

Ponts métalliques

Applications spécifiques

par **Jean-Pierre DUCOUT**

Ingénieur de l'École nationale d'arts et métiers - CHEM

Professeur au Centre des hautes études de la construction (CHEM)

Chef de la division Ouvrages d'art à l'Office technique pour l'utilisation de l'acier (OTUA)

| | |
|--|--------------|
| 1. Ponts-routes..... | C 2 676 - 2 |
| 1.1 Calculs et conception. Textes réglementaires | — 2 |
| 1.2 Ponts à poutres mixtes..... | — 2 |
| 1.3 Ponts à tablier « tout acier » à dalles orthotropes..... | — 6 |
| 1.4 Ponts en arc..... | — 6 |
| 1.5 Ponts-routes de très grandes portées | — 7 |
| 1.6 Ponts haubanés..... | — 8 |
| 1.7 Ponts suspendus..... | — 11 |
| 2. Ponts-rails..... | — 15 |
| 2.1 Particularismes du trafic ferroviaire | — 15 |
| 2.2 Ponts-rails bipoutres mixtes | — 16 |
| 2.3 Ponts-rails à poutres latérales..... | — 16 |
| 2.4 Ponts-rails de grandes portées | — 17 |
| 3. Ponts mobiles..... | — 18 |
| 3.1 Présentation..... | — 18 |
| 3.2 Ponts basculants | — 20 |
| 3.3 Ponts tournants | — 20 |
| 3.4 Ponts levants | — 21 |
| 3.5 Ponts rétractables | — 21 |
| 3.6 Dispositions communes aux ponts mobiles..... | — 21 |
| 4. Passerelles..... | — 21 |
| Pour en savoir plus..... | Doc. C 2 677 |

A près avoir précisé, dans l'article « Ponts. Conception générale », les composantes principales des ponts, nous donnons ici les applications spécifiques qui en sont faites en ponts-routes, en ponts-rails, en ponts mobiles et en passerelles piétonnières. Leurs différences expriment, s'il en est besoin, l'importance des données fonctionnelles dans la conception d'un pont.

1. Ponts-routes

Dans ce paragraphe, sont présentées les structures de pont-route les plus courantes. Le nombre de combinaisons qu'il est possible d'obtenir à partir des trois composantes : « système porteur », « poutrason » et « platelage » révèle bien l'étendue des solutions de ponts. Parmi celles-ci, le pont bipoutre mixte est sans nul doute le pont le plus développé : il fera l'objet d'un traitement particulier dans le paragraphe 1.2.1. Dans un autre registre, celui des ponts de très grandes portées, haubanés et suspendus, ce sera l'occasion d'évoquer les grandes structures.

1.1 Calculs et conception. Textes réglementaires

1.1.1 Surcharges routières

Elles sont décrites dans le titre II du fascicule 61 (cf. Doc. C 2 676), prochainement remplacé par le règlement des surcharges européens EC 1 (cf. Doc. C 2 676). On distingue : les charges sur les chaussées, les charges sur les trottoirs, les effets du vent et des séismes, les gardes-corps et dispositifs de sécurité, les épreuves.

Les charges sur les chaussées, verticales ou horizontales, se classent en charges normales, charges militaires ou charges exceptionnelles. Elles sont appliquées sur une surface « chargeable », divisée transversalement en plusieurs voies dont le nombre et la largeur sont déterminés par un calcul conventionnel.

1.1.2 Règlements de calcul

Les éléments des règlements de calcul sont donnés dans le titre V du fascicule 61 (cf. Doc. C 2 676) et dans la circulaire n° 81-63 de juillet 1981 pour les ponts mixtes acier-béton. Prochainement, ces textes seront remplacés respectivement par les règlements européens EC3 partie 2 (ponts métalliques) et EC 4 partie 2 (ponts mixtes) (cf. Doc. C 2 676).

1.2 Ponts à poutres mixtes

Le succès du pont mixte tient au bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques. On exploitera :

- la résistance à la compression du béton pour constituer la dalle ;
- la résistance en flexion de l'acier pour former la poutre.

La dalle en béton se conjugue avec les trois formes de poutrason « sous chaussée » : poutres à âme pleine (bipoutres et multipoutres), poutres en caisson, poutres en treillis.

En l'état actuel des conceptions, la limite haute de portée économique pour un ouvrage mixte en multitravées continues est estimée à 120 m en âme pleine et un peu plus en caisson. Cette limite peut paraître basse et pourtant elle contient l'essentiel du marché. Il semble toutefois possible de repousser cette limite en développant des conceptions fondées sur une combinaison de poutre en treillis et de dalle en béton à haute performance.

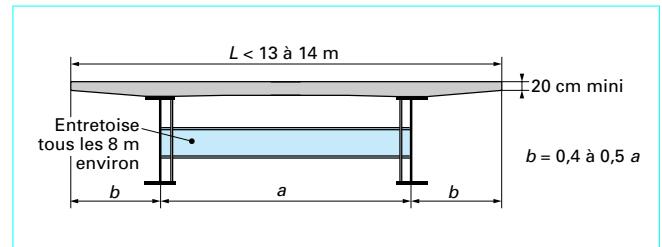


Figure 1 – Tablier bipoutre mixte à entretoises

1.2.1 Tablier en bipoutre mixte

De toutes les formes de tablier le bipoutre mixte est le plus économique. Il fonctionne économiquement dans une gamme d'élancement L/H de l'ordre de 25 à 30, mais doit céder la place au caisson mixte lorsqu'un problème de gabarit et de profil en long impose un tablier de faible hauteur et d'élancement important, ou lorsque le tracé en plan présente un effet de courbure trop prononcée exigeant une résistance à la torsion.

Les avantages technico-économiques du bipoutre mixte par rapport aux tabliers traditionnels à poutres multiples sont connus.

- Le premier est un gain sur le tonnage d'acier dû à un meilleur rendement des sections d'acier mises en œuvre. En effet, la répartition des charges entre les deux poutres est sans ambiguïté et permet d'ajuster la résistance en flexion de chacune des poutres au plus près des besoins, sans excès de matière.

Même remarque en ce qui concerne les âmes d'un bipoutre : avec un élancement plus faible, l'âme du bipoutre possède un meilleur comportement vis-à-vis du risque d'instabilité par voilement.

- Le second avantage est un gain sur les coûts de construction : on observe une réduction des dépenses de fabrication, de transport, de montage ainsi que de la protection anticorrosion en raison, tout simplement, de la diminution du nombre des poutres à réaliser et d'une grande simplification dans le dessin et l'assemblage des éléments transversaux d'entretoisement.

1.2.1.1 Coupes transversales et entretoisement. Critères de choix

Quel écartement donner aux deux poutres et comment assurer leur entretoisement ?

La réponse, nous l'avons vu dans l'article *Ponts métalliques. Conception générale*, tient à la capacité de la dalle en béton à résister aux sollicitations de flexion locale. Pour maintenir l'épaisseur de la dalle dans des limites convenables, le seul volet sur lequel il est possible de jouer pour adapter la résistance de la dalle aux sollicitations est son schéma d'appui qui fixe l'écartement entre les poutres et leur mode d'entretoisement. De sorte que la typologie des ponts bipoutres mixtes se ramène à deux modes d'entretoisement :

- par entretoises simples ;
- par pièces de pont avec ou sans console.

1.2.1.2 Bipoutre mixte à entretoises

Pour des largeurs de tabliers inférieures à 13 ou 14 m, l'écartement des poutres se situe entre 0,50 et 0,55 fois la largeur totale du tablier. La dalle, d'épaisseur constante ou variable (de 25 cm à 30 cm entre les poutres), est essentiellement appuyée sur les poutres (figure 1).

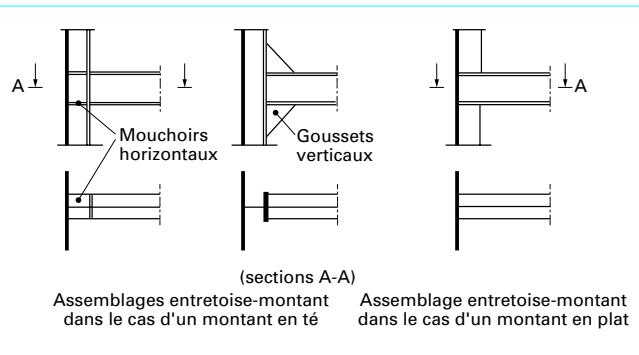


Figure 2 – Assemblage entretoise - montant

Figure 3 – Pont bipoutre courbe de Charix sur l'A40
(doc. Usinor/Letouzé)

La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placées vers la mi-hauteur des poutres et attachées sur les montants afin de constituer un portique devant s'opposer au déversement des poutres pendant les phases de montage et en service. Les entretoises courantes sont espacées de 7 à 9 m environ. L'espace disponible entre le dessus de l'entretoise et la sous-face de la dalle laisse libre le passage du dispositif mobile de coffrage.

L'assemblage entretoise-montant est dessiné sur le principe de l'encastrement. Diverses solutions d'assemblage satisfont cette condition, sachant que la capacité d'encastrement est ajustée aux besoins. L'entretoise est une poutre reconstituée soudée (PRS) ou un profilé I ou H, alors que la section du montant est en té ou en plat selon la hauteur de l'âme (figure 2).

Un exemple de bipoutre mixte est donné figure 3.

1.2.1.3 Bipoutre mixte à pièces de pont

Au-delà de 13 m à 14 m de largeur de tablier, l'écartement des poutres devrait augmenter dans les mêmes proportions que la largeur du platelage. Pour ne pas avoir à épaisser la dalle, une solution consiste à créer des lignes d'appuis supplémentaires sous la dalle, au moyen de pièces de pont (figure 4).

La dalle, dont l'épaisseur avoisine généralement les 22 cm, repose à la fois sur les poutres et sur les pièces de pont espacées de 4 m environ. Cette disposition permet de donner aux poutres l'écartement souhaité, tout en disposant d'une possibilité d'encorbellement libre pouvant atteindre 2,5 m.

La pièce de pont est assemblée sur les montants verticaux pour former un portique. Elle est connectée à la dalle et supporte directement le poids du platelage et de la chaussée ainsi que les charges de circulation.

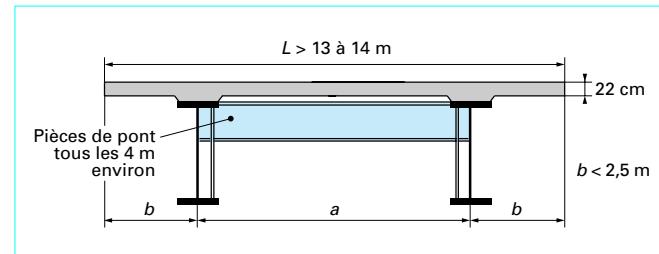


Figure 4 – Tablier bipoutre à pièces de pont

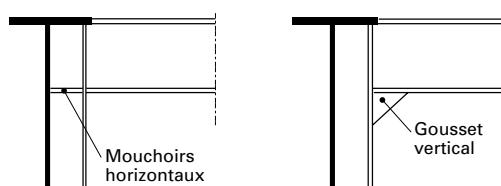


Figure 5 – Assemblages pièce de pont-montant

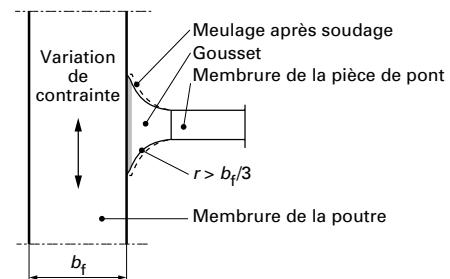


Figure 6 – Assemblage de membrures avec goussets circulaires

L'assemblage pièce de pont-montant mérite un soin particulier compte tenu des efforts susceptibles de se développer sur ce nœud du portique et du croisement entre les semelles supérieures de la poutre et de la pièce de pont.

Différentes solutions sont envisageables. Elles reprennent les principes déjà vus pour l'entretoise, dont un exemple est donné (figure 5).

La liaison entre les semelles supérieures de la poutre et de la pièce de pont pose le problème de l'existence d'un champ de contraintes biaxiales dans la zone de croisement, source possible de rupture fragile et détail sensible à la fatigue.

Pour améliorer la classe de fatigue de l'assemblage, il peut être intéressant d'ajouter des goussets de raccordement circulaires favorisant le bon écoulement des lignes de forces et réduisant l'effet de concentration des contraintes (figure 6).

1.2.1.4 Tablier bipoutre large avec pièces de pont et consoles

Ce tablier est un prolongement du bipoutre à pièces de pont. L'addition de consoles métalliques, disposées dans la continuité des pièces de pont, permet de supporter de larges encorbellements, tout en réduisant l'écartement entre les poutres (figure 7). Les extrémités de consoles sont parfois appuyées sur un longeron de rive pour

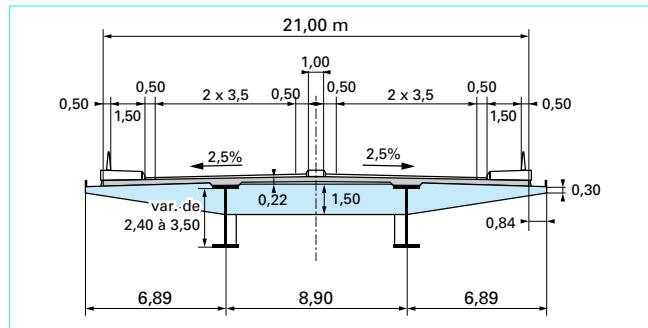


Figure 7 – Tablier bipoutre large avec pièces de pont et consoles

un meilleur étalement des efforts. La structure ainsi obtenue constitue un réseau de poutres croisées favorisant la mise en œuvre de dalles d'épaisseur raisonnable.

A noter que la réduction de l'écartement entre les poutres a pour conséquence directe une égale réduction de la largeur des piles et culées. Cet avantage peut être recherché dans des sites urbains où la place disponible au sol est comptée, ou pour affiner le volume des piles.

1.2.1.5 Tablier bipoutre avec dalle précontrainte transversalement

La dalle est appuyée sur les deux poutres principales très espacées et simplement entretoisées. On retrouve le principe du bipoutre à entretoise, mais dans une formule adaptée aux tabliers de grande largeur. La dalle, dont la résistance est augmentée par l'apport d'une précontrainte transversale, peut conserver une épaisseur normale. Les câbles de précontrainte suivent un tracé faiblement ondulé tirant parti du profil de la dalle et de sa variation d'épaisseur pour se placer dans la zone tendue (figure 8).

L'écartement des poutres résulte d'une optimisation de la précontrainte et de l'épaisseur de la dalle sur poutre et en zone médiane. L'entretoise est disposée en position basse dans le tablier afin de ne pas s'opposer à l'effort de compression développé par la précontrainte.

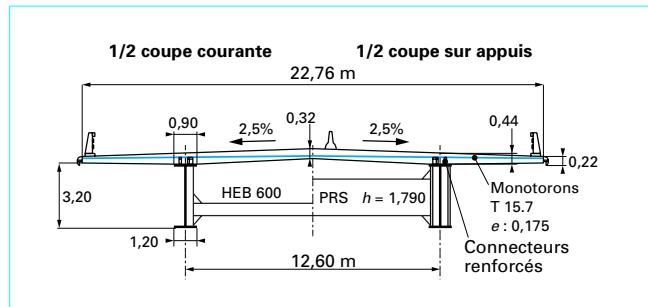


Figure 8 – Bipoutre avec dalle précontrainte transversalement

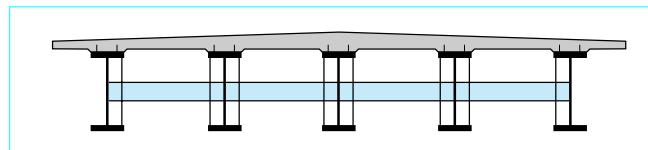


Figure 9 – Tablier multipoutre à entretoises

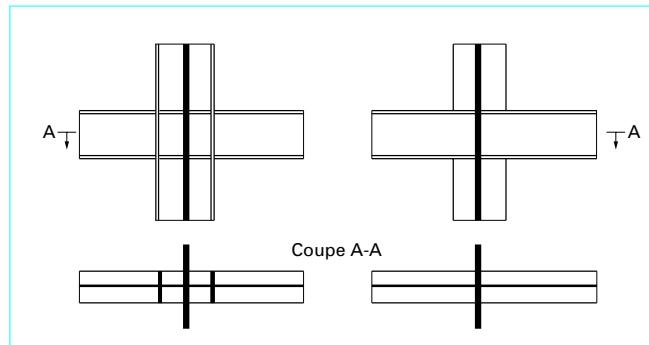


Figure 10 – Assemblage montants sur entretoises. Pont multipoutre

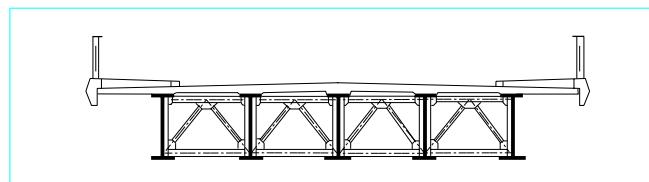


Figure 11 – Entretoisement triangulé d'un tablier multipoutre

1.2.2 Tablier en multipoutre mixte

Les poutres sont espacées de 3,5 m à 6,5 m et liaisonnées par des entretoises (figure 9). L'entretoisement souple, développé en France, reprend le principe adopté pour le tablier bipoutre.

On sait que l'entretoisement joue un rôle fondamental dans la répartition des charges entre les différentes poutres principales (cf. article *Ponts métalliques. Conception générale* dans cette rubrique). Ici, la poutre entretoise est fortement sollicitée en flexion et la continuité des efforts à assurer au croisement des poutres oblige à une disposition d'assemblage par encastrement de l'entretoise sur le montant (figure 10).

L'entretoisement rigide conserve ses adeptes à l'étranger. Il est formé d'une poutre triangulée d'une hauteur égale à celle des poutres principales et comprend des membrures supérieures et inférieures ainsi que des diagonales et des montants (figure 11).

Très peu déformable, cette construction triangulée donne une grande raideur à la section transversale en imposant une déformation en « bloc » de la poutre principale. La condition est plus aisément satisfaite dans des ponts étroits et longs que dans des ponts larges et de faibles portées. La bonne répartition des charges entre les poutres a pour effet de mieux tirer parti de la résistance d'ensemble de la poutre, donc d'en attendre une économie de matière. Malheureusement, cette économie est insuffisante pour compenser les dépenses supplémentaires de main-d'œuvre nécessaires à la fabrication et au montage des éléments de l'entretoisement.

1.2.3 Tablier en caisson mixte

La différence de fonctionnement entre un bipoutre et un mono-caisson est capitale (cf. article *Ponts métalliques. Conception générale* dans cette rubrique), et pourtant, du point de vue de la forme géométrique, la différence ne porte que sur leur semelle inférieure et sur l'inclinaison éventuelle des âmes. Pour le reste, dans leur partie haute, bipoutre mixte et caisson mixte sont semblables. Si bien que le problème des appuis de la dalle vis-à-vis de la largeur du

tablier se pose dans les mêmes termes pour l'un comme pour l'autre. Il n'est donc pas étonnant de retrouver des dispositions constructives communes aux deux, auxquelles s'ajoutent pour le caisson des variantes provenant de la possibilité d'installer des bracons sous les consoles.

Les caissons se distinguent par leur entretoisement qui peut être (figure 12) :

- à cadre ouvert, équivalent à une entretoise simple ;
- à cadre fermé avec pièces de pont et consoles ;
- à cadre triangulé avec ou sans consoles, à bracons ou non ;
- à diaphragme avec ou sans consoles, à bracons ou non.

1.2.3.1 Caisson à cadre « ouvert »

La traverse inférieure est encastrée sur les montants verticaux ou obliques pour former la continuité mécanique d'un cadre en U (figure 13). Après réalisation de la dalle, le cadre d'entretoisement se referme.

1.2.3.2 Caisson à diaphragme et consoles

Un exemple est donné figure 14.

1.2.3.3 Caisson triangulé avec bracons sous consoles

Le rôle du bracon est de soulager les efforts de flexion dans la console. Pour être efficace, le bracon doit être suffisamment incliné. La triangulation s'adresse aux caissons de grandes dimensions, là où un système souple en cadre consomme trop de matière.

1.2.3.4 Dispositions communes aux caissons

■ La **largeur d'un caisson** est une dimension importante. En effet, pour viser une construction totale en atelier et satisfaire les conditions de transport routier, on cherche à la limiter entre 5 et 5,5 m, dans la mesure du possible.

La **tôle de fond du caisson**, de plusieurs mètres de largeur, est raidie par des profils continus participant à la résistance d'ensemble de la section. Il convient donc d'adopter des profils possédant une bonne stabilité au déversement et au flambement dans les zones soumises à la compression, en service ou lors du montage. Comparé aux profils en plat ou en té, le raidisseur trapézoïdal est apprécié pour son excellente stabilité apportée par sa résistance flexionnelle et torsionnelle.

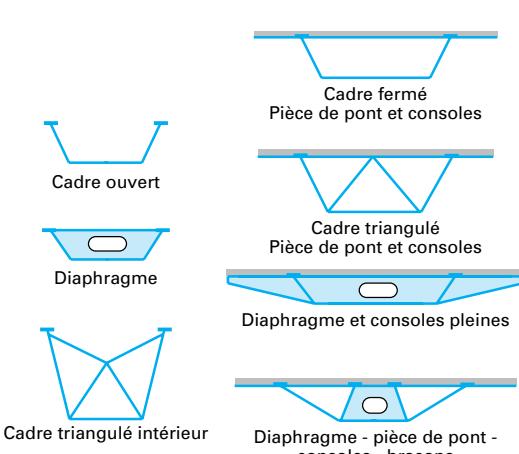


Figure 12 – Formes d'appuis de la dalle et d'entretoisement d'un caisson mixte

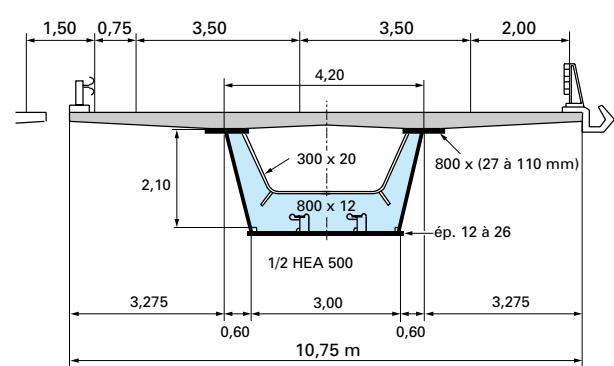
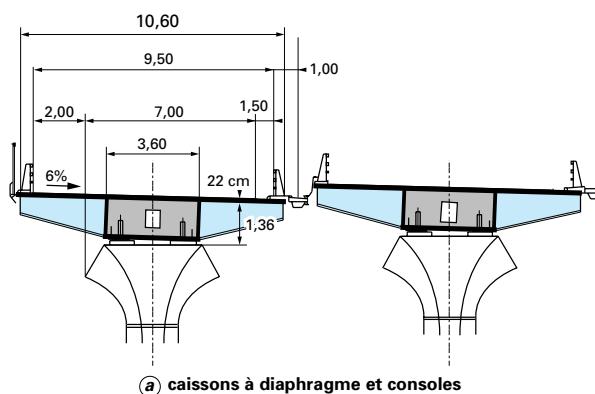


Figure 13 – Caisson à cadre ouvert

Dans tous les cas, les **raidisseurs de fond de caisson** font partie de la section résistante du caisson et sont donc continus. Ils traversent l'âme de la traverse qui est découpée pour leur permettre un emboîtement facile et sont attachés à la traverse, soit directement sur leurs flancs, soit par l'intermédiaire de plaquettes (figure 15).

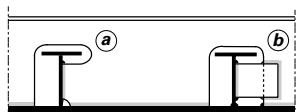


a) caissons à diaphragme et consoles

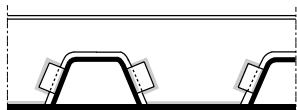


b) viaduc du boulevard périphérique de Lille en cours de montage (doc. DDE 59)

Figure 14 – Viaducs



Raidesseurs en Té
 a) découpe ajustée sur la traverse
 b) attache par plaquettes



Raidesseurs en auget
 Attache par plaquettes

Figure 15 – Raidissement de la tôle de fond d'un caisson et détail de la liaison traverse-montant

1.3 Ponts à tablier « tout acier » à dalles orthotropes

Chaque fois que la légèreté du tablier est déterminante, on choisit une dalle orthotrope pour constituer le platelage (cf. article *Ponts métalliques. Conception générale* dans cette rubrique). Cela concerne les ponts à poutre dépassant 120 m de portée, les ponts de grandes et très grandes portées en arc, haubanés et suspendus, et les ponts mobiles.

Le platelage orthotrope est solidarisé par soudure aux âmes des poutres principales dont il constitue la semelle supérieure dans la flexion longitudinale, et aux âmes des pièces de ponts-consoles dont il est la membrure supérieure dans le mode de flexion transversale.

Le **bipoutre orthotrope** est conçu avec un écartement de poutre optimisé par la flexion transversale, avec le souci d'une bonne répartition des largeurs participantes de la dalle autour des poutres afin de garantir une diffusion satisfaisante des contraintes normales dans le platelage. Il y a toutefois des exceptions à cette démarche (figure 16).

Le **caisson orthotrope** s'apparente au bipoutre orthotrope pour la partie haute de la section et retrouve les attributs classiques du caisson pour le reste (tôle de fond, raidissement) (figure 17).

1.4 Ponts en arc

1.4.1 Arc classique à tablier supérieur

Fonctionnement et formes

La capacité de l'arc en compression est d'autant plus grande que la part de flexion est faible, ce qui suppose soit un chargement complet, symétrique et bien réparti, soit une limitation du déplacement horizontal en cas de surcharge dissymétrique. Le tablier est toujours supporté par une douzaine d'appuis (pilettes ou suspentes). La forme de l'arc est parabolique ou circulaire, sa flèche est comprise entre 1/5 et 1/7 de la portée, son épaisseur est de l'ordre du 1/100 de la portée. Le type de liaison au sol, articulée ou encastrée, dépend des conditions de sol et du processus de montage ; il influe sur la loi d'inertie de l'arc.

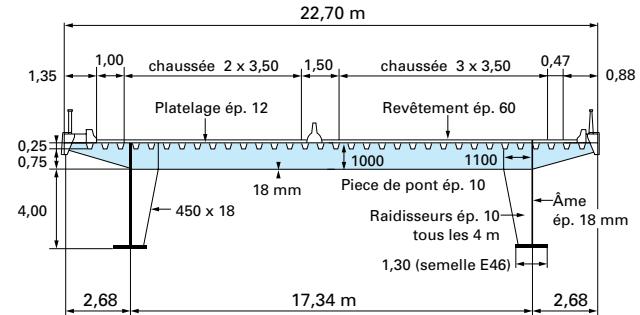


Figure 16 – Tablier bipoutre à dalle orthotrope.
 Pont Mathilde à Rouen ; Travée indépendante de 115 m

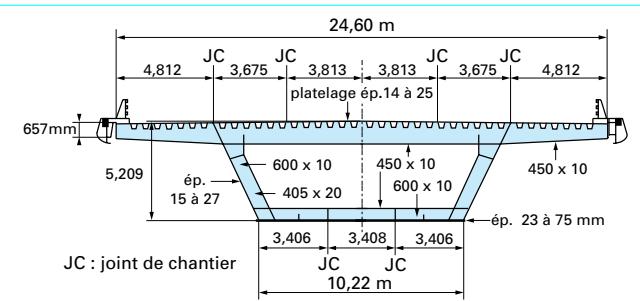


Figure 17 – Tablier en caisson orthotrope de la travée centrale (162 m) du pont de Cheviré



Figure 18 – Vue en perspective d'un pont en arc

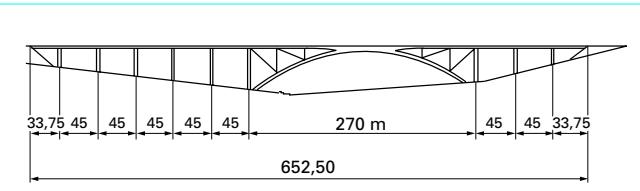


Figure 19 – Arc triangulé. Viaduc de l'Eau rouge

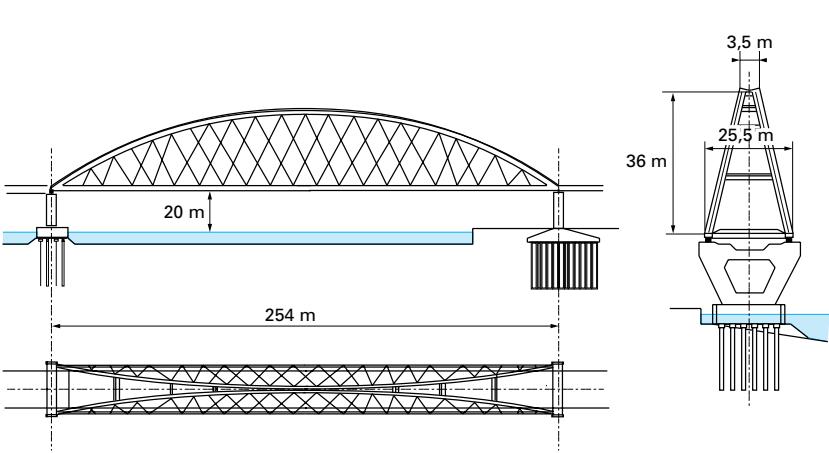


Figure 20 – Bow-string à arcs inclinés et suspentes croisées. Pont de Shinhamaidera au Japon

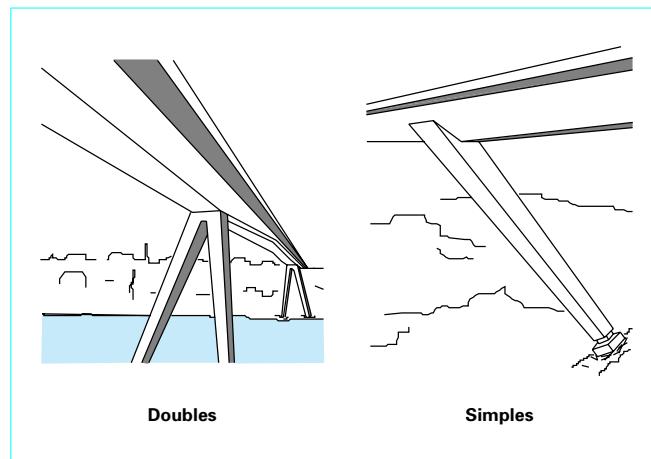


Figure 21 – Ponts à béquilles

Aspects constructifs

L'arc comprend deux membrures en caisson, entretoisées de proche en proche pour assurer la stabilité d'ensemble transversale (figure 18).

Les pilettes, distantes de 20 à 40 m selon les projets, sont encastées dans les membrures pour former un portique stable. Le tablier, appuyé ou encastré sur les pilettes, est conçu en poutre en arc bipoutre ou bicaisson portant une dalle en béton armé (tablier mixte) ou orthotrope pour les très grands arcs.

Pour réduire les déformations longitudinales préjudiciables au comportement général de la structure, l'arc et le tablier se rejoignent à la clé pour être liés ensemble.

L'ajout de diagonales entre pilettes a pour effet de rigidifier la structure par triangulation (figure 19). On retrouve ainsi le fonctionnement de la poutre en arc à tympan, forme utilisée naguère.

1.4.2 Ponts bow-string

Le tablier, tenu aux suspentes tous les 10 à 15 m, a un élancement de 60 alors que les arcs ont un rapport flèche sur portée de 1/6, et

une hauteur égale au 1/120 de la portée (valeurs indicatives). Utilisé en grandes portées, les arcs sont disposés dans deux plans inclinés qui se rejoignent à leur clé (figure 20). Cette disposition remplace la conception classique à arcs parallèles contreventés sur leur extrados, avec en plus l'efficacité et la finesse. Pour renforcer la raideur de l'ensemble sous les chargements de torsion, les suspentes droites sont remplacées par un réseau de suspentes croisées.

1.4.3 Ponts à béquilles

A l'origine, le pont à béquilles avait la forme d'un portique avec des piles-culées verticales encastrées au tablier. Ce concept permet de réduire la hauteur des poutres principales et de mieux « passer » les contraintes de gabarit avec un tablier plus mince.

Dans une forme moderne, les béquilles sont élancées, inclinées à 45° ou 50° et encastrées sur le tablier qu'elles divisent en trois travées. Les appuis, très en retrait, permettent ainsi, selon les cas, soit une forte prise d'appui sur les flancs d'une vallée en gorge, soit un élargissement de l'ouverture du pont sur une voie d'eau navigable. Là aussi, la combinaison des sollicitations de flexion et compression dans les béquilles et dans la travée centrale du tablier, la poussée sur les massifs d'appui suggèrent bien le fonctionnement en arc. L'association de béquilles doubles écartées ou simples en queue de billard avec une variation d'inertie du tablier (figure 21) offrent au concepteur une grande liberté d'expression architecturale.

1.5 Ponts-routes de très grandes portées

Nous entrons là dans le domaine de l'exceptionnel. Franchir sans appuis des portées allant de quelques centaines de mètres à plus de deux kilomètres implique des ouvrages extrêmement techniques.

Il est totalement exclu de vouloir appliquer ici le schéma du pont à poutres. Le fonctionnement en flexion atteint vite ses limites économiques en poutraisons classiques pour des portées de 200 à 300 m, et sans doute de 400 à 500 m avec des structures innovantes en treillis spatial. Le tablier, de plus en plus lourd, ne peut plus supporter son propre poids.

Pour s'affranchir de ce problème, il faut rapprocher les appuis et les multiplier en recourant aux tabliers haubanés ou suspendus.

1.5.1 Intérêt des ponts à câbles, haubanés et suspendus pour les grandes portées

Cet intérêt porte sur plusieurs axes :

- la libération totale de l'espace inférieur grâce au portage du tablier par suspension. Cet avantage trouve son application dans les franchissements de fleuves aux gabarits de navigation exceptionnels ou de brèches larges et profondes ;
- le franchissement de très grandes portées par la multiplicité des appuis. Entre les appuis principaux constitués par les pylônes, le tablier est « soutenu » par une quantité d'appuis intermédiaires élastiquement déformables ;
- l'élançement exceptionnel des tabliers. Cette qualité n'a d'intérêt bien sûr que si la souplesse et la déformabilité du tablier satisfont les critères d'exploitation de l'ouvrage et ne s'adresse finalement qu'aux ponts routiers. Le trafic ferroviaire recherchera au contraire une forme de structure la moins déformable possible.

1.5.2 Problématique des ponts de très grandes portées

En grande portée, les problèmes changent non seulement d'échelle mais aussi de nature.

Le montage est la première difficulté à résoudre ; c'est souvent aussi la plus grande car l'ouvrage se trouve dans une situation où le risque d'effondrement est plus élevé qu'en service et augmente avec la progression du montage jusqu'à ce que le tablier, enfin clavé et sur ses appuis définitifs, ait atteint sa stabilité définitive. Plus que pour tout autre ouvrage, les procédés de construction sont déterminants dans les études de conception des ponts de grandes portées.

Les grandes déformations induisent un comportement non linéaire de la structure.

L'état des forces extérieures est complexe : aux surcharges d'exploitation s'ajoutent les effets du vent sur la structure (tablier et câbles) qui augmentent avec la portée. Les forces dynamiques prennent le dessus sur les charges statiques.

Aussi, pour obtenir la résistance et la stabilité nécessaires à ces grandes constructions, deux voies sont possibles :

- donner au tablier une grande résistance de torsion et de flexion, mais cela conduit à des structures de tablier en treillis, lourdes et sensibles au vent du fait de leur hauteur ; c'est la technique développée par les écoles américaine et japonaise ;
- réduire l'effet des forces excitatrices en profilant le tablier par un travail d'aérodynamicien. C'est cette voie qui est suivie par les Européens.

En fin de compte, quelle que soit la solution adoptée, le comportement dynamique de l'ouvrage reste toujours lié aux termes de rigidité, de souplesse et d'amortissement de tous les éléments constructifs (tablier, câbles, pylônes) et de leur interaction, l'objectif étant de se prémunir contre toute mise en résonance de l'ouvrage.

A cette échelle, l'ouvrage d'art est d'une grande complexité. Il n'est plus l'affaire d'un homme, mais d'une équipe pluridisciplinaire regroupant toutes les compétences nécessaires.

1.6 Ponts haubanés

Haubanage et suspension n'ont pas toujours été disjoints dans les conceptions des ponts à câbles.

A la fin du XVIII^e siècle, aux États-Unis et en Angleterre, la construction des premiers grands ponts à câbles mêlait les deux genres. On y relève les premières applications du haubanage. Cette mixité des deux systèmes peut paraître curieuse, mais elle répondait en fait à un souci majeur : améliorer la stabilité dynamique des tabliers suspendus jugés trop flexibles au moyen de chaînes obliques rigidifiant la structure par un effet de triangulation.



Figure 22 – Pont haubané de Normandie

En 1855, J. Roebling construisait sur ce principe un pont sur les chutes du Niagara d'une portée de 280 m ; puis en 1883, toujours sur le même principe, il achevait la construction à New York du célèbre Pont de Brooklyn, entièrement en acier, avec une portée record de 486,50 m.

Même si les deux systèmes se sont ensuite différenciés et ont connu chacun leur voie de développement, l'idée de la mixité n'a jamais vraiment disparu ; elle revient aujourd'hui dans des projets de ponts suspendus visant à franchir des portées de 3 500 m.

La variété des formes porte sur tous les éléments constituant l'ouvrage : haubanage, pylônes, tablier, travure et appuis. Les multiples combinaisons réalisables à partir de cette variété ainsi que les effets interactifs dont il est possible de jouer entre les éléments donnent au concepteur les moyens de pouvoir traiter au mieux un franchissement donné (figure 22).

Particulièrement apte aux très grandes portées, le pont haubané n'est pas pour autant absent du champ des autres portées. Par son élancement élevé, il peut convenir à des franchissements modestes pour lesquels la hauteur de tablier disponible conduit à un élancement totalement inadapté à un pont classique à poutres sous châssis. Le cas est rare, mais il existe.

| Les cinq plus grands ponts haubanés | | | |
|-------------------------------------|-------|---------|------|
| Tatara | 890 m | Japon | 1999 |
| Normandie | 856 m | France | 1994 |
| Shanghai | 602 m | Chine | 1994 |
| Meiko-Chuo | 590 m | Japon | 1996 |
| Skarnsundet | 530 m | Norvège | 1992 |

1.6.1 Éléments constitutifs et leur interaction

1.6.1.1 Haubanage

Il est l'élément fondamental vis-à-vis du comportement de l'ouvrage en service. Sa configuration est par ailleurs influencée par la méthode de montage du tablier.

■ Dans le plan longitudinal, il y a trois façons de fixer les haubans sur le pylône (figure 23) :

- en éventail : les haubans convergent en tête de pylône ;
- en harpe : les haubans sont parallèles et répartis sur la hauteur du pylône ;
- en semi-éventail, combinaison des deux dispositions précédentes.

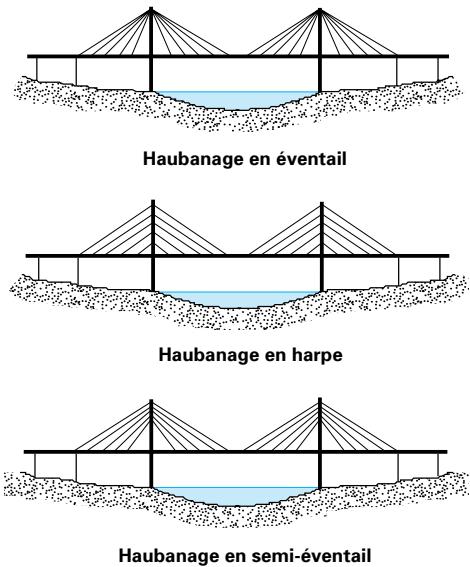


Figure 23 – Haubanage dans le plan longitudinal

Au fil des années, le haubanage est passé d'un système où les câbles étaient concentrés sur quelques points d'ancrage très espacés — reprenant en cela le principe des tabliers appuyés sur piles — à un système de câbles multiples répartis sur toute la longueur du tablier avec un espace de 10 à 20 m.

Sachant que le rendement d'un hauban est d'autant meilleur que la composante verticale qu'il reprend est élevée et que « l'effet chaînette » qui caractérise son module est faible, l'inclinaison donnée aux haubans extrêmes ne descend pas en dessous de 20°. Cela conduit, pour un pont symétrique à trois travées haubanées en semi-éventail, à un compromis fixant un rapport d'environ 5 entre la longueur de la travée centrale et la hauteur du pylône.

Transversalement, la suspension peut occuper deux positions :

- soit dans le plan médian de l'ouvrage en nappe centrale unique et elle est alors souvent associée à une disposition en harpe ;
- soit à l'extérieur de la chaussée en double nappe latérale (figure 24).

1.6.1.2 Pylônes

Ils supportent toutes les charges affectant le tablier (poids mort, surcharges de chaussée et climatiques) et les conduisent aux fondations. Ils constituent donc le dispositif essentiel de stabilité et de résistance de l'ensemble.

Plusieurs formes se combinent avec le schéma de haubanage et le type de tablier : mât central unique (figure 25a), double mât latéral indépendant (figure 25b) ou entretessé (figure 25c), pylône en V renversé (figure 25d) ou en Y renversé (figure 25e).

1.6.1.3 Tablier

Il voit sa conception adaptée à l'objectif recherché.

Le bipoutre mixte en section ouverte sans raideur de torsion appréciable convient aux portées basses et jusqu'à 400 m environ. En bicaisson mixte, le pont de Yang-pu à Shanghai atteint 602 m de portée centrale.

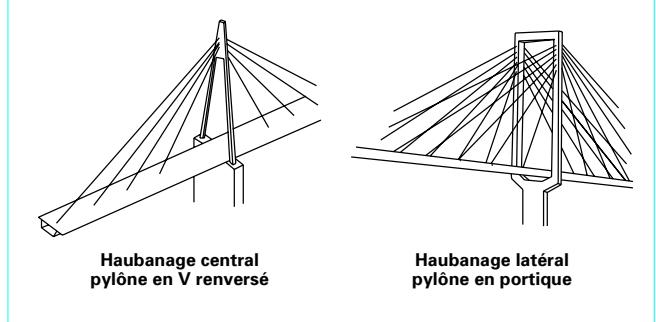


Figure 24 – Disposition transversale des nappes de haubanage

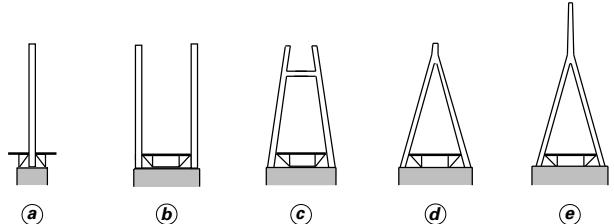


Figure 25 – Formes de pylône

Le caisson tout acier, plus léger (400 kg/m^2) et profilable à volonté, raide en torsion, est réservé au domaine des hautes portées.

Le treillis sous chaussée, de grande inertie flexionnelle, est indispensable en cas de trafics mixtes routier et ferroviaire. Il est assez répandu au Japon.

1.6.1.4 Liaison entre le tablier et le pylône

Cette liaison intervient aussi dans le fonctionnement général. Dans la majorité des cas, le tablier est lié au pylône soit par un appui simple articulé, soit par un appui glissant ou encore par encastrement. La liaison peut aussi ne pas exister : dans ce cas, le tablier est totalement suspendu aux haubans.

1.6.2 Interaction entre pylône, haubans et tablier

Elle est très forte et le comportement global statique et dynamique de la structure dépend des choix faits sur les termes de souplesse ou de raideur donnés à chacun d'eux.

Par exemple, un pylône rigide naturellement dans le plan longitudinal a pour effet de réduire la déformation d'ensemble de la suspension ; le tablier voit alors ses sollicitations de flexion diminuer et peut ainsi gagner en élancement. Le même effet est obtenu en réduisant les déplacements horizontaux en tête de pylône par le blocage des déplacements en pieds du haubanage de retenue sur des pilettes d'ancrage implantées dans les travées de rive (figure 26).

Autre exemple : on sait que le haubanage central ne peut reprendre que des efforts centrés dans son plan. Aussi, afin d'équilibrer la torsion amenée par les inévitables surcharges excentrées, il est indispensable d'associer le haubanage central avec un tablier en caisson résistant en torsion. Inversement, lorsque le tablier ne pos-

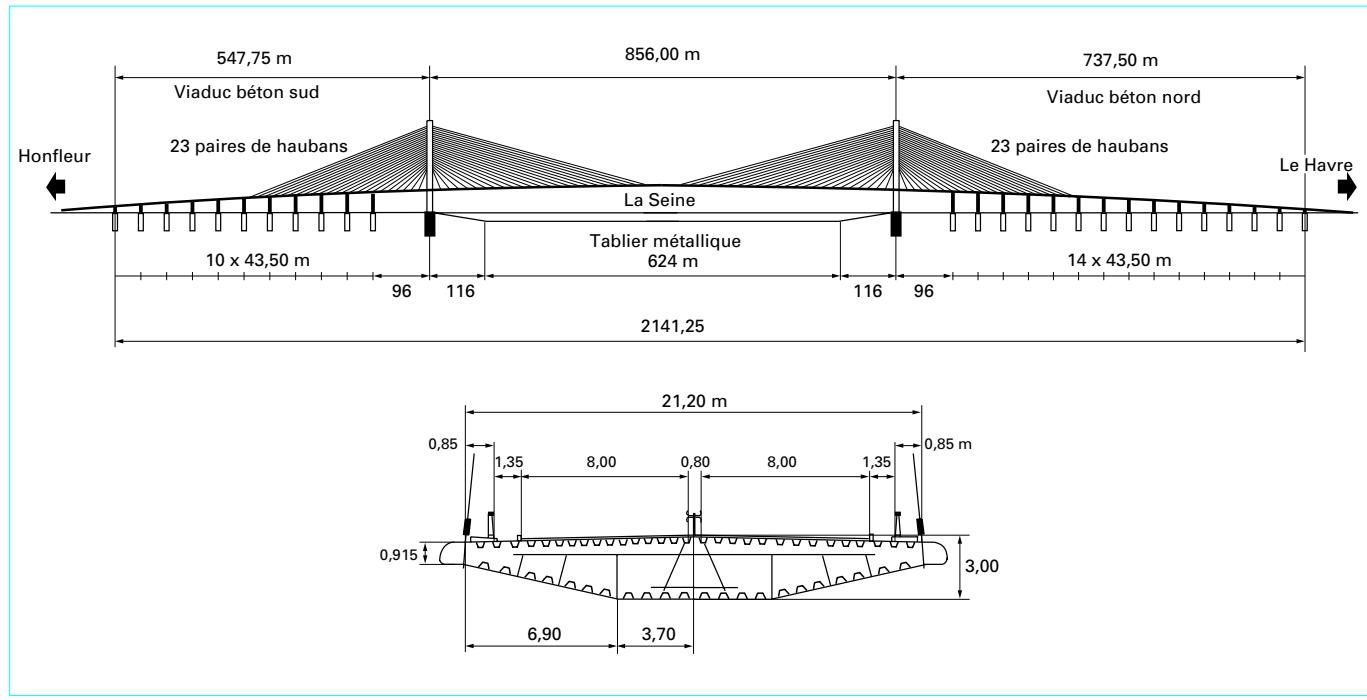


Figure 26 – Le tablier métallique du pont de Normandie

s'ède pas de raideur de torsion (cas d'un tablier bipoutre), la suspension par haubanage latéral s'impose afin de limiter les déformations transversales et la flexion différentielle des poutres. Pour renforcer cet effet on préfère un pylône en V ou Y renversé à un pylône en portique dont les déformations longitudinales différentes peuvent nuire à l'objectif recherché.

Pour les très grands ouvrages, la prise en compte des forces aéro-élastiques conduit à des formes de tabliers extrêmement profilées afin de réduire les sollicitations excitatrices de vent et rechercher les compositions structurelles suspension-pylône offrant le plus grand amortissement possible.

Les calculs au second ordre s'imposent du fait des grands déplacements qui induisent des comportements structurels non linéaires.

1.6.3 Haubans et ancrages

1.6.3.1 Câbles de haubans

Trois technologies de câbles se partagent le marché des haubans.

■ Les **câbles clos** (figure 27a) sont fabriqués en usine à partir de fils disposés par toronnage en couches hélicoïdales à pas inversés. Les fils galvanisés sont de section ronde au centre, puis de section trapézoïdale dans les couches intermédiaires pour finir par un profil de section en Z sur les couches finales.

On obtient ainsi un excellent coefficient de remplissage par emboîtement des fils les uns dans les autres. La protection anticorrosion interne est complétée par l'application d'un produit d'imprégnation entre chaque couche. Extérieurement, la protection est assurée par un système de peinture. Les plus gros diamètres mis en œuvre atteignent 130 mm pour une masse de 100 kg par mètre.

Les câbles sont « mis à longueur » sur un banc, équipés à chaque extrémité de leur culot d'ancrage et livrés au chantier sur touret. Leur montage dans l'ouvrage nécessite beaucoup de soins, des installations spécifiques et des matériaux appropriés pour effectuer le déroulage, le tirage et la mise en tension de chaque câble.

■ Les **câbles à fils parallèles** sont constitués en usine d'un assemblage de fils d'un diamètre de 7 mm placés dans une gaine et protégés par l'injection d'un coulis de ciment après installation sur l'ouvrage. Un câble peut compter jusqu'à 350 fils. Les conditions de mise en place sont comparables à celles des câbles clos.

Les **câbles à torons parallèles** (figure 27b) sont dérivés des techniques et produits de précontrainte. Les torons, d'un diamètre de 15,7 mm pour les plus courants, sont revêtus de polyéthylène et mis en place dans l'ouvrage les uns après les autres avec des moyens simples et légers.

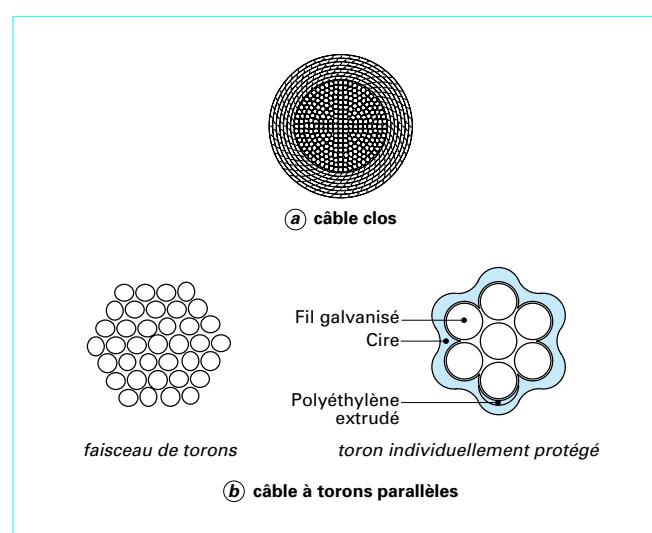


Figure 27 – Câbles de haubans

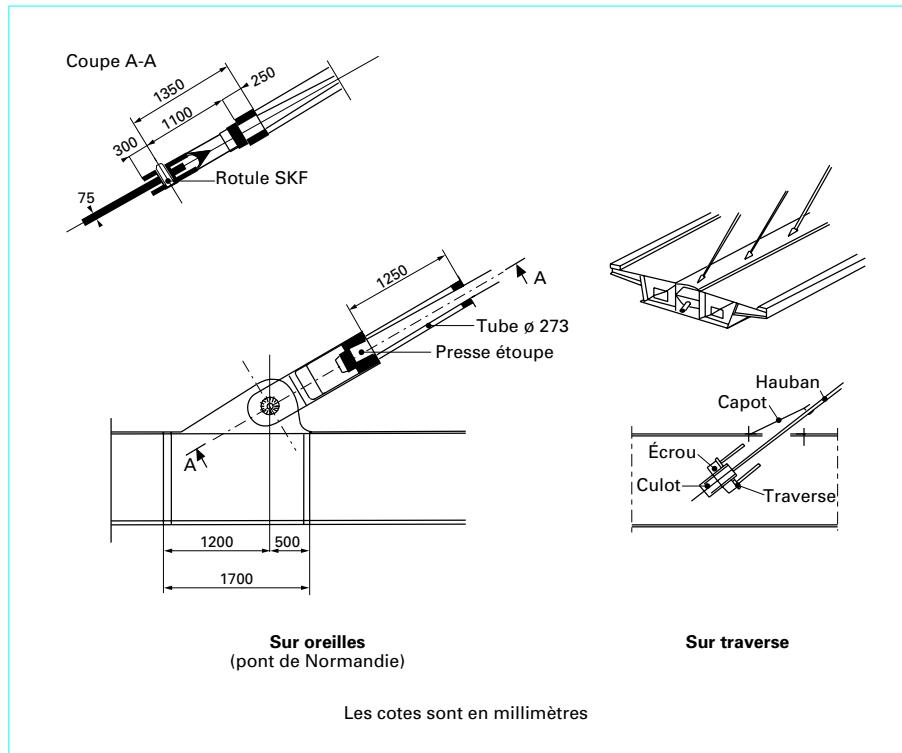


Figure 28 – Ancrages des haubans sur le tablier

Une fois tiré, chaque toron est tendu selon la procédure dite d'iso-tension qui permet de lui appliquer une tension égale à celle qui existe au même moment dans le premier toron tendu. L'ensemble est mis en botte et enfermé dans une gaine « aérodynamique » métallique ou en polyéthylène, de forme cylindrique.

1.6.3.2 Ancrages des haubans

Les **ancrages dans le tablier** sont des points singuliers, de l'ouvrage par où transitent des efforts importants de plusieurs centaines de tonnes ; leur conception est toujours conduite avec un soin extrême.

Le choix de l'ancrage se fait autour de deux principes fondamentaux (figure 28) :

— **ancrage extérieur sur oreille**. Celle-ci, en tôle forte, est en continuité d'un plan résistant d'âme de poutre ou de caisson. Le culot à chape est monté sur l'oreille avec un axe, tandis que les réglages de tensions initiale et finale et de mise à longueur sont obtenus à l'aide de vérins ;

— **ancrage arrière sur traverse** incorporée à la structure du caisson (haubanage central) ou sur un appendice extérieur prolongeant l'entretoisement (haubanage latéral). Le culot mobile prend appui sur la traverse par l'intermédiaire d'un écrou extérieur vissé sur le culot ou de cales interposées entre le culot et la traverse.

L'accent doit être mis sur l'absolue nécessité d'intégrer, dans la conception globale et détaillée de l'ancrage, tous les aspects opératoires de chantier et ceux notamment qui concernent les masses et volumes de matériels nécessaires au tirage du câble, au réglage de sa tension initiale et finale, à son remplacement éventuel, afin de prévoir l'espace libre à dégager autour.

Les **ancrages sur le pylône métallique**, ou sur un pylône en béton dont seulement la tête est métallique, obéit aux mêmes principes que précédemment (figure 29) :

- ancrage extérieur sur oreille ;
- ancrage arrière sur traverse à l'intérieur de la tête.

Il peut être envisagé d'opérer la mise en tension depuis l'intérieur de la tête de pylône, mais à condition de disposer d'un espace suffisant pour y implanter les installations de tensions. Cette condition est cependant plus difficile à satisfaire pour un câble clos que pour un câble à torons parallèles, et suppose un pylône de grosse section. L'avantage de cette solution est de libérer le tablier du chantier de tirage des câbles.

1.6.4 Montage des ponts haubanés

Il est grandement facilité par les haubans. Ceux-ci participent au montage par encorbellement (cf. article *Ponts métalliques. Conception générale* dans cette rubrique), et ce n'est d'ailleurs pas la moindre des qualités accordées aux ponts à haubans. La longueur du porte-à-faux du tablier avant clavage n'est limitée que par des considérations de tenue au vent de l'ouvrage en montage.

1.7 Ponts suspendus

C'est en 1826 que le pont de Menia, en Pays de Galles, a inscrit avec ses 168 m le premier record de portée des ponts suspendus. Depuis cette date, les ponts suspendus (figure 30) n'ont cessé d'étendre leur domaine de portée. Aujourd'hui, le pont suspendu prend le relais du pont haubané à partir d'une portée de 1 000 m, un peu moins si les conditions d'ancrage sont favorisées par l'existence d'un bon terrain rocheux.

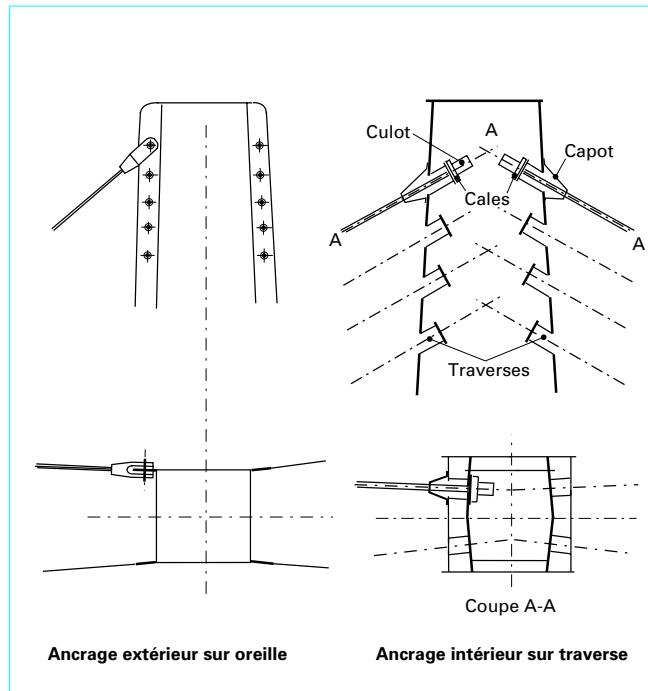


Figure 29 – Anchages des haubans sur pylône

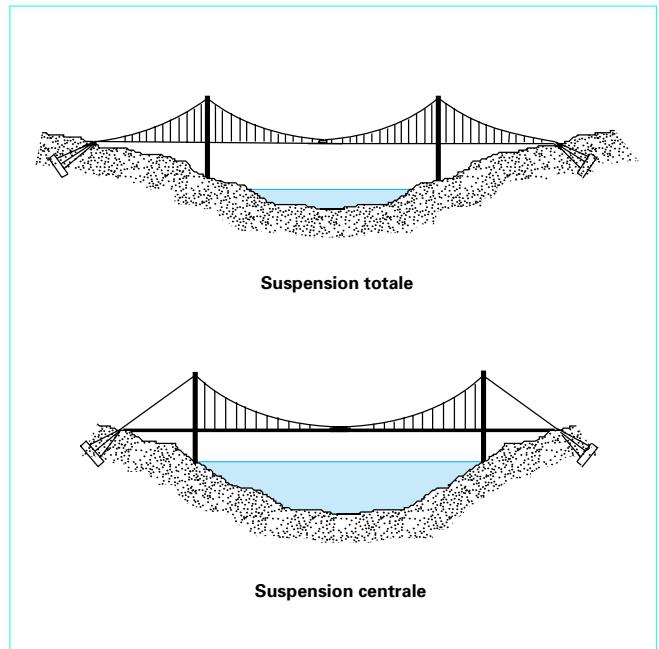


Figure 31 – Formes de suspension des ponts suspendus



Figure 30 – Pont suspendu du Golden Gate à San Francisco

Quant à la limite haute de portée, donnée actuellement pour 3 500 m, elle est fixée par la résistance du câble porteur dont une part importante est consommée pour sa résistance propre.

Le projet du pont de Messine, avec une portée principale de 3 000 m, constituera le prochain défi. Pour l'heure, notre millénaire s'achève sur le record de 1 990 m avec le pont d'Akashi-Kaikyo actuellement en construction au Japon.

Les cinq plus grands ponts suspendus construits ou en cours

| | | | |
|-------------------|---------|----------|------|
| Akashi-Kaikyo | 1 990 m | Japon | 1998 |
| Grand Belt Est | 1 624 m | Danemark | 1998 |
| Humber | 1 410 m | UK | 1981 |
| Verrazano Narrows | 1 298 m | USA | 1964 |
| Golden Gate | 1 280 m | USA | 1937 |

La typologie des ponts suspendus est définie par rapport aux formes caractérisant la suspension :

- a) le tablier est à travées continues ou indépendantes ;
- b) la partie de tablier suspendu est :
 - soit totale et concerne à la fois la travée centrale et les deux travées latérales ;
 - soit partielle et limitée à la travée centrale, les travées latérales étant indépendantes ;
- c) la suspension est à double nappe ou en nappe centrale avec un seul câble porteur (figure 31) ;
- d) l'ancrage est dans le sol, sur massifs contrepoids ou partiellement sur le tablier ;
- e) les suspentes sont droites ou inclinées.

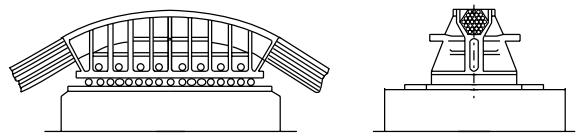


Figure 32 – Passage en selle sur la tête de pylône

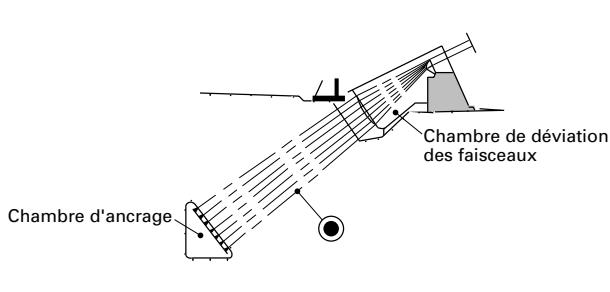


Figure 33 – Ancre en sol

1.7.1 Éléments constitutifs et leur évolution

1.7.1.1 Câbles porteurs

Ils courent d'un ancrage à l'autre et sont composés d'un grand nombre de câbles élémentaires. Leur diamètre est toujours impressionnant. Ils sont soit constitués à partir de câbles déjà fabriqués en usine (câbles toronnés clos, câbles à fils parallèles, cf. § 1.6.3.1) et assemblés en bottes de section circulaire ou hexagonale, soit entièrement constitués en place à partir de fils déposés les uns sur les autres et assemblés. La forme du câble et son maintien sont assurés par des colliers.

Le passage du câble porteur en tête de pylon se fait sur une selle en acier moulé assurant la transmission des efforts au pylon ; la déviation angulaire est obtenue par une assise du câble dans une gorge circulaire à grand rayon (figure 32).

L'ancrage de la suspension dépend des conditions de site et de sol. La meilleure solution est un ancrage aménagé dans le rocher. Là où ce n'est pas possible, il est nécessaire de construire un massif poids : l'ancrage est alors de type gravitaire.

A l'entrée de la chambre, le câble principal est divisé en différents câbles (figure 33) qui sont déviés et épanouis à partir d'une selle spéciale pour rejoindre et se connecter à des barres scellées dans le massif ou ancrées dans un puits d'ancrage.

1.7.1.2 Pylônes

Ils sont ancrés sur de puissantes fondations. Leur construction fait plus souvent appel au béton qu'à l'acier. Les montants, réalisés en caissons, sont entretoisés sur leur hauteur pour rigidifier la structure sous les effets de compression et de flexion transversale (figure 34). La solution en acier est intéressante lorsque le montage par grande section est facilité par l'utilisation de puissantes bigues flottantes, ce qui implique que le chantier soit maritime.

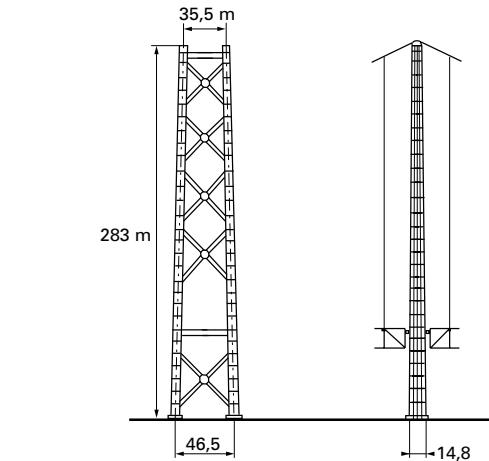


Figure 34 – Pylône du pont d'Akashi-Kaikyo

1.7.1.3 Tablier

Il adopte différentes formes, selon les époques, les pays et les portées. En Europe, l'évolution s'est faite vers des formes profilées en caisson offrant une faible prise au vent et garantissant une bonne stabilité aux effets aérodynamiques. L'élancement vertical du tablier est ainsi passé de 40 au début du siècle (pont de Williamsburg) à 320 pour les trois grands ponts construits en Europe [Severn (figure 35a), Bosphore et Humber]. En revanche, au Japon comme en Amérique, la poutre de rigidité de type triangulée conserve la faveur (figure 35b). Bien évidemment, ce choix est parfaitement justifié lorsque le tablier porte à la fois, et sur deux étages, les trafics routiers et ferroviaires.

1.7.1.4 Suspension

La suspension classique à double nappe continue à s'imposer (figure 36), même si des tentatives sont faites pour introduire le monocâble porteur.

Pour améliorer la stabilité d'ensemble des ponts de très grandes portées, les suspentes verticales sont remplacées par des suspentes inclinées formant un réseau triangulé procurant une bonne rigidité longitudinale.

Les suspentes sont faites d'une paire de câbles et relient le tablier aux câbles porteurs tous les 10 à 20 m. Côté câble porteur, les suspentes sont soit attachées à un collier par une articulation de type axe sur chape, soit formées en boucle pour ceinturer le collier dans des gorges rainurées.

Les colliers (figure 37), constitués de deux demi-coquilles cylindriques, sont serrés par des boulons à haute résistance pour produire la résistance de friction nécessaire et s'opposer à tout glissement sur le câble.

Côté tablier, la liaison est réalisée par un étrier s'articulant sur une pièce spéciale fixée au tablier, ou par ancrage sur un appendice extérieur à la poutre et prolongeant la pièce de pont.

1.7.2 Stabilité aérodynamique

Compte tenu du domaine de portée réservé aux ponts suspendus, les études aérodynamiques sont déterminantes dans la conception de l'ouvrage. Outre le tablier dont on a vu l'intérêt qu'il y a à le pro-

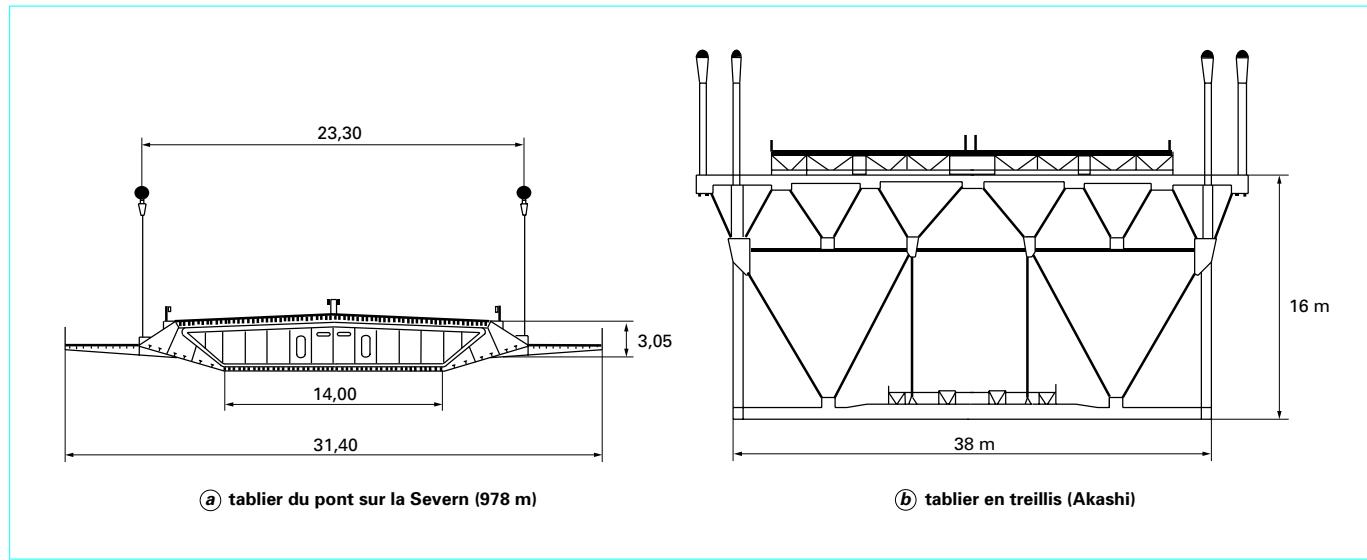


Figure 35 – Tabliers de ponts suspendus

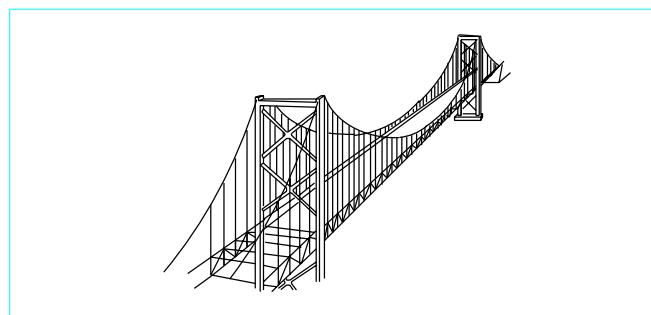


Figure 36 – Suspension à double nappe

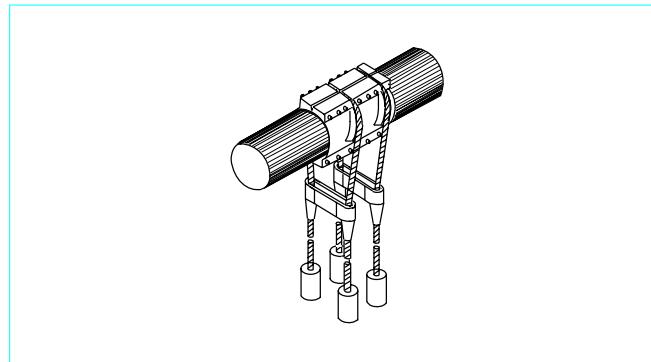


Figure 37 – Collier de suspension et suspentes

filer, la suspension est également un terme important dans le comportement de l'ensemble.

Les formes évoluent vers des dispositions de suspentes inclinées en V ou croisées en X qui améliorent l'effet de répartition des surcharges sur les câbles porteurs et augmentent l'amortissement de la structure (figure 38).

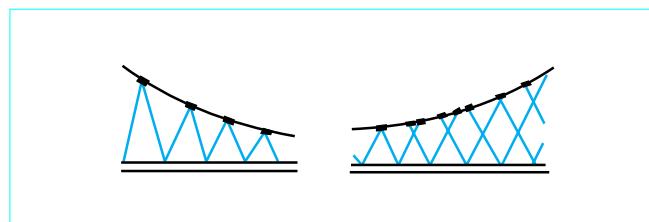


Figure 38 – Suspentes inclinées et croisées

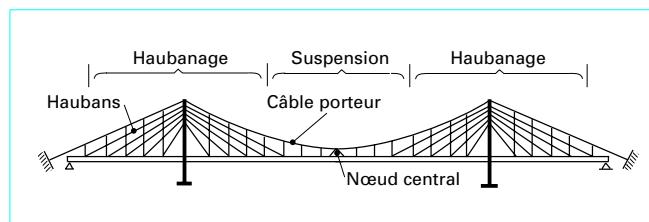


Figure 39 – Pont à suspension mixte

1.7.3 Formes de demain

Pour aller vers les portées de 2 500 à 3 000 m, la stabilité au vent ne peut plus être assurée par la seule résistance du tablier et l'effet pendule des câbles. Différentes solutions sont imaginées : apporter de la raideur dans le plan horizontal par l'addition d'un haubanage subhorizontal, élargir le tablier en le dédoublant, améliorer le profilage du tablier à l'aide d'un carénage...

En ajoutant des haubans au système porteur, on obtient une suspension mixte (figure 39) dont l'effet augmente la raideur de l'ouvrage, ce qui est intéressant pour un tablier ferroviaire. Cette forme de suspension mixte haubanée-suspendue, mise en œuvre déjà en 1883 par l'ingénieur J. Roebling dans le pont de Brooklyn, préfigurait avec plus d'un siècle d'avance ce que seront les très grands ponts suspendus de demain (figure 40).

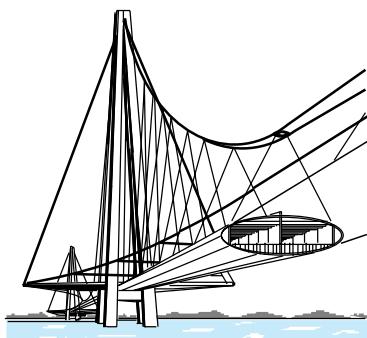


Figure 40 – Image d'un projet de pont pour le franchissement du détroit de Gibraltar

1.7.4 Montage des ponts suspendus

Là aussi, comme pour les ponts haubanés, la suspension est un élément essentiel du dispositif de montage. Le montage des câbles porteurs est très différent selon que le câble est constitué sur place par des fils parallèles, ou par un assemblage de câbles clos ou de torons préfabriqués. Mais il nécessite toujours en premier la pose d'un câble téléphérique lancé d'un ancrage à l'autre, puis l'installation d'une passerelle de travail sous la ligne du futur câble porteur. Dans le premier cas, chaque fil est déroulé, tiré et acheminé à l'aide d'un système à deux roues (bicyclette) suspendu au câble téléphérique, et déposé en couche sur le « lit » du câble porteur au fur et à mesure du tirage. Dans le second cas, le câble clos est tiré par une câblette pendant qu'il est soutenu par le câble téléphérique, puis déposé et rangé sur le câble porteur.

Dès lors que les câbles porteurs sont installés, la mise en place du tablier par tronçons ne pose pas de problèmes majeurs. Si l'ouvrage est au-dessus d'un plan d'eau navigable (cas assez général), les tronçons sont amenés sous l'ouvrage par flottaison sur des barges et hissés depuis la suspension ; sinon, l'aménée se fait depuis les culées par blondin en se servant toujours de la suspension, puis accrochées à celle-ci. La première méthode permet la mise en place de grosses sections, tandis que le blondin s'adresse plutôt à des tabliers en treillis composés d'éléments de faible poids.

De manière à réduire les déplacements de selles en tête de pylônes, le montage est développé simultanément dans les trois travées. L'attaque commence soit par le milieu de la travée centrale et à partir des extrémités du tablier sur les culées (figure 41a), soit à partir de chaque pylône avec une progression de part et d'autre (figure 41b).

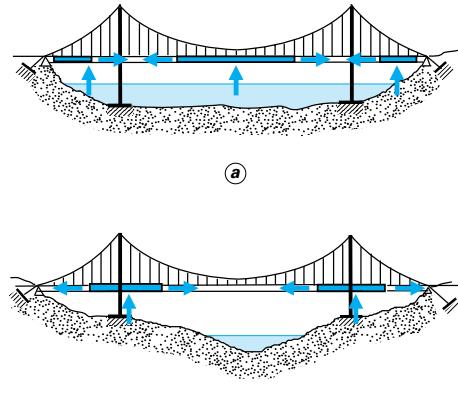


Figure 41 – Méthodes de montage classiques du tablier d'un pont suspendu

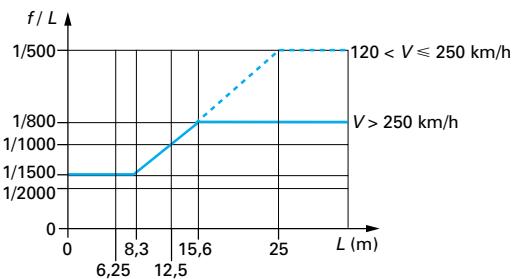


Figure 42 – Abaques donnant les flèches maximales f pour les ponts-rails, en fonction de la vitesse V et de la portée L

catégorie. A l'étranger, les Britanniques achevaient en 1890 le gigantesque viaduc du chemin de fer sur le Forth, en Écosse : trois piles de 110 m de hauteur supportant deux arches de 521 m d'ouverture.

Depuis cette époque, quelles évolutions ont marqué les ouvrages d'art ferroviaires ?

La **déformabilité du tablier** est encore le critère dimensionnant majeur, mais il ne s'appuie plus sur les mêmes données. Auparavant, les convois lourds montés sur des châssis très rigides exigeaient une égale rigidité des structures portant la voie afin que le contact entre la roue et le rail soit assuré ; faute de quoi le déraillement était à craindre. Aujourd'hui, le matériel roulant a énormément gagné en légèreté et en souplesse ; la voie est posée sur un ballast épais, opérant comme un matelas. Toutes ces dispositions ont été recherchées pour garantir le meilleur contact rail-roue et écarter ainsi tout risque de déraillement. De ce fait, il a été possible de diminuer la rigidité des tabliers (figure 42), jusqu'à une valeur garantissant la bonne tenue de la voie et le confort des usagers sous les accélérations verticales.

Le **comportement dynamique** de l'ouvrage est scrupuleusement contrôlé pour les ponts circulés à grande et très grande vitesse. L'étude doit établir les vitesses critiques pour lesquelles les phénomènes de résonance sont à craindre et en déduire les flèches et

2. Ponts-rails

2.1 Particularismes du trafic ferroviaire

Le développement des ponts métalliques a toujours été lié à celui du chemin de fer. Les grands ponts-rails français aux noms légendaires : Garabit, les Fades, la Sioule, le Viaur... construits voici plus d'un siècle, sont encore en service aujourd'hui. En lançant sur le Viaur en 1898 le premier grand ouvrage en acier, on n'imaginait pas que ce pont en arc et console, de 220 m de portée, détiendrait encore à la fin du XX^e siècle le record français de portée dans sa

accélérations verticales de chaque voie. Les valeurs limites fixées par la SNCF pour les ponts TGV sont les suivantes :

- flèche dynamique : $\leq 1/4\ 000$ de la portée ;
- accélérations verticales au droit de la voie : $\leq 0,35\ g$;
- gauche dynamique sur une longueur de 3 m : $\leq 0,4\ \text{mm/mm}$;
- rotation des appuis sur culée : $\leq 5.10^{-4}\ \text{rad}$.

La **tenue à la fatigue et la durabilité** sont, plus que pour un pont-route, des préoccupations de premier ordre en raison de leur incidence sur l'exploitation de la ligne en cas de dommage. Leur prise en compte pèse énormément sur la conception des tabliers. La fatigue est bien sûr un des éléments de dimensionnement des ouvrages. On sait que le phénomène s'apprécie en fonction du rapport existant entre la contrainte de charge permanente et les contraintes de surcharges, et que l'incidence de la fatigue est d'autant plus faible que le terme de charge permanente est prépondérant. Ainsi, les plateformes en béton de forte épaisseur des ouvrages mixtes ainsi que le ballast participent à cet objectif, par leur masse d'abord, par l'effet répartiteur des charges sur les structures ensuite. Par ailleurs, en se substituant à la conception ancienne des ponts « tout acier » dans lesquels les éléments locaux portant directement la voie (longerons, pièces de pont) étaient fortement sollicités en fatigue, la solution dalle béton-ballast a permis d'éliminer bon nombre de désordres structuraux.

Les surcharges ferroviaires sont définies dans le « Cahier des Prescriptions Communes applicables aux marchés de travaux des ouvrages d'art de la SNCF. Livret 2.01 (cf. Doc. C 2 677).

2.2 Ponts-rails bipoutres mixtes

L'archétype du tablier métallique utilisé sur les lignes nouvelles du TGV, pour les franchissements de moyennes portées (de 40 à 60 m) ne présentant pas de difficultés de profil en long ou de gabarit contraignant, est une structure en bipoutre coiffée par une dalle en béton participant de 40 cm d'épaisseur.

Les poutres principales, en I espacées de 6,00 m, ont une hauteur de 2,50 m pour une portée assez classique de 40 m, ce qui donne un élancement moyen de 16 en ouvrage continu. L'entretoisement est assuré tous les 6 à 7 m par des diaphragmes porteurs de la dalle à laquelle ils sont connectés. De construction simple, la solution est économique. Mais en l'état, elle a l'inconvénient d'une certaine déformabilité sous les actions de torsion. Aussi, pour réduire la déformabilité transversale du tablier, le « profil ouvert » du bipoutre est rigidifié en torsion par l'addition d'un contreventement en treillis disposé dans le plan des semelles inférieures qui le transforme en un « profil quasi fermé ». Une autre solution pour fermer le bipoutre consiste à contreventer au moyen d'une dalle en béton connectée aux semelles inférieures (figure 43).

Un autre avantage reconnu au bipoutre mixte tient au fait que la dalle sépare la poutraison porteuse de la voie et forme ainsi un parfait écran protecteur, ce qui autorise toutes les interventions de contrôle, d'inspection, voire de réparation sur la charpente métallique, sans gêner l'exploitation de la ligne.

2.3 Ponts-rails à poutres latérales

Pour « passer » les gabarits avec le minimum de surélévation du profil en long en raison des pentes d'accès limitées à 1,5 % pour les lignes normales et 2,5 % pour les lignes du TGV, les ouvrages de franchissement ferroviaires ont souvent recours à la solution de la poutraison dite « sur chaussée » (cf. article *Ponts métalliques. Conception générale* dans cette rubrique).

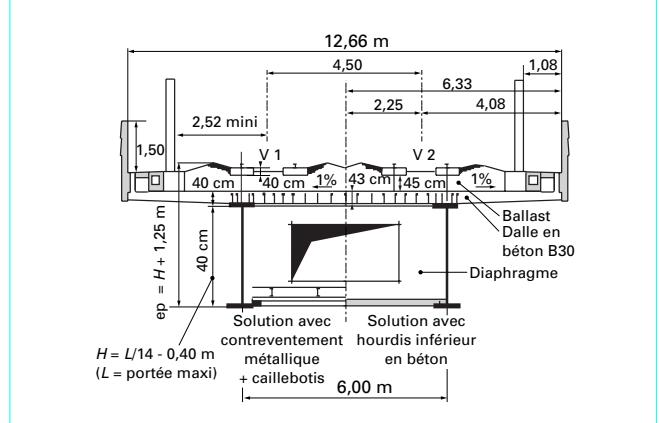


Figure 43 – Bipoutre mixte TGV

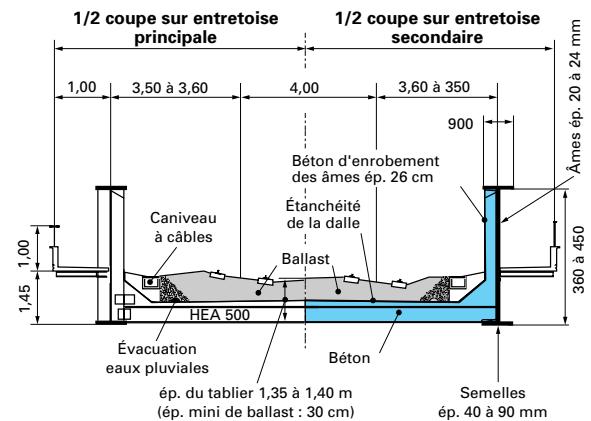


Figure 44 – Pont RAPL. Viaduc de Saint-André à Lille

2.3.1 Pont-rail à poutres latérales à âme pleine

Cette conception (cf. article *Ponts métalliques. Conception générale*), peu utilisée en ponts-routes en raison de l'effet de paroi pleine bordant la chaussée donnant à l'usager une impression d'enfermement, est en revanche appréciée en tabliers ferroviaires pour lesquels l'effet de paroi est mieux accepté. En site urbain, la paroi est avantageusement utilisée en écran acoustique. Sur le plan architectural, la hauteur apparente de l'ouvrage est faible, puisque limitée à la seule hauteur de la poutre. Celle-ci peut d'ailleurs être habillée extérieurement par une structure portant le passage de service.

Le domaine de portée des ponts-rails à poutres latérales (RAPL) recouvre celui du bipoutre mixte. Avec un élancement de 11, les poutres principales ont une hauteur de 3,60 m pour des travées de 40 m (viaduc TGV de Saint-André à Lille, figure 44). Elles portent en partie basse un plateelage construit suivant la technique des poutrelles enrobées : les pièces de pont en profils HE 500, distantes de 0,80 m seulement, sont noyées dans du béton. L'ensemble constitue une « dalle » d'une grande robustesse, dont la participation à la flexion d'ensemble, si elle devait être prise en compte, serait mal-



Figure 45 – Pont-rail Warren du TGV nord sur le canal de la Deule
(doc. SNCF)

heureusement limitée aux zones à moment négatif sur appuis. L'épaisseur totale du tablier ballasté (avec une épaisseur minimale de ballast de 0,30 m) entre le plan de roulement des rails et la sous-face des semelles des poutres principales est limitée à 1,35 m, valeur extrêmement faible.

2.3.2 Pont-rail en treillis Warren

La poutre latérale en treillis est l'alternative à la poutre latérale à âme pleine et se substitue définitivement à elle, dès que la portée dépasse la soixantaine de mètres et pose le problème du besoin en inertie flexionnelle pour contenir la déformabilité dans les limites admissibles.

Dispositions constructives

La poutre Warren à montants est la plus utilisée (figure 45). Son élancement est environ de 10 à 12 pour une travée indépendante. Les membrures inférieures et supérieures sont en caisson tandis que les diagonales sont des PRS (poutres reconstituées soudées), de section en H.

Dans le plan inférieur, un réseau croisé fait de pièces de pont et de longerons en PRS porte la dalle en béton. Celle-ci, d'une épaisseur de 22 cm, est relevée sur ses bords pour recevoir le ballast.

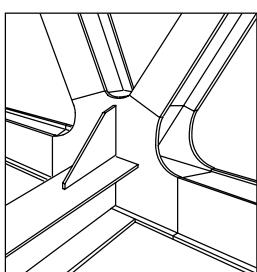


Figure 46 – Assemblage d'un nœud inférieur et croisement avec la pièce de pont

■ Charges et surcharges

Elles sont retrasmises par les pièces de pont aux nœuds inférieurs des poutres latérales. Ces nœuds, véritables carrefours dans lesquels transitent et se redistribuent des efforts importants sont particulièrement soignés dans leur conception vis-à-vis de la fatigue (figure 46).

Un contreventement supérieur dans le plan de la membrure supérieure s'avère très efficace pour rigidifier la section transversale et réduire la sensibilité de la membrure vis-à-vis de l'instabilité de déversement. Ce contreventement ne peut être installé que si son niveau se situe au-dessus du gabarit de passage, ce qui suppose une hauteur minimale de poutre d'environ 8 m, soit à partir d'une portée de 80 m.

■ Warren avec ou sans montant ?

La disposition sans montant techniquement plus simple et esthétiquement moins lourde, est évidemment préférable. En fait, il est parfois nécessaire de rajouter des pièces de pont intermédiaires afin de :

- réduire les sollicitations de flexion locale lorsque la capacité de résistance de la dalle exige des appuis complémentaires ;
- assurer un bon report des charges d'exploitation sur la membrure inférieure ;
- limiter les déformations de la voie aux valeurs admises dans les états limites de service.

Les montants ont pour rôle de remonter les charges aux nœuds supérieurs.

C'est pourquoi les tabliers en Warren à montants se rencontrent dans les grandes travées en raison du trop grand espacement existant entre les nœuds inférieurs et de la nécessité de recouvrir cet intervalle. Le cas est plus fréquent en pont-rail qu'en pont-route à cause des surcharges plus agressives.

2.4 Ponts-rails de grandes portées

Dans le passé, bon nombre de ponts-rails ont compté parmi les records mondiaux de portée toutes catégories : en 1890, le pont du Firth of Forth (en Écosse) avec ses deux travées de 521 m dépassait le pont suspendu de Brooklyn construit cinq ans avant.

Aujourd'hui, les critères limites de déformabilité et de comportement dynamique ne favorisent pas l'ouvrage à grande portée, davantage caractérisé par sa souplesse que par sa raideur. Les difficultés croissent très vite avec l'augmentation des vitesses de circulation des trains. Dans ces conditions, rien d'étonnant à ce que les conceptions entre pont-route et pont-rail divergent totalement et, partant, il faut bien se garder d'apprécier les performances des ponts-rails en fonction de la portée comme on le fait pour les ponts-routes.

Pour satisfaire les contraintes de base du trafic ferroviaire, l'accroissement de rigidité doit porter à la fois sur le tablier et sur le système porteur. Différentes réalisations récentes montrent que des solutions existent en très grande portée, mais pour des vitesses d'exploitation qui n'atteignent pas les très grandes vitesses.

Le tablier fait généralement appel à des constructions en poutres en treillis de grande hauteur. Pour les très grandes portées, les dimensions des tabliers sont telles qu'il est possible d'y aménager une circulation à deux niveaux : la route en surface, le rail à l'intérieur.

Afin de limiter le poids mort, les platelages sont du type orthotrope, tandis que dans les cas extrêmes la pose de voie sur ballast est remplacée par une pose directe.

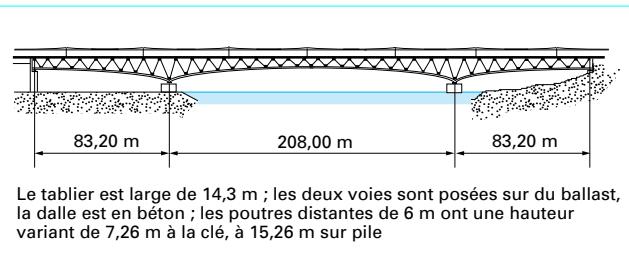


Figure 47 – Pont de la Deutsche Bundesbahn sur le Main à Nantenbach

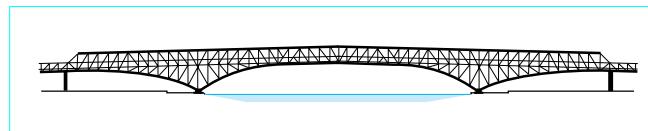


Figure 48 – Pont de Minato au Japon (235 - 510 - 235 m)

2.4.1 Grands ponts-rails à poutres en treillis

Ils comportent deux poutres sous voies ou latéralement aux voies ; leur hauteur est variable pour accroître la raideur de flexion longitudinale (figure 47).

Le pont de Minato Ohashi à Osaka (figure 48), en poutres en treillis cantilever et à deux niveaux de circulation rail-route, affiche une travée centrale de 510 m rappelant les constructions gigantesques du siècle dernier (Firth of Forth).

2.4.2 Ponts-rails en arc

En version avec tablier supérieur, la déformabilité de l'arc pourra être nettement diminuée en triangulant l'espace par l'addition de diagonales et en solidarisant le tablier au reste de la structure (figure 49).

A l'extrême, c'est l'image moderne du pont de Garabit qui est reconstituée, avec nettement moins de barres.

Le pont bow-string rencontre un certain succès pour les franchissements à travées indépendantes. L'inertie est augmentée de différentes façons en jouant sur le tablier par une structure en treillis, avec un arc en treillis (figure 50), ou encore sur la suspension par la technique des suspentes croisées (Fehmarnundbrücke en Allemagne, portée 248 m, et pont de Kôbe au Japon).

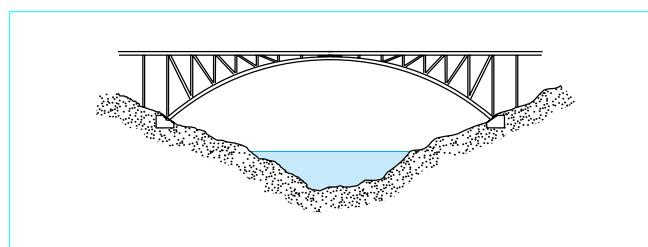


Figure 49 – Pont en arc triangulé

2.4.3 Ponts-rails à câbles haubanés et suspendus

Qu'ils soient à haubans ou suspendus, les ouvrages présentent un tablier à poutres en treillis. Le Japon nous offre une série étonnante de ponts rails-routes entre Kojima-Sakaïde, l'une des trois voies reliant les îles de Honshu et Shikoku. Sur les 10 km de la liaison, où la vitesse d'exploitation ferroviaire est de 160 km/h, six ponts exceptionnels s'enchaînent (figure 51) :

| | | |
|----------------------------|-------------|--------------------------------------|
| — Shimotsui-Seto Bridge | suspendu | 230 + 940 + 230 m |
| — Hitsuishijima Bridge | haubané | 185 + 420 + 185 m |
| — Iwakurojima Bridge | haubané | 185 + 420 + 185 m |
| — Yoshima Bridge | en treillis | (125 + 137) + (175 + 245 + 165) m |
| — Kita Bisan-Seto Bridge | suspendu | 274 + 990 + 274 m |
| — Minami Bisan-Seto Bridge | suspendu | 274 + 1 100 + 274 m |

Les tabliers des ponts suspendus, et haubanés, hauts de 13 m, reçoivent 4 voies ferrées à l'intérieur et une plate-forme autoroutière à 2 × 2 voies en surface.

3. Ponts mobiles

3.1 Présentation

Lorsque la hauteur du gabarit de navigation est importante, (zones portuaires, canaux à grand gabarit), la solution de son franchissement par un ouvrage fixe entraîne la construction d'ouvrages d'accès importants et parfois irréalisables par manque de place.

Sous réserve que la largeur du gabarit ne soit que de quelques dizaines de mètres et que le trafic routier ou ferroviaire porté par le tablier soit peu contraignant, il est plus économique d'envisager le franchissement par un pont mobile capable de s'effacer en cas de besoin devant le trafic de la navigation qui est prioritaire. Le croisement des voies se fait presque à « niveau » en dégageant un tirant d'air minimum sous le tablier, sans nécessiter d'ouvrages d'accès.

Un pont mobile présente deux composantes :

a) un **pont** qui, lorsqu'il est en service, assure le passage des trafics routiers ou ferroviaires dans les mêmes conditions qu'un pont fixe. Selon le cas, son tablier est constitué dans sa partie courante d'une poutraison classique faite de :

- poutres sous chaussée à âme pleine ;
- poutres sous chaussée en caisson ;
- poutres latérales type Warren ;
- poutres latérales à âme pleine ;

pour une raison évidente de légèreté, le platelage est en dalle orthotrope ;

b) un **mécanisme** communiquant à une structure liée au tablier le mouvement désiré pour dégager la passe de navigation. Selon le mode de déplacement, on distingue (figure 52) :

- le pont basculant qui pivote verticalement autour d'un axe horizontal ;
- le pont tournant qui pivote dans un plan horizontal autour d'un axe vertical ;
- le pont levant qui subit une translation verticale ;
- le pont rétractable qui recule suivant une translation axiale.

Afin de limiter la puissance mécanique nécessaire à la manœuvre, le tablier est équilibré par un contre-poids.

Le pont mobile est un ouvrage d'art complet : son ingénierie couvre un domaine très vaste et fait appel à des techniques diverses et variées telles que génie civil, travaux maritimes, mécanique des sols, charpente métallique, mécanique, électronique, hydraulique.

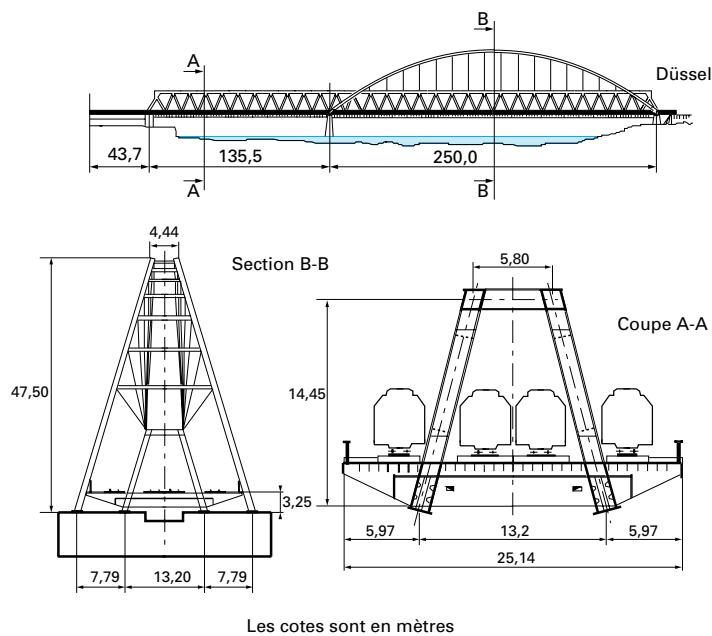


Figure 50 – Pont-rail de Düsseldorf-Hamme
(Allemagne)

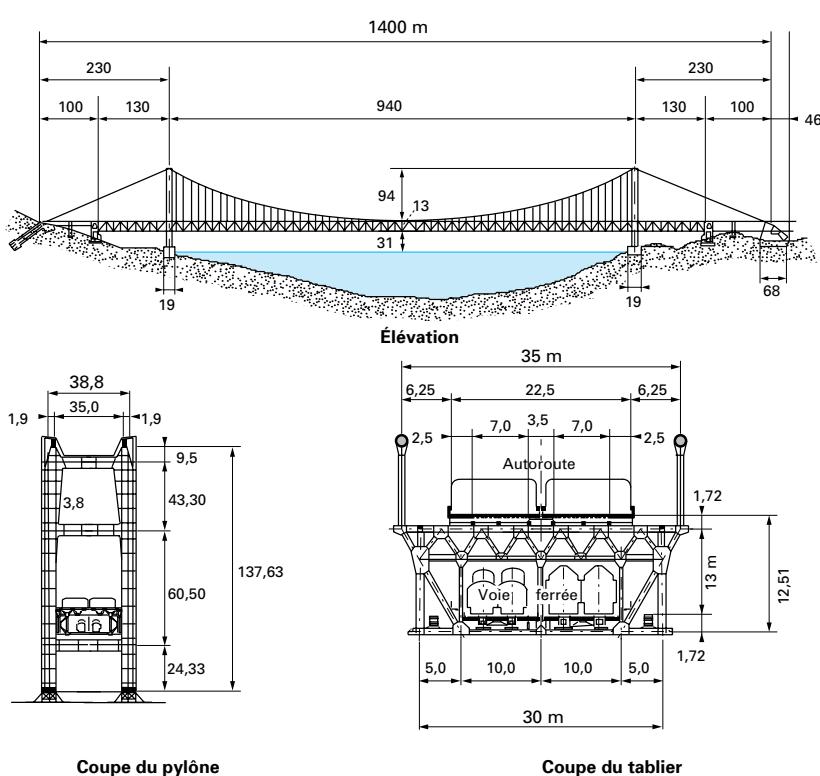


Figure 51 – Pont de Shimotsui-Seto

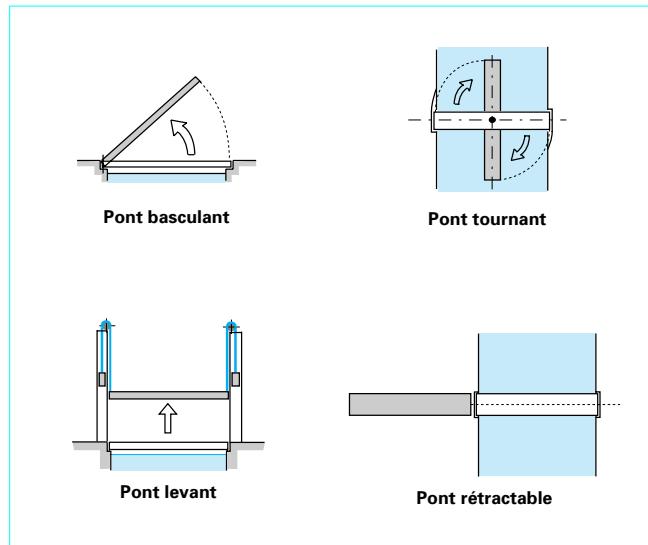


Figure 52 – Formes de ponts mobiles

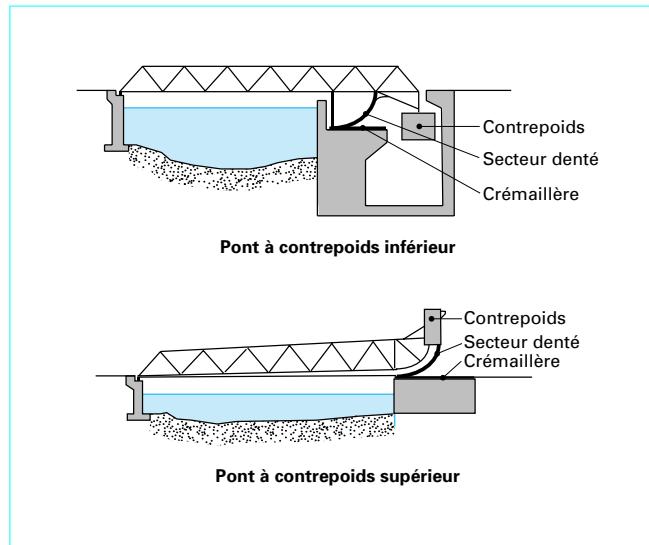


Figure 55 – Ponts basculants Scherzer

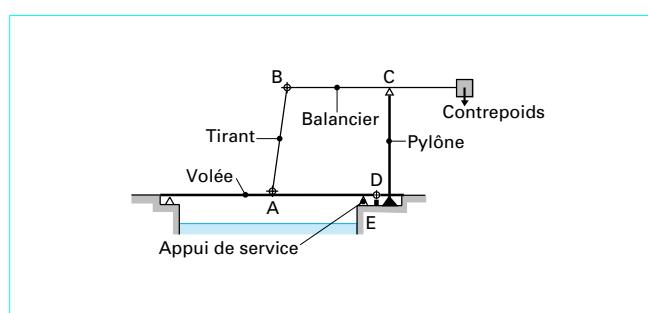


Figure 53 – Schéma du pont-levis

3.2 Ponts basculants

A une ou deux volées, le pont bascule par rotation autour d'un axe horizontal.

Les solutions proposées se différencient par leur système de rotation et par la position du contrepoids dans l'ouvrage.

3.2.1 Pont-levis à parallélogramme déformable

Son origine remonte au temps des châteaux fortifiés. Le fonctionnement suit le principe du parallélogramme déformable (figure 53) : les points A B C D sont sur les sommets d'un parallélogramme. Le contrepoids est dissocié du tablier.

3.2.2 Ponts basculants à contrepoids incorporé au tablier

Le basculement du pont peut se faire de deux façons :

- par rotation autour d'un axe fixe ;
- par roulement d'une culasse en arc de cercle sur un plan horizontal (type Scherzer).

■ Pont basculant à axe

L'axe est intégré à la charpente du tablier ; le contrepoids est logé dans une culasse qui évolue dans une chambre aménagée dans une pile caisson (figure 54).

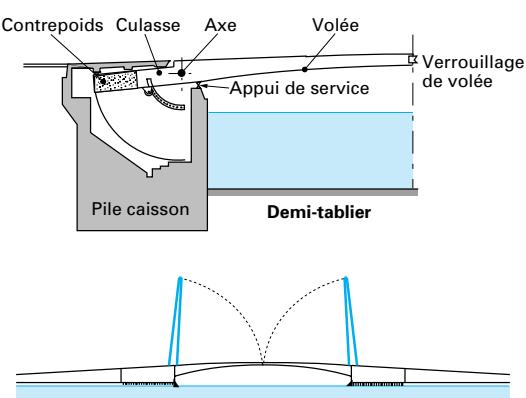
■ Pont basculant type Scherzer

Le mouvement de bascule se fait par roulement d'un secteur circulaire sur une crémaillère horizontale. L'ouvrage recule en même temps qu'il pivote (figure 55).

3.3 Ponts tournants

Pour libérer le passage à la navigation, le pont pivote horizontalement d'un quart de tour. La charge est répartie entre un appui cen-

Figure 54 – Pont basculant de Martigues (1972)



tral sphérique fixant le centre de rotation et des chariots à galets roulant sur un chemin de roulement circulaire (figure 56a). En service, les appuis « mobiles » de rotation sont déchargés au profit des appareils d'appuis classiques du tablier. Le transfert de charge se fait par des opérations de vérinage commandées en séquences. L'ouvrage est le plus souvent sur le modèle à deux travées inégales (figure 56b) afin de libérer totalement la passe de navigation et se trouver ainsi à l'abri de toute collision en position d'ouverture.

3.4 Ponts levants

Le hissage de la travée mobile se fait le long de deux tours implantées sur les mêmes fondations que les appuis du tablier (figure 57). Le poids mort du tablier est équilibré par des contre-poids évoluant dans le corps des tours, comme un ascenseur. L'emprise au sol se réduit aux tours.

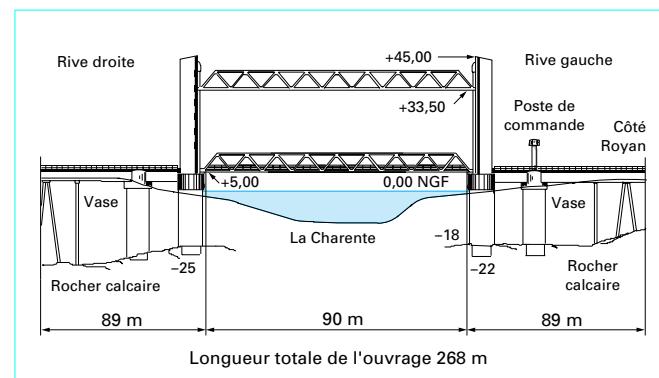


Figure 57 – Pont levant

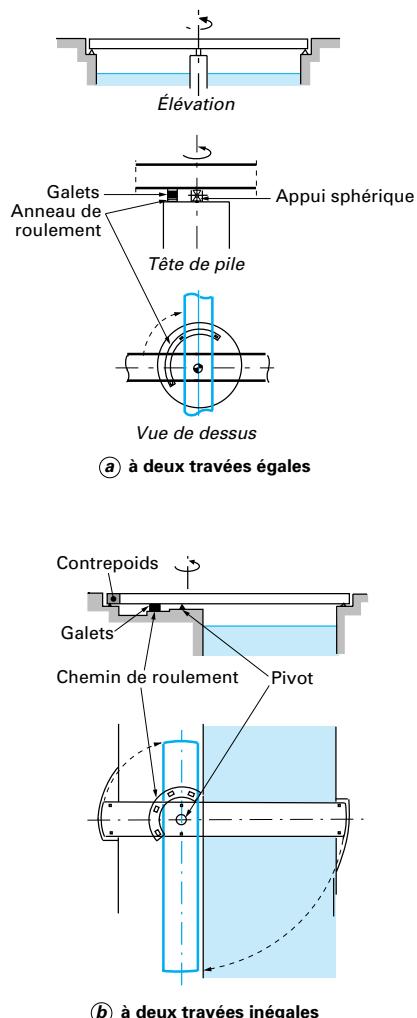


Figure 56 – Ponts tournants

3.5 Ponts rétractables

Pour libérer le passage, le pont recule horizontalement suivant son axe ou suivant un mouvement en courbe. Cela suppose de pouvoir neutraliser une surface suffisante à l'arrière de l'ouvrage. L'équilibrage de la volée se trouvant en situation de console lors du recul se fait au moyen d'un lest fixe ou monté à l'arrière sur une culasse attelée au tablier.

3.6 Dispositions communes aux ponts mobiles

■ **La chasse au poids** est l'un des soucis permanents du projeteur de pont mobile. Tout gain de poids a un effet bénéfique évident sur la valeur du contre-poids, la dimension des mécanismes, la puissance motrice, les fondations.

■ **Le contre-poids** a sa masse fixée par l'équilibre statique. Pour réduire son impact sur le volume des chambres des piles caissons ou celui des caisses à lest, on met en œuvre des lests à haute densité constitués à partir de béton de baryte ou de béton incorporant des chutes d'acier (gueuses, débouchures).

■ **Le vent** est un facteur déterminant dans l'étude de la stabilité du pont et la détermination de la puissance utile lors des manœuvres de basculement.

Les **dispositifs de verrouillage** sont nombreux : des verrous de blocage du tablier pour les positions « en service » et « fermée » stabilisent l'ouvrage respectivement sous les effets de surcharges et de vent. Le verrouillage et le déverrouillage sont réalisés à partir de vérins hydrauliques et commandés automatiquement depuis le poste de commande.

4. Passerelles

■ Particularités

Véritable ouvrage d'art, la passerelle piétonnière est un élément familier de notre environnement. Souvent marquée par une architecture forte, elle symbolise une ville, un quartier, une aire de repos d'autoroute.



Figure 58 – Passerelle à béquille simple *La baleine* à Toulouse
(doc. Usinor)

La surcharge totale d'exploitation, naturellement bien inférieure à celle d'un pont-route, conduit à la mise en œuvre d'éléments constructifs aux dimensions et épaisseurs modestes mais appropriées à l'ouvrage.

Les passerelles sont donc des structures élancées, légères et s'accommodant de toutes les conditions de sol. Leur montage, le plus souvent par levage à la grue, ne pose pas de problèmes particuliers. Dès lors, puisque les conditions d'exécution d'une passerelle n'ont pas sur le projet le même poids qu'elles ont pour un projet de pont-route ou de pont-rail, il est possible de s'en affranchir pour donner la prééminence à l'expression architecturale.

Toutes les solutions de systèmes porteurs présentées dans l'article *Ponts métalliques. Conception générale* sont applicables aux passerelles, dès l'instant qu'elles servent l'architecture de l'ouvrage et son insertion dans le site, et qu'elles ne sont pas en contradiction avec les conditions de montage. On retrouve donc naturellement les trois grands systèmes porteurs : poutre, arc et câble. Les très grandes portées, qui se situent ici au niveau de la centaine de mètres, seront traitées en structures à câbles (cf. article spécialisé dans ce traité).

Compte tenu de leur souplesse liée à leur grand élancement, tant vertical qu'horizontal, les passerelles manifestent parfois une sensi-



Figure 59 – Passerelle bow-string. *Japan Bridge* à la Défense
(doc. Usinor)

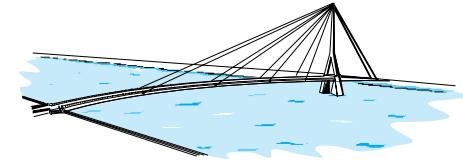


Figure 60 – Passerelle haubanée

bilité aux phénomènes dynamiques développés par le vent ou par les piétons eux-mêmes. Cette observation vise toutes les passerelles mais plus particulièrement les passerelles à câbles, haubanées ou suspendues...

■ Exemples de passerelles

Quelques exemples sont donnés sur les figures 58, 59 et 60.