

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 126 (2000)
Heft: 13

Artikel: La perennité de l'arc dans la construction
Autor: Favre, Renaud / Castro San Román, Julia de
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-81508>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 29.03.2025

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

La perennité de l'arc dans la construction

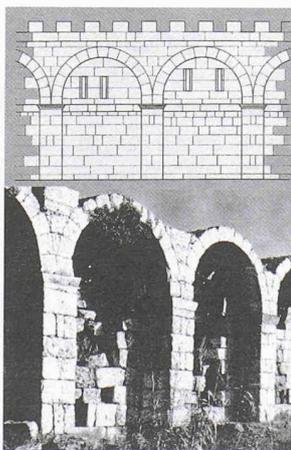
(GÉNIE CIVIL)

1. Naissance de l'arc dans la construction

A l'instar de celui de la roue, il est étonnant de constater que l'homme a dû découvrir le fonctionnement de l'arc. Ce n'est que vers 500 avant J.-C., que les Sumériens, peuple de la vallée de l'Euphrate, ont assemblé des pierres en forme d'arc afin de les faire travailler en compression et non pas en flexion comme c'est le cas pour une poutre.

Vers 800 avant J.-C., les Etrusques ont certainement été les premiers en Europe à utiliser les voûtes pour couvrir des galeries et ériger des ponts; les Romains ont simplement repris leur technique, mais ils l'ont généralisée et diffusée sur tout le continent.

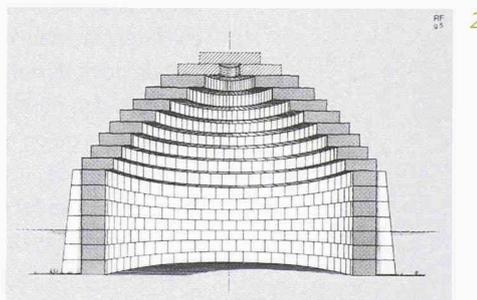
Notons également que, contrairement aux Romains, les Grecs de l'Antiquité ont rarement utilisé l'arc comme élément de structure. Si les superbes ponts romains sont bien connus, il faut en effet fouiller longuement dans les livres d'histoire de l'architecture pour découvrir que les Grecs connaissaient aussi le fonctionnement de l'arc et qu'ils l'ont parfois utilisé, avant tout dans des enceintes de villes fortifiées (fig. 1) ou pour les portiques d'accès des acteurs dans les théâtres.



Grâce aux réactions horizontales exercées par les fondations et l'infrastructure, l'arc travaille essentiellement en compression, ce qui engendre un effort normal sur toute sa longueur. Pour assurer son bon fonctionnement, cet effort devra être aussi centré que possible par rapport à l'axe décrit par les centres de gravité des sections. Quant aux moments de flexion provoqués par des excentricités, ils sont à considérer comme des effets parasites dans le comportement d'un arc.

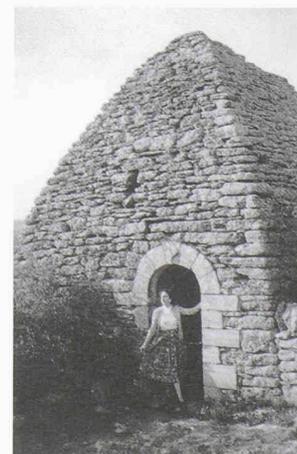
Depuis la découverte de l'arc et jusqu'au début du XX^e siècle, le matériau de construction généralement utilisé a été la maçonnerie en pierre de taille ou en brique. On distingue deux types de voûtes en maçonnerie: les vraies et les fausses, ces dernières offrant l'avantage de pouvoir être réalisées sans

cintre, par empilage en encorbellement des pierres ou des briques, posées horizontalement (fig. 2).



L'appellation «fausse voûte» découle de ce que les pierres ou les briques ne sont pas disposées dans la bonne direction: l'effort normal crée alors du cisaillement dans les joints, ce qui est très défavorable à la structure. Si cette technique a parfois été utilisée pour des voûtes, elle a surtout été appliquée à la construction de coupôles, dont on trouve des exemples en Perse, en Inde ou en Grèce (notamment le tombeau d'Agamemnon datant de 1400 av. J.-C.), mais également en Europe, comme en témoignent les bories en Provence (fig. 3), les trulli dans les Pouilles en Italie et les nou-raghes en Sardaigne.

Quant aux vraies voûtes, beaucoup plus fréquentes, elles sont réalisées non pas par empilage, mais en maçonnerie rayonnante posée sur un cintre en bois. Dans ce cas, l'effort normal traverse les joints perpendiculairement et les comprime sous charges permanentes. Sous l'effet des autres charges, les efforts varient dans la voûte, mais grâce à leur compression préalable, les joints ne subissent guère de traction et ne s'ouvrent pas.



La principale contrainte posée par la vraie voûte est son exécution: ne pouvant être érigée directement, elle nécessi-

Fig. 1 : Architecture militaire de la Grèce antique; enceinte de la ville fortifiée de Pergé (Anatolie du Sud) (Document R. MARTIN, Monde Grec, Fribourg, Office du livre)

Fig. 2 : Maçonnerie horizontale en encorbellement (Document B. F. Gardel)

Fig. 3 : Borie de Gordes (France) (Document R. Favre)

Fig. 4 : Maçonnerie rayonnante sur cintre (Document P. Séjourné, Grandes voûtes, 1916)

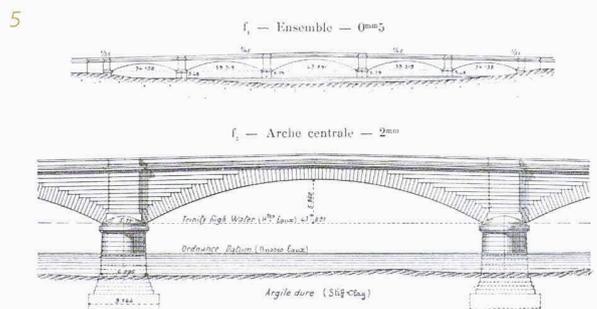
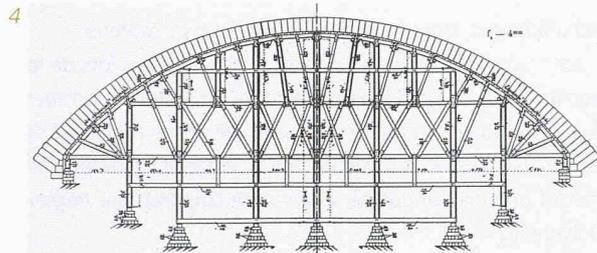
Fig. 5 : Pont sur la Tamise à Londres (1882) (Document P. Séjourné, Grandes voûtes, 1916)

Fig. 6 : Tribunal du Fort rouge à Dehli (Inde) (Document R. Favre)

Fig. 7 : King's College Chapel à Cambridge (Royaume-Uni) (Document R. Favre)

Fig. 8 : Pont romain de Saint-Ange à Rome (Document Béton Verlag)

te un échafaudage provisoire en bois, le cintre, qui ne peut être enlevé qu'une fois la voûte fermée, donc stabilisée (fig. 4). De plus, les cintres ont souvent posé des problèmes, liés notamment à l'approvisionnement en bois, à la fabrication, aux appuis et à la stabilité.



Les Romains ont su réduire les dimensions du cintre en l'appuyant sur des assises de pierres en saillie à la partie supérieure des piles, ce qui élimine l'échafaudage. En outre, ils procédaient par anneaux, soit par tranches juxtaposées, ce qui diminue la largeur du cintre, selon des méthodes encore visibles aujourd'hui au pont du Gard dans le sud de la France.

Un autre inconvénient de la voûte réside dans la reprise de la poussée au vide exercée sur l'infrastructure. La poussée de l'arc devant être transmise par les porteurs verticaux jusque dans les fondations, il faut édifier des culées suffisamment massives pour redresser la résultante des efforts et la maintenir à l'intérieur du noyau central de la fondation.

Dans la mesure où les arches romaines étaient érigées les unes à la suite des autres avec le même cintre, leurs piles accusent des dimensions très importantes, avec des épaisseurs comprises entre le cinquième et le tiers de la portée. En cours de réalisation, des efforts horizontaux considérables apparaissent en effet systématiquement sur la dernière pile ajoutée. Et si grâce à une exécution appropriée, les poussées horizontales des piles intermédiaires se trouvent quasiment auto-équilibrées, les supports qui ferment la rangée doivent être renforcés. C'est pourquoi, à l'extrémité de la succession d'arcades du tribunal du Fort Rouge à Delhi, la poussée au vide est reprise par une double pile massive (fig. 6).

Ce problème de reprise de la poussée des arcs constituait

un point particulièrement délicat dans les grandes cathédrales du moyen âge, où les poussées étaient équilibrées soit par des contreforts massifs, comme dans la chapelle de King's College à Cambridge par exemple (fig. 7), soit par des arcs-boutants ajourés, tels que ceux de Notre Dame de Paris.

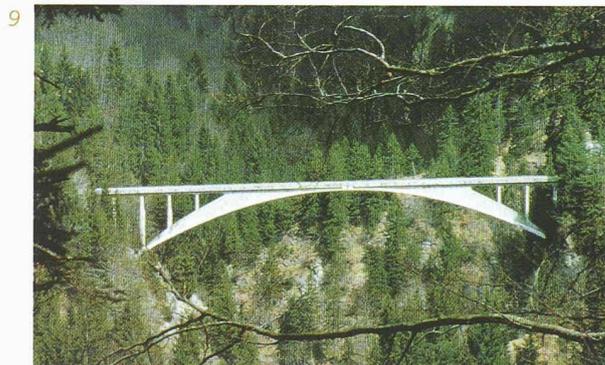
Outre les destructions occasionnées lors des guerres et des invasions, la plupart des effondrements d'anciens ponts en maçonnerie sont dus à la destruction des fondations en rivière par affouillements. Conscients de ce phénomène, les Romains équipaient les piles d'avant-becs et d'arrière-becs triangulaires ou semi-circulaires pour guider l'écoulement et atténuer les tourbillons. Leurs fondations, en revanche, ont souvent été emportées par les affouillements, car elles n'étaient pas suffisamment profondes. Seuls restent les ouvrages construits sur du rocher, tels le pont du Gard, ou ceux dont les fondations sont renforcées, comme le pont Saint Ange à Rome, dont la base des piles est protégée par une sorte de radier général constitué de pieux jointifs (fig. 8).



2. Réalisations récentes de ponts arcs en béton

La maçonnerie, matériau longtemps utilisé dans la construction des ponts arcs, a été remplacée par la fonte, vers la fin du XVIII^e siècle, puis par le béton au XX^e siècle. Ce dernier étant spécialement adapté à la reprise des efforts de

compression, il était tout naturel de voir éclore un grand nombre de ponts arcs en béton, initialement sans armature. En s'affranchissant des formes massives propres aux arcs en maçonnerie et en ajourant les sections transversales, par exemple par des caissons, les arcs ont été systématiquement renforcés par une armature dès 1920. Sous l'influence des arcs en acier, les arcs en béton armé ont, au début, souvent été réalisés munis de deux ou trois articulations - comme c'est notamment le cas des fameux ponts de Robert Maillart à trois articulations (fig. 9). Celles-ci permettaient de centrer la résultante de compression et d'éliminer les moments de flexion dus au raccourcissement de l'arc, en particulier sous l'effet du retrait et de la température. Du point de vue de la durabilité toutefois, cette solution s'est révélée néfaste et les articulations à la clé des ouvrages de Maillart ont occasionné de sérieuses difficultés d'entretien, en raison de la corrosion engendrée par l'eau s'infiltrant depuis la chaussée.



C'est pourquoi les concepteurs de ponts arcs en béton ont peu à peu abandonné toute articulation pour revenir, comme au temps de la maçonnerie, à des arcs encastres dans les culées de fondation. Malgré les inconvénients liés aux moments de flexion dont nous parlerons au chapitre 3, la réalisation d'un arc monolithique sans articulation correspond le mieux à la vocation du béton armé.

2.1 Méthodes d'exécution

Les premiers ponts arcs en béton armé ont été construits par voussoirs sur cintre, selon le procédé classique pour les ouvrages en maçonnerie. Mais comme on l'a déjà signalé ci-dessus, ce mode de faire est lié à de nombreuses contraintes matérielles et statiques, si bien que le cintre renchérit grandement ce type d'ouvrage. Cela a conduit au développement de nouvelles méthodes d'exécution.

Le procédé actuellement le plus répandu est la construction par encorbellement, qui a été appliquée pour la première fois par Freyssinet pour la réalisation des Viaducs de Caracas-La

Guaira au Venezuela. Il s'agit de construire deux demi-arcs avec un équipage mobile en partant des culées et de les retenir par des haubans provisoires mis en place au fur et à mesure de l'avancement; lorsqu'on arrive à la clé, on met en charge les deux demi arcs pour n'en créer qu'un seul. Ce mode de construction a l'avantage de supprimer les cintres et les échafaudages, dont l'exécution est difficile et coûteuse.

La figure 10 montre la disposition des haubans lors de la construction du pont de Grosse Mühl en Autriche (portée: $l=170$ m; année de mise en service: 1990). Le pont de Krk en Croatie ($l=390$ m; 1979), qui a longtemps détenu le record mondial de portée, a aussi été construit par encorbellement.

L'exécution par rotation consiste à construire à la verticale deux demi-arcs, en béton ou en treillis métallique, puis à les faire pivoter autour des culées à l'aide de rotules souvent provisoires.



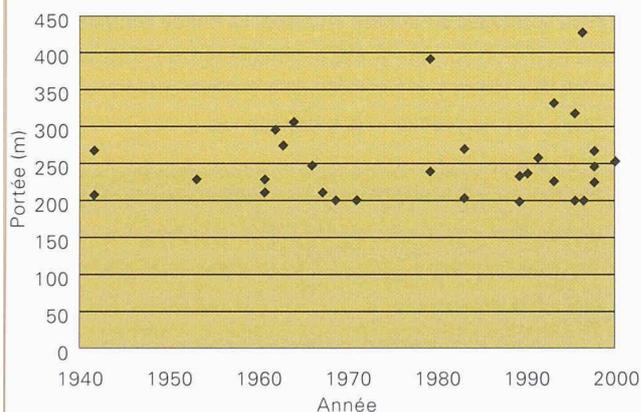
Indépendamment de la méthode d'exécution choisie et dès que la continuité d'un arc métallique est assurée, il est possible d'y fixer des coffrages et de le noyer dans du béton de manière à finalement créer un arc en béton armé. La structure métallique s'avère donc évolutive: elle agit comme cintre lors de l'exécution de l'arc et comme armature une fois le bétonnage achevé. Ce concept, breveté en 1892 par Melan, est actuellement très utilisé, sous une forme modernisée, en Chine où de nombreux ponts arcs sont construits, comme par exemple le pont sur le Yangzi à Wanxian ($l=425$ m; 1997) (fig. 12, 13) ou celui qui enjambe le Xialoa ($l=160$ m; 1996). La méthode a aussi été adoptée récemment en Suisse pour le pont du Hundwilertobel ($l=143$ m; 1991), dans le canton d'Appenzell.

2.2 Ponts arcs en béton de plus de 200 mètres de portée

Les nouvelles méthodes d'exécution autorisent la réalisation d'arcs davantage surbaissés, plus élégants et de portée accrue. Actuellement établi à 425 mètres, le record mondial sera sans

N°	Pays	Nom	Situation	Cours d'eau	Année	Portée(m)
1	Chine	Pont de Wanxian Yangzi	Wanxian, Sichuan	Yangzi	1997	425
2	Croatie	Pont de Krk (TravéeEst)	Ile de Krk	Adriatique	1979	390
3	Chine	Pont de Jangjiehe	Weng'an (Guizhou)	Wu	1993	330
4	Chine	Pont de Yongjiang	Yongning, Guangxi	Yongning	1996	312
5	Australie	Pont de Gladesville	Sydney	Gladesville	1964	305
6	Paraguay	Pont de l'Amizade	Paraguay-Brésil	Parana	1962	290
7	Afrique du Sud	Pont du Bloukrans	Gorge Van Stadens	Bloukrans	1983	272
8	Portugal	Pont de l'Arrabida	Porto	Douro	1963	270
9	Chine	Pont de Sanan	Sanan, Guangxi	Yong	1998	270
10	Suède	Pont de Sandö	Kramfors	Angerman	1942	269
11	France	Pont Chateaubriand	Dinan (St Malo)	La Rance	1991	260
12	Allemagne	Pont autoroutier	Gräfenroda	Wilde Gera	2000	252
13	Croatie	Pont de la Krka	Sibenik	Krka	1966	246
14	Indonésie	Pont de Bareleng V	Sumatra		1998	245
15	Croatie	Pont de Krk (Travée Ouest)	Ile de Krk	Adriatique	1979	244
16	Chine	Pont Xiaonanmem	Yibin, Sichuan	Jinshajiang	1990	240
17	Japon	Pont Myoban	Beppu		1989	235
18	Italie	Pont sur la Fiumarella	Catanzaro	Fiumarella	1961	231
19	Ukraine	Zaparoze		Dnepr	1952	228
20	Portugal	Pont du Rio Zezere		Zezere	1993	224
21	Allemagne	Pont du Kylltal A 60	Bittburg Eifel	Kyll	1998	223
22	Yougoslavie	Pont de Novi Sad	Novi Sad	Danube	1961	211
23	Espagne	Pont du Rio Esla	Zamora	Esla	1942	210
24	Autriche	Pont de Bregenzerach	Lingenau		1967	210
25	Japon	Pont Usagawa	Yamaguchi	Usa	1983	204
26	Autriche	Pont de Pfaffengerg	Tauernbahn		1969	200
27	Afrique du Sud	Pont Van Stadens		Van Stadens	1971	200
28	Chine	Pont de Wu (Fuling) Niao Jiang da Men	Fuling, Sichuan	Wujiang	1989	200
29	France	Pont de la Roche Bernard	La Roche Bernard	La Vilaine	1996	200
30	Croatie	Pont AB à Zadar			1997	200

Tableau 1



doute dépassé dans les années à venir. Le **tableau 1** donne un aperçu des plus grands ponts arcs en béton. Tandis que la moitié d'entre eux se trouvent en Europe, il est symptomatique de constater que la liste ne comprend aucun exemple aux Etats-Unis.

En revanche, la Chine est un pays riche en ponts arcs. D'après des sources chinoises, environ 70% des ponts autoroutiers sont des ouvrages de ce type et trois parmi les quatre arcs de plus grande portée y ont été construits.

Il est également intéressant de noter que la liste inclut deux ponts arcs construits il y a plus de cinquante ans: il s'agit du pont Sando ($l=269$ m; 1942), en Suède, et de l'ouvrage qui franchit le Rio Esla ($l=210$ m; 1942) en Espagne. Le premier fut construit sur un cintre en bois, malgré sa portée de 269 mètres et en dépit du fait qu'un premier cintre s'était effondré lors du premier bétonnage. Cet incident décida l'ingénieur espagnol Torroja à exécuter, quelques mois plus tard, le pont sur le Rio Esla selon le système Melan, après avoir réalisé l'arc métallique en encorbellement.

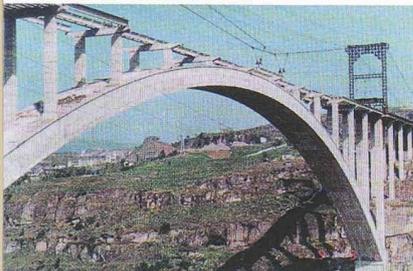
2.3 Exemples de ponts récents

- Pont sur le Yangzi à Wanxian (Chine) ($l=425$ m; 1997) (fig. 12 et 13)

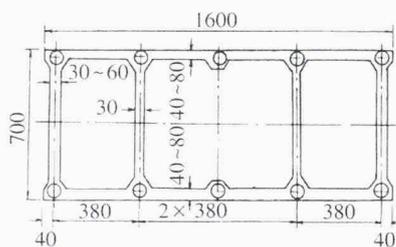
Cet arc, qui présente la plus grande portée au monde, est une structure mixte en béton renforcée par un treillis métallique. Ce dernier remplit un double rôle ou plutôt deux rôles successifs, puisqu'il a servi de cintre lors du bétonnage, assurant la fixation du coffrage mobile et la reprise du poids de l'arc en béton, et qu'il fonctionne comme armature dans la structure finale. Selon un système composite développé en Chine depuis plus de trente ans, le treillis est fait de tubes métalliques remplis de béton, qui permettent d'augmenter

considérablement la capacité portante, la stabilité et la rigidité de la structure provisoire tout en restant économique. Le système peut aussi faire office de structure définitive - sans enrobage ultérieur de béton - comme c'est le cas, toujours en Chine, du pont de Sanan ($l=270$ m; 1998) et comme cela a déjà été fait en Europe également.

12



13



- Pont de Krk (Croatie) ($l=390$ m - 244 m; 1979) (fig.14)

Deux ponts arcs, de 390 et 244 mètres de portées respectives, relient l'île de Krk au continent. Ils ont été construits par encorbellement. Pour éviter que le plus grand d'entre eux prenne naissance sous l'eau, ce qui aurait compliqué l'exécution, les concepteurs ont décidé de le faire débiter au-dessus du niveau de la mer. Il a donc fallu prolonger la structure à l'aide d'éléments plus simples, des béquilles, ce qui mène à une portée théorique de 416 mètres pour le grand arc.

14



- Pont de la Roche Bernard (France) ($l=201$ m; 1996) (fig. 15)

Il s'agit d'un ouvrage autoroutier bidirectionnel à deux fois deux voies, qui franchit la Vilaine. Après l'exécution de l'arc par encorbellement, le tablier mixte a été réalisé par poussage cadencé.

Situé dans un site touristique réputé, le dessus de l'arc peut être emprunté par des piétons sur toute sa longueur afin de profiter d'une vue splendide sur le fleuve et sur la structure du pont.

Le pont de la Roche Bernard a été influencé par le pont de Chateaubriand ($l=260$ m; 1991) construit quelques années auparavant dans la même région.

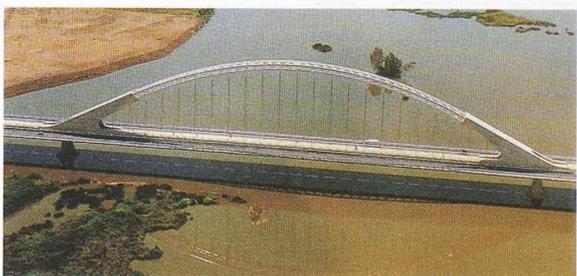
15



- Pont de Mérida (Espagne) ($l=189$ m; 1992) (fig. 16)

Conçu par Calatrava, le pont de Mérida est un ouvrage à sept travées dont celle du milieu est un *bow-string*. De caractère urbain et situé à proximité d'un pont romain, la contrainte majeure à laquelle il devait satisfaire portait sur son intégration dans l'environnement existant. Afin d'offrir aux usagers une vue dégagée vers le fleuve et éviter le dédoublement des câbles pour des observateurs éloignés, une seule nappe de suspentes a été mise en place. La bande centrale nécessaire à leur ancrage a été aménagée en un trottoir accessible aux piétons et surélevée de 1,6 mètre, pour protéger aussi bien les premières que les seconds.

16



- Pont de Storms River (Afrique du Sud) ($l=100$ m; 1954) (fig. 17)

Ce pont arc illustre l'idée de l'ingénieur italien Morandi consistant à placer les colonnes non pas à la verticale mais perpendiculairement à l'arc. Un choix tout à fait justifié du point de vue statique, puisqu'il diminue la capacité de l'arc à se déplacer horizontalement et améliore son comportement sous charges dissymétriques. Toutefois, le résultat a souvent été critiqué du point de vue esthétique, car les piles diffé-

Fig. 12 : Pont sur le Yangzi à Wanxian (Chine) (Document G. Yan, Z.-H. Yang, SEI Vol 7 n°3)

Fig. 13 : Pont sur le Yangzi à Wanxian: section transversale (Document G. Yan, Z.-H. Yang, SEI Vol 7 n°4)

Fig. 14 : Ponts menant à l'île de Krk (Croatie) (Document I. Stojadinovic)

Fig. 15 : Pont de la Roche Bernard, au sud de la Bretagne (France) (Document G. Forquet)

Fig. 16 : Pont de Mérida en Extremadoure (Espagne) (Document Puentes de España grupo FCC)

Fig. 17 : Pont de Storms River (Afrique du Sud) (Document Morandi)

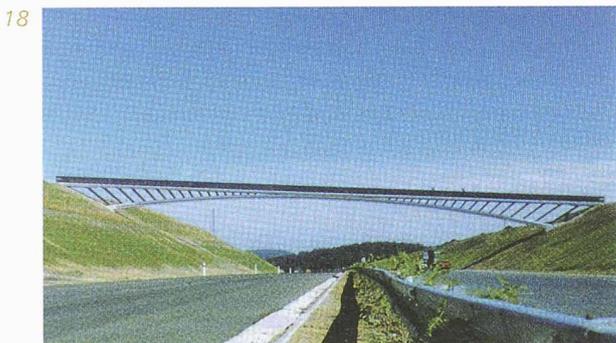
Fig. 18 : Passage supérieur sur une autoroute (Tchéquie) (Document Kalny, Strasky)

remment inclinées peuvent créer une impression de désordre suivant l'angle sous lequel on observe l'ouvrage.



- Passages supérieurs sur autoroute en Tchéquie (1998) (fig. 18)

L'idée de Morandi a été reprise par deux ingénieurs tchèques, Strasky et Kalny, concepteurs de deux types de passages supérieurs d'autoroutes en arc surmontés par des piles inclinées, le tout étant réalisé à l'aide de tubes en acier remplis de béton. Dans l'exemple présenté ci-après, les bielles sont plus inclinées que la perpendiculaire à l'axe de l'arc. Si ce choix n'est guère justifiable du point de vue statique, il l'est en revanche certainement du point de vue esthétique.



3. Considérations théoriques concernant la conception de l'arc

3.1 Choix de la forme de l'arc

3.1.1 Généralités

La forme géométrique de l'arc doit être choisie de manière à le faire travailler uniquement ou de façon prépondérante en compression sous charges permanentes. Rappelons que c'est le comportement à l'état permanent qui détermine avant tout l'aptitude au service et la durabilité. Cela permet de limiter les déformations et l'apparition de contraintes importantes de traction, sous l'effet des actions variables

(charges utiles et température). Le but est donc de définir une forme d'arc telle que les moments de flexion soient les plus faibles possibles, en se concentrant, à priori, sur les charges permanentes ou semi-permanentes. Lorsque les charges utiles sont importantes par rapport aux charges permanentes, il se peut toutefois que l'on doive d'emblée en tenir compte pour concevoir l'arc. Ce sera notamment le cas pour la pression d'eau sur un barrage ou le trafic ferroviaire sur un pont arc relativement léger.

Dans la majorité des cas, les arcs sont encastrés dans les culées de fondation. De manière générale, leur degré d'hyperstaticité est donc de trois, mais s'il existe un axe de symétrie pour la forme de l'arc et pour les charges, ce degré se réduit à deux. La poussée horizontale H et les moments d'encastrement M_1 et M_2 sont souvent introduits comme efforts hyperstatiques.

Tout arc hyperstatique se voit déjà sollicité sous charges permanentes par des moments de flexion. La force résultante de compression agit donc avec une certaine excentricité. Ces moments proviennent du raccourcissement de l'arc sous l'effet des charges et des déformations imposées (retrait, température) et quelle que soit la forme géométrique adoptée, ils ne sauraient être éliminés, seule leur répartition le long de l'arc pouvant être influencée.

Pour déterminer une forme appropriée de l'arc, il est généralement judicieux d'admettre à priori qu'il est articulé aux culées et à la clé, donc isostatique; son raccourcissement se fait ainsi sans entrave.

Considérons le cas d'un arc de forme quelconque soumis à une charge variable. En isolant un tronçon infinitésimal ds de câble par deux coupes voisines, quatre forces apparaissent (fig. 19):

- l'effort normal et son accroissement: $N(s), N(s) + dN(s)$
- la composante normale de la charge: $q_n(s) \cdot ds$
- la composante tangentielle de la charge: $q_t(s) \cdot ds$

L'équilibre des forces dans les directions normale et tangentielle donne respectivement:

$$q_n(s) \cdot ds - N(s) \cdot d\alpha - dN(s) \cdot \frac{d\alpha}{2} = 0 \text{ avec } d\alpha = \frac{ds}{r(s)} \quad (1)$$

$$q_t(s) \cdot ds + dN(s) = 0 \quad (2)$$

Fig. 19 : Equilibre d'un tronçon d'arc (Document B. F. Gardel)

Fig. 20 : Forme appropriée d'un arc de pont (Document B. F. Gardel)

Fig. 21 : Barrage voûte de Mauvoisin en Valais (Suisse) (Document IAS)

Fig. 22 : Barrage voûte à double courbure, Les Toules (Suisse) : coupe en travers (Document IAS)

Fig. 23 : Barrage voûte à double courbure, Les Toules (Suisse) : situation (Document IAS)

Fig. 24 : Forme de l'arc en fonction de la répartition de la charge $q = N/r$ (Document B. F. Gardel)

Fig. 25 : Moments hyperstatiques et ligne des pressions excentrées (Document B. F. Gardel)

En négligeant les termes de deuxième ordre dans l'équation (1), on obtient donc:

$$q_n(s) = \frac{N(s)}{r(s)} \quad (3)$$

$$q_t(s) = -\frac{dN(s)}{ds} \quad (4)$$

On retrouve, dans l'équation (3), l'expression de la formule du tube circulaire $q = \frac{N}{r}$ mais généralisée pour tout point de coordonnée curviligne s le long d'un arc quelconque.

La combinaison des équations (3) et (4) donne l'équation différentielle de l'arc:

$$\frac{dN(s)}{N(s)} = -\frac{q_t(s)}{q_n(s)} \cdot d\alpha \quad (5)$$

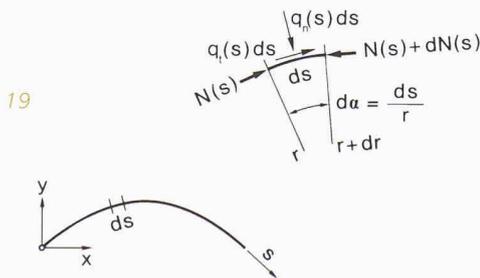
qui n'a de solution générale que lorsque

$$\frac{q_t(s)}{q_n(s)} = \mu = \text{constante, à savoir:}$$

$$N(s) = N_0 \cdot e^{-\mu \cdot \alpha(s)} \quad (6)$$

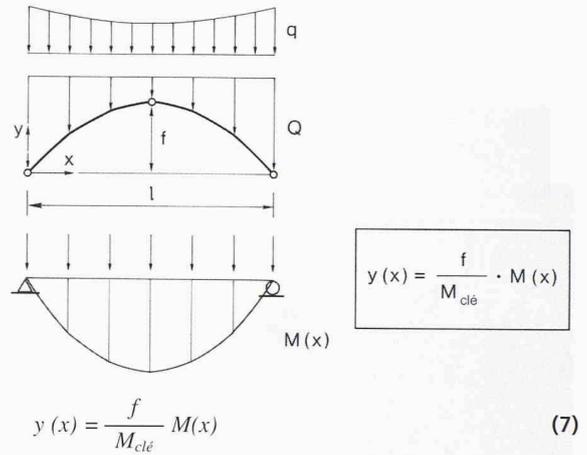
avec N_0 : compression pour $\alpha = 0$

Cette loi s'applique par analogie à un câble de précontrainte où la force de frottement q_t est proportionnelle aux forces de déviation q_n et où N correspond à la traction dans le câble.



3.1.2 Cas avec N variable (ponts)

La forme de l'arc est définie en tenant compte des charges permanentes ou semi-permanentes et en supposant qu'il est isostatique. Ayant déterminé la surface des moments $M(x)$ qu'engendreraient les charges sur une poutre simple de même portée, on en déduit la poussée horizontale $H = \frac{M_{clé}}{f}$ pour annuler le moment à la clé de l'arc. Tous les moments $M(x)$ de l'arc seront également annulés, si ses coordonnées $y(x)$ sont déterminées par la relation (fig. 20):



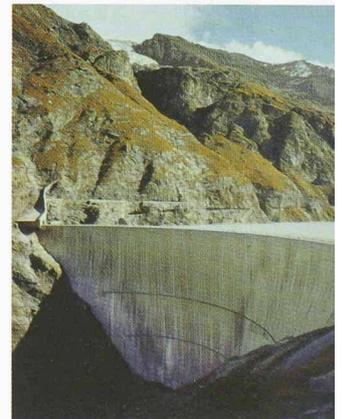
Pour une charge uniformément répartie, il en résulte une parabole du 2^e degré. Pour le cas concret d'un pont avec un poids variable de l'arc projeté sur l'abscisse x et des charges concentrées Q transmises par les piliers, la forme de l'arc sera plus compliquée. Elle comprendra en particulier des discontinuités des tangentes au droit des piles.

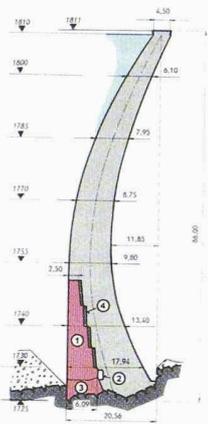
Grâce à la mécanique des structures développée pour les applications de l'ingénieur, l'équation (5) a trouvé ici une solution toute simple malgré le fait que $\frac{q_t(s)}{q_n(s)}$ ne soit pas constant.

3.1.3 Cas avec N constant (barrages)

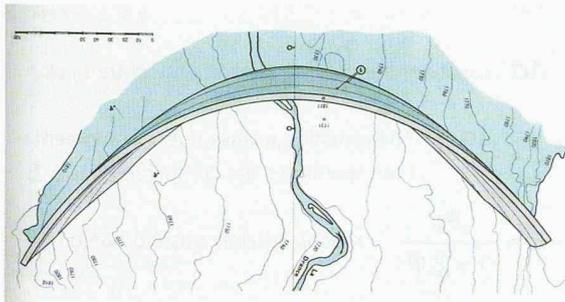
Pour concevoir la forme à donner aux arcs découlant des coupes horizontales à travers un barrage-voûte, on peut considérer celui-ci comme étant constitué d'éléments porteurs horizontaux, des arcs, et d'éléments verticaux, soit des consoles encastrées à leur base. La pression hydrostatique peut dès lors être vue comme répartie entre les deux types d'éléments en fonction de leurs rigidités respectives. Dans la mesure du possible, l'épaisseur de chaque arc sera maintenue constante de même que l'effort normal N le sollicitant.

Pour calculer de manière simplifiée les efforts repris par ces différents éléments, on décompose la poussée de l'eau en deux parties, l'une reprise par les arcs et l'autre par les consoles. L'ajustement des déformations aux points d'intersection arcs-console permet de déterminer la valeur de ces deux parts. On constate que la pression reprise par l'arc diminue de la clé vers les naissances,





22

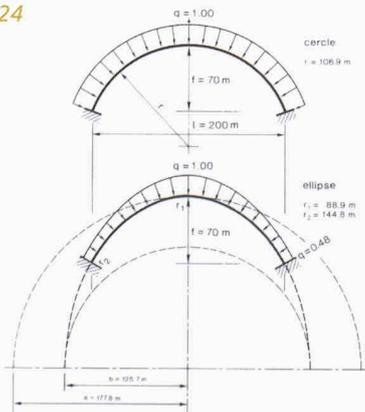


23

car les consoles des extrémités, moins élancées et plus rigides, reprennent d'avantage de poussée d'eau que celles situées à proximité de la clé. La forme de l'arc qui convient le mieux est un arc de rayon variable, croissant du centre vers les rives. D'où l'idée de choisir, pour un barrage-voûte, une succession d'arcs elliptiques ou paraboliques plutôt que d'arcs de cercle. De tels arcs elliptiques ont été adoptés pour les barrages à double courbure de Gebidem, de l'Hongrin et des Toules situés en Suisse. Néanmoins, surtout pour des raisons de simplification d'implantation, la plupart des barrages-voûtes sont réalisés à partir d'arcs de cercle.

Pour être sollicité de manière appropriée, un arc en forme de cercle demande à être chargé par une charge radiale constante. Dans le cas d'un arc en forme d'ellipse, la charge radiale appropriée doit varier avec son rayon de courbure. Ainsi la charge radiale reprise aux extrémités est plus faible - de moitié environ pour l'exemple numérique présenté à la figure 24- que celle reprise à la clé, le reste étant repris verticalement dans les consoles. Il faut noter qu'il y a une infinité d'ellipses qui passent par la clé et les extrémités d'un arc de portée et de flèche données, l'exemple présenté à la figure 24 n'étant qu'un cas particulier.

24



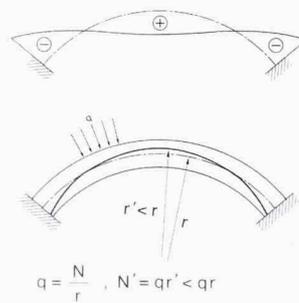
3.2 Excentricités de la ligne des pressions

3.2.1 Excentricités dues à l'hyperstaticité

Comme cela a été expliqué plus haut, la forme de l'arc est choisie de manière à éviter autant que possible les moments de flexion sous charges permanentes dans le cas d'un pont arc, ou sous pression hydrostatique dans le cas d'un barrage voûte. Elle doit s'identifier à la ligne des pressions de la charge correspondante. Il faut cependant remarquer que ce raisonnement part d'un système isostatique, pouvant se déformer librement, et que dans la plupart des cas réels les arcs sont encastres dans leurs culées.

L'arc voudrait se raccourcir sous l'effet de l'effort de compression, mais ce déplacement est empêché par ses culées, ce qui engendre des efforts hyperstatiques: une diminution de la poussée horizontale ΔH , pour maintenir la longueur de l'arc, et des moments M_1 et M_2 , identiques en cas de symétrie, pour maintenir la direction de la tangente. Les moments hyperstatiques $M(s)$ résultant de ces efforts, semblables à celui d'une poutre bi-encastree, donnent naissance à une ligne des pressions excentrée même à l'état permanent (fig. 25).

25



Pour une même portée, les efforts varient considérablement en fonction de la flèche de l'arc. Il va sans dire que les moments hyperstatiques $M(s)$ dus aux charges ne subissent pas de variation due au fluage. Afin d'illustrer cela et d'évaluer l'importance de ce phénomène, on

traitera quelques exemples numériques relatifs à l'effet des charges et du retrait (fig. 28 à 31).

3.2.2 Influence des effets différés (fluage et retrait)

L'arc se raccourcit non seulement sous l'effet de l'effort normal mais aussi en fonction du retrait qui évolue dans le temps. Ce phénomène peut durer de cinq à dix ans pour un pont et aller jusqu'à trente ans, voire persister tout au long de la durée de vie, pour un barrage. Heureusement, dans une structure hyperstatique, telle qu'un arc bi-encastree, le fluage du béton qui accompagne le retrait conduit à une réduction des moments hyperstatiques par rapport à ceux calculés avec un module d'élasticité instantané.

Le fluage du béton est défini comme l'augmentation graduelle dans le temps de sa déformation relative sous une contrainte appliquée. Lorsque la contrainte appliquée au

temps t_0 reste constante, on parle de fluage intrinsèque. Dans ce cas, l'évolution de la déformation relative \mathcal{E} peut s'exprimer sous la forme:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_0 + \mathcal{E}_L = \mathcal{E}_0 \cdot \left(1 + \frac{\mathcal{E}_L}{\mathcal{E}_0}\right) = \frac{\sigma_0}{E_{c0}} \cdot (1 + \varphi) = \sigma_0 \cdot \Phi \quad (8)$$

avec

\mathcal{E}_0 : déformation relative initiale

\mathcal{E}_L : déformation libre de fluage

E_{c0} : module d'élasticité du béton au temps t_0

φ : coefficient de fluage, défini comme le rapport entre la déformation relative libre \mathcal{E}_L et la déformation relative initiale \mathcal{E}_0 (φ est fonction de l'âge de mise en service t_0 et de l'âge considéré t)

Φ : fonction de fluage représentant l'évolution de la déformation relative \mathcal{E} sous contrainte unitaire ($\sigma_0=1$)

Pour une sollicitation $\sigma = \sigma_0 + \Delta\sigma$, où $\Delta\sigma$ varie graduellement, la déformation relative peut s'écrire sous la forme:

$$\mathcal{E}(t, t_0) = \mathcal{E} = \mathcal{E}_0 + \Delta\mathcal{E} = \sigma_0 \cdot \Phi(t, t_0) + \int_{t_0}^t \Phi(t, \tau) \cdot \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad (9)$$

où τ est une variable indépendante ($t_0 \leq \tau \leq t$).

Il est difficile de trouver une solution analytique à cette équation intégrale, puisque l'intégrale dépend de deux variables, à savoir les bornes d'intégration t_0 et t et de τ , la variable d'intégration. Il est préférable de chercher une solution algébrique approchée, sous la forme par exemple de la méthode du module effectif ajusté, faisant intervenir une nouvelle fonction inconnue $\chi(t, t_0)$, appelée coefficient de vieillissement, qui dépend de l'histoire des contraintes entre t_0 et t .

$$\mathcal{E}(t, t_0) = \mathcal{E} = \sigma_0 \cdot \Phi(t, t_0) + \frac{\Delta\sigma}{E_{c0}} \cdot (1 + \chi(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)) \quad (10)$$

En écrivant les termes de l'équation précédente en tant que déformations, on a:

$$\sigma_0 \cdot \Phi = \mathcal{E}_0 + \mathcal{E}_L$$

$$\frac{\Delta\sigma}{E_{c0}} \cdot (1 + \chi \cdot \varphi) = \frac{\Delta\sigma}{E^*} = \mathcal{E}^*$$

où $\mathcal{E}_L + \mathcal{E}^* = \Delta\mathcal{E}$ représente la variation de \mathcal{E} entre t_0 et t . C'est ainsi qu'on obtient l'équation de base suivante:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_0 + \mathcal{E}_L + \frac{\Delta\sigma}{E^*} \quad (11)$$

avec

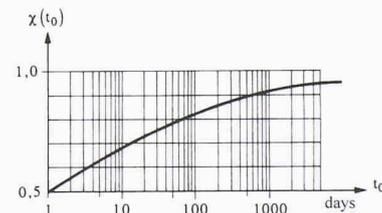
$\Delta\sigma$: variation graduelle de la contrainte entre t_0 et t

$\mathcal{E}^* = \frac{\Delta\sigma}{E^*}$: déformation relative due aux augmentations graduelles des contraintes, liée à E^*

$E^* = \frac{E_{c0}}{1 + \chi \cdot \varphi}$: module effectif ajusté du béton

χ : coefficient de vieillissement du béton.

Des études paramétriques ont montré que la valeur de $\chi(t, t_0)$ est comprise entre 0,5 et 1 et atteint rapidement sa valeur à long terme, qui ne dépend pratiquement que de l'âge du chargement t_0 . Cela a permis d'établir une seule courbe enveloppe, fonction uniquement de t_0 , suffisamment précise lorsque l'intervalle entre t et t_0 est supérieur à trois jours (fig. 26) [3] [4] [8] [13].



26

Lorsqu'un élément est seulement soumis à un retrait empêché, sa déformation totale est nulle ($\mathcal{E}=0$) tout comme sa déformation initiale ($\mathcal{E}_0=0$) et sa déformation libre est celle du retrait ($\mathcal{E}_L = \mathcal{E}_{cs}$). Ainsi on obtient:

$$0 = 0 + \mathcal{E}_{cs} + \frac{\Delta\sigma}{E^*}$$

d'où :

$$\Delta\sigma = -\sigma_{el} \cdot \frac{1}{1 + \chi \cdot \varphi} \quad (12)$$

où σ_{el} représente la contrainte qui apparaîtrait au temps t suite au retrait si le béton ne fluait pas.

En admettant $\varphi=2$ et $\chi=0,8$, on a:

$$\Delta\sigma = -\sigma_{el} \cdot \frac{1}{1 + 2 \cdot 0,8} = -\frac{\sigma_{el}}{2,6}$$

C'est à dire que la contrainte graduelle qui va apparaître suite au retrait sera 2,6 fois plus faible que dans le cas d'un

béton sans fluage. En bonne approximation, on pourra étendre ce raisonnement aux moments de flexion d'un arc et par conséquent aux excentricités de la ligne des pressions en adoptant un module $E^* = \frac{E_{c0}}{2,6}$.

Avec les méthodes modernes d'exécution, on réalise souvent la mise en charge de l'arc par des vérins à la clé qui vont provoquer un raccourcissement immédiat de celui-ci et introduire un effort normal centré. Cela pourrait amener à conclure que les excentricités sont éliminées et donc que les moments de flexion sont nuls, mais en réalité ce n'est pas le cas, comme le montre le développement ci-dessous. La déformation totale après la mise en charge est toujours constante et égale à ϵ_0 ($\epsilon = \epsilon_0$) et la déformation libre est $\epsilon_L = \varphi \cdot \epsilon_0$. Ainsi:

$$\epsilon = \epsilon_0 + \varphi \cdot \epsilon_0 + \frac{\Delta\sigma}{E^*}$$

et on a:

$$\Delta\sigma = -\varphi \cdot \epsilon_0 \cdot E^* = -\varphi \cdot \frac{\sigma_0}{E_{c0}} \cdot \frac{E_{c0}}{1 + \chi \cdot \varphi} \quad (13)$$

d'où:

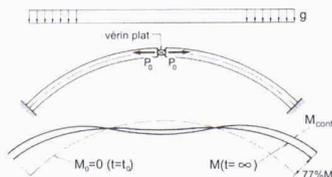
$$\Delta\sigma = -\sigma_0 \cdot \frac{\varphi}{1 + \chi \cdot \varphi}$$

Si on reprend l'exemple traité ci-dessus, pour $\varphi=2$ et $\chi=0,8$, la diminution de la contrainte est:

$$\Delta\sigma = -\sigma_0 \cdot \frac{2}{1 + 2 \cdot 0,8} = -0,77 \cdot \sigma_0$$

C'est ainsi que vont apparaître dans un arc, au fil du temps et à partir de $M_0=0$, des moments $M(t=\infty)$ et des excentricités de la ligne des pressions qui vont atteindre le 77% des valeurs M qui seraient apparues dans un arc réalisé sur cintre, sans ce raccourcissement imposé instantanément à la clé (fig. 27).

27



Pour une même portée, les efforts intérieurs dus aux charges permanentes et au retrait empêché varient considérablement selon l'angle d'ouverture de l'arc. Afin d'illustrer ces phénomènes et d'en évaluer l'importance, quelques exemples numériques sont traités ci-après.

3.2.3 Exemple 1: arc d'un pont sous charge verticale

On traite le cas d'un arc bi-encasté de 100 mètres de portée dont l'angle d'ouverture, respectivement les flèches, varient de 120° à 90° à 60°, respectivement de 28,9 à 20,7 à 13,4 mètres, sans et avec prise en compte de l'effet du retrait. La section est un caisson carré. La variation de l'angle d'ouverture permet de comparer son influence sur l'effort normal et sur les excentricités maximales, à la clé et aux culées. Le retrait est caractérisé par une déformation relative ϵ_{cs} et un module d'élasticité effectif ajusté E^* dépendant du fluage et du vieillissement du béton. Son effet doit être évalué puisqu'il engendre des efforts hyperstatiques supplémentaires lorsque les déformations sont entravées.

Par souci de simplification on a admis que la charge, à savoir le poids propre du tablier, de l'arc et du revêtement, était constante et uniformément répartie sur l'horizontale. La forme de l'arc est donc une parabole du 2^e ordre.

Caractéristiques de l'arc :

- portée: 100 m
- angles d'ouverture: 120°, 90° et 60°
- section en caisson carrée de 40 cm d'épaisseur et de dimensions extérieures $a \cdot a$
- charge verticale: $q=390 \text{ kN/m'}$ (charges permanentes) correspondant à un pont de 13 m de largeur.

Les dimensions de la section sont définies d'après la formule du tube, pour que la contrainte centrée qui résulte de l'effort normal à la clé soit de $\sigma_{cle}=5\text{N/mm}^2$.

Caractéristiques du retrait :

- $\epsilon_{cs} = 15,10^{-5}$
- $E^* = 15\ 000 \text{ N/mm}^2$ (pour $E_{c0} = 39\ 000 \text{ N/mm}^2$, $\varphi=2$ et $\chi=0,8$)

Résultats

Les dimensions de la section de l'arc augmentent lorsque le rayon de courbure s'accroît, ce qui rend l'arc plus rigide et aggrave encore notablement les problèmes d'excentricités. Ainsi, plus l'arc est élégant parce que tendu, plus il nécessite une section importante et plus les excentricités de la ligne des pressions sont grandes. Lors de la conception, il importe donc d'évaluer l'importance de ces excentricités pour pouvoir choisir de les négliger ou pas.

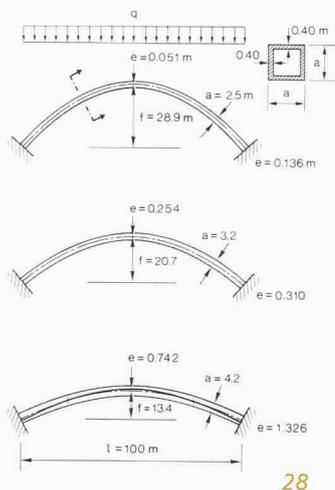
En réalité, l'arc est lié à un tablier plus ou moins rigide. Dans le cas extrême d'un arc souple, de faible épaisseur et raidi par le tablier, le raccourcissement de l'arc se fait sans difficulté et les lignes de pressions y seront toujours bien centrées. Une exécution en encorbellement ne pourra toutefois être menée à bien qu'à condition d'avancer simultanément l'arc et le tablier.

Fig. 28 : Excentricité de la ligne des pressions pour des charges verticales $q = 390 \text{ kN/m}'$ sans tenir compte du retrait (Document B. F. Gardel)

Fig. 29 : Excentricité de la ligne des pressions pour des charges verticales $q = 390 \text{ kN/m}'$ en tenant compte du retrait (Document B. F. Gardel)

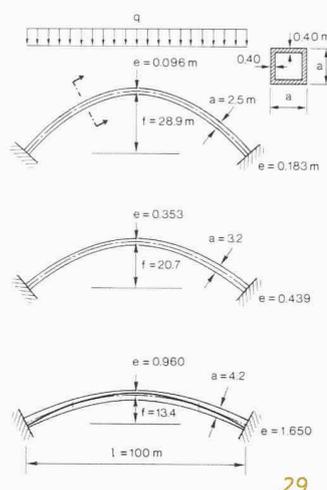
Tableau 2 : Récapitulatif des résultats pour la section en caisson (Document B. F. Gardel)

Excentricités de la ligne des pressions pour des charges radiales $q = 390 \text{ kN/m}^2$ avec $\sigma_{clé} = N/A = 5 \text{ N/mm}^2$



28

Excentricités de la ligne des pressions pour des charges radiales $q = 390 \text{ kN/m}^2$ avec $\sigma_{clé} = N/A = 5 \text{ N/mm}^2$ et un retrait $\epsilon_{cs} = 15 \cdot 10^{-5}$, $E_c = 15\,000 \text{ N/mm}^2$



29

Arc	Section	Charge			Charges et retrait			(Charges et retrait)/Charges		
		e (m)	e/a (%)	$e_{appui}/e_{clé}$	e (m)	e/a (%)	$e_{appui}/e_{clé}$	ΔN_x (%)	ΔM_y (%)	Δe (%)
$\alpha_1 = 120^\circ$ a = 2,5 m	clé	0,051	2	2,66	0,096	4	1,91	-5	87	88
	appui	0,136	5		0,183	7		0	35	35
$\alpha_2 = 90^\circ$ a = 3,2 m	clé	0,254	8	1,22	0,353	11	1,24	-1	37	39
	appui	0,310	10		0,439	14		-1	41	42
$\alpha_3 = 60^\circ$ a = 4,2 m	clé	0,742	19	1,79	0,957	23	1,72	-4	24	29
	appui	1,326	34		1,648	39		-3	21	24

Tableau 2

3.2.4 Exemple 2: arc d'un barrage-voûte sous charge radiale

En première approximation, on peut modéliser le barrage par des arcs indépendants et libres de se déformer dans le plan horizontal, et admettre que la poussée de l'eau est reprise uniquement par les arcs et quelle est uniforme. Dans ce cas, la forme idéale d'arc est le cercle et la formule du tube fournit les dimensions nécessaires.

L'exemple est semblable au précédent: il s'agit d'un arc d'un barrage-voûte de 100 mètres de portée, dont on fait varier l'angle d'ouverture. On étudie aussi les cas avec et sans retrait.

Caractéristiques de l'arc :

- portée: 100 m
- angles d'ouverture: 120°, 90° et 60°
- section pleine rectangulaire (hauteur h fois 1 mètre d'épaisseur)
- charge radiale: $q=500 \text{ kN/m}'$ (pression hydrostatique à 50 m de profondeur)

L'épaisseur de l'arc est définie d'après la formule du tube de manière à avoir $\sigma_{clé} = 5 \text{ N/mm}^2$.

Caractéristiques du retrait:

$$\epsilon_{cs} = 15 \cdot 10^{-5}$$

$$E^* = 15\,000 \text{ N/mm}^2 \text{ (pour } E_{c0} = 39\,000 \text{ N/mm}^2,$$

$$\phi = 2 \text{ et } \chi = 0,8)$$

Résultats

Les excentricités sont sept fois plus importantes sans retrait et huit fois et demi plus importantes avec retrait, lorsque le surbaissément f/l diminue de 0,29 ($\alpha_1=120^\circ$) à 0,13 ($\alpha_3=60^\circ$).

L'excentricité augmente considérablement lorsqu'on considère le retrait, à savoir de 81% à la clé pour l'arc le plus surbaissé ($\alpha_3=60^\circ$). La résultante peut même sortir de la section. Dans ce cas, il n'y plus d'équilibre possible puisqu'il s'agit de béton non armé.

L'excentricité sur appui est plus importante que celle à la clé. Leur rapport varie de 1,70 à 1,85.

Fig. 30 : Excentricité de la ligne des pressions pour des charges verticales $q = 500 \text{ kN/m}^2$ sans tenir compte du retrait (Document B. F. Gardel)

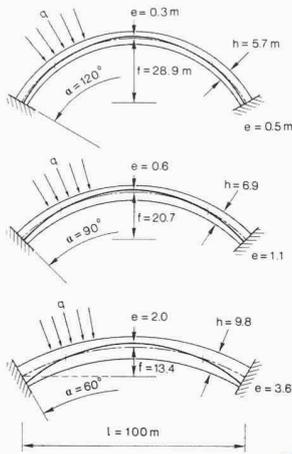
Fig. 31 : Excentricité de la ligne des pressions pour des charges verticales $q = 500 \text{ kN/m}^2$ en tenant compte du retrait (Document B. F. Gardel)

Tableau 3 : Récapitulatif des résultats (Document B. F. Gardel)

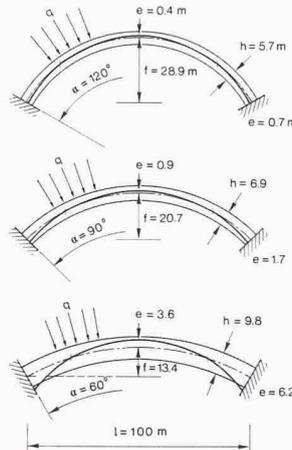
Fig. 32 : Exemple numérique d'une charge dissymétrique (Document B. F. Gardel)

Excentricités de la ligne des pressions pour des charges radiales $q = 500 \text{ kN/m}^2$ avec $\sigma_{clé} = N/A = 5 \text{ N/mm}^2$, $A = h \cdot 1 \text{ m}^2$

Excentricités de la ligne des pressions pour des charges radiales $q = 500 \text{ kN/m}^2$ avec $\sigma_{clé} = N/A = 5 \text{ N/mm}^2$, $A = h \cdot 1 \text{ m}^2$ et un retrait $\epsilon_{cs} = 15 \cdot 10^{-5}$, $E_c = 15000 \text{ N/mm}^2$



30



31

Arc	Section	Charge			Charges et retrait			(Charges et retrait)/Charges		
		e (m)	e/h (%)	$e_{appui}/e_{clé}$	e (m)	e/h (%)	$e_{appui}/e_{clé}$	ΔN_s (%)	ΔM_v (%)	Δe (%)
$\alpha_1 = 120^\circ$ h = 5,7 m	clé	0,286	5		0,421	7		-1	45	47
	appui	0,517	9	1,81	0,730	13	1,73	-1	40	41
$\alpha_2 = 90^\circ$ h = 6,9 m	clé	0,623	9		0,939	14		-4	45	51
	appui	1,138	16	1,83	1,694	25	1,80	-3	45	49
$\alpha_3 = 60^\circ$ h = 9,8 m	clé	1,979	20		3,574	36		-20	45	81
	appui	3,561	36	1,80	6,162	63	1,72	-16	45	73

Tableau 3

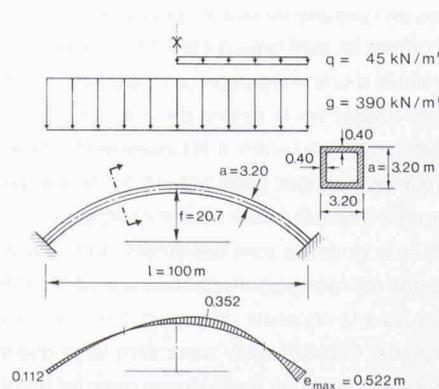
3.3 Excentricités dues à une charge dissymétrique

L'arc peut être soumis à des charges dissymétriques - par exemple les charges utiles dues au trafic routier ou de chemin de fer s'exerçant sur une moitié du tablier - qui créent des excentricités. Heureusement, pour les ponts en béton ou en maçonnerie, les charges de trafic q sont souvent de six à dix fois plus faibles que les charges permanentes. Pour cette raison et bien qu'il ne soit pas négligeable, ce cas de charge n'est pas dramatique pour ce type d'ouvrages.

L'influence sur l'excentricité d'une charge dissymétrique est illustrée par l'exemple du pont arc autoroutier de 100 m de portée et 20,7 m de flèche, traité précédemment dans l'exemple 1 du paragraphe 3.2.3. Il est soumis à des charges permanentes, $g = 390 \text{ kN/m}^2$, et à des charges utiles dissymétriques dues au trafic routier (modèles de charge 2 et 3 de la norme SIA 160 art. 4 09 2) de $q = 45 \text{ kN/m}^2$, soit des valeurs neuf fois plus petites que les charges permanentes. Les excentricités demeurent faibles par rapport aux dimensions de la section, mais elles augmentent de manière importante par

rapport à la situation sans charges dissymétriques, atteignant jusqu'à 68% à l'encastrement de la partie chargée (fig. 32).

Le rapport charges dissymétriques sur charges permanentes q/g peut augmenter considérablement et tendre vers 1, soit en présence d'une charge utile élevée, par exemple pour un pont ferroviaire, soit par diminution des charges permanentes, avec un pont en béton à haute performance, où

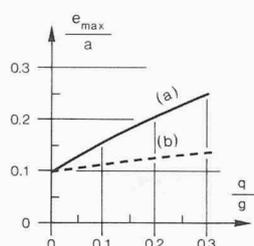


32

Fig. 33 : Influence d'une charge dissymétrique en fonction de q/g et du déplacement de la clé: a) libre, b) empêché (Document B. F. Gardel)

Fig. 34 : Déplacement horizontal de la clé empêché (Document B. F. Gardel)

les dimensions des sections sont plus faibles, ou d'un pont plus léger, en construction métallique. Dans ce cas, il peut s'avérer opportun de tenir l'ouvrage horizontalement dans la culée du tablier: l'arc se trouve ainsi bloqué horizontalement et présente un meilleur comportement aux charges dissymétriques. Cela est représenté à la figure 33, qui montre l'évolution des excentricités, pour le pont arc cité ci-dessus, en fonction de la charge utile pour un déplacement libre ou empêché (fig. 34) de la clé.



33



34

4. Conclusion

L'utilisation de la forme de l'arc pour réaliser des constructions ne remonte qu'à environ 3500 ans avant J.-C. Cette forme s'est toutefois imposée à l'homme comme solution naturelle et appropriée. La perception immédiate de son mode de fonctionnement et sa merveilleuse faculté d'intégration à son environnement lui valent d'emblée les suffrages. On peut même prétendre que lorsque les bâtisseurs optent pour l'arc, il est vraiment peu probable et rare qu'ils déçoivent le grand public.

Dans les bâtiments et à l'inverse du moyen âge, l'arc n'est en revanche plus qu'exceptionnellement utilisé aujourd'hui. A cette époque, les édifices importants et monumentaux, tels les églises ou les bâtiments publics, faisaient tout naturellement appel aux arcs et arcades. Quant aux ponts, un fréquent défaut de compétitivité du point de vue économique a souvent écarté le choix d'une solution en arc depuis quelques décennies. Mais on constate de plus en plus que, grâce aux possibilités qu'offrent les méthodes d'exécution modernes et face aux contraintes d'une intégration optimale dans l'environnement, l'arc revient sur le devant de la scène. Dans le domaine des retenues d'eau enfin, il est également intéressant de noter que les barrages poids ont été supplantés par des barrages voûtes à simple puis à double courbure.

La durabilité et la longévité sont des atouts indiscutables de l'arc, tandis que ses faiblesses résident dans les difficultés de fondation, dues à la nécessité de transmettre une forte poussée horizontale. Généralement bien moins large que le tablier le surmontant, l'arc d'un pont dépend donc de la rigi-

dité transversale de celui-ci pour reprendre les efforts transversaux engendrés par le vent et les séismes. Si cette dépendance entraîne des faiblesses qui se traduisent par des coûts supplémentaires au stade d'exécution, gageons que le génie des constructeurs s'appliquera de mieux en mieux à surmonter ces obstacles.

Bibliographie

- [1] BENUTO E., RICCARDO MORANDI, «Ingenere italiano», Alinea, Firenze, Italie, 1985
- [2] CHOISY A., «Histoire de l'architecture», tomes I et II, Gauthier-Villars, Paris, France, 1899
- [3] Comité Euro-International du Béton, «CEB Manual of Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete», Paris, France, 1984
- [4] Comité Euro-International du Béton, «Revision of the design aids of the CEB Design Manual Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete», Bulletin d'information N°215, Lausanne, Suisse, 1993
- [5] CREMER J.-M., «Les bow-strings en Belgique», AFGC N°1- Janvier 1999, pages 66-71
- [6] DEL NOCE C., FARO E., GRILLI B., «The railway arch bridge over the "Gravina Maggiore di Castellaneta" of the Bari-Taranto line», l'Industria Italiana del Cemento 726, pages 820-839, 1997
- [7] EWERT S., «Betonbogenbrücken, Mehr als 200 m Spannweite», Beton-und Stahlbetonbau (1999), pages 377-388
- [8] FAVRE R., JACCOUD J.-P., BURDET O., CHARIF H., «Aptitude au service et éléments de structure», Traité de Génie Civil vol. 8, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, Suisse, 1997
- [9] KÖPPEL A.J., WALSER R., «Hundwilertobelbrücke, Ein bemerkenswerter Neubau», Schweizer Ingenieur und Architekt, N° 11, 1991
- [10] LEVENE R. C., MARQUEZ F., «Santiago Calatrava 1990/1992», El Croquis 57, pages 146-189, Madrid, Espagne, 1992
- [11] LI G., «Bridges in China», Tongji University Press and A&U Publication (HK) Ltd., Shanghai, Chine, 1993
- [12] STRASKY J., HUSTY I., «Arch Bridge Crossing the Brno-Mikulov Expressway», Beton a Zdivo, pages 2-11, 1999/3
- [13] TREVIÑO J. J., «Méthode directe de calcul de l'état de déformation et de contrainte à long terme d'une structure composée», thèse de doctorat, EPFL-IBAP, Lausanne, Suisse, 1988
- [14] VIRLOGEUX M., «Structural and Architectural Design of Bridges», SEI vol. 6, N°2, pages 80-83, 1996
- [15] ZHOU P., ZHU Z., «Concrete-Filled Tubular Arch Bridges in China», SEI vol. 7, N°3, pages 163-164, 1997