

Als allgemein interessierendes Ergebnis kann zum Schluß festgestellt werden, daß sich die Eisenbetonkastenquerschnitte durchaus einwandfrei und sachgemäß haben ausführen lassen. Die Firma WAYSS & FREYTAG A.-G. hat allerdings auch große Umsicht und Sorgfalt aufgewendet, um das Gelingen dieser für Deutschland neuartigen Konstruktion zu sichern. Die Herstellung der Schalungen und das Einbringen der Armierung ging glatt von statten, das Betonieren selbst konnte sogar überraschend schnell durchgeführt werden. Kompliziert war nur die Armierung der Querhäupter und sehr mühsam das Aufstellen und Entfernen der Zwischenschalungen an den Lamellengrenzen. Irgendwelche Mißstände oder Mängel haben sich weder während der Herstellung noch nachher an den Kastenrippen gezeigt. Bei Anwendung solcher hohler Eisenbetonrippen für größere Spannweiten wachsen auch die Abmessungen und Wandstärken der Querschnitte, wodurch ihre Ausführung noch erleichtert werden wird. Für den flachen Bogen der Lechbrücke wären ja an sich noch andere Querschnittsformen denkbar gewesen und es hat sich

auch bei der Ausschreibung gezeigt, daß schlaff- oder steifbewehrte Rippenquerschnitte hier wohl ebenso wirtschaftlich gewesen wären, wie die Kastenquerschnitte. Diese haben aber vor den anderen Lösungen den Vorteil einer größeren Steifigkeit in vertikaler und horizontaler Richtung, sowie einer besonders zweckmäßigen Ausbildung der Randträger an den Brückenstirnen.

Für den Fortschritt im Wölbbrückenbau ist es zu begrüßen, daß diese erstmalige Ausführung des Kastenquerschnittes in Deutschland erfolgreich durchgeführt worden ist und damit wohl auch bei uns seiner künftigen Verwendung für größere Spannweiten den Weg bereitet hat.

Für den Fortschritt im Wölbbrückenbau ist es zu begrüßen, daß diese erstmalige Ausführung des Kastenquerschnittes in Deutschland erfolgreich durchgeführt worden ist und damit wohl auch bei uns seiner künftigen Verwendung für größere Spannweiten den Weg bereitet hat.

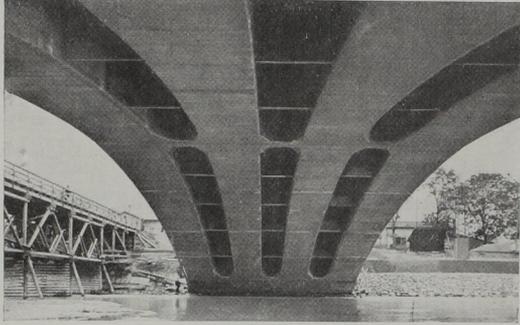


Abb. 12. Untersicht der Brücke

Ing. F. FREYSSINET, Paris:

Les arcs du Pont des Plougastel. Les expériences et l'exécution de l'ouvrage

Je me propose de donner quelques indications sur l'exécution actuellement en cours d'un pont en B. A. à PLOUGASTEL, sur l'Elorn, au point où cette rivière débouche dans la rade de BREST. Elle offre en cet endroit une largeur de 650 mètres au niveau des pleines mers.

Les circonstances imposent une portée minima de 172 mètres, avec un tirant d'air de 36 mètres, au dessus d'un chenal dans lequel aucun appui, même provisoire, ne peut être trouvé.

L'amplitude des marées atteint 8 mètres et la houle est parfois très forte à l'emplacement même de l'ouvrage.

Le projet exécuté a été choisi après concours pour ses qualités d'économie et de résistance.

Quoique beaucoup meilleur marché qu'aucun des projets concurrents, il permet le passage simultané d'une route et d'une voie ferrée normale, alors que les autres projets permettaient le passage de la route seulement.

Une grande voûte étant indispensable pour le franchissement du chenal, j'ai

jugé économique d'avoir recours pour le surplus de la traversée à deux arches identiques, en raison du réemploi du cintre.

L'ouvrage comprend donc trois voûtes en B. A. de cent quatre-vingt-six mètres cinquante d'axe en axe des piles. Elles supportent un tablier à deux étages, dont le plus bas reçoit une voie ferrée normale à voie unique et le plus élevé une route de 8 mètres de largeur (Fig. 1).

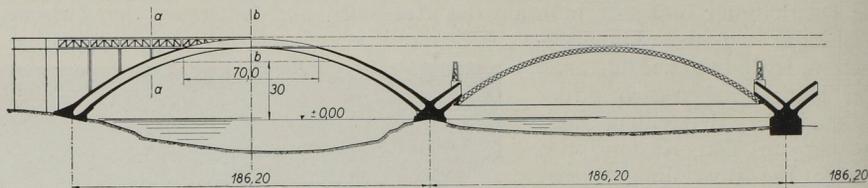


Fig. 1a. Elévation et coupe longitudinale de l'arc et du cintre

Actuellement les fondations sont terminées, y compris les retombées des voûtes jusqu'à 13 mètres en dessus des pleines mers; une des voûtes est achevée et décintrée; la seconde très avancée. On prévoit la mise en service au cours de 1929.

Je décrirai au cours d'une séance de la 2^{ème} commission les outillages employés; me bornant ici à des indications sur les ouvrages eux-mêmes.

Appui des voûtes et fondations

Les voûtes reposent sur deux culées et deux piles culées de très faible hauteur.

Pour ces éléments l'exemple d'ouvrages récents donnait de très fortes raisons derouter la décomposition des ciments par l'eau de la mer.

Pour ce motif, dans toute la hauteur accessible aux marées, les ouvrages ont été exécutés en béton de ciment alumineux dit fondu. Le dosage choisi comporte 400 K⁰ par mètre cube en œuvre, l'agrégat étant formé de 750 litres d'une quartzite concassée, trouvée sur place, très dure, 200 litres de sable constitué par le résidu du concassage des quartzites et 300 litres de sable de dune.

Pour réduire la dépense de ciment alumineux et pour diminuer l'échauffement des massifs pendant le durcissement, on a incorporé aux bétons environ 50% de moellons de quartzite.

Les fondations des culées ont été faites par épousinage à 12 m sous les hautes mers, à l'abri de batardeaux circulaires en béton

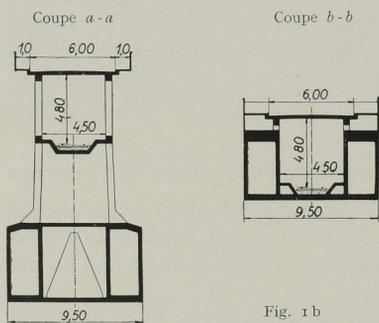


Fig. 1b

armé, de 30 mètres de diamètre et 30 c/m d'épaisseur seulement.

Les piles fondées à 18 mètres sous les hautes mers ont été exécutées, jusqu'au niveau des basses mers avec un caisson flottant unique en B. A. utilisé pour l'une comme caisson cloche et pour l'autre comme caisson perdu (Fig. 2).

Ce caisson qui avait reçu la forme exacte des massifs à réaliser, a été arrêté à une cote fixée d'avance; le terrain solide a été atteint en augmentant la hauteur de la chambre de travail par des reprises en sous-œuvre successives en béton armé, conduites de manière à élargir progressivement la surface d'appui du caisson sur le

sol, au fur et à mesure de la descente, de manière à réduire les efforts unitaires imposés au sol et à permettre l'arrêt de la fondation à une profondeur modérée quelque fût la nature du rocher rencontré.

Voûtes

Les voûtes très largement évidées ont 9 m 50 de largeur et une hauteur variable voisine de 5 m sur leur plus grande longueur. Elles sont formées de 4 cloisons verticales reliant deux hourdis d'intrados et d'extrados. Les épaisseurs de ces éléments augmentent vers les appuis, jusqu'à avoir près d'un mètre. Dans la partie centrale, la section totale du béton est d'environ le quart de l'aire comprise dans le contour extérieur de l'arc.

L'alvéole central est privé au voisinage de la clef de son hourdis d'extrados pour permettre le passage de la voie ferrée entre les alvéoles latéraux.

La forme de la fibre moyenne de la voûte est exactement celle d'un funiculaire de poids permanents.

Pour des raisons d'aspect et d'économie, on a espacé de 16 m d'axe en axe les appuis du tablier et le funiculaire a une forme nettement polygonale. Pour conserver un bon aspect, j'ai fait varier la loi des hauteurs de l'arc de manière à obtenir un intrados continu; l'extrados polygonal se raccorde par des surfaces gauches à une courbe continue sur les faces vues.

Les calculs sont ceux d'un arc encastré de 180 m de portée et de 33,60 de flèche à section variable.

On s'est attaché à déterminer du mieux possible les actions secondaires ou locales dues aux formes des évidements et à assurer une répartition effective des charges entre les différents éléments de l'arc.

L'armature n'est utile qu'au point de vue des actions secondaires. La proportion d'acier employée est très faible, environ 23 K⁰ par mètre cube.

Postérieurement au décintrement, un réglage des tensions internes dans l'arc sera réalisé selon la méthode que j'ai décrite dans le Génie Civil des 30 juillet — 6 et 13 août 1921.

A cet effet, les arcs sont coupés dans le plan de clef par un joint sans épaisseur; à cheval sur ce joint, des niches sont ménagées pour 28 vérins qui permettront d'allonger la fibre moyenne de l'arc et de compenser les raccourcissements élastiques et permanents de la fibre moyenne.

Pour faire cette opération, nous attendons les résultats d'expériences que nous avons instituées pour déterminer les valeurs de ces raccourcissements.

Je donnerai en conférence de section quelques détails sur ces expériences qui ne sont pas terminées.

Les voûtes sont partout comprimées dans le sens longitudinal.

La contrainte maxima due à leur poids propre atteint 32 K⁰/cm².

Celle due au poids du tablier atteint 10 K⁰/cm².

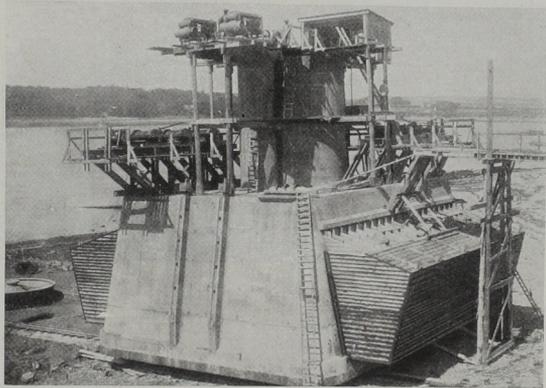


Fig. 2. Caisson à air comprimé prêt à être mis à l'eau

Celle due aux surcharges des règlements français des routes, et des chemins de fer ne dépasse nulle part $20 \text{ K}^0/\text{cm}^2$.

Les fatigues parasites dues aux variations linéaires sont limitées par l'opération de réglage des voûtes à moins de 15 K^0 par cm^2 .

La fatigue maximum totale est inférieure à 75 K^0 par cm^2 .

Or, les bétons employés pour les arcs dosés en moyenne à 425 K^0 par mc de béton en œuvre, de ciment portland ordinaire de la marque « Demarle-Lonquéty » (Sté. des ciments français) avec un agrégat formé de 4 parties de quartzite concassée, une de sable résidu et une de sable de dune, donnent des résistances qui, d'après de très nombreux essais, atteindront largement 600 K^0 par cm^2 , à la mise en service de l'ouvrage.

Il y aura donc un rapport d'environ 8 entre la contrainte de rupture du béton et celles auxquelles il sera soumis dans l'ouvrage. C'est un taux de sécurité exception-

nnellement élevé et qui est loin d'être atteint dans les ouvrages métalliques du même ordre.

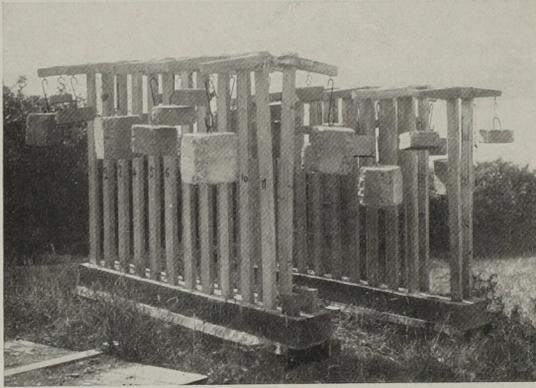


Fig. 3

La variation du retrait du béton en fonction du dosage, des circonstances atmosphériques et de l'état mécanique n'a fait l'objet d'aucune recherche que nous ayons pu utiliser pour la définition précise des conditions du réglage des voûtes en vue de la suppression des contraintes parasites.

Nous avons donc institué des expériences dans lesquelles des dosages très divers ont été abandonnés en plein air aux influences climatiques sous diverses conditions de fatigue. (Fig. 3.)

Les éprouvettes servant à ces essais sont constituées par deux planches en béton de $0,05 \times 0,10 \times 1,80$ armées sur une seule face de trois aciers ronds de 10 mm. Elles sont dressées verticalement, et scellées dans un massif de béton à 0,10 l'une de l'autre, s'opposant par leurs faces armées. Les compressions sont créées par des moments constants résultant de l'accrochage de poids à des consoles supérieures fixées à chaque élément. On mesure la variation des distances des extrémités supérieures qui est égale, d'après les calculs de déformation au retrait d'un élément de 80 mètres de longueur; les mesures sont donc faciles et peuvent être fréquemment répétées.

Nos réflexions nous avaient conduit à admettre un rôle important des contraintes mécaniques dans les phénomènes de retrait, mais dans nos premières expériences qui embrassaient aussi la variation du dosage, nous n'avons comparé que des bétons en repos élastiques et des bétons comprimés à 60 K^0 .

Nous venons récemment de reprendre ces expériences avec des gammes de surcharge variant régulièrement de 0 à 90 K^0 par cm^2 et appliquées à des bétons d'âges divers, et des bétons déchargés après avoir été chargés pendant 20 mois. Ces expériences n'apportent encore aucune précision nouvelle et ne font que confirmer en gros les premiers résultats obtenus.

Ceux-ci sont intéressants à faire connaître dès à présent car ils ouvrent un

jour, qui pour beaucoup, paraîtra nouveau, sur les phénomènes de déformation des bétons.

Le retrait du béton varie continuellement avec les conditions hygrométriques de l'atmosphère; la rapidité de ces variations est presque du même ordre que celle des variations de la température intérieure des massifs. Le dosage en ciment entre 200 et 900 K⁰ pour un même volume du même agrégat 800—200—200 n'a pas eu d'influence importante, ni sur la vitesse des variations, ni sur la grandeur des retraits obtenus; mais, tandis que toutes les éprouvettes non chargées ont subi des retraits assez faibles s'annulant en période pluvieuse pour présenter des maxima de deux à trois dix millièmes en période chaude et sèche et oscillent autour d'une valeur très faible qui ne paraît pas augmenter (il ne faut pas perdre de vue que même en été le climat de BREST est extrêmement humide) les retraits sous charge de 60 K⁰ par cm² oscillent après deux ans entre 6 et 8 dix millièmes; autour d'une valeur moyenne voisine de 7 dix millièmes qui ne paraît pas avoir encore atteint sa valeur maxima. Les variations d'état hygrométrique de l'air soumettent donc le béton à des alternatives de retrait et de gonflement; mais il ne s'agit pas de phénomènes entièrement reversibles. Les phénomènes de retrait sont facilités et les phénomènes de gonflement gênés par les compressions permanentes; au contraire, les gonflements paraissent être favorisés et les retraits gênés par des tensions mêmes minimales.

Dans un sens ou dans l'autre, sous l'action de périodes alternatives de sécheresse et d'humidité, les bétons paraissent susceptibles de déformations très étendues qu'ils n'auraient pu prendre sans rupture sous l'action d'une charge instantanée.

Ces constatations sont très importantes car on peut en déduire que les fatigues parasites déterminées dans les arcs par le retrait sont très loin d'avoir l'importance indiquée par les calculs élastiques; puisque les compressions dues aux déformations s'atténuent considérablement par exagération du retrait sous l'action des compressions mêmes. Les choses se passent comme si le module d'Young variait in-

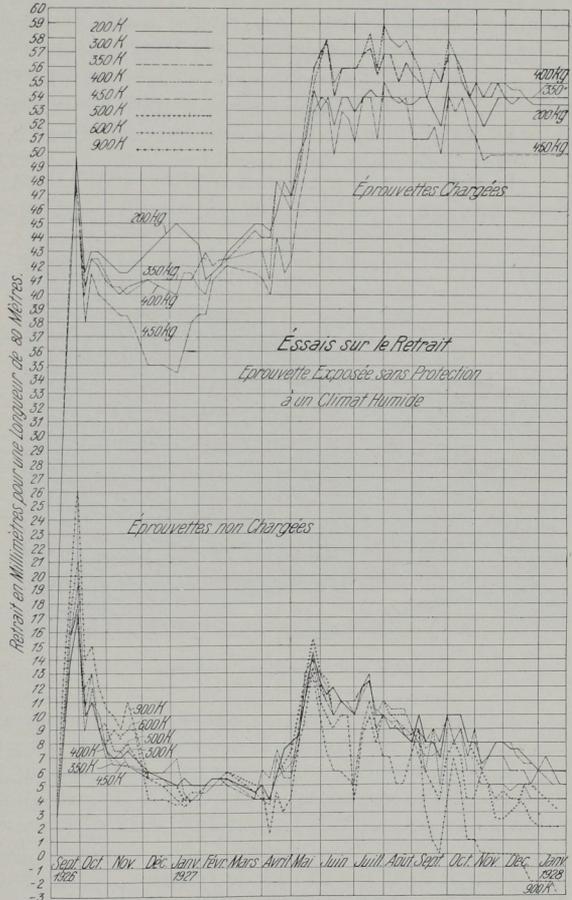


Fig. 4

versement aux déformations jusqu'à des valeurs très petites, en ce qui concerne les phénomènes de flexion lente entraînées par le retrait.

Le béton réagit et s'adapte aux réformations comme un être vivant. Il se raccourcit localement pour se soustraire à des efforts excessifs et les reporter sur les zones moins fatiguées.

Dans un arc exécuté par rouleaux successifs, les premiers rouleaux prenant des retraits plus importants que les derniers, les inégalités de pression entre les divers rouleaux tendent à la longue à s'atténuer considérablement.

Ces résultats sont importants pour la construction des grands arcs en béton et il est souhaitable que ces expériences soient reprises et développées sous d'autres climats, avec d'autres ciments et d'autres dosages.

Je donne des photographies représentant les essais en cours, et les courbes obtenues (Fig. 4).

Je vais donner à présent quelques indications sur les moyens d'approche des matériaux employés à Brest. C'était, et c'est souvent un problème très difficile



Fig. 5. Construction du cintre

dans les ponts sur les estuaires, car l'état des berges découvrant à mer basse, l'ampleur des marées et les fréquents mauvais temps rendaient difficile et onéreuse l'utilisation d'engins flottants. Nous avons eu recours à un transporteur à câble, capable de décharger les bateaux ancrés dans le chenal, d'une part, et d'autre part de faire sur l'ouvrage l'approche et la manipulation des coffrages, des armatures et des bétons. Les circonstances imposaient pour ce transporteur une portée d'environ 700 mètres.

En général, dans ces transporteurs, les mouvements sont commandés de l'une des extrémités par une série de câbles actionnés par des treuils fixes. Dans l'exécution de plusieurs grands ouvrages, nous avons pu nous rendre compte que le rendement de ces appareils appliqués à l'exécution d'un pont en B. A. est très mauvais et décroît rapidement quand la distance entre le poste de commande et les points d'utilisation augmente, en raison de la variété des services demandés à l'appareil dans un travail de ce genre. De plus, en cas de grand vent, les nombreux câbles s'embrouillent facilement et le fonctionnement devient très aléatoire.

Or, l'ouvrage de Brest étant situé exactement en face du goulet de la rade, les coups de vent y arrivent sans obstacles et les vitesses de vent dépassant 30 mètres par seconde ne sont pas rares.

Nous avons donc établi un programme imposant les conditions suivantes: Deux appareils distants de 7,50; nombre maximum de câbles par appareil égal à deux. Chariot mobile comportant une cabine de laquelle un homme placé à bonne distance du crochet de levage exécuterait à grande vitesse toutes les manœuvres, sous le contrôle de la vue et de la voix.

De nombreux spécialistes Allemands, Italiens, et Français ont été unanimes à déclarer que le problème ainsi posé ne pouvait être résolu et nous ont proposé les systèmes que nous jugeons condamnés par nos essais antérieurs.

La carence des spécialistes nous a contraints à construire nous-mêmes nos appareils.

Chacun se compose d'un câble porteur de 690 mètres de portée entre ses mâts, du poids de 12 K⁰ au mètre, résistant à la rupture à 210 tonnes et tendu sous une tension constante d'environ 60 tonnes réglable par contre-poids, à 76 mètres au dessus des basses mers.

Sur ce câble, roule un chariot supporté par de nombreux galets. Ce chariot se meut par touage sur un second câble de 13 mm à âme en cuivre. Il porte une cabine de manœuvre et un treuil de levage de 1 tonne pouvant agir sur un moufle à 2, 3 ou 6 brins à volonté. On peut donc lever 4 tonnes au maximum. Le courant électrique est amené à 240 volts par le câble porteur qui est isolé, le retour se faisant par le câble toueur; les câbles toueurs des deux appareils sont reliés et forment câble sans fin, permettant en cas de pannes de ramener les appareils à la berge. Un même moteur de 15 chevaux actionne par un embrayage à frein le toueur ou le treuil.

Ces appareils roulent sans arrêt depuis près de trois années à une vitesse de 20 à 30 km à l'heure, sans incident.

Ils ont transporté à l'heure actuelle plus de 20 000 mètres cubes de béton, réalisé sans difficulté toutes les manipulations d'armatures et de coffrages dont on a eu besoin.

Ils manœuvrent aisément même par forte tempête et permettent une vitesse et une précision de manœuvre dont aucun autre système ne peut approcher.

Il me reste à dire quelques mots du cintre employé pour les arcs.

C'est une voûte en bois, comprenant un extrados et un intrados distants de 2 m 50 environ, reliés par des treillis constitués par de simples planches (Fig. 5).

Les madriers d'extrados sont jointifs et forment une voûte de bois continue de 10 m de largeur et 0,21 d'épaisseur; à l'intrados, il y a 16 groupes de 2 madriers groupés eux-mêmes 2 par 2 et correspondant à 8 fermes distinctes.

Les abouts des madriers successifs d'une même pile sont arrêtés à 4 ou 5 cent. l'un de l'autre, l'intervalle est rempli en mortier riche de ciment. On réalise ainsi un joint incompressible et rigoureusement ajusté.

L'indéformabilité de l'extrados aux efforts de cisaillement engendrés par le vent est réalisée par le clouage de deux couchis continus en planches de 18 mm d'épaisseur établis suivant les deux systèmes de parallèles faisant un angle de 45° avec l'axe.

Un contreventement de même système, mais à claire voie assemble les 8 fermes à l'intrados.

L'ensemble forme un tube fermé extrêmement rigide en tous sens, notamment à la torsion.

Il n'existe dans ce cintre aucun assemblage de charpente ni aucun boulon; le travail se réduit à des traits de scie pour lesquels aucune précision n'est exigée, et à des clouages. Les pointes employés sont du modèle ordinaire, sauf des



Fig. 6. Cintre prêt à être transporté

broches sans tête de 10 mm de diamètre et 35 cm de longueur. On en a employé 8 tonnes.

Cette charpente a pu être exécutée en majeure partie par une main d'œuvre non qualifiée.

Ce cintre a été construit à terre, en profitant d'une forme favorable de la berge.

On a formé des pièces continues de l'épaisseur de deux madriers ayant toute la longueur du cintre et on les a posées sur des chevalets haubanés dressés à la hauteur voulue. Sous leur poids les longues pièces ont pris sensiblement la forme de l'arc et il a été très facile de les régler aux formes exactes à réaliser.

Le cintre terminé a été transporté à sa position de travail pour la première arche (Fig. 6).

A cet effet, on a exécuté en porte à faux, des amorces d'arcs s'étendant à 16 m de l'axe des appuis, ces éléments ont été exécutés par tranches successives à l'aide de coffrages suspendus aux tranches précédemment exécutées (Fig. 7).

Je ne puis entrer dans le détail des dispositions prises pour régulariser les efforts dans ces consoles et y éviter la formation de fissures ou de fatigues ultérieurement

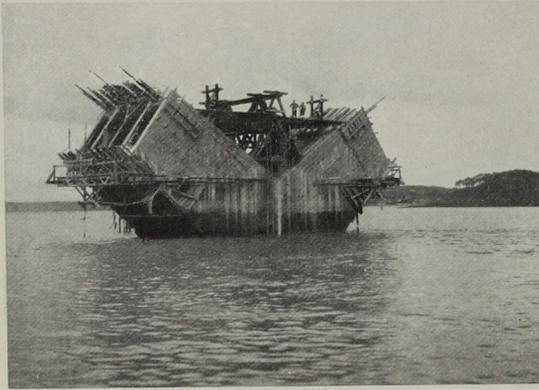


Fig. 7. Pile Nr. 2

gênantes dans les arcs; d'une manière générale on a eu recours à la mise en charge artificielle et préalable d'éléments provisoires convenablement disposés.

Sur les consoles ainsi créées, on a établi un système de vérins hydrauliques capables par un jeu de cales d'agir sur une traverse en B. A. de laquelle pend une élingue formée de groupes de fils de 13 mm.

Ces élingues se terminent à leur partie inférieure par un bloc de béton fortement armé de $50 \times 55 \times 0,80$ dont la

surface inférieure forme un point d'appui pour la suspension du cintre.

Les élingues traversent l'arc de haut en bas dans des puits ménagés dans les amorces. Il y en a deux par retombée. D'autre part, le cintre est terminé à ses extrémités par une structure en B. A. fortement armée laquelle peut être accrochée aux élingues par un verrou constitué par deux pièces superposées en cœur de chêne ayant chacune $0,50 \times 50$ de section, soit au total 1 m de hauteur.

J'ai préféré le bois au métal par économie et aussi parce qu'il est plus déformable; un tel matelas de bois peut sans rompre subir des déformations de 0,20 et plus.

Sur la structure armée sont fixés des vérins horizontaux agissant sur des câbles horizontaux, qui équilibrent la poussée du cintre pendant le transport et le levage.

Les choses ainsi préparées, on amène les bateaux sous les appuis du cintre; on les échoue sur des tins préparés à marée basse; on tend les câbles horizontaux, on cale ce cintre sur les bateaux, en le soulevant avec des vérins auxiliaires; puis on démolit les appuis de construction du cintre.

A marée haute, on fait flotter les bateaux; des treuils placés sur ceux-ci agissant sur des amorces fixées à des ancrages établis en divers points de la rivière permettent d'amener le cintre en place; on descend les élingues dans les puits, on met les verrous, on agit sur les vérins; le cintre soulevé vient se coller contre l'intrados des amorces des arcs.

Il reste à le régler, pour corriger l'effet :

1^o D'une différence possible entre la situation et la dimension réelle des éléments par rapport aux cotes théoriques.

2^o Des déformations à prévoir sous les charges.

Pour cela, le cintre amené en contact est bien appuyé contre les amorces d'arc par une tension supplémentaire des alingues de suspension; on relève sa cote de clef; et on la compare à la cote théorique majorée de la flèche élastique calculée du cintre considéré comme arc à deux articulations.

Si l'on trouve une différence en moins par exemple, l'on raccourcit le cintre en tendant les câbles horizontaux ce qui augmente sa flèche d'une part et permet de relever ses appuis d'autre part (Fig. 8).

Ce réglage fait et le contact du cintre avec le bord de l'intrados des amorces bien assuré par une surtension de 80 tonnes donnée à chaque élingue en plus du poids du cintre, et par un coulis en ciment, on soumet le cintre à des moments aux appuis, égaux et de sens inverse à ceux d'un arc encastré soumis aux surcharges qui seront appliquées au cintre.

Ceci est réalisé automatiquement par la suppression de la tension des câbles horizontaux, la position des points de contact de l'arc avec le cintre a été réglée pour que le résultat soit ainsi obtenu.

On coule ensuite du béton entre le corbeau ménagé sur les amorces de l'arc et l'about en béton du cintre. Le bloc en béton ainsi coulé est divisé en éléments par des cloisons parallèles au plan de symétrie de l'arc, dont un certain nombre sont frettés fortement en vue du décintrement.

Deux jours après la fin du coulage, on procède au décintrement, ce délai suffit pour que la résistance des derniers bétons coulés atteigne $150 \text{ K}^0 \text{ au cm}^2$.

L'enlèvement du cintre s'obtient en démolissant les bétons coulés entre le cintre et les ressauts des piles.

On enlève d'abord les éléments non frettés; puis on ruine partiellement les poteaux frettés. En desserrant et en resserrant les élingues, on provoque de très petits mouvements du cintre qui en amènent le décollement progressif, accompagné



Fig. 8. Cintre mis en place pour le coulage du premier arc

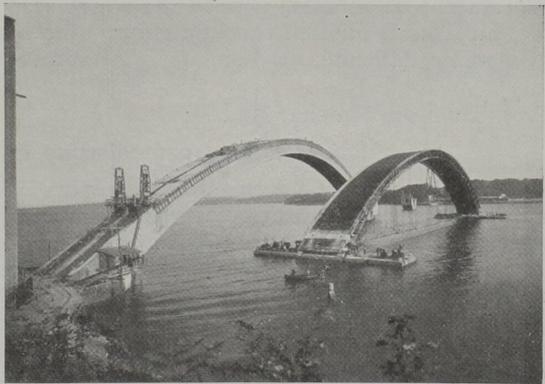


Fig. 9. Transport du cintre du premier au second arc

d'un écrasement lent des appuis en béton fretté qui dissipe l'énergie de déformation emmagasinée dans le cintre Fig. 9.

Cette énergie est loin d'être négligeable, elle est de l'ordre de 300 tonnes mètres, et le décintrement est une des phases les plus délicates des opérations, bien qu'il ne présente absolument aucun risque grâce aux précautions prises. Aussitôt le décintrement fait, ce qui exige une



Fig. 10. Mise en place du cintre pour le coulage du 2^e arc

journée, le cintre est nettoyé et remis en place (Fig. 10). Le coulage de la première voûte étant terminé le 3 août, le décintrement s'est fait le 5 août et la mise en place de la première voûte le 7 août.

Il s'est écoulé quatre mois entre le 1^{er} et le 2^eme transport du cintre.

Le cube de bois employé au cintre, est de 600 mètres cubes, soit 10% du cube total du béton qu'il sert à mettre en œuvre; la fatigue sous le poids propre du cintre est de 10 K⁰ par cm²; avec le

poids du I⁰ rouleaux elle atteint 70 K⁰/cm² et 110 K⁰ sous la charge totale de l'arc.

Les flèches mesurées de cette voûte de bois ont été trouvées égales aux résultats du calcul en supposant $E = 7,10^8$ soit 265 m/m.

Aucune déformation permanente n'a pu être décelée.

La seconde mise en place du cintre a été faite malgré un très fort vent, sans la moindre difficulté, en moins de 3 heures.

Prof. EUGENIO RIBERA, Madrid:

Fondations par caissons en béton armé

Un des procédés de fondation le plus couramment employé en Espagne aujourd'hui, est celui de l'emploi des caissons en béton armé, soit pour la pénétration dans le terrain par havage, soit pour les fondations par air comprimé.

Déjà en 1909, nous employâmes, dans de nombreux ponts, des caissons du type représenté par la fig. 1.

L'on commençait les excavations à l'air libre, dans l'intérieur; le poids du caisson et au besoin des contre-poids, suffisaient pour l'enfoncer dans le terrain et nous épuisions l'eau qui se présentait, au moyen de pompes.

Lorsque l'épuisement n'était pas possible, l'on continuait l'excavation par des dragues ou cuillères et une fois le niveau de la fondation atteint, nous remplissions l'intérieur du caisson par du béton immergé, ou à sec, lorsque les filtrations étaient dominées.

Dans le béton de remplissage, composé en général de 150 kg de Portland, 0,800 m³ de gravier et 0,400 m³ de sable, nous ajoutons de gros blocs de pierre enveloppés toujours dans du béton, pour en diminuer ainsi le prix.

Quant à la chemise extérieure en béton armé, nous employons un dosage de ciment de 300 kg. Les parois extérieures s'enduisent avec du mortier de Portland de 1 x 3, pour obtenir l'imperméabilité et faciliter le fonçage. Lorsque le terrain