élargissement est modéré par la nécessité de réaliser un moment d'inertie de naissance qui, pour les deux types précités, dépasse cinq fois la valeur du type de la Roche-Guyon et qui, par conséquent, oblige à conserver une section épaisse.

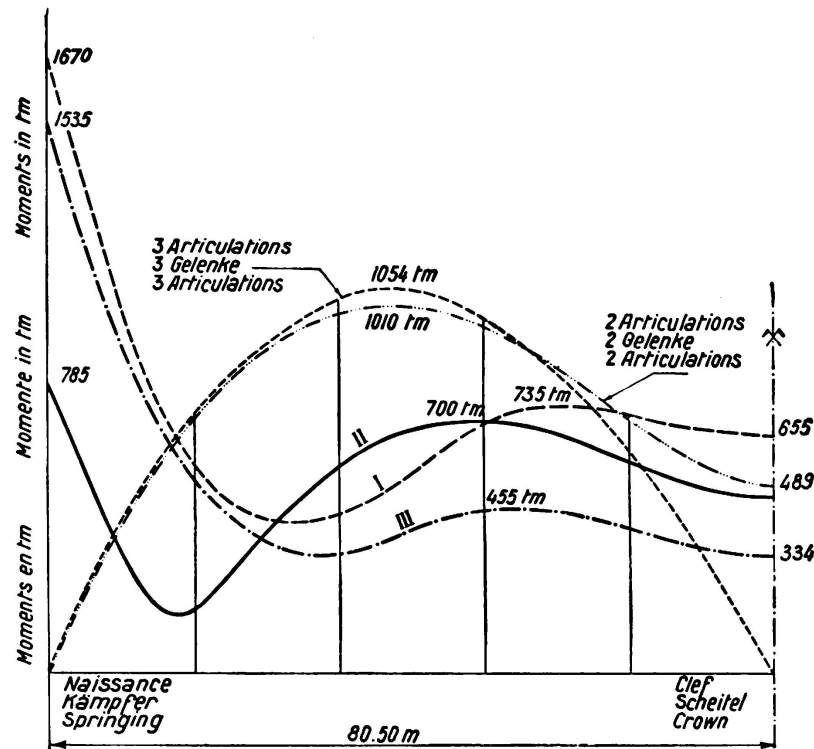


Fig. 12.

Courbes enveloppes des moments maxima pour le pont de la Roche-Guyon supposé établi avec cinq types d'arcs différents.

La figure 13 donne les courbes des moments d'inertie réduits J' et des sections réduites Ω' utilisés dans les calculs précités pour les trois types d'arcs.

En supposant, comme pour l'arc de la Roche-Guyon, que le tracé de la fibre moyenne est la courbe des pressions des charges permanentes et que les contractions fixes sont compensées, nous avons pu, grâce aux lois de similitude, tracer pour ces arcs les courbes qui donnent les variations de la section moyenne en fonction du taux de résistance (fig. 10 Courbe C. I et III).

La supériorité du type d'arc à égalisation de moments s'affirme nettement pour les arcs de stabilité moyenne. En pratique, ce sont d'ailleurs les seuls à considérer, les arcs lourds n'étant pas économiques et les arcs très légers étant trop instables. Ainsi pour le taux de travail de 125 kilogs choisi à la Roche-Guyon, donnant une section moyenne de 2,23 m², il aurait fallu 3,17 m² pour un arc à section réduite constante et 2,53 m² pour un arc du type de *M. Chalos* en prenant $K = 5$ et $\gamma = 2$.

Nous soulignons que, pour obtenir ce résultat, nous avons modifié ce dernier arc pour qu'il soit intégralement d'égale résistance et travaille partout à 125 kilogs.

Dans ce but, nous avons pris une loi quelconque pour les aires et nous n'avons suivi rigoureusement que la loi des moments d'inertie vrais :

$$J = \frac{J_{\text{clé}}}{\left(1 - \frac{4}{5} m^2\right) \cos \alpha}$$

C'est en effet la seule qui soit prépondérante et conditionne la distribution des efforts; les aires des sections n'interviennent que par leur moyenne.

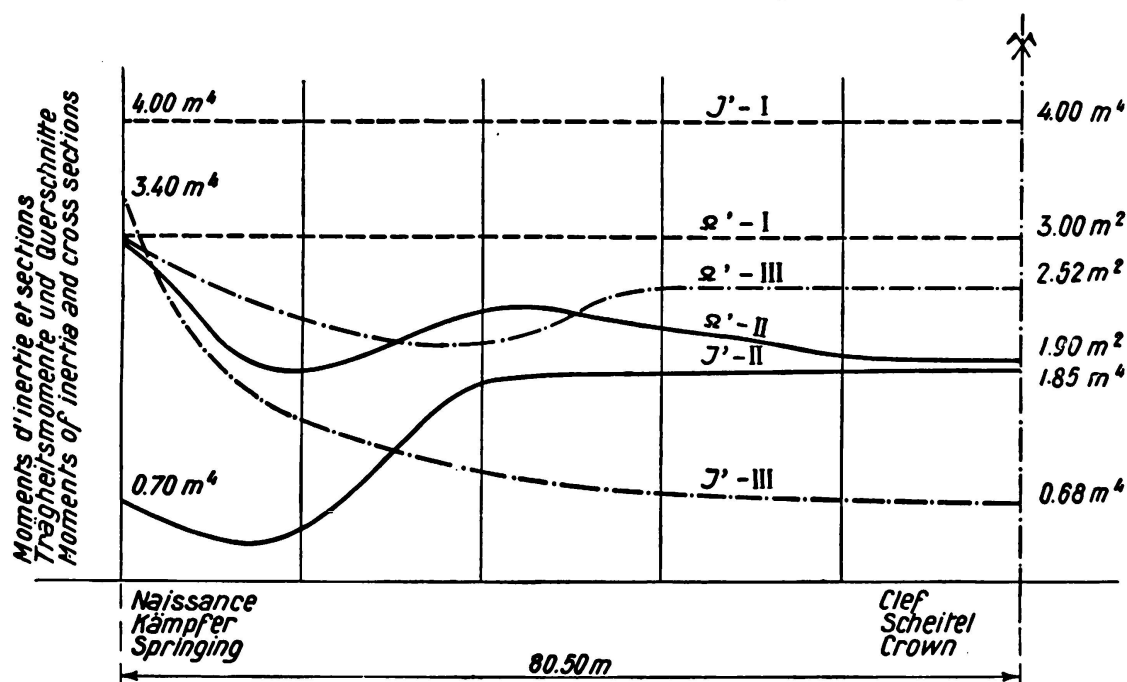


Fig. 13.

Valeurs des moments d'inertie réduits et des sections réduites en tous les points de l'arc de la Roche-Guyon pour les types I, II et III. Ces valeurs ont servi à l'établissement des courbes C de la fig. 10 et des enveloppes fig. 12.

L'avantage du type que nous avons adopté, déjà grand, en ce qui concerne la diminution du cube de béton, est incontestable pour les culées. Il donne des moments les plus réduits aux naissances comme le montre la figure 12 où nous avons tracé les courbes enveloppes des moments maxima. Au gain sur les moments s'ajoute celui dû à l'effort normal, les réactions d'appui s'établissant ainsi :

| | |
|---|------------------------|
| Type II la Roche-Guyon | M = 785 tonnes mètres |
| | N = 1850 tonnes |
| Type III de M. Chalos avec loi des aires quelconque | M = 1535 tonnes mètres |
| | N = 2060 tonnes |
| Type I à section réduite constante | M = 1670 tonnes mètres |
| | N = 2200 tonnes |

On pourrait nous objecter qu'un arc à deux articulations eut évité tous moments aux culées. Mais lorsqu'on atteint des efforts normaux de 2000 tonnes

par arc, les articulations deviennent, ou difficiles à réaliser en béton fretté car il faut atteindre des largeurs de l'ordre de 5,20 m par arc, ou coûteuses si l'on adopte des pièces en acier moulé. De plus, la section moyenne est plus forte qu'avec l'arc encastré du type que nous avons utilisé. A titre indicatif, nous avons figuré la courbe enveloppe des moments maxima dans le cas d'un arc à 2 articulations appliqué à la Roche-Guyon (fig. 12).

Il appert de ce qui précède qu'il est possible d'obtenir des arcs ayant sensiblement le même taux de travail dans une section quelconque quelle que soit la loi d'inertie choisie, c'est-à-dire qu'on peut toujours faire un arc d'égale résistance en béton armé en faisant varier la forme et l'aire des sections. Mais parmi tous ces arcs d'égale résistance, il en existe deux qui donnent la masse minimum à mettre en oeuvre: l'un est l'arc à inertie croissant de la clé aux naissances suivant la loi donnée par *M. Chalos*, l'autre est celui à inertie décroissante du type utilisé à la Roche-Guyon. Selon le cas concret qu'on a à réaliser, l'avantage passera à l'un ou l'autre suivant le surbaissement et l'importance relative de la charge permanente et des surcharges. Pour le type III, il faudra naturellement choisir au mieux K et γ .

La loi de *M. Chalos* convient particulièrement aux ponts à tablier supérieur pour lesquels l'intérêt que présente l'amincissement à la clé au point de vue de la hauteur libre se concilie avec l'esthétique en offrant une réminiscence des beaux ponts en maçonnerie épaissis aux naissances. Il faut évidemment pour cela que le sol soit apte à la résistance aux moments sur piles et culées.

Comme exemple des grands ouvrages construits d'après cette Loi, nous citons le Pont sur la Loire à Bas-en-Basset construit par la Société de Constructions Industrielles et de Travaux d'Art (fig. 14). La portée est de 112,00 m.

Le profil de l'arc est une parabole du 4^{ème} degré.

La hauteur de la section à la clé est de 1,90 m.

Elle augmente progressivement jusqu'à 3,275 m aux naissances.

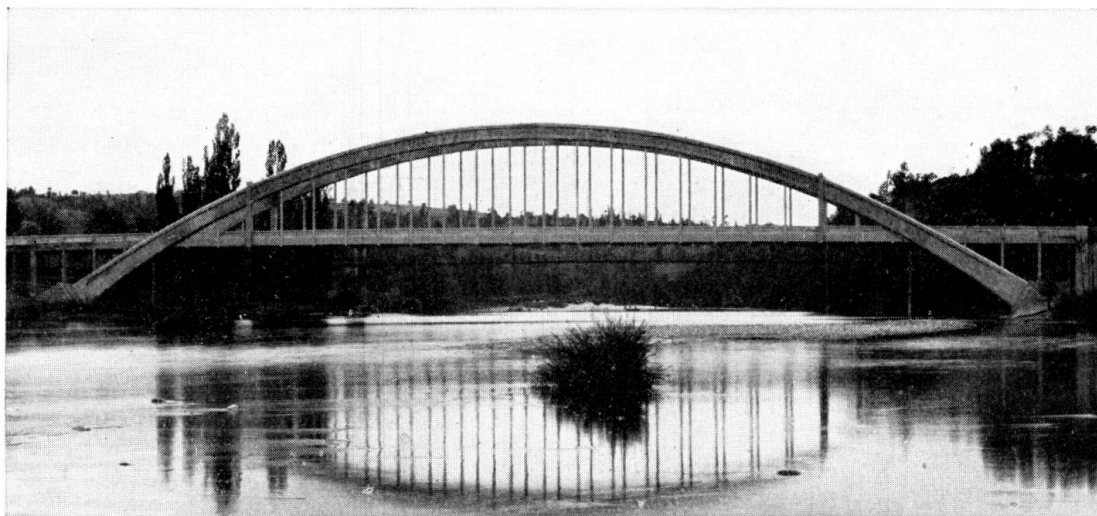


Fig. 14.

Pont sur le Lignon.

On remarquera l'heureuse adaptation de ce type d'ouvrage au paysage. Presque rien de la nature n'est caché par les éléments de résistance qui se bornent à l'arc et au tablier. Tout s'aperçoit à travers les minces suspentes.

La fig. 15 représente le pont sur le Lignon.

7°) — *Calculs.* —

Réserve faite sur le coefficient de stabilité au dessous duquel il ne serait pas prudent de descendre et dont les épures de la forme des figures 10 et 11 donneront la mesure, les formes légères sont les seules à envisager pour les ponts de grandes portées.

En contre-partie de cet avantage, elles demandent des déterminations plus précises que les formes massives dont le poids propre est un élément de stabilisation des efforts. Mais, le but à atteindre justifie l'effort de recherche nécessaire. D'ailleurs, les lois de similitude générale⁵ permettent de ne faire cette étude qu'une fois pour toutes pour un arc type; les efforts et les sections dans un arc de même forme mais de portée, flèche, résistance du matériau quelconques, s'en déduisent par simple proportion.

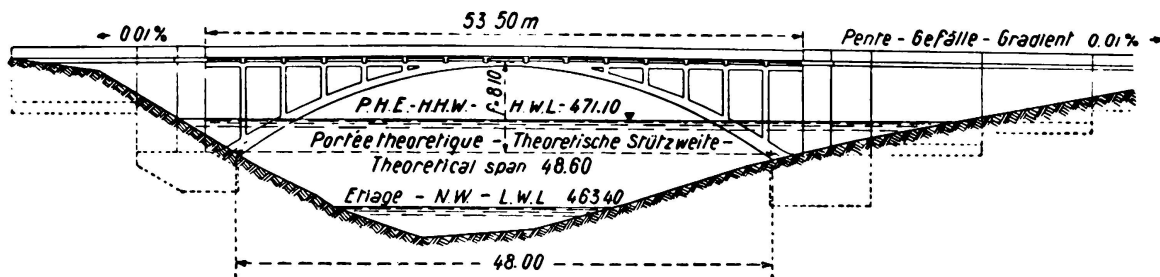


Fig. 15.

Pont de Bas en Basset.

Nous avons tenu à en faire la vérification à l'occasion du Pont de la Roche-Guyon.

Une épure type ayant été établie depuis quelques années pour la forme d'arc adoptée, l'application de la similitude nous a donné les valeurs ci-après:

| | |
|--|-------------------------|
| aux naissances | M = — 796 tonnes mètres |
| | N = 1842 tonnes |
| aux reins, à 32,00 de la clé | M = + 710 tonnes mètres |
| | N = 1646 tonnes |
| à la clé | M = + 520 tonnes mètres |
| | N = 1620 tonnes |

A titre documentaire, nous avons refait, par les méthodes les plus précises, les déterminations directes pour l'arc de la Roche-Guyon.

Nous avons utilisé les formules stables et les procédés de calcul graphique décrits par M. Vallette dans les Annales des Ponts et Chaussées (VI 1925).

La méthode graphique est la seule qui rende tangible le sens dans lequel on doit faire varier les données pour obtenir certaines distributions d'efforts. C'est la seule qui permette de tenir compte intégralement des anomalies de sections telles que des variations assez rapides d'inertie en certains points.

⁵ M. Vallette, Génie Civil du 9 Mai 1931.

De plus, avec elle, toutes les causes d'erreur sont pratiquement éliminées. Sa sensibilité est considérable puisqu'elle nous a permis de rectifier la courbe des poussées à moins de 0,5 % près.

Contrairement à ce que pensent certains auteurs, elle peut être utilisée sur toute la portée de l'arc. Il n'est pas nécessaire de recourir au calcul pour avoir les effets d'une charge placée près des naissances. Il suffit d'adapter le procédé en ces points en prenant des origines différentes pour les abscisses, ce qui permet de préciser davantage certaines constantes.

Les moments, efforts normaux et efforts tranchants, ont été déterminés directement à l'aide de l'épure des réactions, chaque sommet étant pris au droit d'une suspente.

Nous donnons les réactions pour les suspentes paires, la courbe des intersections et les courbes enveloppes des réactions d'appui (fig. 16). Cette épure est tellement sensible, qu'il est impossible de faire une erreur sur la position des

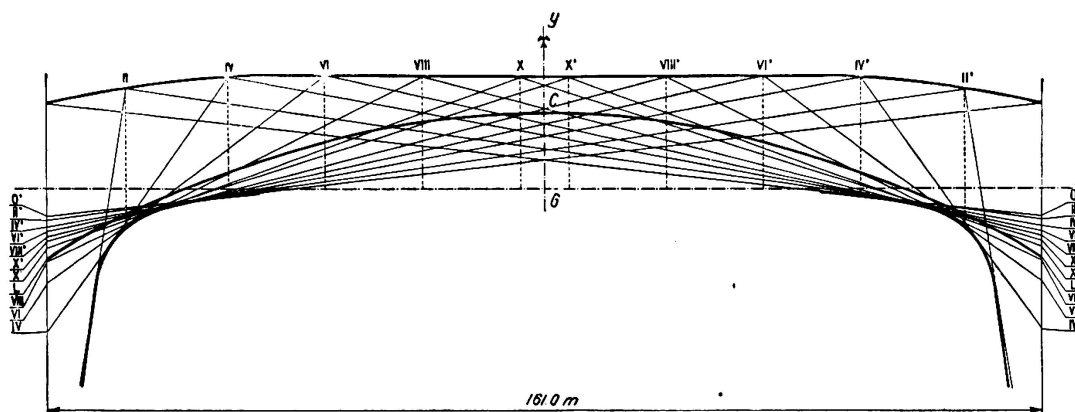


Fig. 16.

Courbe d'intersection et courbes enveloppes des réactions d'appui pour les arcs du pont de la Roche-Guyon.

réactions. Ces dernières sont à la fois astreintes à se succéder dans l'ordre, sans chevauchement, pour réaliser la courbe enveloppe et à découper sur les verticales des culées, des segments qui croissent suivant une loi régulière et définie.

Nous avons admis que les fatigues maxima étaient données en tous points par le moment maximum combiné avec l'effort normal qui lui correspond. En l'espèce, cette hypothèse est très proche de la vérité.

Les efforts trouvés d'après cette méthode sont:

| | |
|--|-------------------------|
| aux naissances | M = — 785 tonnes mètres |
| | N = 1842 tonnes |
| aux reins, à 32,00 m de la clé | M = + 702 tonnes mètres |
| | N = 1641 tonnes |
| à la clé | M = + 490 tonnes mètres |
| | N = 1615 tonnes |

Si nous comparons avec les valeurs données précédemment par les lois de similitude, nous constatons qu'elles étaient nettement suffisantes pour déterminer

l'arc d'une façon absolue et que l'emploi exclusif de cette épure eut été parfaitement justifié, même avec les petites différences de tracé (funiculaire des charges permanentes) que comportent toujours deux arcs réels.

La seule indétermination du calcul ne pourrait donc résider que dans la valeur du coefficient d'élasticité du béton pour le calcul de l'effet des contractions. Mais avant de procéder, à la Roche-Guyon, à la compensation des effets ultérieurs de retrait et des charges du tablier, nous étions édifiés sur la valeur de ce facteur capital.

Nous avons fait pour cela des expériences très intéressantes au pont sur l'Oued Chiffa, sous la voie normale de Chemin de Fer d'Alger à Oran.

Chaque arc établi en béton armé vibré avait la forme d'un caisson rectangulaire de 5,00 m de largeur. Le type adopté était celui à inertie décroissante de la clé aux naissances; il était imposé par le grand surbaissement, les effets considérables des surcharges (locomotives) et les variations de température très importantes en Algérie.

Pour opérer avec précision, nous avons préalablement abaissé les cintres car, dans d'autres opérations semblables nous avons remarqué que la précision des observations eut été faussée par le fait que la détente du tassement des bois maintient l'appui des arcs sur le cintre au delà des reins. La hauteur dont il faudrait surélever les arcs pour les libérer de cette action verticale de haut en bas est de beaucoup supérieure à celle qui correspond à la compression voulue pour le décintrement et la compensation et cela occasionnerait des moments fléchissants importants.

Le cintre abaissé après clavage par les vérins, il suffit d'agir convenablement sur ceux-ci pour obtenir les déformations théoriques et parvenir à une position de l'arc où la courbe des pressions des charges en oeuvre coïncide sensiblement avec la fibre moyenne. L'arc est alors sans effort secondaire parasite. Nous définissons cette position: état neutre de l'arc. Cet état est obtenu lorsque l'arc est ramené par les vérins à la position qu'il occupait primitivement sur cintre (moins l'abaissement $\int N \frac{ds}{E\Omega} \times \frac{dy}{ds}$ correspondant aux compressions qui est toujours négligeable dans ce cas), l'ouverture du joint étant sans rotation.

Connaissant alors la pousée qui, à l'état neutre est centrée sur la fibre moyenne et le raccourcissement réel ϵ de l'arc, nous possédons des bases sûres pour déterminer le coefficient d'élasticité E. Ce coefficient a été trouvé égal à $2,1 \times 10^6$ pour le premier arc et à $2,3 \times 10^6$ t. par mètre carré pour un deuxième arc. Les opérations étaient faites 18 jours après l'achèvement du bétonnage de chaque arc.

Ceci s'applique à du béton au dosage de 400 kilogs. Nous étions donc en droit d'adopter à la Roche-Guyon, où le dosage est le même, la valeur $2,2 \times 10^6$.

Dans la deuxième partie de ce rapport, relatif à la construction des ouvrages, on verra que cette valeur a été, à très peu de chose près, corroborée par les observations minutieuses qui ont été faites pendant les opérations de décintrement des éléments successifs de bétonnage et de l'arc fini, ainsi que pendant les compensations.

Chapitre II.

Arcs à trois articulations.

Pour ces arcs, les calculs sont très simples puisque les réactions sont connues sans aucun recours aux déformations élastiques et sans intervention de la température et du retrait.

A titre de comparaison, nous avons tracé sur la figure 12 la courbe des moments maxima sur un arc de même tracé que celui de la Roche-Guyon, mais à trois articulations.

L'aire des $M dx$ donnant la mesure du moment moyen est plus grande que celle des types II et III, plus petite que celle des arcs I et IV, l'inégalité de répartition des moments passant de 0 à un maximum ne répondant pas à une bonne utilisation de la matière. L'avantage que pourrait conférer à ce type la suppression du moment sur culée a comme rançon le dispositif d'articulation coûteux dont la pratique ne nous paraît pas devoir convenir aux grandes portées en raison des grandes fatigues locales introduites dans le béton. Il est évident que si le coefficient de stabilité choisi rend admissible et judicieux un coefficient de travail dépassant 125 kilogs dans les sections courantes, on aura de la peine à réaliser les articulations autrement qu'avec des pièces en acier moulé étudiées avec soin pour tenir sans des limites étroites d'indétermination du point de passage des réactions à travers les surfaces en contact.

Pour les grands surbaissements, il faudra apporter toute son attention sur les déplacements de ce point si l'on emploie le dispositif connu de roulement d'une surface convexe sur une surface concave de plus grand rayon ou plan, ce déplacement pouvant atteindre une grandeur non négligeable sous l'effet du retrait ajouté à celui de la température dans compter un autre effet, celui des compressions lentes sur lequel l'Ingénieur *Freyssinet* a attiré l'attention des Constructeurs il y a quelques années et qui fait l'objet d'observations en vue d'en déterminer les lois.

Dans les arcs à trois articulations, les phénomènes ci-dessus acquièrent une importance plus grande en raison de la liberté angulaire. Ainsi, pour un retrait de 0,22 mm par mètre que l'on doit compter après décintrement, l'arc encastré de la Roche-Guyon s'abaisse de 0,0548 m tandis que l'arc à trois articulations de même portée et de même flèche s'abaisserait de 0,067. Il en est de même pour un abaissement de température de 20 degrés.

Si des circonstances particulières conduisaient à exécuter des arcs à trois articulations de grandes portées et à grand surbaissement, nous jugerions prudent de réserver le moyen de replacer les vérins de décintrement au bout d'un temps de service pour rétablir les arcs dans leur position après le retrait ou après l'effet de compressions lentes.

Il est juste toutefois de reconnaître que, jusqu'à des portées de 100 mètres, le type à trois articulations a pu fournir des solutions intéressantes. Une des dernières applications a eu lieu sur la Meuse avec deux ponts d'une portée de 97 mètres et de 9,00 m de flèche d'après les projets de la *Société Charles Rabut et Cie* (fig. 17 et 18).

L'auteur du projet a judicieusement tiré parti de la faculté qu'offre la disposition des arcs en dessous. Le hourdis du tablier sert de zone de compression

de part et d'autre de la clé jusqu'au point où, s'il s'agit d'un tympan évidé il y a intérêt, tant au point de vue de l'aspect qu'à celui de l'économie, à limiter la hauteur des âmes. A la suite, les arcs ont leur propre hourdis de compression suivant la courbure.

L'auteur du projet a pu ainsi, à son gré, accroître la stabilité de l'arc dont la hauteur aux reins atteint 3,50 m soit environ le $\frac{1}{28}$ de la portée. Il s'est mis

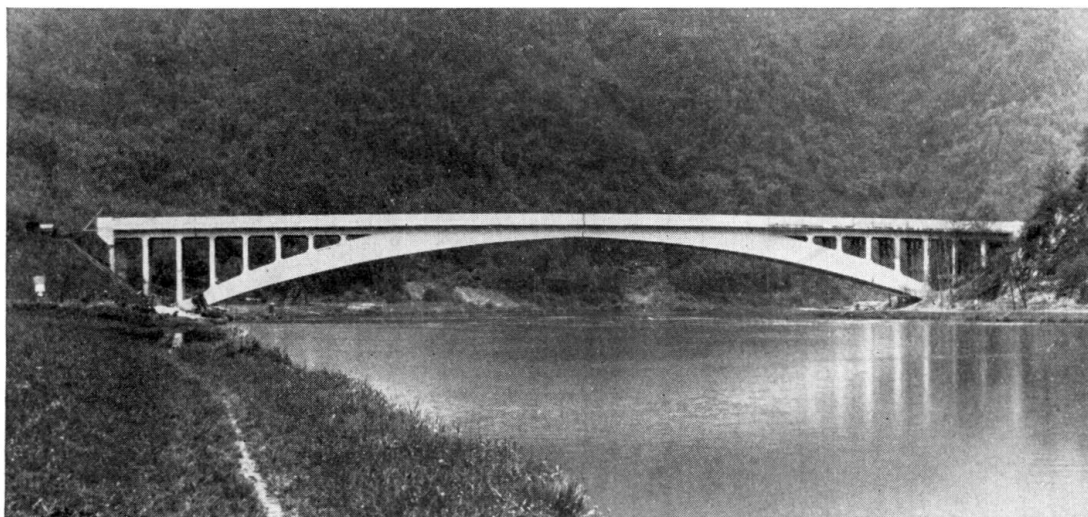


Fig. 17.

Pont de 97,00 m de portée sur la Meuse à Laifour (3 articulations).

ainsi à l'abri de l'indétermination du passage des réactions dans l'épaisseur de 0,42 qu'il a fallu donner aux articulations.

Une contreflèche de 0,15 m a été réservée en prévision de l'abaissement ultérieur sous l'effet des phénomènes dont nous avons parlé.

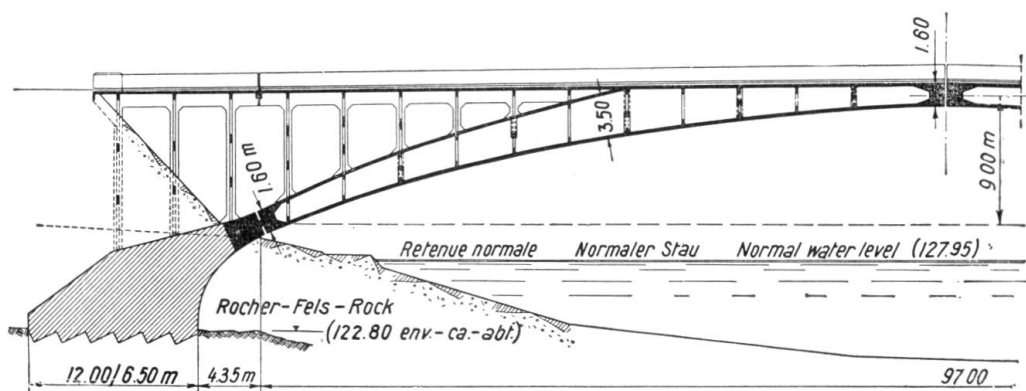


Fig. 18.

Pont de Laifour. Coupe longitudinale.

Dans le système à trois articulations, il est intéressant aussi de citer un dispositif qui s'inspire de l'espoir mis dans les poutres paraboliques à treillis pour franchir les grandes portées. Il consiste à diminuer et même à détruire l'effet dans le tirant par l'inclinaison des réactions à l'aide d'une bielle inclinée sous le tablier (fig. 19). Les trois articulations se trouvent en A B C.

La bielle A B détermine exactement la direction des réactions d'un côté et, par conséquent, celle du côté opposé. La poutre parabolique est traitée exactement comme une poutre à réaction verticale avec cette différence que l'effort de tension dans le tirant est remplacé par une poussée sur les culées. Les treillis dont l'effort est déterminé par la composante verticale des réactions sont exactement les mêmes.

Nous avons fait la première application de ce dispositif en 1925 pour la construction du pont de 91 mètres de portée, sur le Lot, à Port-d'Agrès dont la figure 16 reproduit les dispositions (Génie Civil du 18 Février 1928).

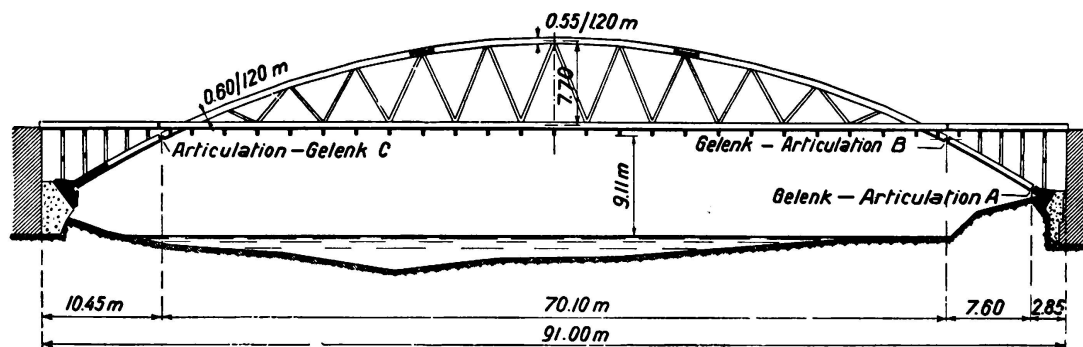


Fig. 19.

Pont de 91,00 m de portée sur le Lot à Port-d'Agrès. 3 articulations sous le tablier.

La maison *Christiani et Nielsen* vient de faire une application plus importante avec une portée de 143 mètres sur la même rivière à Castelmoron, (fig. 20), avec cette différence que les barres de treillis sont nues.

La suspension du tablier à la membrure supérieure par les barres de treillis, crée des efforts de tension qui se retranchent des efforts de compression produits par la surcharge dans sa position la plus défavorable.

Les constructeurs écrivent que, au pont de Castelmoron, la tension a toujours été prépondérante et qu'ainsi aucune des barres n'a jamais cessé d'être active.

Au pont de Port-d'Agrès, la compression subsistait dans presque toutes les barres mais avec une faible valeur qui excluait toute crainte de flambage.

La prépondérance de la tension doit forcément disparaître avec l'augmentation de la portée parce que la compression due aux surcharges est proportionnelle à la portée tandis que la tension due au poids du tablier est à peu près constante.

L'enrobage des barres de treillis de grandes longueurs en vue de résister à la compression et les dispositions à prendre pour éviter leur flambage entraînent à des complications telles qu'on peut très nettement affirmer que, pour les grandes portées, la poutre parabolique ne procurerait pas la solution la plus économique.

Il y a même un fait qui obligerait à les proscrire au delà d'une certaine limite. Dès que les barres de treillis ont une grande longueur et font un petit angle, ce qui arrive vite puisque la base de la triangulation est limitée par la portée des longerons, les allongements et les raccourcissements de ces barres sous l'effet des surcharges provoquent des déformations auxquelles se prêtent mal la membrure supérieure et le tablier. Les moments qui en résultent deviennent d'un ordre tel qu'au delà d'une portée de 150 mètres, sinon plus tôt, on sera

amené à donner la préférence à l'arc autostable sans liaison triangulaire avec le tablier.

Reconnaissant le degré que peut atteindre le caractère hyperstatique intérieur du système, les Constructeurs du Pont de Castelmoron ont eu le soin d'envisager la mise hors de cause de l'une des deux barres de chaque noeud par la prépondérance de la compression. L'utilisation de l'effet de l'inclinaison des barres restantes est intéressante lorsque l'esthétique n'en souffre pas. Les moments qui se produisent dans l'arc avec des suspentes droites sont diminués des moments $\frac{Ph}{\text{tg } \alpha}$ (fig. 20) produits par la composante horizontale.

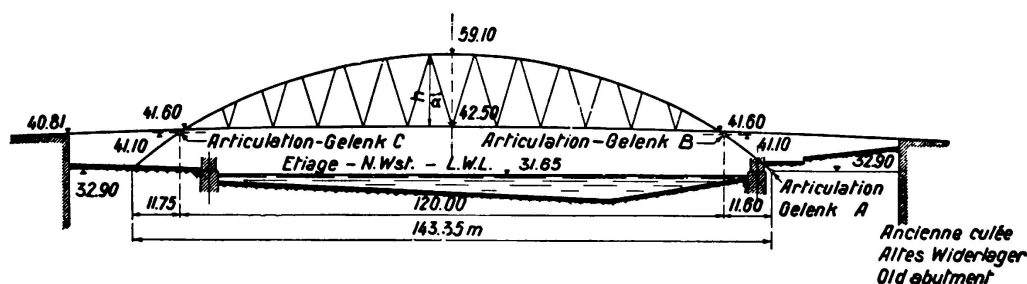


Fig. 20.

Pont de 143,00 m de portée sur le Lot à Castelmoron. 3 articulations sous le tablier.

DEUXIÈME PARTIE.

Construction.

La construction des grands ponts en arc s'oriente de plus en plus vers l'étude des procédés d'exécution au premier rang desquels se placent les échafaudages dont, sans aucune atteinte à la sécurité, il importe de concevoir des dispositions économiques si l'on veut que le béton armé reste une solution judicieuse.

Nous donnons dans un premier chapitre des indications sur les échafaudages récents et décrivons assez longuement, à titre d'exemple nouveau, ceux qui ont été utilisés à la Roche-Guyon.

Dans un deuxième chapitre nous exposons plus succinctement les procédés d'exécution récemment utilisés.

Chapitre I^{er}.

Échafaudage.

De tout temps, les Constructeurs de Ponts ont tendu à traiter comme une oeuvre d'art l'échafaudage lui-même sur lequel sont posés les éléments avant d'acquiescer la résistance par leurs réactions mutuelles.

Les exemples abondent de ponts en maçonnerie où le plus de science et d'art ont été dépensés dans l'échafaudage.

Il devait en être de même pour le béton armé qui a succédé à la maçonnerie dans la résolution de plus grands problèmes.

Quelle que soit la grandeur de l'oeuvre, les Annales de la Construction ne sépareront jamais du Pont de Plougastel le souvenir de l'échafaudage qui a servi à l'édifier. Les Ingénieurs ne cesseront pas d'y trouver un des plus beaux

exemples de l'adaptation des moyens d'exécution à ce que la nature nous offre, et du parti qu'un constructeur réfléchi peut tirer des éléments qui, à d'autres égards, lui sont hostiles. Ceux qui ont eu à étudier le même projet ont été saisis par le mouvement des marées dans cet estuaire et par la quasi impossibilité d'appui entre les deux rives espacées d'environ 600 mètres. Pourtant, sous la maîtrise du chef, avec quelle docilité le flot ne s'est-il pas prêté à porter trois fois le cintre unique de 150 mètres à marée montante, à le poser sur ses appuis à marée descendante.

Puissante et coûteuse installation, certes, pour cette utilisation de si grandes forces naturelles, mais combien judicieuse puisque le cintre devait servir trois

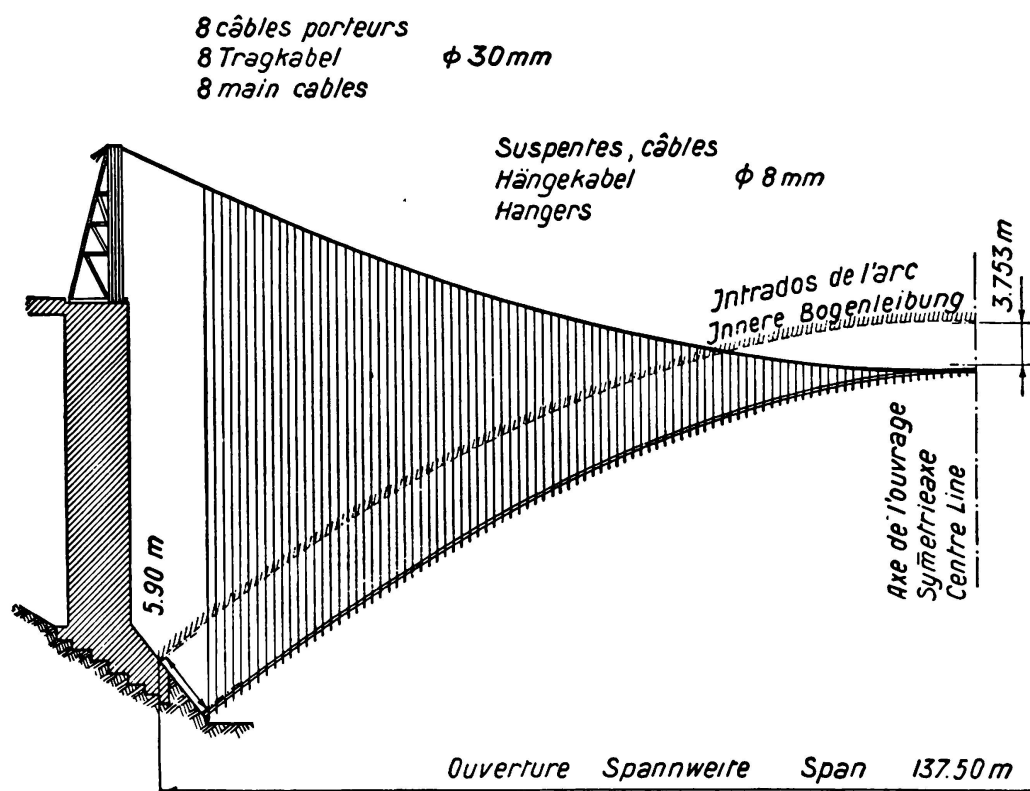


Fig. 21.

Pont de la Caille de 137,50 m d'ouverture. Montage de l'échafaudage par câble suspendu.

fois. Manoeuvre difficile et délicate car il fallait tout prévoir pour réussir l'opération dans un temps strictement déterminé par les marées; mais l'Entreprise Limousin, appliquant les procédés *Freyssinet*, avait déjà maintes fois donné la preuve qu'elle pouvait ne pas hésiter à affronter les problèmes les plus délicats de la construction.

La situation du Pont des *Usses* (Haute-Savoie), dit Pont de la *Caille*, méritait aussi que fussent étudiées des dispositions spéciales pour son échafaudage. Le ravin profond d'environ 150 mètres ne pouvait servir d'appui à des palées d'échafaudage et pourtant il s'agissait d'une ouverture libre de 140 mètres.

Les dispositions étudiées par l'Ingénieur *Caquot* sont un précédent précieux de la solution de montage des cintres dans le vide à l'aide d'un câble suspendu (fig. 21 et 22).

Dès la constitution des premières fermes porteuses le renforcement du cintre se fait dans la mesure voulue pour porter le premier anneau de béton comme le ferait un pont en bois. La rigidité voulue est obtenue par le treillis multiple qui relie les membrures.

Il y a dans cette solution une application judicieuse du pont suspendu à la construction des cintres des grands ouvrages; nous avons le sentiment qu'elle devra toujours se présenter à l'esprit quand il s'agira des grandes portées que le béton armé ambitionne à juste titre.

L'échafaudage du pont de la Roche-Guyon nous a servi d'étude aux mêmes fins. Déjà la portée de 161 mètres est la plus grande qui ait été franchie avec

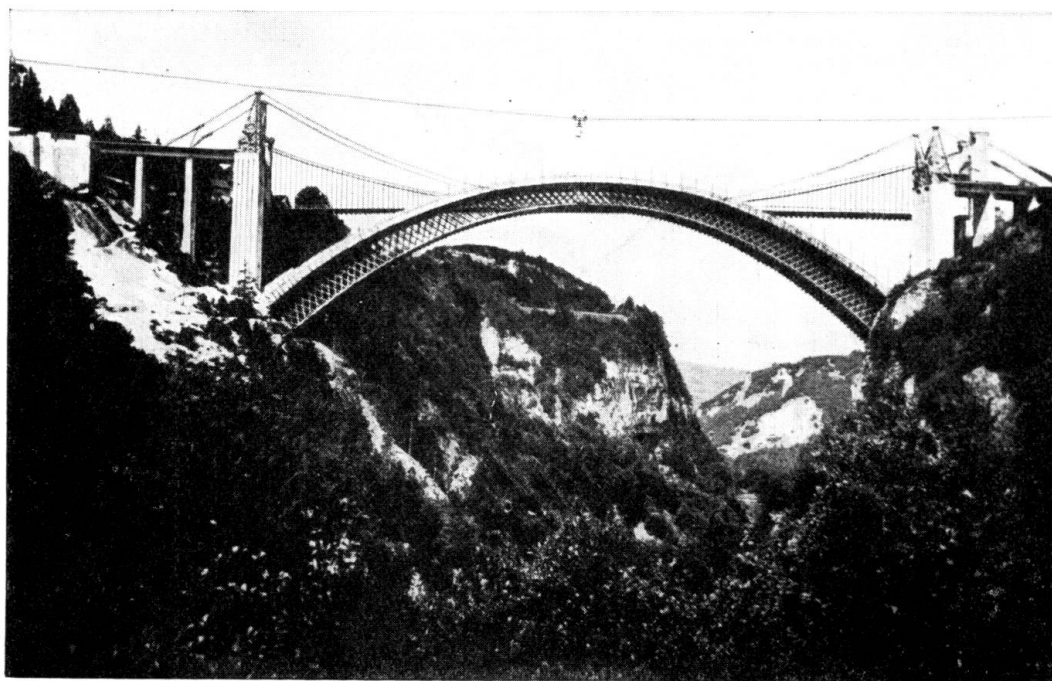


Fig. 22.

Pont de la Caille.

le type d'arc à tablier suspendu. C'est le même type qui s'imposera lorsqu'il s'agira de franchir des grands fleuves car il est rare que l'on puisse trouver sous le tablier la flèche d'un grand arc.

Il n'eut pas été logique de ne pas prendre d'appui dans le fond de la rivière. Cependant, pour tirer les conclusions que nous cherchions, nous avons été amenés à n'avoir que trois palées en rivière et à les espacer de 43,00 m d'axe en axe.

Notre programme était de ne regarder ces palées que comme devant servir à supporter le poids propre du tablier de l'échafaudage et du cintre, ceux-ci devant, après montage, supporter seuls la charge du béton de l'arc (Fig. 23 et 24). Cependant, pour cette première application sur un fleuve qui est la plus grande voie navigable de France, nous n'avons pas voulu appliquer intégralement nos conceptions sans vérification préalable et nous avons calculé l'échafaudage pour supporter la totalité de la charge si une circonstance quelconque l'eut rendu nécessaire.

La suite des opérations est :

montage des palées ;

lançage du tablier horizontal en dessous du tablier en béton armé à faire ultérieurement et de part et d'autre des palées avec des haubans inclinés ;

sur ce tablier montage du cintre.

Au préalable, les retombées des arcs jusqu'au dessus du tablier ont été faites avec des appuis rapprochés et de faible hauteur sur les berges.

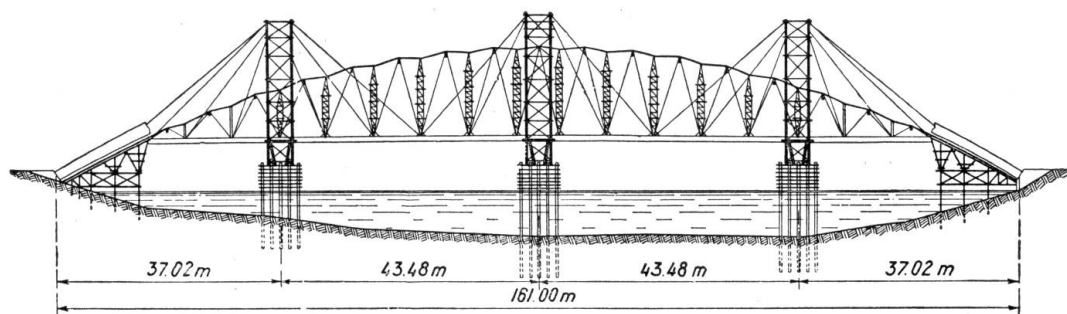


Fig. 23.

Pont de la Roche-Guyon. Schéma de l'échafaudage.

Avec des arcs légers comme celui-ci où la hauteur moyenne de section est à peine $\frac{1}{80}$ de la portée, une condition essentielle est le tracé rigoureux de la fibre moyenne et la certitude qu'il n'y aura pas de déviation de ce tracé en cours de bétonnage.

Il n'était pas suffisant de bourrer avec du mortier de ciment les joints des vaux comme cela a été fait par *M. Caquot* au pont des Usses ; il fallait encore assurer

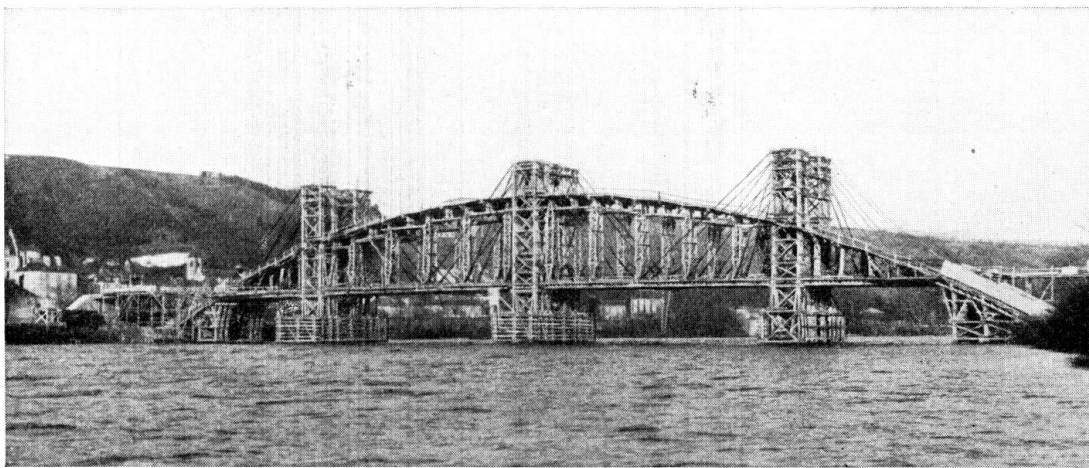


Fig. 24.

Pont de la Roche-Guyon. Vue d'ensemble de l'échafaudage.

au préalable la compression des bois et le serrage des assemblages. Cette compression a été exercée par des vérins à la clé.

Le poids propre du tablier et celui du cintre auquel le premier est relié permettait d'exercer une poussée de 280 tonnes. Nous avons assigné à cette poussée un maximum de 170 tonnes pour réserver au poids une prépondérance qui empêche tout désordre du cintre.

L'effet de cette poussée devait être bienfaisant à plusieurs titres :

a) — D'abord, elle imprimait aux vaux sous les arcs des efforts de compression qui l'emportaient toujours sur la tension correspondant à la flexion due aux plus grands efforts du vent. Nous avons pu ainsi calculer le cintre comme une poutre de 130 mètres de portée, distance des intersections du tablier au dessous duquel se trouve le voile plein de contreventement en béton armé.

Les barres de treillis de cette poutre étaient constituées par les planches du voligeage à deux couches se croisant à 45 degrés. Ceci nous dispensait de compter sur les pylônes comme résistance horizontale et nous permettait d'envisager leur allègement, sinon leur suppression.

b) — Mise en tension des barres de treillis reliant le cintre et le tablier, cette tension étant mesurée par le poids du tablier que la poussée exercée tend à soulever. La Figure 25 montre que ces barres forment le complément d'une poutre parabolique de 130,00 m de portée. Elles sont en acier rond pour offrir au vent la moindre surface possible; leur inaptitude à résister au moindre effort de compression exige qu'elles soient toujours tendues et que l'effort initial l'emporte sur les efforts de compression que pourrait déterminer la dissymétrie des charges en cours de bétonnage. Le plus souvent, la fraction soulevée du poids du tablier y suffira; si cela était nécessaire, on lesterait celui-ci avec des charges supplémentaires.

L'esprit de précaution motivé ci-dessus pour une première application se traduit par l'addition d'étais espacés de 8,00 m et pouvant, le cas échéant, supporter toute la charge et la reporter au pied des haubans issus des pylônes. La compression préalable nous a permis de réduire le nombre de ces étais et de diminuer ainsi la surface offerte au vent. La ligne des vaux est brisée et présente un angle saillant au milieu de l'intervalle des étais. L'effort de bas en haut produit par la compression était supérieur au poids de l'arc qui est de 5000 Kilogs par mètre linéaire.

L'angle rentrant au dessus des étais détermine un effort de compression égal qui exige un renforcement de ces étais, mais cela vaut mieux que d'en doubler le nombre avec toutes les pièces d'entretoisement qui auraient offert au vent une surface rendant trop difficile la condition de stabilité horizontale avec la hauteur de 40 mètres au dessus de l'encastrement des pieux.

Du même coup, la portée des vaux a été réduite à 4,00 m au lieu de 8,00 m et cela nous a permis de maintenir ces pièces dans des sections courantes sans poutres composées qui, au point de vue du vent, auraient eu le même inconvénient que la multiplication des étais.

Nos prévisions se sont bien confirmées.

L'ensemble: cintre, tablier, barres de treillis, s'est comporté comme une poutre de 130 mètres de portée. Le maximum de déformation observée pendant le bétonnage a été de 8 mm et cependant nous nous sommes affranchis de l'obligation de bétonner l'arc par tronçons également répartis sur la longueur; le bétonnage s'est fait d'une manière continue en partant des deux extrémités et en montant vers la clé. Il importe de préciser que nous procédions par éléments successifs ainsi qu'on le verra plus loin.

Un autre avantage de la disposition des vérins à la clé du cintre a été de faire le décintrement par simple desserrage de ces vérins.

Les résultats obtenus dans cette première application nous permettent, comme nous l'escomptions, d'envisager pour les très grandes portées la réduction du nombre des palées et même leur suppression quand la configuration des lieux la rendra judicieuse.

Déjà le pont de la Caille offre, comme nous l'avons indiqué, un exemple de cette suppression avec le montage à l'aide d'un câble. Si ce procédé entraînait à des pylônes trop hauts sur les rives, le montage du cintre pourrait être fait avec une flèche moins grande suivant le trait pointillé (Fig. 25) au dessus d'un tablier suspendu à un câble *m* ou à l'aide d'un câble spécial *n* et élevé ensuite par compression avec des vérins aux extrémités *e*. Pendant ce gonflement par le jeu des articulations en *a*, *b*, *c*, le tablier procurera par son poids la résistance maintenant la régularité du cintre. Il suffira de régler le mouvement de ces

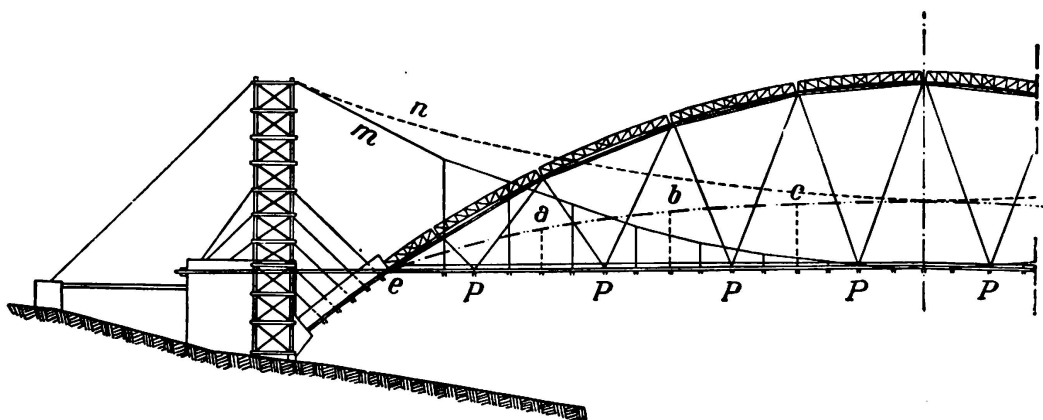


Fig. 25.

Schéma du montage d'un cintre par câble suspendu.

points de liaison *a*, *b*, *c*, en proportion de la grandeur des ordonnées du cintre. Nous ne nous étendons pas sur ce point relevant de la mécanique et dont plusieurs solutions nous apparaissent.

Dans un pont à tablier supérieur, le réglage du mouvement des mêmes points pourrait être obtenu par des ancrages dans le sol de la vallée ou dans le fond du lit.

Pendant le montage, la compression du cintre sera toujours maintenue suffisante aux efforts du vent en augmentant les poids *P* s'il le faut.

Le montage fait, la pose des barres de treillis de renforcement du cintre pourvoierait à la rigidité à la place des liaisons *a*, *b*, *c*.

Tout ce qui a été fait à la Roche-Guyon a tendu à vérifier en toute sécurité, la possibilité de réalisation de ces idées. Nous avons la conviction que de très grands cintres rigides pourront être économiquement construits, ouvrant de plus larges perspectives à la construction des grands ouvrages en béton armé.

Chapitre II.

Procédés d'exécution.

Comme procédés, nous ne traiterons ici que ce qui tend à la réalisation des grandes portées et qui, de ce fait, est en relation avec l'échafaudage sans avoir

à nous occuper de ce qui concerne la mise en oeuvre des aciers et du béton dont les perfectionnements concernent toutes les natures d'ouvrages.

L'économie, autant que la sécurité, commandent de ne charger les cintres que progressivement en demandant aux premières parties exécutées le secours de leur résistance. Depuis longtemps, sinon depuis toujours, la construction par rouleaux successifs est pratiquée pour les ponts en maçonnerie. Les faibles coefficients admis pour ce matériau rendent négligeable le supplément de fatigue infligé aux rouleaux inférieurs par la charge des rouleaux supérieurs.

Le pont de la Caille, avec ses 140 mètres de portée est un exemple grandiose de ce même procédé car c'était déjà beaucoup que de calculer le cintre de cette portée pour les 13 tonnes environ par mètre linéaire du premier anneau constituant la membrure inférieure de la poutre caisson. Pour la compensation du supplément de fatigue, les Constructeurs ont appliqué une idée très ingénieuse de M. l'Ingénieur en Chef *Baticle*. Le béton était coulé entre des voussoirs en béton armé de 0,18 m d'épaisseur moulés à l'avance et dont le cube était d'environ le tiers du cube total. Ces voussoirs ayant fait leur retrait, il suffisait de les répartir entre les trois anneaux de telle sorte que les longueurs développées du béton coulé, ce béton étant le seul soumis au retrait dans chaque anneau, déterminent par leurs différences de contraction les déformations angulaires soulageant l'intrados. Ce procédé réclamant un calcul précis a été très efficace : nulle perturbation n'a été constatée dans cette masse de béton pourtant dépourvue d'armatures.

M. Freyssinet a fait, au Pont de *Plougastel*, le même bétonnage par rouleaux. La compensation a été effectuée avec des vérins à la clé après l'achèvement de chaque arc, une évaluation de la répartition de la charge entre l'échafaudage et les premiers rouleaux bétonnés ayant servi à déterminer les contractions à exercer.

Tous ceux qui auront à étudier des problèmes encore plus vastes — et nous entendons par là les poutres de 300,00 m ou plus qui n'imposent au béton armé qu'une fatigue facile à envisager dans l'état actuel de la fabrication du ciment et de son emploi — auront à limiter la dépense de l'échafaudage s'ils ne veulent pas que demeure vaine la compétition avec les autres genres d'ouvrages, particulièrement le pont suspendu. Sans méconnaître les services de ces spécialités de la construction, on reconnaîtra qu'il peut advenir au béton armé d'apporter la solution la plus judicieuse quand l'état des lieux permet d'assurer facilement la résistance à la poussée. Mais notre opinion est que cela ne sera possible qu'en fractionnant l'exécution des grands arcs en éléments dont le poids au mètre linéaire soit réduit dans toute la mesure compatible avec la nécessité d'assurer la cohésion des éléments successifs et la raideur propre qu'ils doivent avoir en attendant leur soudure. Nous entendons viser en cela le bétonnage, non seulement par rouleaux successifs en hauteur, mais encore et surtout par tranches verticales ; ce dernier cas particulièrement pour le fractionnement des membrures de grandes largeurs, que l'arc soit à âme pleine ou à treillis, si la hauteur de section justifiait cette dernière forme.

Dans le cas d'une exécution par rouleaux, le procédé consiste à mettre en charge, à l'aide de vérins, les groupes de rouleaux au fur et à mesure de leur achèvement (rouleaux 1, puis 1 et 2, puis 1, 2 et 3, etc . . .). On introduit ainsi

des efforts particuliers mais on peut les compenser au décintrement final comme nous l'avons fait au Pont de la Roche-Guyon exécuté par ce procédé.

L'exécution par tranches verticales n'exige pas ces compensations.

A la Roche-Guyon, nous avons profité des moyens de mesures dont nous disposions (repères fixes et vérins) pour contrôler les effets de l'exécution par rouleaux et l'efficacité des compensations faites.

C'était nécessaire en vue de l'emploi intégral du procédé à de plus grandes portées; c'était loin d'être superflu dès lors qu'il s'agit d'arcs légers à section de faible hauteur pour lesquels un déplacement de la courbe des pressions occasionnerait une majoration considérable d'un taux de travail déjà élevé.

On a donc observé à chaque décintrement partiel les efforts produits par les vérins et les mouvements de l'arc; enfin au décintrement final on a réalisé l'équilibre vrai de l'arc libéré du cintre en appliquant à la clé une poussée convenablement désaxée afin d'obtenir un déplacement nul de l'arc par rapport à son tracé d'implantation. On obtient ainsi l'arc à «l'état neutre» (sans aucun moment fléchissant appréciable), c'est-à-dire que tous les moments internes introduits par la solidarité des rouleaux diversement chargés se trouvent exactement compensés; nous avons constaté une parfaite concordance avec les calculs; en outre, avec quelle précision cette opération peut être conduite car, une fois l'état neutre obtenu, à une poussée de une tonne supplémentaire seulement appliquée au centre de gravité de la section de clé correspondait une ouverture de joint de 14,4 mm et une montée de 29 mm à la clé.

Enfin, dans toutes les opérations le coefficient d'élasticité ressortait sans ambiguïté; il fut trouvé de 2,10 à $2,2 \times 10^9$, ce qui confirme les résultats obtenus à l'oued Chiffa.

Pour le pont de Castelmoron dont il a été question plus haut, M. l'Inspecteur Général *Mesnager* (†), Ingénieur Conseil de M. *M. Christiani* et *Nielsen* a, d'une autre façon, réalisé le soulagement du cintre.

Le bétonnage de la poutre parabolique a été précédé de la pose, sur le cintre, des éléments d'un noyau fait d'avance. Pour une section à la clé de $1,00 \text{ m} \times 1,20 \text{ m}$ la section du noyau était de $0,55 \text{ m} \times 0,80 \text{ m}$.

Nous concevons que les Constructeurs ne se soient pas préoccupés du supplément de fatigue qui a été infligé à cet élément par le poids du béton: le frettage lui a apporté une résistance supplémentaire; il n'y a pas d'inconvénient à ce qu'un noyau au milieu d'une section ait un taux de travail supérieur puisqu'il est naturellement fretté par la masse qui l'enveloppe; au surplus, la majoration de fatigue ne correspondait pas à tout le poids du béton puisque le cintre et le noyau étaient en liaison.

Conclusions.

1°) — En ce qui touche la résistance du matériau:

Même dans l'état actuel de la fabrication des ciments et des procédés courants de mise en oeuvre du béton mettant en application les règles de la granulométrie et recourant à la vibration, il est possible d'envisager des portées de ponts en béton armé allant jusqu'à 800 mètres.

2°) — En ce qui touche les calculs :

Les méthodes actuelles sont assez précises pour que, dans toute l'étendue de l'arc, on réalise le maximum de légèreté compatible avec la stabilité dont un abaque de la forme de la figure 10 donnera la mesure. Il sera aisé de le vérifier en frappant la surcharge d'un coefficient de majoration : 2 par exemple, et en s'assurant que la courbe des pressions ne sort pas du noyau central, ou n'imprime aux aciers qu'un coefficient de travail admissible.

Le degré d'indétermination du coefficient d'élasticité est infime avec du béton vibré et une granulométrie étudiée.

La rapidité des calculs est très grande grâce aux lois de similitude et les tâtonnements au départ sont supprimés puisqu'une règle simple permet de déterminer la section moyenne pour un coefficient de travail adopté.

3°) — En ce qui concerne la construction :

La réalisation des grandes portées trouve sa difficulté la plus grande dans l'étude des échafaudages et leur montage. Leur dépense peut être contenue dans une limite non prohibitive par la réduction du poids à leur appliquer, cette réduction étant obtenue par le bétonnage en tranches, chacune des tranches étant décintrée au fur et à mesure par l'action de vérins. Vérification a été faite de la possibilité de compenser rigoureusement l'effet de la liaison d'une tranche en charge avec celle de dessous dans le cas d'un arc à âme pleine. Cette compensation n'est pas nécessaire dans le cas du bétonnage par tranches verticales particulièrement pour un arc à treillis.

4°) — Dans la comparaison avec les arcs à inertie constante et avec les arcs à inertie augmentant de la clé aux naissances, l'avantage revient à l'arc encastré à inertie décroissant de la clé aux naissances, surtout pour les surbaissements notables : par la moindre section moyenne et par le moindre effort sur les culées.

Pour les grandes portées, les systèmes statiques seront mis en état d'infériorité en raison de la complication des articulations. Visant une disposition particulière rendue possible par la position des articulations, nous ajoutons que, au delà de 150 mètres, il n'y a plus aucun intérêt à résister aux moments fléchissants par une triangulation entre les arcs et le tablier ; la portée doit être franchie par des arcs autostables à âme pleine ou à treillis.

5°) — Il est conforme à l'économie de rechercher la résistance dans le frettage. Pour les grandes portées cette règle pourra être portée à son extrême limite ; les armatures longitudinales seront judicieusement supprimées ou simplement réduites à des ronds de liaison des frettes et des étriers. Au pont de la Roche-Guyon, leur pourcentage en volume a déjà été réduit à 0,5, celui des frettes et des étriers ensemble étant de 1,3.

Cette réduction éludera toute crainte en ce qui concerne la mise en compression des armatures par le retrait du béton et par l'effet des compressions lentes en cours d'observation.

Un avantage capital du frettage est aussi la grande régularité de résistance.

Résumé.

Dans la première partie de son travail l'auteur expose la disposition et le calcul des grands ponts de béton armé. De nombreux facteurs sont à prendre en considération pour les arcs hyperstatiques: la variation des moments d'inertie, le surbaissement, la forme de la section, le taux de travail. L'auteur étudie ensuite la limite de la portée et compare différents types d'arcs avec l'arc du pont de la Roche-Guyon dont il donne les résultats du calcul. Il décrit ensuite quelques ponts à trois articulations exécutés en France au cours de ces dernières années.

La deuxième partie de ce rapport est consacrée aux procédés d'exécution au premier rang desquels se placent les échafaudages et l'auteur cite comme exemple ceux qui ont été utilisés à la Roche-Guyon. Il expose ensuite plus succinctement les procédés d'exécution récemment utilisés.