

Ponts

par **Jean-Pierre DUCOUT**

Ingénieur des Arts et Métiers

Maître de Conférence à l'École Nationale des Ponts et Chaussées

Professeur au Centre des Hautes Études de la Construction

Ingénieur à la Compagnie Française d'Entreprises Métalliques

1. Présentation	C 2 675 - 2
1,1 Intérêt du pont métallique	— 2
1,2 Ponts-routes et ponts ferroviaires	— 2
1,3 Classement	— 2
1,4 Éléments constitutifs d'un pont	— 4
2. Solutions adaptées aux types de franchissement	— 4
2,1 Choix du platelage	— 4
2,2 Choix de la poutraison porteuse	— 5
2,3 Choix du système porteur	— 6
3. Règlements applicables au calcul des ponts-routes	— 7
3,1 Surcharges	— 7
3,2 Conception et calcul des ponts	— 7
4. Platelage (principe de calcul)	— 8
4,1 Dalle en béton armé participante. Ponts mixtes	— 9
4,2 Dalle orthotrope	— 9
5. Entretoisement	— 11
5,1 Pièce de pont	— 11
5,2 Entretoise triangulée	— 12
6. Système porteur	— 13
6,1 Ponts isostatiques ou hyperstatiques simples	— 13
6,2 Ponts à haubans	— 13
6,3 Ponts suspendus	— 15
7. Dimensionnement des poutres de grande hauteur	— 15
7,1 Semelles	— 15
7,2 Stabilité au voilement	— 16
8. Montage	— 17
8,1 Lancement	— 17
8,2 Montage par encorbellement ou à l'avancement	— 18
8,3 Levage à la bigue	— 18
8,4 Hissage	— 19
Index bibliographique	— 19

1. PRÉSENTATION

La construction métallique se partage, avec d'autres matériaux et principalement les bétons armé et précontraint, le très vaste marché des ouvrages de franchissement. Marché vaste, non pas par son chiffre d'affaires, assez faible au demeurant, mais par la richesse des solutions, qui témoigne de l'intérêt marqué par toutes les générations au problème que constitue le franchissement d'un obstacle s'opposant à la progression de l'homme.

Ce thème est abordé dans sa globalité dans l'article *Conception des ponts* de ce traité. Nous invitons le lecteur à se reporter à ce document.

1,1 Intérêt du pont métallique.

Concurrencé par le béton armé et plus encore par le béton précontraint, l'acier, par ses qualités propres, présente un intérêt économique indéniable dans les problèmes de franchissement.

Comparons les capacités portantes de l'acier (E 36) et du béton. Le transport d'un effort de 10^7 N nécessite une section de 278 cm^2 d'acier et $7\,000 \text{ cm}^2$ de béton; ramenée au mètre d'ouvrage, la masse de matériaux consommée sera de 218 kg pour l'acier ($\rho = 7,85 \text{ g/cm}^3$) et de $1\,750 \text{ kg}$ pour le béton armé ($\rho = 2,5 \text{ g/cm}^3$): soit un rapport de masse béton/acier = 8 pour un rapport de prix béton/acier = $1/3$.

Si l'on juge sous l'angle du prix seul, le béton est incontestablement plus économique que l'acier, mais la comparaison doit intégrer d'autres paramètres.

Le plus important concerne la masse de matériaux consommée au mètre carré pour la construction du pont proprement dit (indépendamment des appuis et des fondations). L'examen du bilan total des charges et surcharges prises en compte dans les sollicitations de calcul montre que le poste des charges permanentes (matériaux de résistance + superstructures) augmente avec la portée pour devenir prépondérant dans les grands ouvrages dont la portée dépasse 120 m dans le cas d'un pont métallique à travée indépendante. Ainsi, la *chasse au poids* devient l'objectif principal du projet, puisque tout gain réalisé sur le poids mort entraînera une diminution des sollicitations, donc du poids total des matériaux de résistance à mettre en œuvre dans le tablier, d'une part, et dans les piles, culées et fondations, d'autre part. Sous ce seul angle, l'acier est évidemment plus intéressant que le béton.

Finalement le prix au mètre carré d'ouvrage (produit de la masse en kg/m^2 par le prix du kilogramme de matériaux mis en œuvre) exprimé en fonction de la portée permet de dégager les conclusions suivantes valables pour un ouvrage à plusieurs travées continues de longueur L .

- Le **béton armé** est la solution des petites portées avec une limite supérieure de 30 à 40 m .
- Le **béton précontraint** convient pour des portées variant de 40 à 150 m .

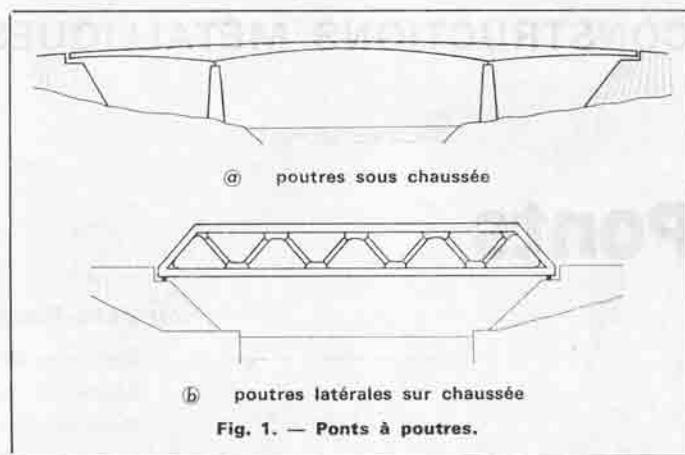


Fig. 1. — Ponts à poutres.

- Le **métal** est adapté par sa légèreté aux ouvrages de grandes portées: de 120 m , pour les ponts à poutres, à $1\,300 \text{ m}$, et sans doute plus, pour les ponts suspendus.

Cette règle a ses exceptions. Le métal se verra préféré au béton dans les cas suivants:

- terrain médiocre pour lequel la légèreté du métal est un élément favorable;
- risque de tassements différentiels des fondations d'un ouvrage continu: les propriétés élastoplastiques de l'acier sont mises à profit;
- obligation d'inscrire l'ouvrage dans une épaisseur réduite donnant un élancement normal pour l'acier et non rentable pour le béton;
- construction d'un pont mobile (levant, basculant, tournant) où légèreté, résistance et souplesse sont des critères essentiels;
- caractère provisoire de l'ouvrage: viaducs métalliques démontables.

1,2 Ponts-routes et ponts ferroviaires.

Pont-route et pont-rail font appel aux mêmes matériaux et aux mêmes techniques. Les trafics étant de natures différentes, il en résulte quelques dispositions constructives propres à chacun d'eux.

Dans un souci de clarté et pour ne pas surcharger l'exposé en introduisant deux réglementations différentes, les développements du présent article se rapportent plus spécialement aux ponts-routes.

1,3 Classement.

On distingue trois familles de ponts.

1,31 Ponts à poutres. — Disposées plus généralement sous la chaussée (fig. 1 a), mais aussi au-dessus de la chaussée (fig. 1 b), ces poutres porteuses isostatiques ou continues travaillent essentiellement en *flexion*. Les réactions sur appuis courants sont verticales. Cette conception s'applique à la majorité des cas de franchissement de portées inférieures à 250 m .

1,32 Ponts en arc. — Lorsque la brèche à franchir est profonde, large et difficilement accessible, la construction de piles verticales de très grande hauteur, supportant un pont à poutre, pose de gros problèmes.

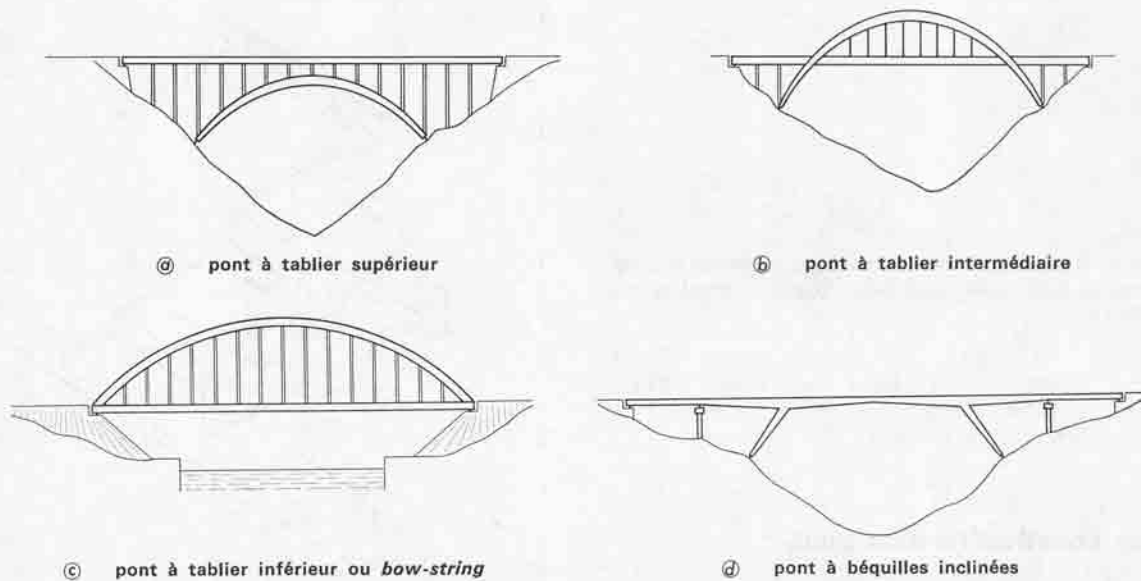


Fig. 2. — Ponts en arc.

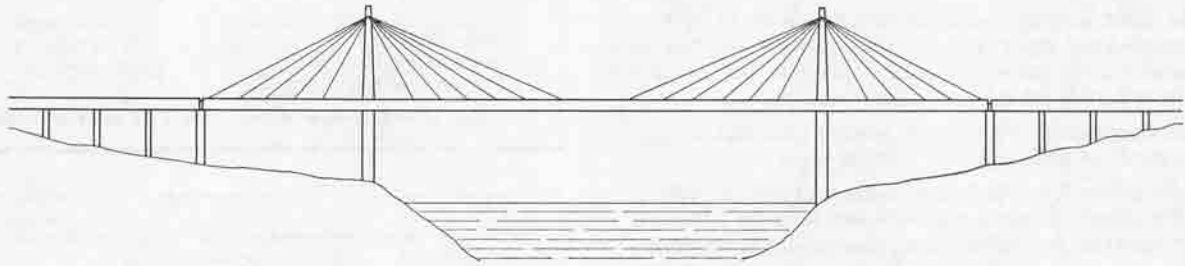


Fig. 3. — Pont à haubans.

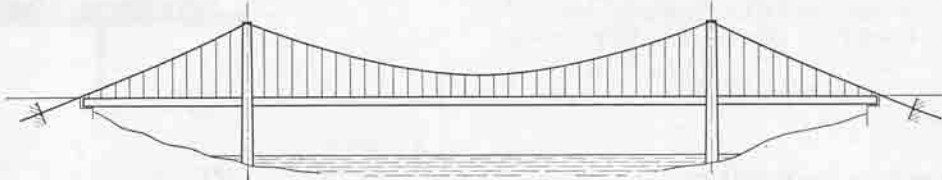


Fig. 4. — Pont suspendu.

Le recours au pont en arc (fig. 2) est, dans bien des cas, la meilleure solution.

L'arc, porteur du tablier, travaille en *compression* et *flexion*; les culées supportent, en plus de la masse de l'ouvrage, des poussées tendant à écarter les appuis.

Trois dispositions du tablier sont possibles, donnant trois types de pont (fig. 2 a, b et c). Le pont à béquilles inclinées (fig. 2 d) travaille comme un pont en arc (§ 2,35).

Le record de portée appartient au pont de Fayetteville (Virginie, 1976) avec 518 m entre les naissances de l'arc (pont à tablier supérieur).

1,33 Ponts à câbles. — Le tablier n'est plus appuyé, mais suspendu à une structure porteuse composée de pylônes et de câbles.

A la notion d'appuis inférieurs fixes et comprimés, constitués par les piles, culées et fondations, se substitue la notion d'*appuis supérieurs élastiques et tendus*, procurés par les câbles. Cette conception, naturellement beaucoup plus simple et donc plus économique, autorise à multiplier le nombre des points de suspension: les sollicitations de flexion dans le tablier sont nettement diminuées, le gain de poids est très appréciable.

On distingue deux types de ponts à câbles:

— le **pont à haubans** (fig. 3), pour lequel le tablier, fléchi et comprimé, est tenu par des câbles inclinés, tous ancrés dans la tête du pylône; ce pont est auto-équilibré;

— le **pont suspendu** (fig. 4), dont le tablier est simplement accroché, par un grand nombre de suspentes verticales, à un câble principal porteur, tendu d'une berge à l'autre en prenant appui sur deux

pylônes et solidement ancré à la traction dans de puissants massifs (cette structure possède en quelque sorte un fonctionnement symétrique à celle de l'arc).

Pour les ponts à haubans, le record actuel de portée (404 m) est détenu par le pont de Saint-Nazaire - Saint-Brévin (1975); pour les ponts suspendus, le record (1 410 m) appartient au pont sur la Humber (Grande-Bretagne, 1977).

1,4 Éléments constitutifs d'un pont.

Ils sont illustrés par la figure 5.

Le **platelage** est une dalle en béton ou métallique supportant directement la chaussée et les surcharges de circulation.

L'**entretoisement** assure la stabilité transversale de la section droite en maintenant soit rigidement, soit élastiquement les poutres. Il peut supporter aussi la dalle de platelage (c'est le cas pour les pièces de pont et parfois pour les entretoises triangulées).

Les **poutres porteuses** constituent le système principal, portant d'une pile à l'autre les surcharges et le poids mort.

Les **appareils d'appui**, disposés entre poutres et piles ou culées, transmettent les efforts (forces et couples selon les trois directions de l'espace) et subissent les déplacements (élongations et rotations).

Les **appuis** (piles et culées) reprennent les actions transmises par les appareils d'appui. Ces ouvrages sont toujours réalisés en béton armé.

Les **équipements** (étanchéité, couche de roulement, joint de chaussée, garde-corps et dispositif de sécurité) sont définis dans l'article *Conception des ponts*.

2. SOLUTIONS ADAPTÉES AUX TYPES DE FRANCHISSEMENT

Compte tenu d'une brèche définie par :

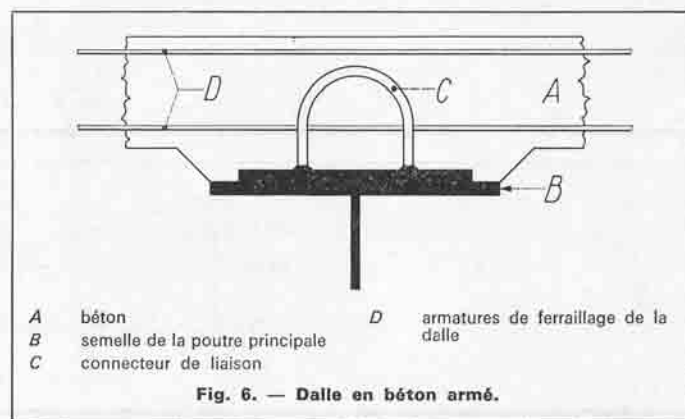
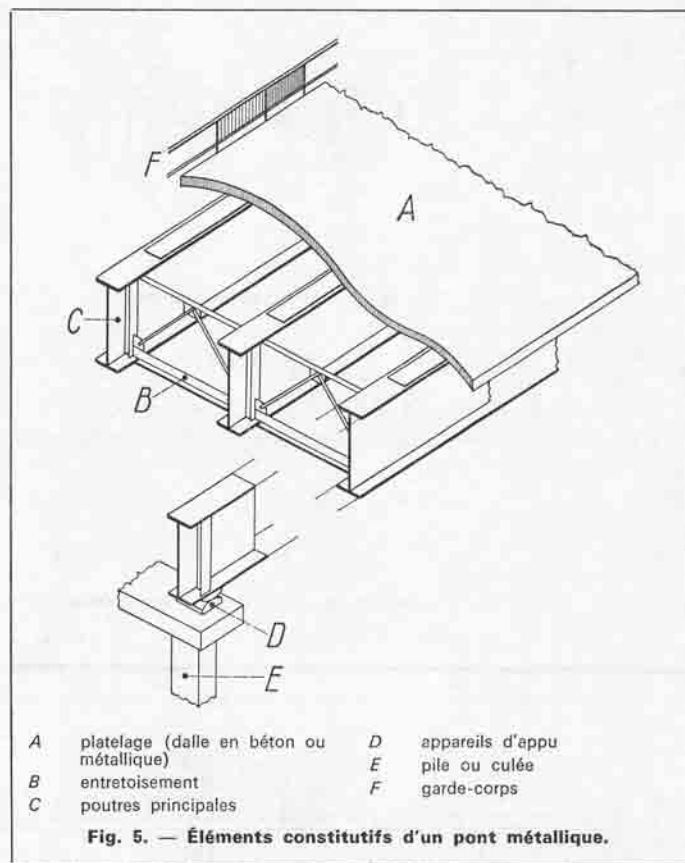
- les données naturelles (nature du sol, régime du cours d'eau);
- les contraintes dimensionnelles et fonctionnelles (profils en travers et en long de la voie portée, gabarits à réserver au-dessus de la voie franchie, esthétique);

comment déterminer le type de pont le mieux adapté aux plans technique et économique?

Trois analyses essentielles doivent être menées; elles portent sur :

- le type de platelage,
- le type de poutraison porteuse,
- le type de système porteur.

Nous allons examiner chacun de ces points et définir aussi simplement que possible des critères de choix.

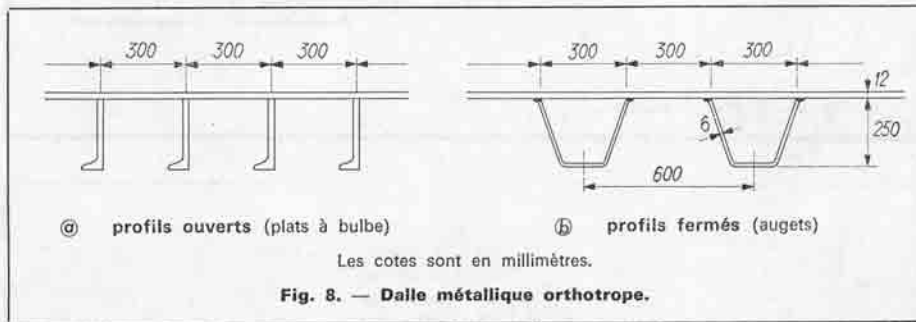
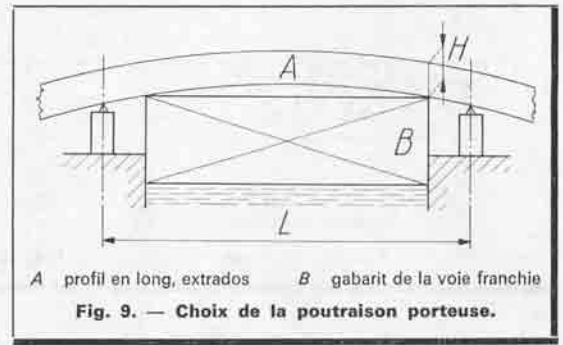
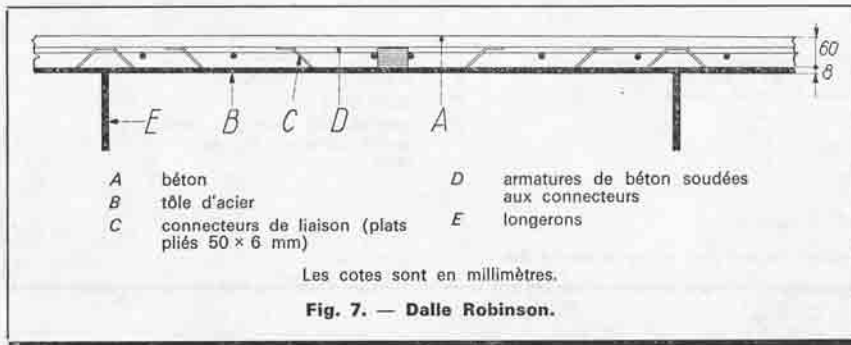


2,1 Choix du platelage.

Deux matériaux sont utilisés dans la constitution de la couverture du tablier: le béton et l'acier. Chacun, en fonction de son intérêt économique, possède son domaine d'emploi.

2,11 Dalle en béton armé (fig. 6). — Son épaisseur, déterminée par le calcul au poinçonnement, est comprise entre 18 et 22 cm. Il lui correspond un quadrillage porteur constitué par les poutres et les entretoises, dont les dimensions sont généralement de 3 à 5 m pour la petite portée, et de 7 à 13 m pour la grande portée.

D'une masse élevée (500 kg/m² pour une dalle de 20 cm d'épaisseur), la dalle en béton armé, ne résistant qu'aux actions locales développées par l'impact des roues sans participer à la résistance d'ensemble, devient très rapidement, au fur et à mesure que la



portée augmente, un élément pesant et passif, nuisible à l'économie du projet [par exemple, pour une portée ℓ de 120 m, le taux de surcharge $A(\ell)$ est équivalent à la masse de la dalle en béton]. Il en résultera un pont dimensionné presque essentiellement pour se porter lui-même, les surcharges routières ne représentant qu'une part de plus en plus faible des sollicitations de calcul.

Ce type de dalle sera donc réservé aux ouvrages de portées réduites (inférieures à 80 m environ).

2,12 Dalle en béton armé participante (collaborante). — Partant de la dalle classique décrite précédemment, et constatant que la liaison mécanique indispensable entre dalle et poutres principales provoque l'entraînement de la dalle dans les déformations de flexion, il devient alors séduisant de tirer parti de cette propriété et de faire collaborer la dalle dans la reprise des efforts de flexion d'ensemble.

Une condition doit être satisfaite : pour être prise en compte dans la résistance à la flexion générale, la dalle ne devra présenter aucune contrainte de traction, tant sous la charge permanente que sous les surcharges. La solution passe par une précontrainte de la dalle, obtenue par l'usage de câbles, ou par dénivellations d'appuis.

Dans cette configuration, la dalle en béton armé fait partie intégrante de la section résistante des poutres, constituant ainsi une *section mixte acier-béton* (§ 4,1).

Le gain en acier constaté au niveau de la semelle supérieure des poutres principales peut être de l'ordre de 50 %. Des calculs plus longs et délicats, mais surtout la mise en œuvre de la précontrainte contribuent à diminuer le gain initial réalisé sur le poste des matières.

Au total, et en dépit de sa masse de 500 kg/m², la solution de la dalle en béton armé collaborante est économiquement intéressante pour des portées allant jusqu'à 120 m pour un ouvrage à travées continues (cette limite est définie sur la portée ℓ de la travée centrale d'un ouvrage continu à trois travées de longueurs 0,6 ℓ ; ℓ ; 0,6 ℓ) et jusqu'à 85 m pour un ouvrage à travée indépendante.

2,13 Dalle mixte Robinson (fig. 7). — Constituée d'une dalle mince en béton armé de 60 mm d'épaisseur, reposant sur une tôle d'acier de 8 mm d'épaisseur, cet ensemble, rendu mécaniquement

monolithe par une connexion appropriée des deux matériaux, présente une masse de 240 kg/m² (moitié d'une dalle en béton armé).

Cette solution constitue un net progrès dans la recherche de l'allégement des charges permanentes.

Elle a trouvé une application dans le cadre de grands ouvrages tels que les ponts suspendus (Tancarville et Bordeaux).

Actuellement ce type de dalle n'est que très rarement employé ; le soudage des connecteurs, la liaison des connecteurs par des ronds à béton sont des travaux nécessitant essentiellement une main-d'œuvre spécialisée et pour lesquels on ne peut avoir recours à des moyens de soudage automatique. Il en résulte un prix de revient élevé et non concurrentiel.

2,14 Dalle métallique orthotrope. — Cette dalle, entièrement en acier, est constituée d'une tôle continue de 12 mm d'épaisseur et raidie longitudinalement par des profils ouverts (fig. 8 a) ou fermés (fig. 8 b) dont l'écartement est de 30 cm.

D'une masse moyenne de 150 kg/m², elle se présente actuellement comme la dalle la plus légère.

Sa structure lui permet de jouer le rôle de dalle vis-à-vis des efforts locaux de poinçonnement et de flexion, et le rôle de membrure supérieure de la poutre principale dans l'équilibrage des efforts de flexion d'ensemble.

D'un prix de revient très compétitif, la dalle orthotrope a remplacé la dalle Robinson et connaît un vif succès dans tous les cas où la légèreté est la condition essentielle (ponts de grandes portées et ponts mobiles) et dans les ouvrages à préfabrication poussée tels que les viaducs provisoires.

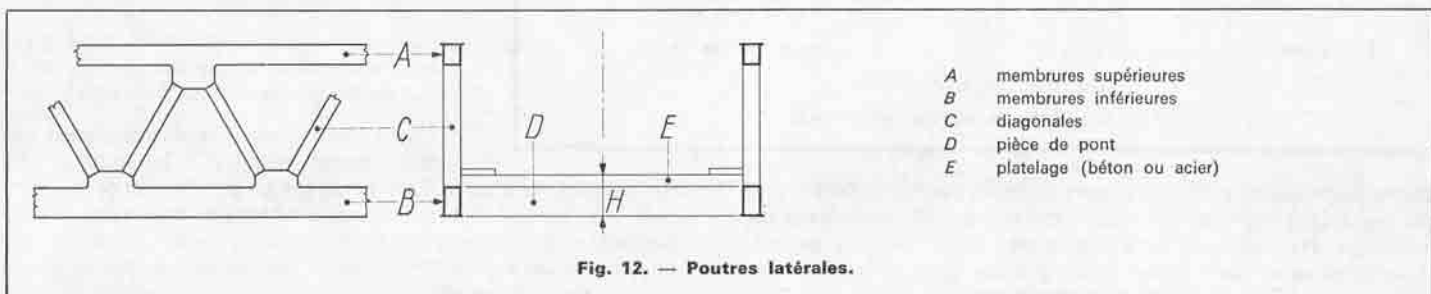
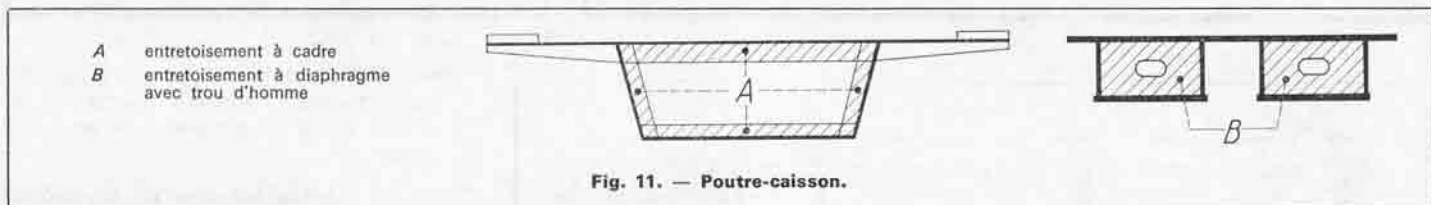
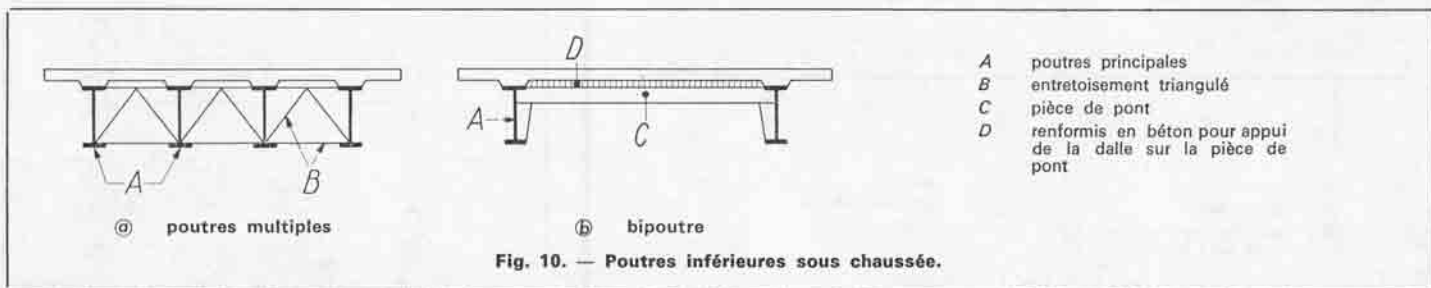
Dans le cadre des ouvrages fixes de franchissement, son emploi s'impose pour des travées continues dépassant 120 m de portée (ou 85 m en travée indépendante).

2,2 Choix de la poutraison porteuse.

L'examen du profil en long de la chaussée portée et du gabarit à dégager au-dessus de la voie franchie (route, rail, voie navigable) permet de déterminer la hauteur disponible pour construire la chaussée, le platelage et la poutraison porteuse (fig. 9).

Cette hauteur H , rapportée à la longueur L de la travée, définit l'*élancement* H/L du pont.

Les cas d'utilisation des grands types de poutraison sont les suivants.



2,21 Poutres inférieures sous chaussée. — Comportant soit de multiples poutres espacées de 3 à 5 m (fig. 10 a), soit seulement deux poutres pour les ponts modernes (fig. 10 b), dont l'espacement peut atteindre 24 m (pont d'Autreville) et plus, cette structure porteuse possède l'avantage de la simplicité et se présente souvent comme la solution la plus économique.

Elle est adaptée à des élancements $H/L = 1/20$ en travée indépendante et $1/30$ en travées continues à hauteur constante (dans ce dernier cas et si les poutres sont à hauteur variable, l'élancement sera modulé à $1/50$ à la clé et $1/25$ sur pile).

Ce type de pont trouve sa limite supérieure pour des travées continues avoisinant les 250 m de portée.

2,22 Poutres-caissons (fig. 11). — De par sa très grande raideur de torsion, une poutraison en caisson unique ou multiple s'impose systématiquement pour tout pont courbe. On tirera profit de la faible hauteur de la poutre-caisson dans les cas de franchissements pour lesquels l'élancement admis est faible et peut atteindre $1/50$ à $1/60$.

Certains ponts construits en site urbain dans un environnement protégé peuvent satisfaire aux conditions esthétiques grâce aux lignes élancées et modernes du caisson.

Enfin, le caisson unique à âmes inclinées s'accommode remarquablement bien des problèmes d'instabilité aérodynamique (coefficient de traînée réduit, bonne tenue aux phénomènes de battements et de couplage des oscillations de flexion et de torsion) rencontrés inévitablement dans les tabliers de ponts à câbles de grande portée (300 à 1 500 m).

2,23 Poutres latérales (fig. 12). — Il est des cas où la hauteur disponible entre le profil en long et le gabarit est de l'ordre de 0,80 m

à 1 m. Une telle hauteur ne permet pas, lorsque la portée dépasse 30 m, de retenir la formule des poutres sous chaussées.

Dans ce cas, la poutraison porteuse est inscrite au-dessus de la chaussée et consiste en deux poutres généralement en treillis (type Warren) extérieures à la chaussée.

L'élancement de ces poutres est de $1/12$ à $1/15$.

Les portées franchies peuvent atteindre 200 m en travée indépendante.

2,3 Choix du système porteur.

Se reporter au paragraphe 6.

2,31 Travée indépendante. — Elle peut être traitée en poutre sous chaussée ou sur chaussée.

Le mauvais rendement de la travée isostatique obligera à en limiter l'emploi au strict nécessaire imposé par les données du projet.

La masse d'acier consommée pour franchir une portée l est comparable à ce que nécessiterait une portée $1,4 l$ d'une travée continue.

2,32 Travées continues. — Ce système permet d'optimiser la consommation d'acier en jouant sur le rapport des portées, la loi de variation des hauteurs et des inerties.

Permettant des méthodes de montage variées (en encorbellement, par lancement, à la grue flottante, cf § 8), le pont à travées multiples continues est de loin le plus utilisé (§ 6,1).

Sa limite actuelle correspond à des travées de 250 m.

2,33 Pont à haubans. — Alors que les travées continues décrites précédemment sont portées par des appuis fixes distants de 80 à 250 m au maximum, la poutre du pont à haubans est supportée par des câbles dont les points d'ancrage sur le tablier ont un espacement variant de 10 m à plusieurs dizaines de mètres selon les solutions retenues. Ces points constituent autant d'appuis, non pas fixes, mais élastiques pour le tablier. Il en résulte une capacité de franchissement nettement supérieure aux ponts classiques (§ 1,33 et 6,2).

Utilisé pour des portées mesurées entre pylônes, variant de 200 à 404 m (pont de Saint-Nazaire - Saint-Brévin), il semble pouvoir étendre son domaine jusqu'à des portées de 700 à 800 m.

2,34 Pont suspendu. — Il représente le système idéal adapté aux très grandes portées dépassant 600 m (§ 1,33 et 6,3).

2,35 Ponts en arc. — Cette structure est à retenir pour le franchissement de vallées profondes et peu accessibles, et pour lesquelles l'exécution de piles de très grande hauteur est extrêmement délicate, onéreuse et inadaptée aux conditions de sols, ou impossible (§ 1,32).

Dans cette catégorie d'ouvrages, citons également le **pont à béquilles obliques**, associant l'effet d'arc à celui de l'encastrement du tablier sur ses appuis principaux (fig. 2 d).

3. RÈGLEMENTS APPLICABLES AU CALCUL DES PONTS-ROUTES

3,1 Surcharges.

Les valeurs des charges et actions à prendre en compte dans les calculs sont définies dans le **titre II** du fascicule 61 du C. P. C. *Programme de surcharges et épreuves des ponts-routes* (arrêté du 28 décembre 1971 et circulaires des 29 et 30 décembre 1971) [l. b. 9].

Le principe de base des règles consiste à justifier les ouvrages sous trois systèmes fondamentaux.

a) Le système de charge $A(l)$, qui est une **surcharge de chaussée uniformément répartie**, dont l'intensité décroît avec la longueur l chargée. Cette longueur est à prendre entre les zéros de la ligne d'influence de l'effet maximal recherché :

$$A(l) = 230 + \frac{36\,000}{l + 12}$$

avec $A(l)$ en kg/m^2 ,
 l en mètres.

Ce système caractérise les sollicitations d'ensemble (flexion des poutres principales).

b) Le système de charge B constitué de **charges ponctuelles** correspondant aux essieux de camions de 30 t (B_c) ou de tandem

(B_t) ou encore à la roue isolée de 10 t (B_r) affectant la chaussée et le platelage.

Ce système caractérise les sollicitations locales (flexion des dalles, pièces de pont, entretoises, consoles), ainsi que les sollicitations d'ensemble pour des portées inférieures à 70 m environ, où B_c est plus défavorable que $A(l)$.

c) Les **charges de trottoir**, locales (450 kg/m^2) ou générales (150 kg/m^2).

Citons également :

— les **efforts de freinage** [30 t ou $A(l)/20$ environ] ;

— les **forces centrifuges** (cas des ponts courbes) ;

— le **vent** ($2\,000 \text{ N/m}^2$) non concomittant avec les surcharges de circulation ;

et selon le cas, suivant les conditions fixées au cahier des charges :

— des **charges militaires** ;

— des **surcharges exceptionnelles** ;

— des **charges sismiques**.

Ces surcharges sont détaillées dans l'article *Conception des ponts*, du présent traité.

3,2 Conception et calcul des ponts.

3,21 États limites. — Le mode de justification des ouvrages est prescrit dans le **titre V** du fascicule 61 du C. P. C. *Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier* (décret du 4 juillet 1972 et circulaire du 7 août 1972) [l. b. 12].

Ce règlement est fondé sur l'utilisation des états limites.

Le nombre et la nature des états limites sont indéterminés, mais ils peuvent être classés en deux catégories :

— les **états limites ultimes** (de résistance, d'équilibre statique et de stabilité de forme), pour lesquels est atteinte la valeur maximale de la capacité portante de la structure ;

— les **états limites d'utilisation**, qui ont pour objet d'assurer d'une manière durable le bon comportement de l'ouvrage sous les agressions mécaniques, hygrothermiques ou résultant de l'exploitation, les plus défavorables.

Le mode de justification prescrit par le titre V considère :

— des actions définies par leur valeur caractéristique :

Q_L action de longue durée,

Q_C action de courte durée ;

— des actions de calcul : $\gamma_Q \cdot Q$

— des combinaisons d'actions de calcul :

$$S(\gamma_{Q_L} \cdot Q_L) + S(\gamma_{Q_C} \cdot Q_C)$$

— des sollicitations de calcul :

$$\gamma_{S3} [S(\gamma_{Q_L} \cdot Q_L) + S(\gamma_{Q_C} \cdot Q_C)]$$

— des contraintes dues aux sollicitations de calcul et devant être inférieures à des valeurs fixées selon l'état limite considéré.

A titre d'exemple, la sollicitation de calcul correspondant à l'état limite ultime de résistance (ou d'instabilité de forme) pour l'ouvrage en service, s'établit ainsi :

$$1,2 (1,1 Q_{L1} + 0,9 Q_{L2} + 1,33 Q_{C1} + 1,25 Q_{C2})$$

avec Q_{L1} action de charge permanente (longue durée) de même signe que Q_{C1} ,
 Q_{L2} action de charge permanente (longue durée) de signe contraire à Q_{C1} ,
 Q_{C1} action de surcharge (courte durée) non exceptionnelle (sinon $\gamma_{QC1} = 1,1$),
 Q_{C2} action due aux écarts thermiques.

D'autres sollicitations doivent être établies avec un grand soin lorsque la relation sollicitation-déformation n'est pas linéaire. C'est le cas des problèmes d'instabilité de forme. On le rencontre dans les ouvrages à grandes déformations, obligeant à évaluer les sollicitations au moyen des théories du *second ordre* (ponts à haubans, par exemple) ; la déformée du système est alors établie sous les combinaisons d'action de calcul judicieusement choisies.

3.22 Conduite des justifications. — Les sollicitations relatives aux états limites de **résistance** permettent de calculer les contraintes dans les éléments de la structure (cf rubrique *Calcul des structures* dans le traité Généralités). Celles-ci ne doivent pas dépasser les valeurs fixées par le titre V selon la spécificité de l'élément soumis à la vérification.

Nous donnons au tableau I les valeurs de contraintes normales et tangentielles limites dans les cas courants.

A noter que, dans le cas de l'acier E 36 (A 52), les contraintes normales σ ou tangentielles τ d'un assemblage soudé susceptibles de changer de sens sont majorées par un coefficient ayant pour valeur :

$$1 + 0,5 \frac{|\sigma|_{\max}}{|\sigma|_{\min}} \quad \text{ou} \quad 1 + 0,5 \frac{|\tau|_{\max}}{|\tau|_{\min}}$$

Cette notion se retrouve également dans le mode de calcul des rivets.

Les états limites d'instabilité de forme conduisent à calculer des contraintes limites dont le niveau est fonction de la contrainte critique σ^* ou τ^* de l'élément considéré.

— Pour le *flambement*, les limites des contraintes de compression moyenne sont :

$$\bar{\sigma}_m = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma^*} \right) \quad \text{si } \sigma^* \geq 0,75 \sigma_e$$

$$\bar{\sigma}_m = 0,66 \sigma^* \quad \text{si } \sigma^* < 0,75 \sigma_e$$

— Pour le *voilement des plaques* (§ 7.2) soumises à un champ de compression et de cisaillement, la stabilité de la plaque est assurée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left(s_\sigma \frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*} \right)^2 \leq 1,8$$

avec s_σ coefficient de sécurité, fonction du gradient de contraintes normales.

Pour le reste, au demeurant fort important, il s'agit de règles particulières (dalle orthotrope, § 4.2) ou différant assez peu des dispositions déjà présentées dans le cadre de la rubrique *Constructions métalliques* (assemblages, rivets, boulons à haute résistance, dispositions constructives).

4. PLATELAGE (PRINCIPE DE CALCUL)

Seuls les deux types de platelage les plus courants sont abordés : dalle en béton armé participante et dalle orthotrope métallique. Dans chacun des cas, la dalle joue un double rôle : d'abord, elle reprend les efforts locaux des surcharges routières et est dimensionnée en *flexion locale* sous l'action des forces du système B, ou des charges exceptionnelles (§ 3.1) ; ensuite, elle constitue un élément de la section résistante (semelle supérieure généralement) de la poutrairie porteuse et intervient alors dans le calcul de *flexion d'ensemble*.

Tableau I. — Valeurs des contraintes limites dans les cas courants.

Objet	Type de sollicitation	Contrainte normale	Contrainte tangentielle	État complexe
Corps de pièces	Effort normal et tranchant Flexion	σ_e	$0,6 \sigma_e$	$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_x \sigma_z - \sigma_y \sigma_z + 3 \tau_x^2 + 3 \tau_y^2 + 3 \tau_z^2 \leq \sigma_e^2$
Boulons ordinaires	Traction/cisaillement	$0,8 \sigma_e$	$0,6 \sigma_e$	$\sigma_N^2 + 3 \tau^2 \leq \sigma_e^2$
Soudure bout à bout	Effort normal et tangent	σ_e	$0,6 \sigma_e$	$\sigma_N^2 + 3 \tau^2 \leq \sigma_e^2$
Soudure d'angle	Effort normal F_\perp Effort tangent F_\parallel $F_\perp + F_\parallel$	$\dots\dots\dots$ $\dots\dots\dots$ $\dots\dots\dots$	$\tau_\perp \leq 0,66 \sigma_e$ $\tau_\parallel \leq 0,60 \sigma_e$ $\left\{ \begin{array}{l} \tau_\perp \leq 0,66 \sigma_e \\ \tau_\parallel \leq 0,60 \sigma_e \end{array} \right\}$	$\tau_\perp^2 + 1,2 \tau_\parallel^2 \leq 0,435 \sigma_e^2$

4,1 Dalle en béton armé participante. Ponts mixtes.

4,11 Flexion locale. — Le calcul des efforts est conduit au moyen d'abaques (abaques de Pigeaud, de Pücher et de Thenoz [l. b. 18 et 21]) et à partir du programme de charges disposées dans la situation la plus défavorable.

Le ferrailage est exécuté conformément aux règles de calculs du béton armé (cf rubrique spécialisée).

4,12 Flexion d'ensemble. — Le calcul des ponts mixtes est réglementé par la décision ministérielle du 25 mars 1966 (décret n° 10 944) et son rectificatif du 12 juin 1966 (décret n° 11 088) et repose sur les bases suivantes.

a) **A l'état permanent** (sans surcharge), le béton ne doit pas présenter de traction.

En conséquence, l'élimination des contraintes de traction résultant du retrait ($\varepsilon = 2,5 \times 10^{-4}$), des raccourcissements sous contraction thermique ($\varepsilon = 10^{-4}$) et des effets conjugués d'hyperstaticité éventuellement oblige à précontraindre la dalle en béton.

Cette précontrainte, réalisée par dénivellation de la structure après prise du béton coulé initialement sur la poutraison métallique pré-déformée, ou par des câbles noyés dans la dalle, engendre évidemment des efforts dans la section mixte.

b) **En service** (état permanent + surcharges), le béton ne peut être pris en compte dans la section résistante que dans les sections où celui-ci est comprimé. Dans le cas contraire, la section de calcul est constituée uniquement par la poutre d'acier et les armatures de béton.

Il en résulte que les zones sur appui d'un ouvrage hyperstatique, au demeurant de longueur réduite, ne jouissent pas de l'aide apportée par le béton.

c) La dalle en béton est rendue homogène à de l'acier en divisant la largeur de la dalle participante par $m = E_a/E_b$, appelé *module d'équivalence*, et en conservant la hauteur de la dalle.

d) Sous la combinaison d'action $S = Q_L + 1,2 Q_C$ (dans l'esprit du décret de 1966), les contraintes sont limitées à :

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq \sigma_{28} && \text{pour le béton,} \\ \sigma_s &\leq 3/4 \sigma_c && \text{pour l'acier.}\end{aligned}$$

On observe, d'après (c), qu'à chaque type de sollicitation correspond une composition de section avec une participation plus ou moins importante du béton.

Il en résulte que la vérification de toute section se fait par superposition d'états, en additionnant les contraintes développées successivement par chaque état. Une décomposition des efforts de calcul, selon les phases de construction, s'impose donc :

- montage des poutres en acier $m = \infty$
- coffrage de la dalle $m = \infty$
- coulage de la dalle $m = \infty$
- décoffrage de la dalle $m = 18$

- dénivellation ou précontrainte $m = 18$
- pose des équipements de pont $m = 18$
- retrait et écarts thermiques $m = 15$
- surcharge $m = 6$

L'obligation de *décomposer la sollicitation* de calcul en fonction des états pris par la section rend le *dimensionnement direct impossible*. La méthode de vérification des sections par tâtonnement est extrêmement laborieuse (et principalement dans un ouvrage hyperstatique à inertie variable) si l'on ne dispose pas d'un programme de calcul automatique.

Une nouvelle réglementation concernant le calcul des ponts mixtes est actuellement à l'étude.

Faisant appel aux **états limites ultimes de résistance**, la méthode de calcul se propose de définir un mécanisme de rupture du système.

• Dans une travée *isostatique*, le mécanisme de rupture est en général une mise en plasticité des fibres de la section centrale. Alors le calcul du moment résistant ultime est simple, pour autant que l'on connaisse la position de la fibre neutre.

Les essais montrent que les efforts internes introduits au cours de la construction ne modifient pas la valeur de ce moment résistant ultime, ce qui signifie que la décomposition en différentes phases, avec pour chacune d'elle une valeur de m , n'est pas nécessaire. Il suffit donc de comparer la charge ultime avec la charge de service. Le dimensionnement direct est alors possible, contrairement à la méthode classique.

• Dans une travée *hyperstatique*, le mécanisme de rupture par rotules plastiques est plus complexe. Les rotules se développent par plastification de l'acier seul sur les appuis ($M < 0$) ou par plastification du béton en travée ($M > 0$).

4,2 Dalle orthotrope.

4,20. Elle est constituée :

— d'une tôle d'épaisseur 12 mm au minimum, portant une couche d'étanchéité et la couche de roulement (de quelques millimètres pour les revêtements ultra-minces à 50 ou 70 mm pour les revêtements courants, dits épais) ;

— de raidisseurs longitudinaux ouverts (plats, plats à bulbe, fig. 8 a) ou fermés (en Y ou en augets, fig. 8 b) le plus fréquemment, assurant à la plaque une résistance suffisante aux phénomènes de flexion, de poinçonnement et de fatigue ; l'espacement transversal des lignes de raidissage est de 300 mm environ ;

— de pièces de pont distantes de 3 m (cas des raidisseurs ouverts) à 4,50 m au maximum (cas des raidisseurs fermés).

L'ensemble forme une maille croisée.

Les inerties différentes selon deux axes orthogonaux sont à l'origine du qualificatif *orthotrope* attribué à cette dalle.

4.21 Flexion locale. — Le calcul classique repose sur la théorie des plaques (cf article *Plaques minces* dans le traité Généralités).

Différentes méthodes sont proposées :

- l'emploi de fonctions hyperboliques ou sinusoidales aboutit à la méthode de Pelikan et Esslinger ;
- la prise en compte de la non-coïncidence des centres de gravité des nervures et de la tôle est à la base des études de Giencke ;
- Krug et Stein ont établi des abaques [I. b. 19].

Toutes ces études sont fort complexes et nécessitent le recours au calcul automatique sur ordinateur.

Les nombreux essais et observations effectués sur le comportement de la dalle orthotrope, construite selon les critères et dimensions cités précédemment, permettent actuellement de s'affranchir de ces calculs laborieux.

Le titre V [I. b. 12] autorise l'emploi d'une **méthode simplifiée**, très éloignée de la théorie de base, mais possédant la vertu de la rapidité, sans pour autant sacrifier la sécurité de l'ouvrage.

« Elle peut être appliquée aux dalles orthotropes à nervures fermées. Les contraintes de flexion locale de la tôle de roulement ne sont pas prises en considération.

« Les contraintes σ_1 dues à la flexion locale des nervures, supposées sur appuis rigides et soumises à une file de roues du type B, sont évaluées avec une largeur participante de tôle égale à l'entre-axes des nervures. Elles doivent satisfaire à la condition $\sigma_1 \leq \sigma_e$.

« Les contraintes σ_{II} dues à la flexion générale des poutres sont telles que, dans la tôle ou dans la base de la nervure, la contrainte résultante $\sigma_I + \sigma_{II}$ doit rester inférieure à $1,33 \sigma_e$. » (Art. 30 du titre V.)

Exemple (fig. 13) : la nervure supposée isolée a pour caractéristiques mécaniques :

$$\frac{I}{v} = 1\,649 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I}{v'} = 528 \text{ cm}^3$$

Le moment maximal en milieu de travée, entre deux pièces de pont distantes de 4 m, est obtenu avec la roue B_r de 10 t (10^3 daN) et un coefficient d'influence égal à 0,1708 :

$$M = 0,1708 \times 10^4 \times 4 = 6\,832 \text{ daN.m}$$

La sollicitation d'action de calcul (§ 3.21), compte tenu du coefficient de majoration dynamique (valeur moyenne courante $\delta = 1,40$) :

$$M = (1,2 \times 1,33 \times 6\,832) \times 1,40 = 15,27 \times 10^3 \text{ daN.m}$$

$$\text{soit } \sigma_1 = \frac{Mv}{I} = 9,26 \text{ daN/mm}^2 \leq 26 \text{ (E 26)}$$

$$\sigma'_1 = \frac{Mv'}{I} = 28,92 \text{ daN/mm}^2 \leq 36 \text{ (E 36)}$$

La section sur appui est vérifiée selon la même méthode.

4.22 Flexion d'ensemble. — Le dimensionnement des sections des poutres principales (fig. 14) se limite à la recherche de la section

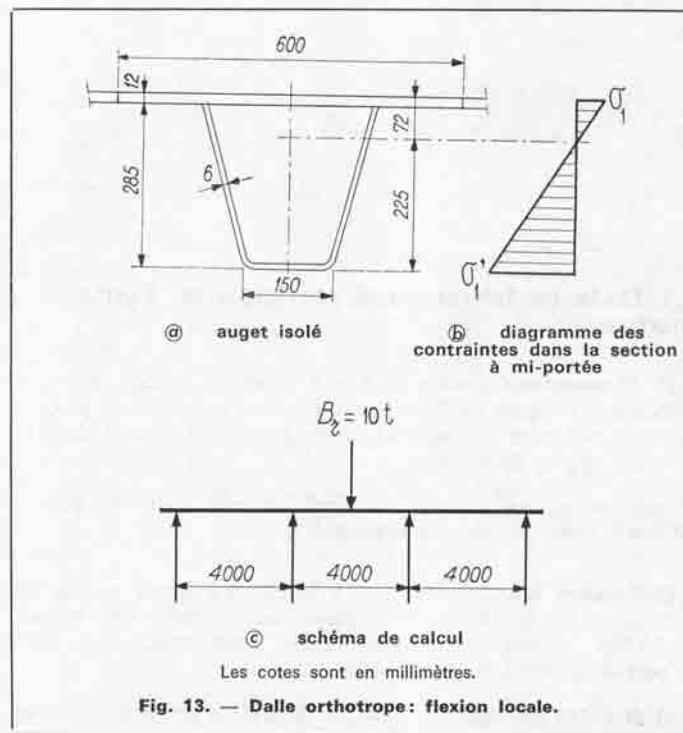


Fig. 13. — Dalle orthotrope: flexion locale.

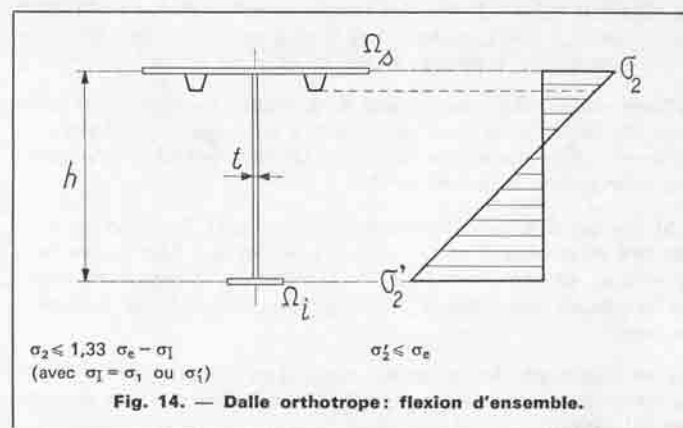


Fig. 14. — Dalle orthotrope: flexion d'ensemble.

de l'âme et à celle de la semelle inférieure Ω_i ; quant à la semelle supérieure Ω_s , elle est connue par construction (il s'agit de la dalle orthotrope en tôle de 12 mm, nervurée par des raidisseurs fermés ou ouverts).

La section d'âme $t \times b$ est déterminée facilement par l'équilibre de l'effort tranchant T et l'étude du voilement :

$$\tau = \frac{T}{t.b}$$

avec $t \geq 10$ mm par construction, pour les âmes de grande hauteur.

La section de semelle inférieure Ω_i se détermine à partir de l'équilibre du moment et des forces internes. Les contraintes extrêmes sont :

$\begin{cases} \sigma'_2 \text{ pour la semelle inférieure} \\ \sigma_2 \text{ pour la fibre supérieure, fonction de } \Omega_s \text{ qui est une donnée du problème et non une inconnue dans le cas général du dimensionnement,} \end{cases}$

avec $\sigma_2 \leq 1,33 \sigma_e - \sigma_1$

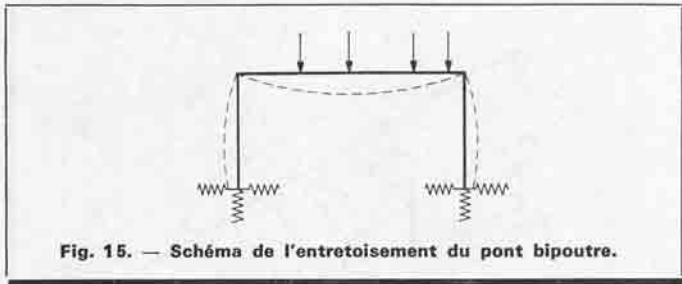


Fig. 15. — Schéma de l'entretoisement du pont bipoutre.

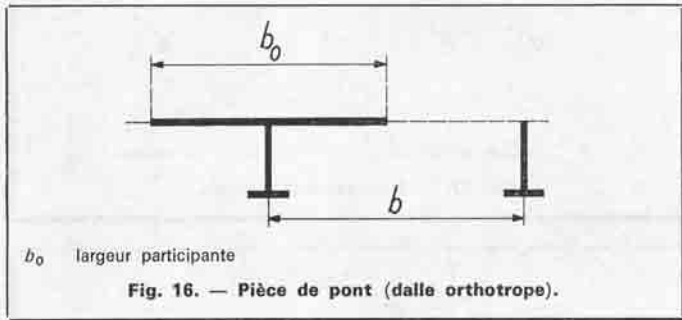


Fig. 16. — Pièce de pont (dalle orthotrope).

Le calcul se déroule donc de la façon suivante :

— détermination de $\sigma_2 = f(M, \Omega_s, \sigma'_2, b)$ par l'expression du moment des forces internes par rapport à Ω_i :

$$\sigma_2 = \frac{\frac{M}{h} + \frac{th}{6} \sigma'_2}{\Omega_s + \frac{th}{3}} \leq 1,33 \sigma_s - \sigma_1$$

si la condition n'est pas respectée, il convient de reconsidérer σ_1 , soit en renforçant les épaisseurs de la dalle ou en augmentant l'inertie du raidisseur, soit en employant si possible un acier de limite élastique supérieure, ou encore en augmentant la hauteur de la poutre si le projet le permet ;

— détermination de Ω_i par l'expression du moment des forces internes par rapport à Ω_s :

$$\Omega_i = \frac{M}{h \sigma'_2} - \frac{th}{6} \left(2 - \frac{\sigma_2}{\sigma'_2} \right)$$

5. ENTRETOISEMENT

L'entretoisement joue deux rôles essentiels :

— en liaisonnant les poutres entre elles, les entretoises assurent la bonne tenue de la section droite et permettent une répartition des charges entre les poutres principales ;

— en supportant les éléments de la couverture (dalle en béton, dalle orthotrope), l'entretoisement reprend les charges locales et les transmet aux poutres.

Selon la nature de la poutre porteuse, on distingue trois grands types d'entretoisement :

- a) l'entretoise triangulée pour les ponts multipoutres (fig. 10 a) ;
- b) la pièce de pont pour les ponts bipoutres (fig. 10 b) ;
- c) le cadre ou le diaphragme pour les ponts-caissons (fig. 11).

Dans un même ouvrage, il convient de différencier l'entretoisement courant de l'entretoisement sur appui. Ce dernier doit, en plus de la fonction courante, être spécialement dimensionné pour transmettre les efforts de vent transversal aux appuis sur piles et culées

et reprendre les efforts de vérinage de l'ouvrage lors du remplacement des appareils d'appui.

5,1 Pièce de pont.

5,10. Disposée directement sous la dalle de couverture, elle travaille en flexion sur une portée égale à l'écartement des deux poutres. Sa hauteur est de l'ordre de 1/12 de cette portée.

Elle est toujours associée avec les montants (ou raidisseurs verticaux principaux) des âmes des poutres. Ce système constitue un cadre ouvert en U (fig. 15). Le cadre, travaillant en portique, donc en souplesse et par déformation élastique, mobilise des réactions en pied, proportionnelles à la raideur de la semelle inférieure de la poutre. Dans les zones hors des appuis, soit en pleine travée, la semelle se déforme librement dans son plan horizontal, sans opposer de réactions aux pieds du portique entretoise ; la pièce de pont s'appuie donc *isostatiquement* sur les montants. Au contraire, dans les zones près des appuis, la réaction en pied croît, pour devenir maximale pour l'entretoise sur appui, là où le portique est sur appuis fixes et non plus élastiques ; ces derniers cas sont déterminants pour le calcul des montants.

Il en résulte que le calcul de la pièce de pont est toujours conduit en adoptant le schéma isostatique.

5,11 Cas des couvertures en béton. — L'espacement de l'entretoisement est fonction de la capacité de la dalle à la flexion locale. Généralement l'intervalle est de 4 m (par exemple, pont de Criquebeuf, avec bipoutres espacées de 13 m).

Le béton de la dalle comprimée est habituellement associé à la section d'acier de la pièce de pont. Le calcul de résistance est établi selon les méthodes classiques de vérification des sections mixtes acier-béton.

La liaison acier-béton, utile pour reprendre les efforts de glissement, est réalisée à l'aide de connecteurs.

5,12 Cas des dalles orthotropes. — L'espacement des pièces de pont peut varier de 3 à 4,50 m selon le type de raidisseurs retenus pour le platelage (§ 4,2).

Les charges et surcharges afférentes à une pièce de pont courante sont amenées par les raidisseurs longitudinaux de la dalle. Le calcul doit prendre en compte l'élasticité relative des deux réseaux orthogonaux que représentent pièce de pont et raidisseurs ; la structure constitue une maille d'un réseau orthogonal.

Les pièces de pont sont donc justifiées comme appuis élastiques des raidisseurs de la dalle.

La largeur participante b_0 de tôle (fig. 16) à affecter pour constituer la semelle supérieure de la pièce de pont est égale à :

$$b_0 = b \left(1,2 - 0,9 \frac{b}{a} \right) \quad \text{et } b_0 \geq 0,3b$$

avec b entre-axes des pièces de pont,
 a entre-axes des poutres principales.

5,2 Entretoise triangulée.

5,20. Adaptée au cas des ponts multipoutres, cette entretoise, constituée de barres tendues ou comprimées formant des triangles indéformables, est une véritable poutre en treillis transversal. L'entretoisement est du type rigide; il solidarise les poutres entre elles et leur impose de participer à la flexion d'ensemble selon un mode de répartition à définir.

L'ensemble poutres + entretoises + dalle forme une structure spatiale soumise à un système de charge verticale excentrée dans le cas le plus général.

Différents auteurs ont apporté une solution à ce problème [1, b, 15 et 17].

5,21 Méthode Courbon-Lacroix.

Hypothèses:

- la portée des poutres est au moins égale au double de la largeur de l'entretoisement : $L \geq 2b$;
- entretoises et poutres sont de même hauteur.

Conséquences:

- l'inertie de l'entretoise I_E est comparable à l'inertie de chaque poutre I_P ;
- la raideur de l'entretoise I_E/b est au moins égale à deux fois la raideur des poutres I_P/L .

Alors, sous une charge P excentrée, la déformation propre de l'entretoise (flèche W_E) est négligeable devant la flèche W_P des poutres (fig. 17). On admet que l'entretoise est indéformable et se déplace dans son ensemble comme un bloc en accompagnant les poutres.

La charge excentrée P peut se décomposer en :

- une charge centrée P donnant un déplacement de translation des n poutres, avec une répartition égale sur chaque poutre, de valeur P/n ;
- un couple $C = P\alpha$ donnant un déplacement de rotation autour du centre de torsion et une réaction de la part de chaque poutre J , distant de ρ_J de l'axe du système, d'une valeur :

$$\frac{P\alpha\rho_J}{\sum (\rho_J)^2}$$

Ainsi, la charge P se répartit sur les n poutres (fig. 18) avec une action sur chaque poutre égale à :

$$R_J = \frac{P}{n} \left[1 + \frac{n\alpha\rho_J}{\sum (\rho_J)^2} \right]$$

On notera que cette formulation, uniquement valable pour des ponts dont les poutres sont équidistantes et identiques, doit être reconsidérée dans tous les autres cas possibles, divers bien qu'exceptionnels.

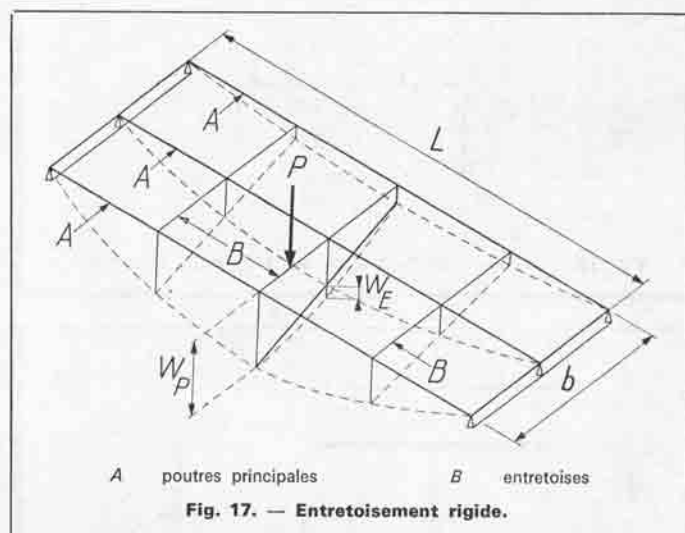


Fig. 17. — Entretoisement rigide.

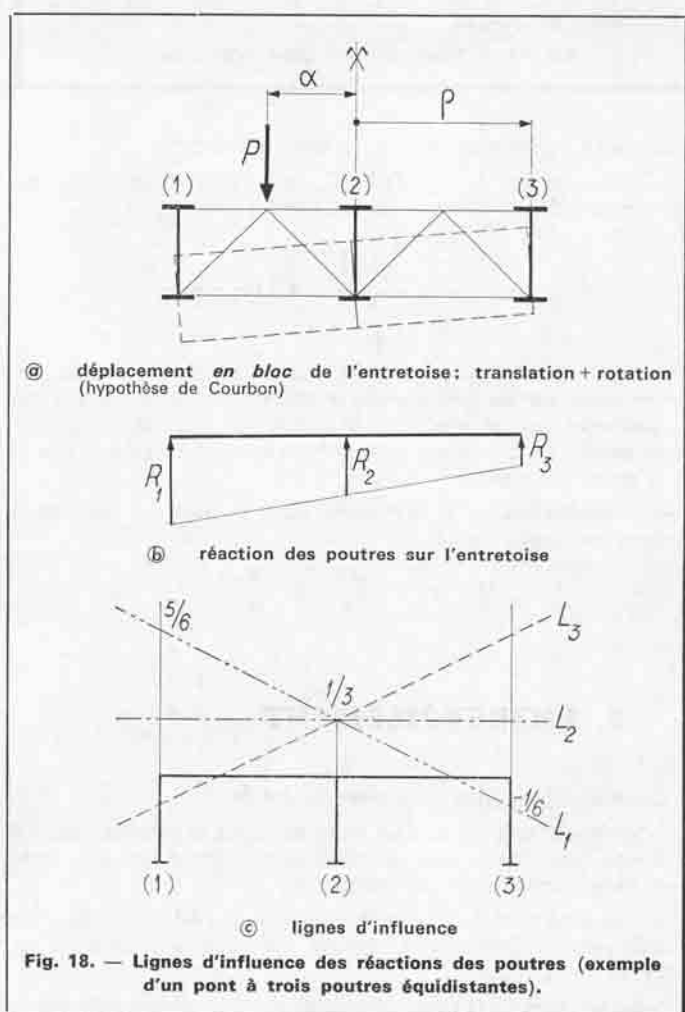


Fig. 18. — Lignes d'influence des réactions des poutres (exemple d'un pont à trois poutres équidistantes).

La connaissance de R_J permet, non seulement de déterminer l'action sur la poutre J la plus chargée (la poutre de rive) et de dimensionner celle-ci en flexion d'ensemble, mais aussi de construire les lignes d'influence des réactions R_J des poutres sur entretoises.

5,22 Méthode Massonnet - Guyon. — Elle s'applique lorsque les hypothèses de la méthode précédente ne sont pas satisfaites,

et en particulier dans le cas d'ouvrages pour lesquels L est inférieur à $2b$.

L'entretoise ne peut plus être considérée de raideur infinie par rapport à celle des poutres.

Dans son déplacement translation + rotation, l'entretoise subit une déformation propre d'autant plus appréciable que sa raideur, comparée à celle des poutres, est faible.

Il en résulte que la ligne d'influence de la réaction sur une poutre, qui n'est autre que l'image du déplacement total de l'entretoise sous l'action d'une force appliquée au droit de la poutre considérée, n'est plus linéaire.

5,23 Calcul des sollicitations. — De la construction des lignes d'influence des réactions, il est facile de déduire les lignes d'influence de moments ou efforts tranchants aux sections désirées.

Les sollicitations maximales, obtenues en plaçant les charges du système B dans la position la plus défavorable, permettent le calcul des efforts normaux dans les diagonales, montants ou membrures selon la méthode classique de calcul des poutres en treillis à barres articulées. Une majoration forfaitaire de 10 % de ces efforts prend en compte le fait que l'absence d'articulation réelle engendre des efforts secondaires au niveau des attaches des barres.

6. SYSTÈME PORTEUR

Le système porteur est dimensionné et vérifié sous l'action des surcharges réglementaires [surcharge $A(\ell)$ principalement et surcharges exceptionnelles si le cahier des charges le précise], des conditions de montage (§ 8) pouvant engendrer des sollicitations déterminantes pour certaines sections et sous l'action des conditions climatiques.

Parmi le programme de charge, la masse d'acier consommée entre pour une part importante, et notamment pour les ponts à platelage métallique.

A titre d'exemple, pour un ouvrage isostatique de 120 m de portée, donc à dalle orthotrope, le poids d'acier donne une sollicitation de calcul égale à 75 % de la part due aux seules surcharges.

C'est dire que l'estimation de départ doit être aussi juste que possible. A cet effet, des études statistiques ont permis au Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes d'établir des formules d'estimation de la masse d'acier consommée par mètre carré de surface utile en fonction de la portée ℓ .

Par convention :

— la largeur utile est telle que :

$$L_{ut} = L_{chaussée} + 0,2 L_{trottoir}$$

— la portée ℓ est la longueur de la travée centrale d'un ouvrage continu à trois travées dont les portées sont : $0,65 \ell$; ℓ ; $0,65 \ell$;

— l'élanement moyen de $1/30$ est celui d'un pont à poutres sous chaussée (en cas de pont à caissons ayant des élanements

$1/\lambda$ plus faibles, il convient de majorer la valeur statique dans le rapport $\lambda/30$).

6,1 Ponts isostatiques ou hyperstatiques simples.

6,11 Calculs. — La recherche des sollicitations maximales se fait sur la poutre la plus chargée sous un système de surcharge excentrée.

• S'agissant d'un pont multipoutre sous chaussée, la solution est donnée par l'étude des lignes d'influence de l'entretoisement (méthodes décrites au paragraphe 5,2).

• Dans le cas d'un pont bipoutre ne présentant pas de raideur de torsion appréciable, il est admis de répartir la surcharge $A(\ell)$ ou B_c excentrée, de façon isostatique entre les deux poutres.

Un pont à caisson unique ou multiple est, au contraire, dimensionné sous la flexion en considérant la totalité de la surcharge centrée, alors que la torsion, donnant lieu à un flux de cisaillement dans la peau du caisson, est déterminée sous une surcharge excentrée.

Les efforts (moment, effort tranchant, effort normal, réactions) sont calculés dans chacune des sections pour lesquelles sont établies les lignes d'influence. Généralement, dix sections par travée suffisent.

L'inertie variable est prise en compte pour le calcul des lignes d'influence. Plusieurs itérations sont nécessaires pour obtenir une répartition stable des sections de semelle et d'âme. Il est d'usage de considérer une loi d'inertie constante pour une poutre de hauteur constante.

Le recours aux lignes d'influence de contraintes s'impose pour une structure dans laquelle moment et effort normal se composent. Ce cas se rencontre dans les ponts en arc, à béquilles, à haubans, etc.

6,12 Données statistiques. — La masse d'acier consommée en kilogrammes par mètre carré de surface utile est la suivante :

— pont à dalle orthotrope

$$m = 200 + 0,13 \ell^{1,44} \text{ pour } 0 < \ell < 250 \text{ m}$$

— pont à dalle de béton participante

$$m = 100 + 0,105 \ell^{1,6} \text{ pour } 0 < \ell < 120 \text{ m}$$

6,2 Ponts à haubans.

6,21 Tablier et haubans. — Les haubans ancrés tout au long du tablier constituent autant de supports élastiques dont la raideur dépend de la composante verticale dans le hauban. Le réglage possible de la tension initiale permet de modifier à volonté la constante élastique de l'appui et donc de modeler la courbe enveloppe des sollicitations dans la poutre. Aux sollicitations de moment et effort tranchant s'ajoute un effort normal développé par la composante horizontale de la tension.

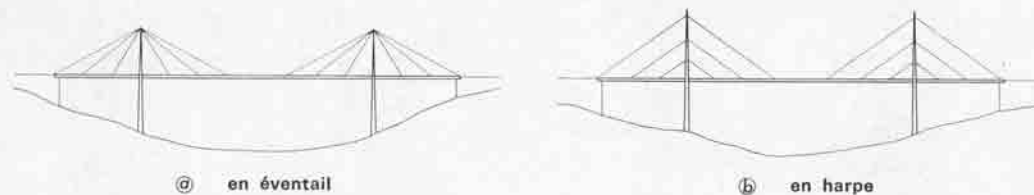


Fig. 19. — Systèmes de haubanage.

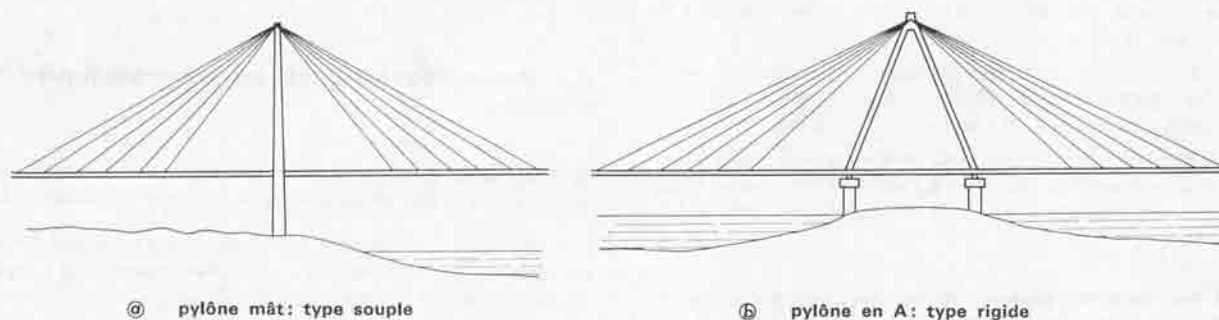


Fig. 20. — Pylônes dans le plan longitudinal.

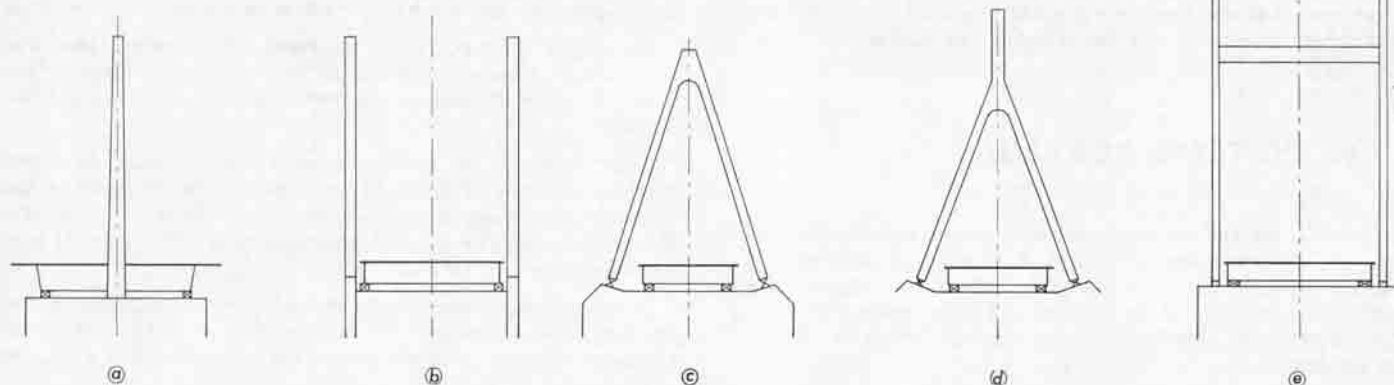


Fig. 21. — Pylônes dans le plan transversal.

Le prédimensionnement du tablier peut être conduit en considérant les haubans comme des barres essentiellement tendues, dont le module est fonction du type de câble retenu (câbles à fils parallèles: $E = 20\,000 \text{ daN/mm}^2$ ou câbles toronnés: $E = 17\,000 \text{ daN/mm}^2$) et d'autres facteurs définis ci-après.

L'étude définitive d'exécution ne peut ignorer les grandes déformations de la structure; les déplacements constatés aux nœuds sont tels que l'équilibre statique des efforts calculés dans le système initial non déformé n'est plus vérifié. L'évaluation des efforts doit intégrer les déformations par application de la théorie du second ordre; leur prise en compte peut apporter des corrections d'environ 10 à 15%.

La dernière difficulté vient de ce que la rigidité des haubans n'est pas constante, mais est fonction de facteurs géométriques (longueur et inclinaison), du type de câble (section et masse linéique) et de la tension qui est variable pour chaque cas de charge.

Aujourd'hui, les méthodes informatiques et le recours à des pro-

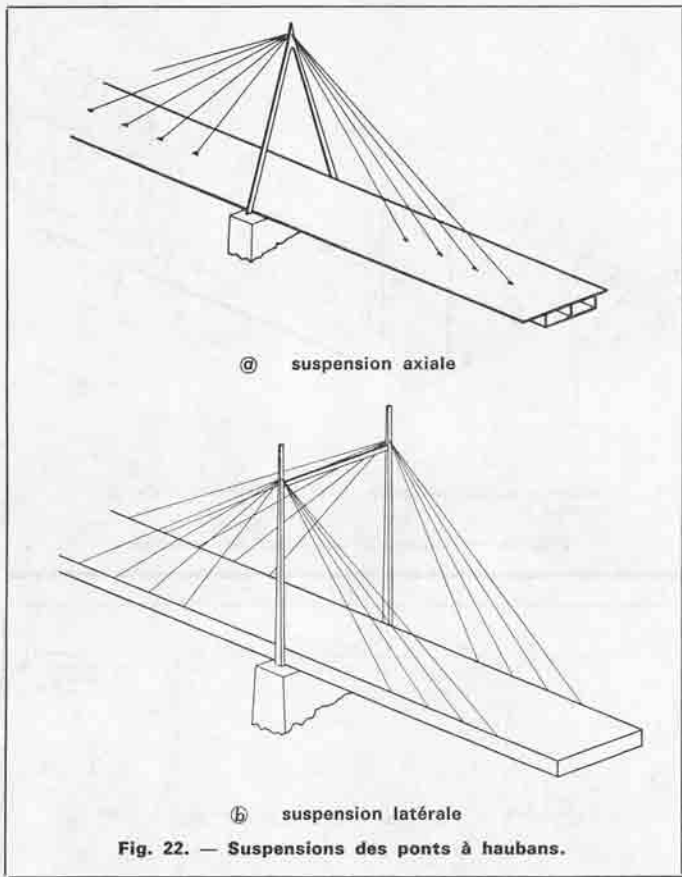
grammes de calculs complexes représentent un outil puissant et autorisent, en s'affranchissant des difficultés de calcul liées à l'hyperstativité, une plus grande liberté de création.

6,22 Données statistiques. — La masse d'acier du tablier est en moyenne de 400 à 450 kg/m², quelle que soit la portée.

La masse d'acier des câbles est optimale pour un élanement H/L (hauteur du pylône/portée centrale) de:

- 0,29 pour un haubanage en éventail (fig. 19 a);
- 0,50 pour un haubanage en harpe (fig. 19 b).

Un élanement de 0,50 donne des pylônes de très grande hauteur (200 m pour un pont de 400 m de portée) posant des problèmes insolubles quant à leur résistance au vent et à leur stabilité élastique. Aussi les élanements habituellement retenus varient-ils entre 0,15 et 0,25.



6,23 Pylônes. — La gamme est très étendue :

- **longitudinalement**, on distingue le pylône *mât* travaillant en *souplesse* (fig. 20 a) ou le pylône en A (fig. 20 b) du type *rigide* ;
- **transversalement**, le pylône dépend de la nature du haubanage, axial ou latéral, et peut revêtir différentes formes :
 - un ou deux poteaux verticaux (fig. 21 a et b) ;
 - portique en V ou Y renversés (fig. 21 c et d) ;
 - cadre à deux poteaux jumelés par une traverse (fig. 21 e).

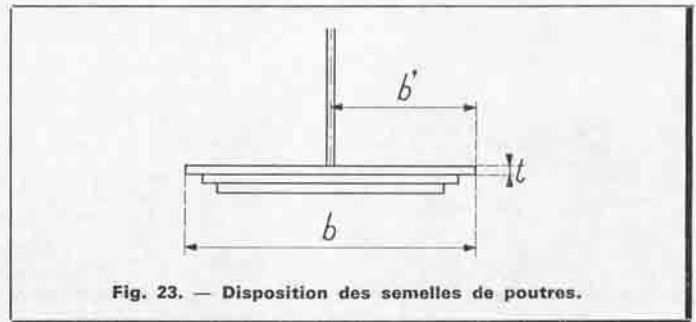
6,24 Suspension. — Elle est établie en fonction d'impératifs souvent contradictoires : grande légèreté, stabilité aérodynamique, facilité d'ancrage.

On distingue :

- la **suspension axiale** (fig. 22 a) obligeant à neutraliser une bande centrale sur le tablier ; elle devra être associée à un tablier en caisson possédant une grande raideur de torsion pour résoudre la condition primordiale de non-couplage des oscillations de torsion et de flexion ;
- la **suspension latérale** (fig. 22 b) assurée à l'extérieur de la chaussée et pouvant être associée à un tablier à profil ouvert ; il est démontré qu'une disposition économique et simple consistant à croiser certains câbles fixés sur des pylônes latéraux indépendants peut procurer à la structure un bon comportement aéroélastique.

6,3 Ponts suspendus.

6,31 Conception. — Il s'agit d'ouvrages dans lesquels une ou plusieurs travées sont suspendues à un ou plusieurs câbles au moyen de suspentes.



Le tablier, ou *poutre de rigidité*, est généralement continu et se compose d'un treillis de grande hauteur ($H/L = 1/100$) ; la masse d'acier varie de 600 à 750 kg/m².

La solution du tablier en caisson, mise en œuvre récemment (ponts sur la Severn, sur le Petit-Belt, sur le Bosphore), fait ressortir un gain de 30 à 40 % sur la masse d'acier et offre l'avantage d'une forme bien adaptée aux problèmes de stabilité aérodynamique.

Le pylône est réalisé en béton armé ou en acier. La forme adoptée est souvent commandée par les facilités d'exécution et l'esthétique. En général, les montants verticaux sont entretoisés par des traverses. L'encastrement du pylône donne la stabilité nécessaire au stade de la construction. Sa hauteur au-dessus du tablier est environ égale à 1/6 de la portée.

Les câbles porteurs, continus d'un ancrage à l'autre, prennent appui sur les têtes des pylônes au moyen de selles en acier moulé. La flèche du câble en travée centrale est habituellement égale à 1/9 de la portée centrale. La masse des câbles est de l'ordre de 250 à 300 kg/m².

6,32 Stabilité aérodynamique. — Dès la mise au point du projet, il convient d'adopter des dispositions constructives convenables pour se prémunir contre le risque de vibrations de flottement (*flutter*). Ces vibrations appartiennent aux auto-oscillations qui se produisent sous forme de vibrations de flexion et de torsion, couplées ou isolées. A certaines vitesses critiques du vent, les amplitudes à croissance illimitée conduisent à la ruine. Il faut s'assurer que ce type de vibrations ne peut pas se produire à l'intérieur des vitesses de vent susceptibles d'agir sur l'ouvrage. C'est tout le problème de la stabilité aérodynamique des ponts. Des méthodes expérimentales (essais en soufflerie sur modèles partiels) et semi-analytiques [I. b. 4 et 5] permettent, par un choix judicieux de la forme de la section, d'éloigner les fréquences de résonance les unes des autres et de situer hors de la plage d'exploitation la coïncidence des fréquences excitatrice et de résonance.

7. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES DE GRANDE HAUTEUR

7,1 Semelles.

La semelle des poutres de pont est composée d'une semelle de base et de semelles additionnelles dont le nombre est généralement limité à trois pour des raisons économiques, afin de ne pas multiplier exagérément les usinages (fig. 23).

La répartition des semelles est étudiée en comparant le moment résistant de la section composée avec le diagramme enveloppe

du moment de flexion. Il convient de neutraliser, aux extrémités des semelles, une longueur suffisante nécessaire à équilibrer par soudure l'effort transmis. Les cordons de soudure sont dimensionnés au glissement; ils auront une hauteur de gorge au moins égale à 4 mm pour l'acier E 26 et 5 mm pour l'acier E 36.

Les épaisseurs couramment utilisées dépassent rarement 30 mm.

La largeur de la semelle comprimée est en relation directe avec son épaisseur; une étude de tenue de la semelle au voilement fixera la limite à ne pas dépasser dans les zones comprimées. Le titre V [I. b. 12] fixe un rapport largeur/épaisseur (b'/t) d'une plaque ayant un bord libre, non raidie, uniformément comprimée et pour laquelle la stabilité est assurée :

$$\frac{b'}{t} \leq 18,5 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}}$$

L'étude du déversement de la semelle entre deux points fixes donnera un renseignement utile sur la largeur minimale. A cet égard, certaines conditions et sollicitations rencontrées en cours de montage peuvent être déterminantes pour des semelles dont la stabilité par entretoisement n'est pas encore assurée, ou l'est de façon précaire.

7,2 Stabilité au voilement.

7,20. Les éléments plans constitutifs des poutres, soumis à des sollicitations de compression, pure ou composée, et de cisaillement (les deux n'étant pas nécessairement concomitants), doivent présenter une sécurité suffisante vis-à-vis de l'instabilité au voilement. Ces éléments sont les *âmes des poutres* et les *parois de caisson*.

Les justifications reposent actuellement, en l'absence de théorie parfaitement satisfaisante, sur le principe des contraintes critiques. La non-prise en compte des effets de membranes place, semble-t-il, en sécurité le dimensionnement, à condition toutefois que la construction ne présente pas de défauts de conception ou de fabrication pouvant initier une instabilité locale susceptible d'entraîner la mise hors service de l'ouvrage.

7,21 Système antivoilement. — Les âmes, construites en tôle d'épaisseur faible (de 10 à 20 mm) présentent des élancements (hauteur/épaisseur) de l'ordre de 250 à 350. L'importance de ces élancements, due à la nature de l'ouvrage dont les hauteurs de poutres varient de 1 à 8 m, oblige à prévoir un réseau de raidissage judicieusement disposé.

Il va de soi que l'inertie de l'âme dans un plan est insuffisante pour s'opposer aux déformations de cloquage. Le premier rôle du raidissage est principalement d'apporter à l'âme l'inertie indispensable pour donner aux panneaux une bonne stabilité d'ensemble. Le second rôle consiste à découper l'âme en panneaux de dimensions telles que chaque panneau élémentaire possède la stabilité requise.

L'étude porte donc sur deux points :

— la *stabilité locale* détermine le découpage du panneau par la position et le nombre des raidisseurs;

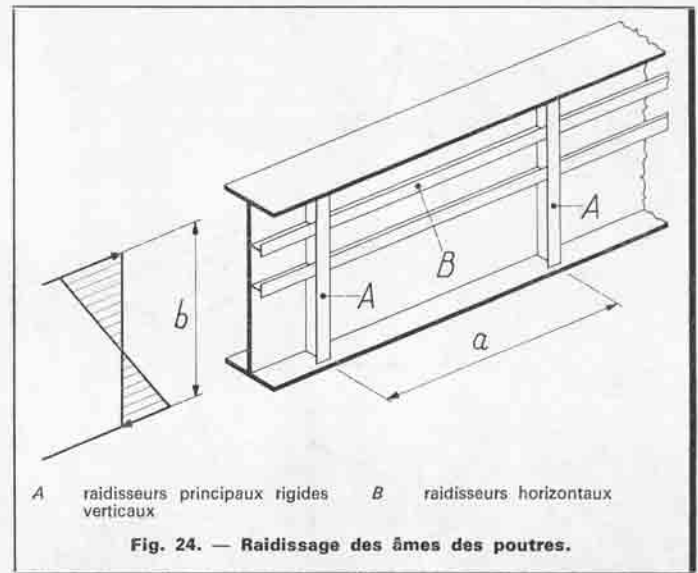


Fig. 24. — Raidissage des âmes des poutres.

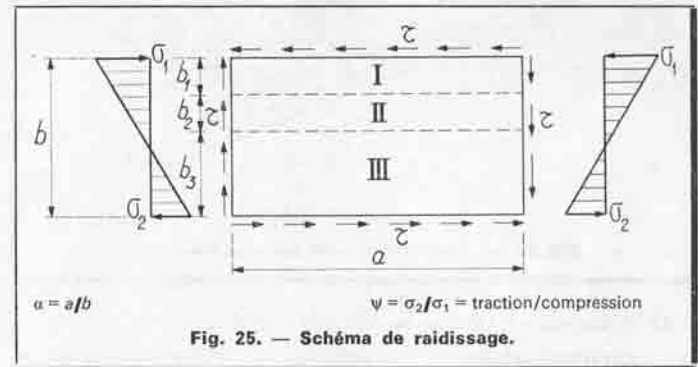


Fig. 25. — Schéma de raidissage.

— la *stabilité d'ensemble* détermine le dimensionnement des raidisseurs par la recherche de l'inertie et de la section de ceux-ci.

On distingue deux systèmes de raidissage (fig. 24).

a) Les **raideurs verticaux rigides**, ou raidisseurs principaux, sont également les montants d'entretoises ou les cadres de caisson lorsque ceux-ci sont espacés de 3 à 5 m.

Ils doivent avoir une inertie J et une section Ω vérifiant les conditions de l'article 18.2 du titre V [I. b. 12].

A titre d'exemple, pour une âme de hauteur b en acier E 36 et un raidisseur en acier E 24, les caractéristiques mécaniques de celui-ci doivent vérifier :

- inertie $J \geq 24,3 \times 10^8 b^4$
- section $\Omega \geq 8 \times 10^4 b^2$

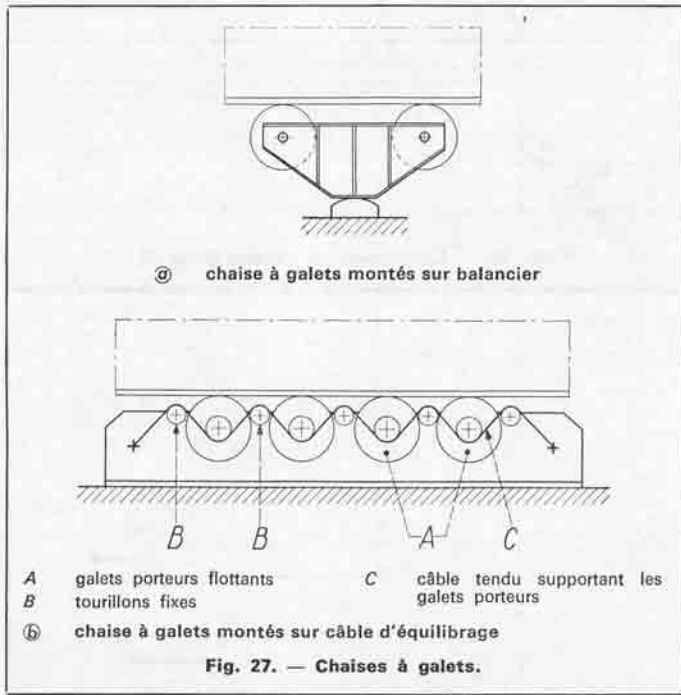
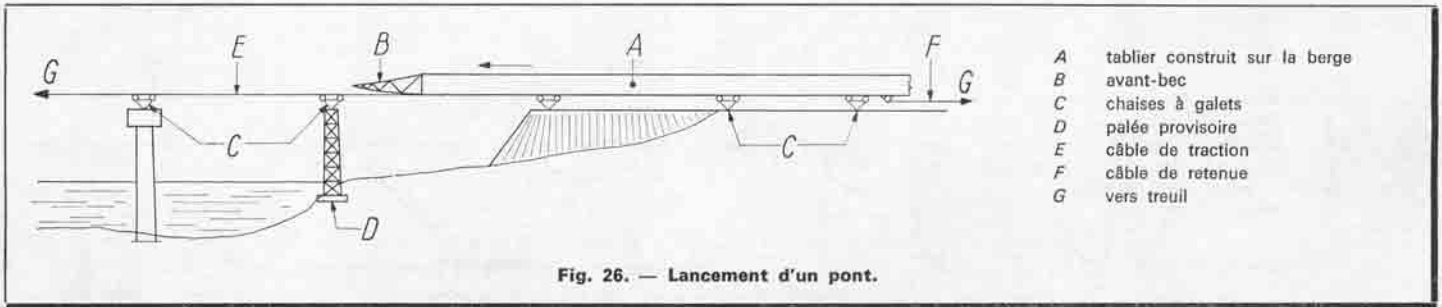
En cas de cisaillement faible, une réduction de ces valeurs est admise.

La section est en forme de T reconstitué.

b) Les **raideurs horizontaux secondaires** sont disposés dans les zones comprimées, pour former des panneaux allongés dont la hauteur ne devra pas descendre au-dessous de 800 à 900 mm pour le panneau le plus sollicité. En cas d'intervalles trop rapprochés, le façonnage et les soudures des raidisseurs affectent l'économie du projet, et il est préférable d'augmenter l'épaisseur de l'âme.

D'autres raidisseurs seront disposés pour assurer la stabilité au voilement sous le cisaillement associé ou non à de la compression.

Ces raidisseurs sont généralement constitués à l'aide de cornières, continues ou interrompues au droit des raidisseurs verticaux, selon le processus de fabrication.



7,22 Méthode de calcul. — Soit un panneau de dimension $a \times b$ (ou $a \times b_1$), possédant un rapport géométrique $\alpha = a/b$ (fig. 25).

Il est supposé simplement appuyé sur ses quatre côtés.

Les contraintes normale σ et de cisaillement τ sont estimées au milieu du panneau; elles doivent satisfaire à l'inégalité suivante:

$$\left(s_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1,8$$

avec s_{σ} coefficient de sécurité du panneau de grande dimension prenant les valeurs:

$$\begin{aligned} s_{\sigma} &= 1,8 & \text{si } \psi &= 1 & (\text{compression uniforme}) \\ s_{\sigma} &= 1,4 + 0,4 \psi & \text{si } -1 \leq \psi \leq 1 & (\text{flexion composée}) \\ s_{\sigma} &= 1 & \text{si } \psi \leq -1 & (\text{flexion pure}) \end{aligned}$$

et avec σ^* et τ^* contraintes critiques de voilement, respectivement égales à:

$$\sigma^* = k_{\sigma} \sigma_E$$

$$\tau^* = k_{\tau} \sigma_E$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 10^4 \quad \text{contrainte d'Euler}$$

(E module d'Young, ν coefficient de Poisson, t épaisseur du panneau).

Les valeurs des coefficients de voilement k_{σ} et k_{τ} sont données dans les abaques de Klöppel et Scheer [I. b. 20] pour différentes configurations de raidissage et dépendent de α et ψ pour les panneaux élémentaires;

avec α, ψ inerties et sections relatives (γ et δ) des raidisseurs par rapport à l'âme, pour le panneau d'ensemble.

Le calcul n'est pas direct et passe par une suite d'approximations.

8. MONTAGE

Parmi les travaux entrant dans la réalisation d'un pont métallique, le montage constitue une phase capitale, ne pouvant être ignorée de l'ingénieur. Déjà au stade de la conception, les conditions de montage devront nécessairement être examinées et conduiront à rejeter certains types d'ouvrages pour ne retenir que ceux dont le montage est réalisable. C'est ainsi que le montage par lancement sur galets requiert des poutres dont l'intrados ne présente pas de discontinuité de courbure, ce qui élimine évidemment les ponts à hauteur variable.

Plus tard, au stade du dimensionnement et des vérifications aux états limites ultimes d'équilibre et de résistance, les cas de charge correspondant aux phases de montage mettent en évidence, dans certaines sections de l'ouvrage, des sollicitations nettement plus défavorables que les surcharges de service. Ajoutons à cela que les charges et surcharges rencontrées pendant le montage sont toujours atteintes (poids mort de la structure, poids des engins, etc.), voire quelquefois dépassées à la suite d'aléas (tassements différentiels d'appui, mauvais contact sur les appuis, dilatations thermiques empêchées) ou de défauts de construction. Il convient donc de manipuler les charges de montage et de définir le schéma statique de calcul avec prudence et réalisme. Les accidents graves portés au passif des ponts sont toujours survenus lors du montage, à la suite de négligences.

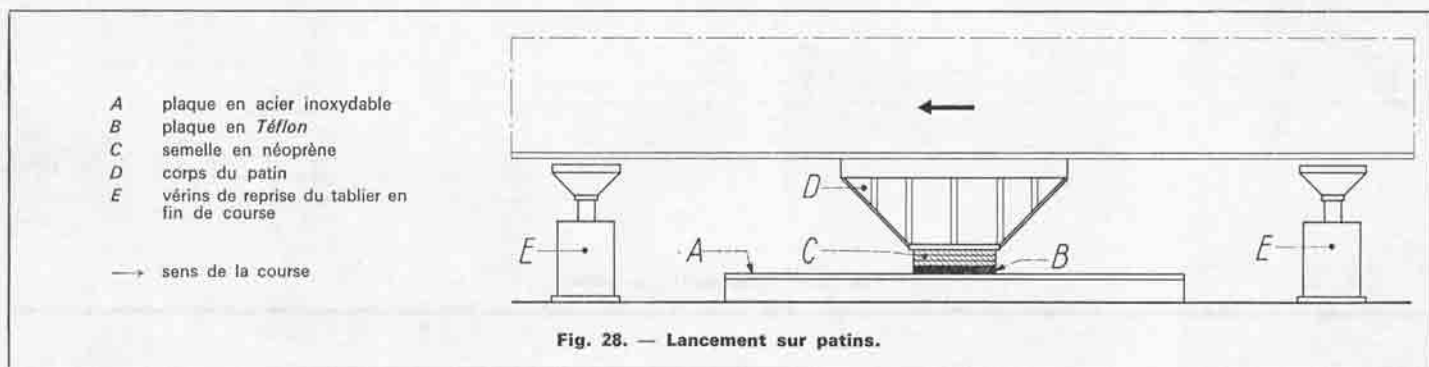
Au-delà de la description qui suit, il convient donc de bien connaître ces techniques et de n'en pas sous-estimer la portée dans le travail de bureau d'étude.

8,1 Lancement.

L'ouvrage, construit totalement ou partiellement sur la berge, est tiré en étant roulé sur des galets ou glissé sur des patins (fig. 26).

8,11 Types de systèmes de lancement.

• Les chaises à galets (fig. 27) reprennent jusqu'à une charge de 270 t avec six galets et autorisent une vitesse de lancement continue de 50 m/h en moyenne.



• Les **patins** (fig. 28), équipés de **Téflon** collé sur une semelle de néoprène, glissent sur une plaque fixe en inox. Ce système fait avancer le tablier par courses unitaires de 1 m environ. A l'issue de chaque course, le patin est dégagé à l'aide de deux vérins soulevant le tablier et repositionné au départ de la plaque en inox pour une nouvelle course. La cadence est faible (2 m/h). Par contre, ce système permet un contrôle précis des réactions par pesage sur les vérins.

• Le tablier peut être porté par une **palée reposant sur un ponton flottant**, lorsque la brèche franchie est une voie d'eau navigable (fig. 29). Sur la berge, le tablier roule sur un chemin de roulement ou sur des galets fixes.

Chacun des systèmes est accompagné d'un dispositif de guidage transversal, évitant le ripage du tablier et maintenant le centrage de l'effort dans le plan des âmes des poutres.

8,12 Effort de traction. — L'effort de traction F_t est fonction du coefficient de frottement φ de l'appui de glissement et du poids total P de la structure :

$$F_t = \varphi P$$

avec $\varphi = 0,05$ pour les chaises à galets

$\varphi = 0,01 (6 - \sigma/4)$ pour les patins

σ (N/mm²) pression de contact sur le téflon ;

en pratique, $\varphi = 0,03$ à $0,05$.

8,13 Problèmes spécifiques au lancement.

— Examiner la résistance au voilement de l'âme de la poutre au passage sur les galets.

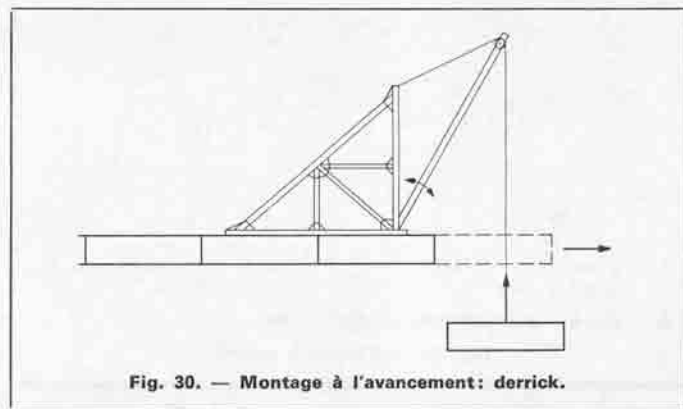
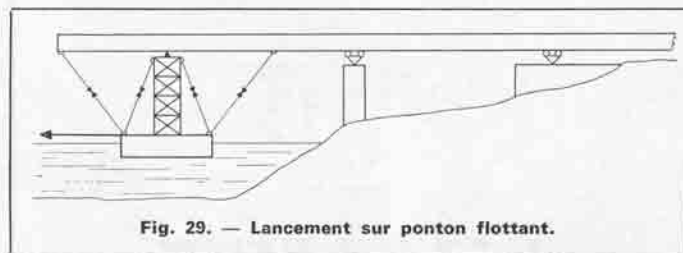
— S'assurer à tout moment que les valeurs des réactions sur galets n'excèdent pas les valeurs théoriques, à la suite d'un défaut de contact sur un appui, engendrant un doublement de la charge sur un autre appui.

— Construire un avant-bec léger de 15 à 20 m de longueur selon les cas, facilitant l'accostage sur les palées ou appuis.

— Pour la mise sur appuis définitifs, descendre le tablier à l'aide de vérins dont il faut prévoir l'emplacement sur la tête de pile et sur une entretoise renforcée.

8,2 Montage par encorbellement ou à l'avancement.

Dans cette méthode, l'ouvrage est construit à son emplacement définitif par tronçons mis bout à bout, à partir d'un appui. La progression se fait donc en console jusqu'à la liaison avec l'appui suivant, ou plus généralement avec la partie de tablier monté symétriquement.



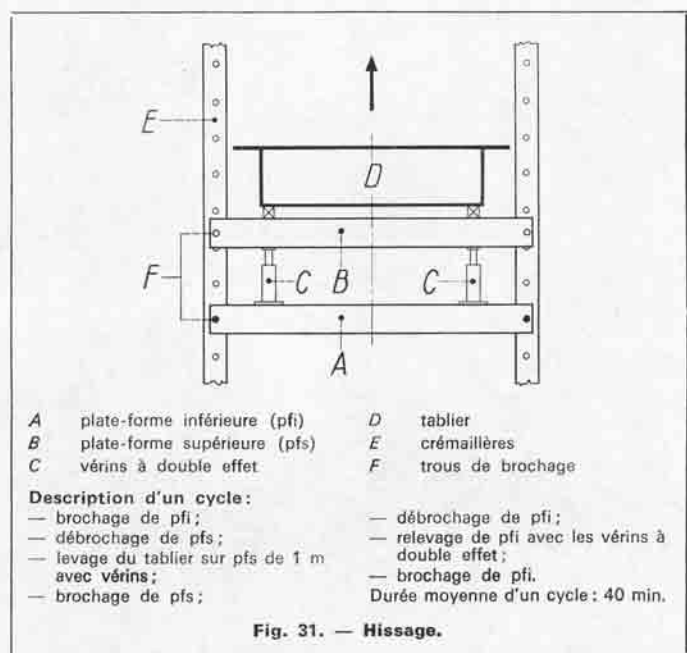
La mise en place des éléments de tronçons s'effectue au moyen d'engins de levage simples, appelés *derricks* (fig. 30).

Composé d'un mât et de contrefiches fixés sur un socle ancré sur l'extrémité du tablier, le derrick doit être léger pour ne pas trop augmenter le moment de console et pour être facilement avancé au fur et à mesure de la progression. Sa masse est évidemment en rapport avec sa capacité (le levage d'une pièce de 100 t et 16 m de longueur met en œuvre un derrick dont la masse peut atteindre 80 à 120 t selon sa conception, ce qui constitue actuellement le haut de la gamme. Un abaissement de la masse de l'engin, donc de ses capacités, obligera à multiplier le nombre des éléments à monter ; les assemblages en place augmentant en nombre et en complexité, l'économie du montage est affectée. Un compromis est à trouver pour chaque cas, cependant la tendance reste favorable au montage de gros éléments.

L'approvisionnement des éléments se fait soit par l'arrière en transportant les pièces sur chariots, soit par le dessous si la voie franchie est une voie d'eau navigable.

8,3 Levage à la bigue.

La bigue est un moyen de levage très employé sur l'eau (cf article *Appareils de levage lourds* dans le traité Généralités). Il s'agit d'un



mât ou d'une flèche montés sur un ponton. Le mât assure la fonction de levage par les treuils et mouflages de levage et d'affalement, tandis que le ponton, par sa mobilité sur le plan d'eau, permet l'amenée, le positionnement et l'orientation du tronçon de tablier.

On distingue :

- les **bigues maritimes** : elles évoluent en mer et dans les zones portuaires ; leur capacité de levage atteint couramment 500 à 800 t pour une hauteur de levage de 30 à 50 m ;
- les **bigues fluviales** : leurs dimensions sont limitées par les gabarits d'écluses et les tirants d'air sous ponts ; leur capacité est de 100 à 150 t environ.

Le montage à la bigue est subordonné à la possibilité d'amener l'engin sur le site par voie navigable, laquelle doit être suffisamment large pour permettre son évolution.

Ce moyen très puissant de levage est destiné à la mise en place

d'éléments complets d'ouvrages, tels que poutres, caissons, demi-caissons, dont la longueur peut atteindre 80 à 90 m pour une masse de 150 à 200 t. Dans de tels cas, il est fait appel à deux engins.

Méthode simple, précise et rapide (quelques heures par opération), elle nécessite toutefois une étude sérieuse de stabilité au déversement de l'élément mis en place.

8,4 Hissage.

Cette méthode récente a vu son développement s'affirmer à l'occasion du montage de tablier pouvant être amené sur le site dans un état pratiquement terminé. La masse (1 000 à 3 000 t) et la longueur (100 à 300 m) sont telles qu'il n'existe aucun engin de levage susceptible de monter cet élément à plusieurs dizaines de mètres de hauteur (50 à 60 m).

La solution consiste à créer un dispositif spécial utilisant des vérins de puissance 500 t et plus, pour une course de 1 m environ.

Le principe décrit sur la figure 31 a été mis en œuvre pour le hissage des ponts de Martigues et de Saint-Nazaire - Saint-Brévin. Le mécanisme comprend deux plates-formes situées l'une au-dessous de l'autre et reliées par les vérins. Le tablier repose sur la plate-forme supérieure ; chaque plate-forme comporte un dispositif de brochage sur une palée crémaillère.

Applicable à des conditions de site particulières, cette méthode ne doit être envisagée que dans des cas exceptionnels, bien qu'elle suive la tendance actuelle consistant à monter des ouvrages dans un état d'achèvement le plus avancé possible, et dont les dimensions et masses sont sans cesse croissantes.

INDEX BIBLIOGRAPHIQUE

Généralités

1. CIOLINA (F.). — Cours de construction métallique. E. N. P. C. 1972.
2. Der Stahlbau Stahlbau-Verlags GmbH.
3. La construction mixte acier-béton appliquée aux ponts. O. T. U. A.
4. Problèmes spéciaux d'étude et d'exécution des ouvrages. Journées des 22 et 24 avril 1974 A. F. P. C.
5. Ponts à haubans. Journées des 6 et 7 juin 1978 A. F. P. C.
6. Ponts - Conception et durabilité. Journées des 6 et 7 juin 1978 A. F. P. C.
7. Ponts métalliques I. Journée du 26 mai 1966 O. T. U. A.
8. Ponts métalliques II. Journée du 10 juin 1967 O. T. U. A.

Textes réglementaires

9. Titre II. (Fasc. 61). Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art. Texte n° 195. J. O.
10. Titre III. (Fasc. 4). Aciers laminés pour construction métallique. Texte n° 862. J. O.

11. Titre IV. (Fasc. 4). Rivets en acier. Boulons à haute résistance. Texte n° 563. J. O.
12. Titre V. (Fasc. 61). Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier. Texte n° 791 J. O.
13. Fasc. 67-17 ter. Exécution des ponts et autres ossatures métalliques de technique analogue. Texte n° 562 J. O.
14. Prescriptions concernant le calcul des ouvrages mixtes acier-béton. Circulaire n° 10.944 du 25 mars 1965. J. O.

Calculs

15. COURBON (J.). — Résistance des matériaux. Tome I 1964, tome II 1965 Dunod. Résistance des matériaux appliquée au calcul des ponts. 1950 Dunod.
16. FAUCHART (J.). — Notes sur les constructions mixtes acier-béton. 1965 C. H. E. C.
17. MASSONNET (Ch.). — Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples. Ann. I. T. B. T. P. (F) janv. 1962.
18. PÜCHER (A.). — Einflussfelder elastischer Platten. (Wien Springer Verlag). 1958.

19. KRUG (S.) et STEIN (P.). — Einflussfelder orthogonal anisotroper Platten. 1961 Springer Verlag.
20. KLÖPPEL (K.) et SCHEER (J.). — Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten. Kurventafeln zum direkten Nachweise der Beulsicherheit für verschiedene steife Anordnungen und Belastungen. Vol. I 1960 Ernst und Sohn (Wilhelm).
- KLÖPPEL (K.) et MÖLLER. — Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten. Vol. II 1968 Ernst und Sohn (Wilhelm).
21. THENOZ (M.). — Calcul des hourdis de pont. Abaques relatifs aux calculs des dalles rectangulaires soumises aux surcharges réglementaires. Bull. Techn. S. E. T. R. A. n° 1 mai 1972.

Documents généraux

22. Montage des ponts métalliques. Bull. Techn. S. E. T. R. A. n° 8 nov. 1973.
23. Groupe d'étude Ponts métalliques. Bulletin de liaison O. T. U. A. (bi-annuel).

On se reportera également à l'Index bibliographique de l'article Conception des ponts dans ce traité.

