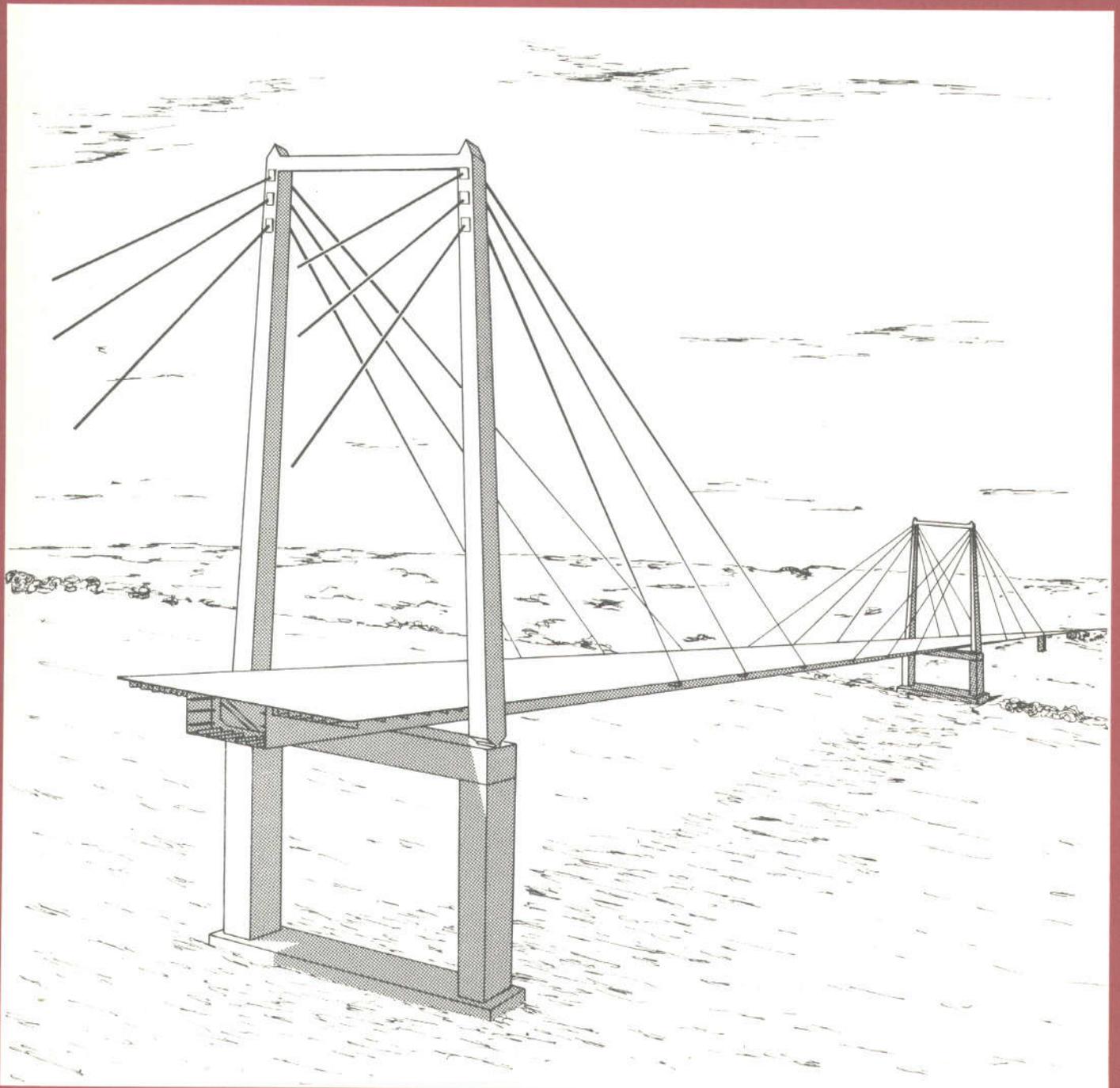


montage des ponts métalliques

SETRA

DIVISION DES
OUVRAGES D'ART - A

Bulletin technique n° 8



MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE
DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
Direction des routes et de la circulation routière

MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE
DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

46, AVENUE ARISTIDE BRIAND - 92223 BAGNEUX - TÉL. : 655 42 42

MONTAGE DES PONTS MÉTALLIQUES

NOVEMBRE 1973

MONTAGE DES PONTS MÉTALLIQUES

NOTE DE PRÉSENTATION

Ce document est la synthèse des travaux du sous-groupe « MONTAGE DES PONTS MÉTALLIQUES » appartenant au groupe de promotion des Ponts Métalliques, présidé par M. LORIN, et constitué par des représentants du SETRA, du C.T.I.C.M., du L.C.P.C., de la S.N.C.F., de la Sidérurgie, de l'OTUA et de la Chambre Syndicale des Constructeurs Métalliques.

Les nombreuses études et discussions qui ont eu lieu sur ce thème « montage » ont permis à la profession et à l'Administration de mettre en commun leur expérience dans ce domaine en vue notamment d'améliorer la sécurité sur les chantiers.

Il est à souligner que, les contributions apportées par les constructeurs :

- BAUDIN-CHATEAUNEUF
- COMPAGNIE FRANÇAISE D'ENTREPRISES MÉTALLIQUES
- CREUSOT-LOIRE
- RICHARD-DUCROS
- SOTRACOMET

ont été très importantes et appréciées.

La rédaction du bulletin est due à Messieurs CIOLINA, Ingénieur des Ponts et Chaussées, ex. Chef du Département Métal de la DOA.A. du SETRA - Professeur à l'E.N.P.C. et DENEUVILLE - Ingénieur des Travaux Publics de l'État du Département Métal de la DOA.A. Certains documents et illustrations ont été aimablement procurés par les constructeurs métalliques mentionnés ci-dessus.

Le but que se sont assigné les rédacteurs a été de présenter les types de montage et les précautions ou vérifications importantes à prévoir pour un bon déroulement du chantier. Les conseils donnés résultent de l'expérience acquise et ne sont pas suffisants pour éviter tous les incidents. L'art du constructeur et la conscience du maître d'œuvre restent des facteurs importants du succès d'un montage d'ouvrage métallique. Nous espérons simplement que la lecture du présent bulletin qui constitue en quelque sorte la conclusion des travaux du groupe « montage » procurera un guide intéressant pour toute personne chargée de la conduite des opérations de montage.

Ce bulletin sera complété ultérieurement, lorsque la révision du fascicule 66 du C.P.C. aura été effectuée, par un chapitre sur la conduite des chantiers.

SOMMAIRE

	Pages
NOTE DE PRÉSENTATION	3
I - TYPES DE MONTAGE	7
1.1. Montage par lancement	7
1.2. Utilisation de pontons flottants	27
1.3. Montage par encorbellement	33
1.4. Montage à la bigue ou à la grue	46
1.5. Montage par levage d'éléments importants	57
1.6. Montages particuliers	62
II - COUVERTURES DES PONTS MÉTALLIQUES	72
III - TRANSPORT ET STOCKAGE DES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS	83
IV - LES PALÉES	95
V - STABILITÉ DES ÉLÉMENTS PARTIELS CONSTITUTIFS D'UN PONT	103
VI - CHARGES CLIMATIQUES	125
VII - TOLÉRANCES GÉOMÉTRIQUES	129

I – TYPES DE MONTAGE

Le montage d'un pont métallique peut faire appel à un ou plusieurs types de techniques que nous allons, artificiellement classer, en :

- montage par lancement
- montage par pontons flottants
- montage par encorbellement
- montage par levage à la bigue ou à la grue
- montage par levage de très gros éléments unitaires
- montage par procédés particuliers (sur câbles porteurs - blondins, etc.)

Chaque type sera analysé séparément mais un schéma de montage comporte normalement :

1. une phase de transport et de stockage
2. le montage proprement dit
3. la réalisation des superstructures
4. le réglage définitif du profil en long

Seules les phases n° 2, 3 et 4 feront l'objet de commentaires dans ce chapitre. Le lecteur trouvera des renseignements complémentaires sur les problèmes posés par la phase 1 dans le chapitre II.

1.1. - MONTAGE PAR LANCEMENT

1.1.1. Généralités

L'opération de lancement consiste à tirer tout ou partie de l'ossature en la faisant glisser, soit sur galets soit sur des patins utilisant du téflon.

Cette technique de montage est très ancienne et n'est autre que la transposition de la méthode de déplacement d'une lourde charge grâce à des cylindres en bois ou en acier.

On décrira ci-dessous les matériels utilisés et les techniques permettant la mise en mouvement de l'ossature. Les dispositions retenues doivent être examinées avec soin car les points de report de charge au droit des balanciers ou patins peuvent être la source d'incidents que l'on examinera plus loin. Il ne faut pas oublier que toutes les sections de l'ouvrage lancé se présentent successivement sur les éléments de roulement qui eux, sont fixes.

1.1.2. Description des différents types d'appuis de lancement

1.1.2.1. Chaises à galets montées sur balancier

Ce matériel relativement ancien a servi pour le lancement de nombreux ponts rivetés.

La chaise peut comporter par âme de poutre :

- 2 galets pour 1 balancier (photo 1)
- 4 galets pour 3 balanciers (photo 2)
- 6 galets pour 3 balanciers
- 8 galets pour 7 balanciers

chaque galet peut supporter 30 à 40 tonnes. Dans le cas limite d'une chaise à 8 galets (poids 10 tonnes, encombrement 10 mètres de long), la force maximum reprise par l'appareil est de 320 tonnes.

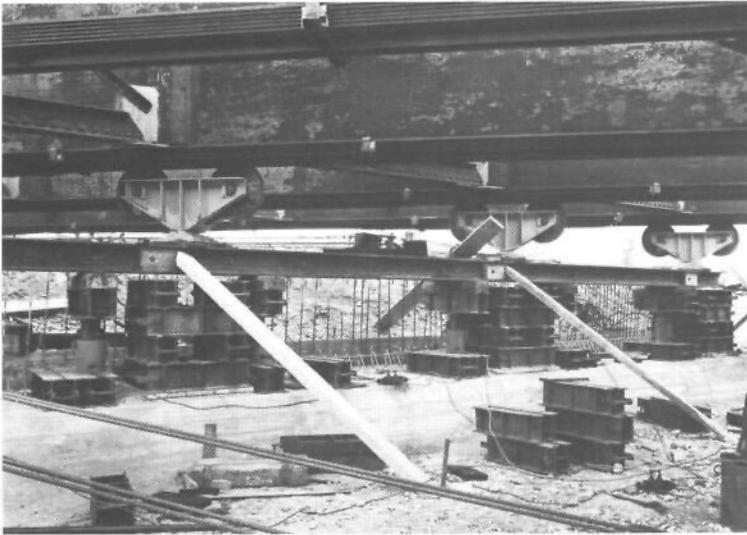


Photo 1 : Chaises à 2 galets pour 1 balancier.

Photo 2 : Chaises à 4 galets pour 3 balanciers. Les membrures inférieures des poutres sont munies d'un profilé en U amovible, pour le guidage.



Le dispositif présente quelques inconvénients :

- dimensions géométriques importantes nécessitant des têtes de pile très larges,
- difficulté dans le cas de lancement d'éléments courbes,
- faible équilibrage des charges appliquées aux différents balanciers.

1.1.2.2. Chaises à galets montés sur câbles

Ce matériel présente l'avantage, par rapport au précédent, d'être moins encombrant et d'avoir des performances plus grandes du point de vue force portante.

Les galets qui supportent le rail de guidage lié à l'ossature, sont solidarisés par la mise en tension d'un câble. L'équilibrage des réactions se fait donc facilement (photos 3 et 4).

La charge admissible par galet est de 30 à 45 tonnes.

Photo 3 : Chaises à galets montés sur câbles.

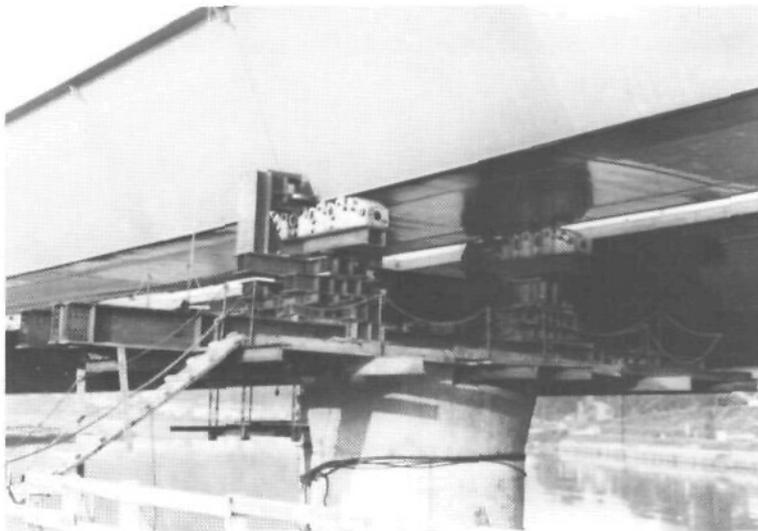
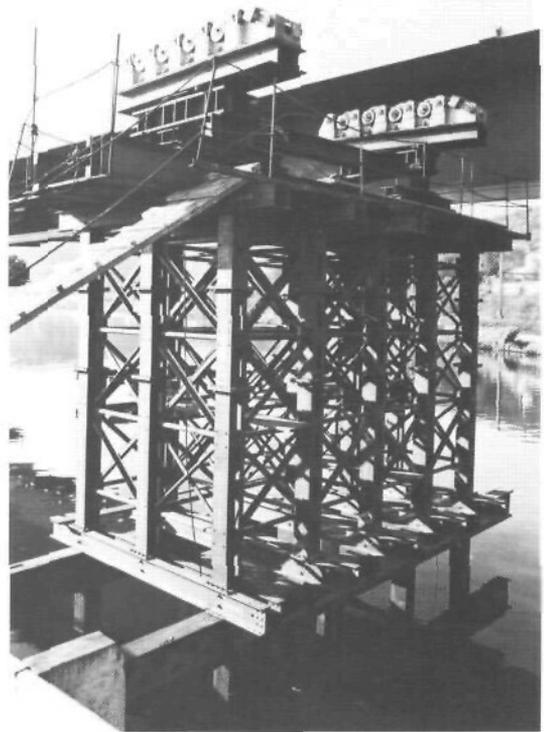


Photo 4 : Chaises à galets montés sur câbles, complétées d'un guidage transversal.

Les chaises les plus courantes peuvent comporter :

Galets	Force portante maximale (tonnes)
4	180
5	225
5	270

Deux chaises peuvent être associées à un balancier ce qui permet de réaliser des forces portantes importantes.

Le montage d'une chaise sur des pivots à aiguilles facilite le lancement des éléments courbes. L'emploi de plateaux supports, associés à deux vérins dont les pots sont en communication, est à conseiller dans le cas de lancement de caisson. Ce type de structure est en effet très sensible à une rotation de torsion même très faible (en raison de leur grande raideur de torsion) (photo 5).

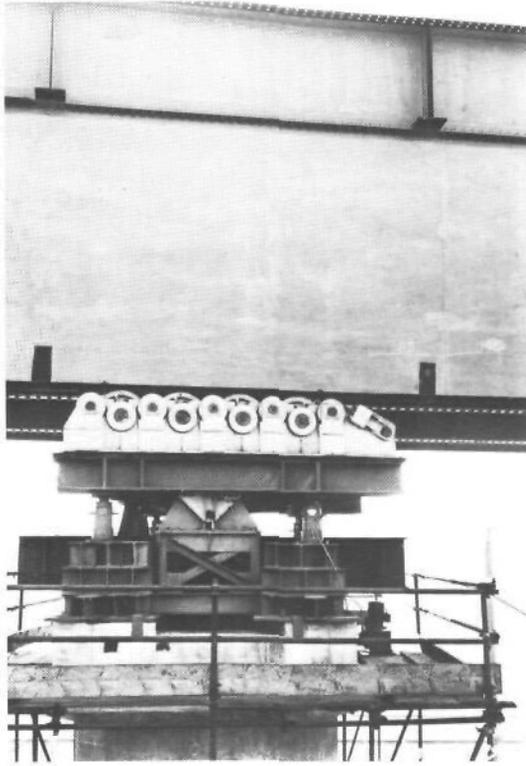


Photo 5 : Chaise à câbles montée sur plateau support. Le plateau est muni d'un pivot central et repose sur des vérins connectés.

Notons que les deux techniques décrites en 1.1.2.1. et 1.1.2.2. nécessitent la mise en place d'un rail de guidage, qui peut être soit :

- amovible (on risque un laminage important et une déformation difficile à contrôler) (figure 1)
- soudé (cette solution est meilleure à condition de respecter des longueurs de cordons d'attache suffisantes de l'ordre de 100 mm) (figure 2).

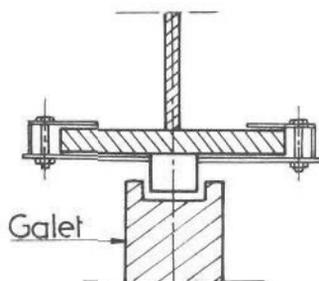


Figure 1
Rail de guidage amovible

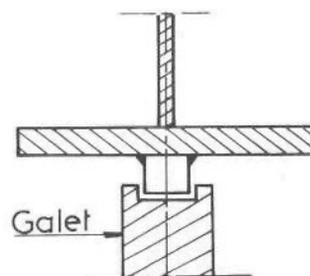


Figure 2
Rail de guidage soudé

Le guidage transversal est en général obtenu par un galet sans gorge roulant sur la tranche de la semelle et solidarisé à la chaise. Étant donné les tolérances de découpage des tôles, un frottement important apparaît au contact du galet et un graissage convenable des surfaces en contact est à prévoir.

Les cadences de lancement (mis à part toutes les opérations de préparation et de réglage) peuvent atteindre 40, 45 et même 60 m/h.

1.1.2.3. Lancement par glissement sur patins comportant du téflon (figure 3, photo 6)

Les éléments de glissement comportent un sabot appelé patin, d'une hauteur de 40 à 50 cm et d'une longueur de 1 mètre environ. Ce patin repose sur une surface polie de glissement par l'intermédiaire d'un appareil en néoprène fretté muni d'une feuille de téflon. Le contact entre la structure et le patin se fait par l'intermédiaire d'un carré en acier dont l'axe correspond sensiblement à celui du plan de l'âme de poutre ou de caisson. Ce carré est solidaire du patin.

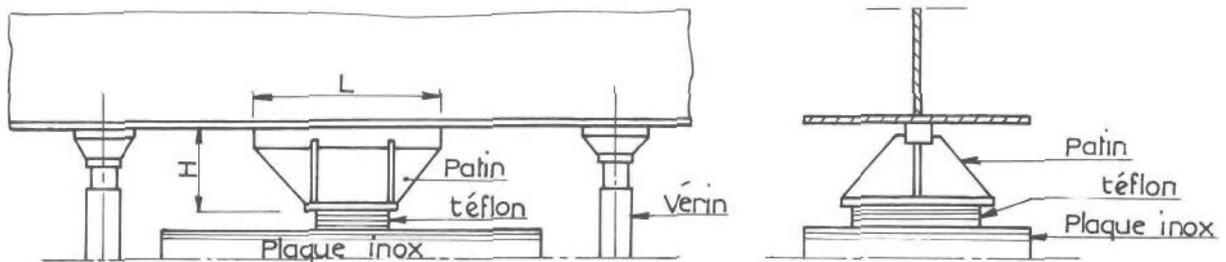


Figure 3

Lancement par glissement sur patin comportant du téflon



Photo 6 : Sur la partie gauche de la photo, du haut vers le bas, on rencontre successivement le carré en acier, le sabot, l'appui en néoprène téflon, la plaque de glissement. Sur la partie droite se situe le vérin de reprise équipé de son sabot.

Le processus d'avancement est le suivant (figure 4) :

- Phase 1 : le pont est tracté et s'appuie sur le patin, les vérins de reprise n'étant pas en charge.
- Phases 2 et 3 : en fin de course (de l'ordre de 1 mètre) les vérins sont mis en charge et le patin est déplacé à la main pour revenir en position de départ.
- Phases 4 et 1 : les vérins ne portent plus et le cycle peut recommencer.

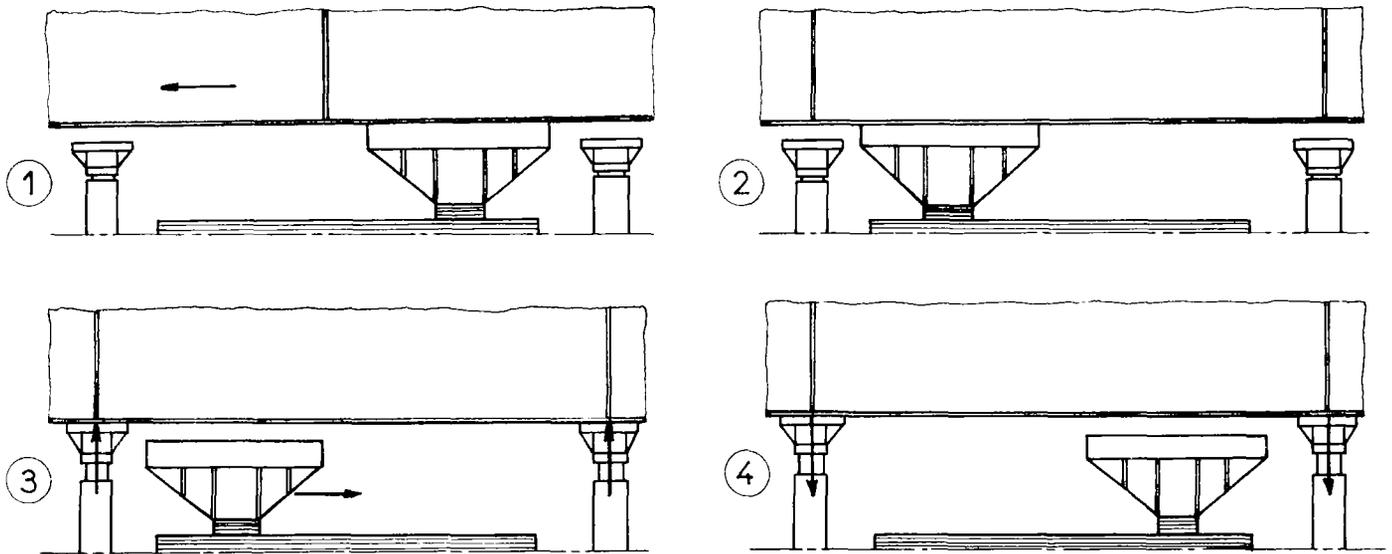


Figure 4 - Processus d'avancement

- Phase 1 : le tablier repose sur le sabot, les vérins ne sont pas en charge
- Phase 2 : le tablier est tracté
- Phase 3 : les vérins sont mis en charge, le sabot est reculé
- Phase 4 : le tablier est redescendu sur le sabot pour l'opération suivante

Le système ne nécessite pas de rail de guidage, la tôle inférieure de la structure servant elle-même de surface d'appui.

Le déplacement peut être orienté sans aucune difficulté (cas des ouvrages en ligne biaisée ou en courbe).

Le guidage transversal devient alors fondamental et consiste en une roue avec gorge, couplée à un vérin. Ce dernier permet d'exercer des efforts parasites qui modifient la trajectoire de lancement (figure 5, photo 7).

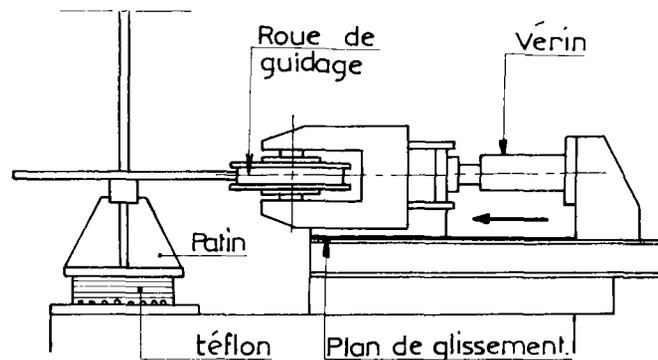
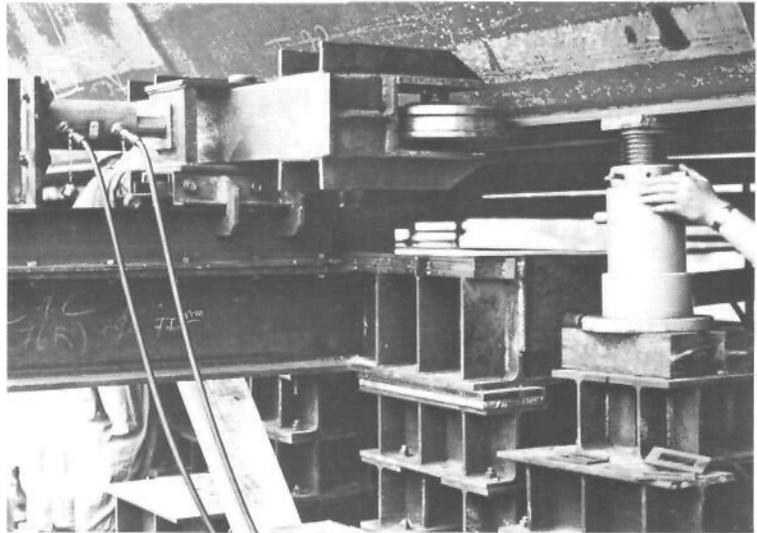


Figure 5

Photo 7 : Détails du guidage transversal à l'aide d'un vérin et d'une roue à gorge.



Ces éléments de guidage doivent être en nombre suffisant (au moins 3) sous peine de ne pouvoir contrôler l'axe de lancement.

Les cadences d'avancement sont relativement faibles, 2 mètres par heure (sans tenir compte des temps de préparation et de réglage définitif). Mais un tel procédé permet un contrôle des réactions d'appui, améliorant la sécurité dans de grandes proportions.

1.1.2.4. Lançage avec support flottant et rouleurs

Il s'agit d'assembler, sur berge ou sur un élément d'ouvrage, les éléments métalliques à lancer. A la partie avant une barge munie de palées sert de support (photo 8). A la partie arrière, un train de boggie roulant sur rails constitue l'élément de report de charge.

La barge doit être solidement arrimée par des câbles à l'ossature. Il faut en effet tenir compte des déplacements propres de la barge. Par ailleurs, s'il s'agit d'une poutre caisson, on a intérêt à n'avoir qu'un point d'appui sur la palée flottante. Cette disposition évitera les torsions parasites de l'ouvrage.

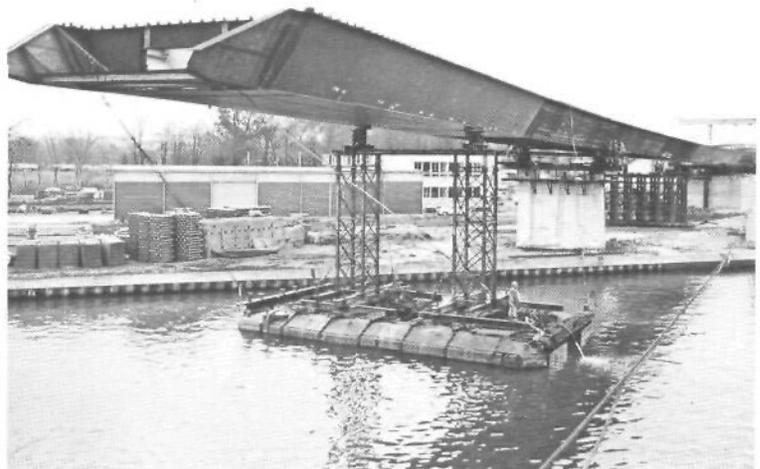


Photo 8 : Lançage avec support flottant.

Les pontons doivent pouvoir être ballastables afin d'éviter les effets de carène liquide. D'autre part un déballastage en fin d'opération permet la descente du pont sur ses appuis définitifs. Dans tous les cas, il est conseillé de dresser un profil en long du lit de la voie d'eau, au droit de la trajectoire de lancement. Cette opération permettra de s'assurer du libre passage du ponton, compte tenu de son enfoncement en charge. Des dragages partiels sont parfois nécessaires, en particulier près des rives.

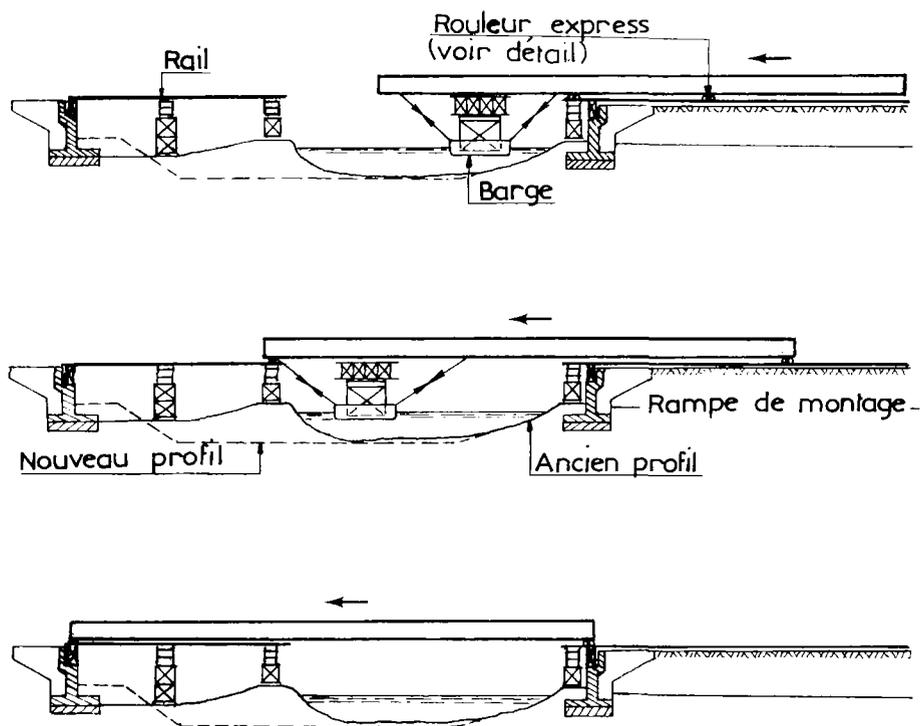
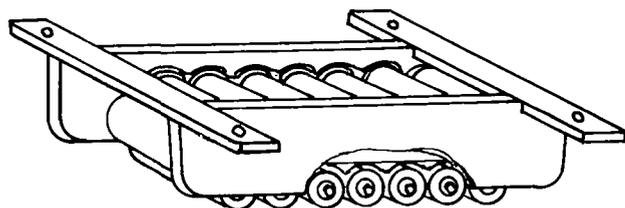


Figure 6
Lançage du pont par levage
de la structure, avec une barge

L'emploi de boggies ou de rouleurs express nécessite une voie de roulement suffisamment stable. En particulier le report des charges pourra se faire grâce à un lit de poutrelles.

Ce mode de lancement ne peut être utilisé que sur des canaux ou des rivières au régime relativement calme. Il est particulièrement adapté pour l'exécution d'ouvrages lors de l'élargissement de canaux de navigation (figure 6), travaux pour lesquels les manœuvres de délançage et de lancement sont fréquentes (figures 7, 8 et 9). Le guidage de la travée se fait par papillonnage sur des ancrs. Ces manœuvres demandent une certaine habitude de la part des pontonniers chargés de ce travail.



Détail d'un rouleur express

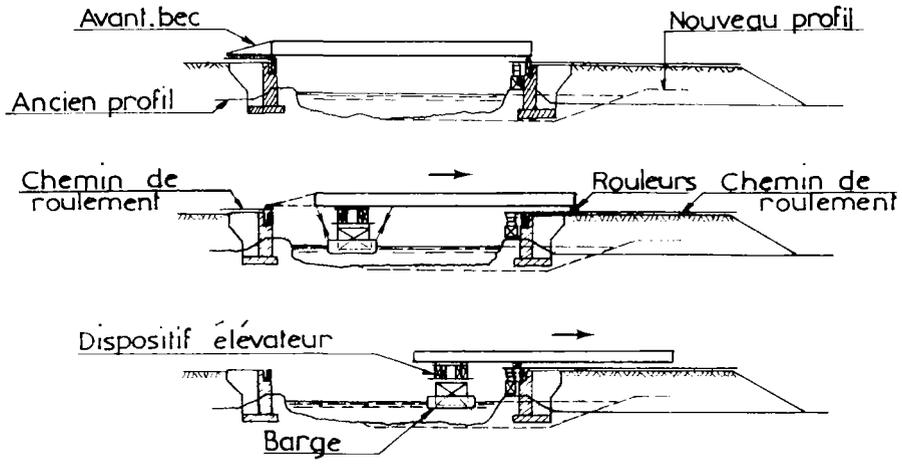


Figure 7
Délançage avec un avant-bec

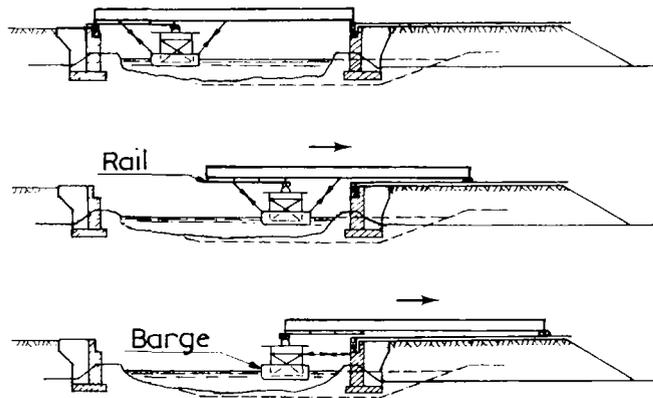


Figure 8
Délançage avec rail sous la poutre

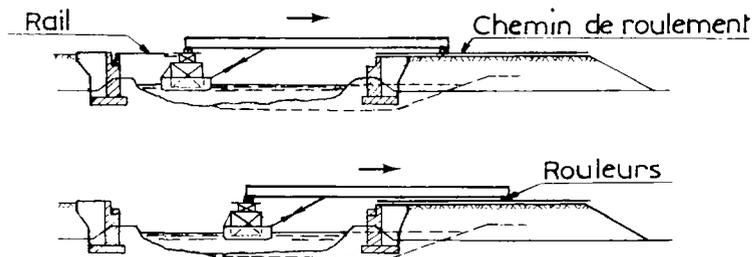


Figure 9
Délançage ou lançage avec un rail
de roulement entre l'appui et la barge

1.1.3. Systèmes de traction

1.1.3.1. Les dispositifs de traction peuvent être de deux types :

a - soit un mouflage à 6 ou 8 brins permettant de limiter les vitesses et d'obtenir des arrêts assez rapides. Le câble de traction peut entraîner l'ouvrage ou le pousser suivant le point fixe adopté.

Lorsque l'ouvrage est entraîné (figure 10) les câbles sont tendus sur toute la largeur de la brèche. La solution n'est pas toujours possible et présente quelquefois des risques (lançage au dessus de voies ferrées électrifiées).

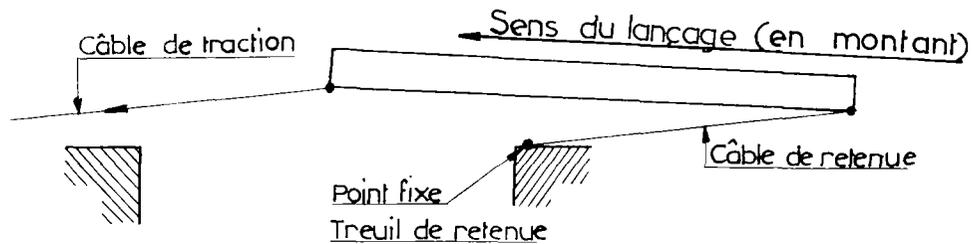


Figure 10
Lançage par traction

Lorsque l'ouvrage est poussé (figure 11), le guidage transversal du tablier en cours de lancement est plus difficile à assurer.

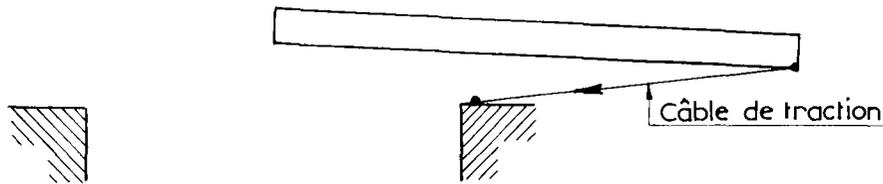


Figure 11
Lançage par poussage

Il faut, pour éviter tout entraînement non contrôlé (rupture de câble ou de point d'attache), prévoir un treuil avec un câble de retenue. Entre deux phases de lancement, le treuil de retenue sera bloqué. L'emploi de haubanages pour stabiliser la structure est à éviter, la tension des câbles pouvant varier considérablement suivant la température de l'air ambiant.

Les ancrages des treuils de traction ou de retenue doivent être vérifiés avec le plus grand soin, surtout si les piquets d'amarrage se trouvent dans un sol meuble. Dans certains lancements, les murs garde-grève de culée servent de plaque de butée. Une telle disposition ne doit être adoptée que si les sections de béton armé de la culée sont suffisantes pour résister. On n'oubliera pas que des efforts horizontaux, supérieurs à l'effort de freinage (30 tonnes) pris en compte dans le calcul de la stabilité, peuvent mettre en péril le sol de fondation (risque de tassement différentiel ou même poinçonnement) (figure 12).

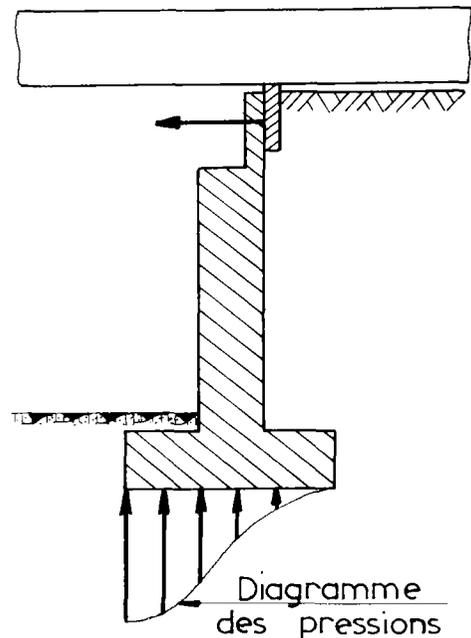


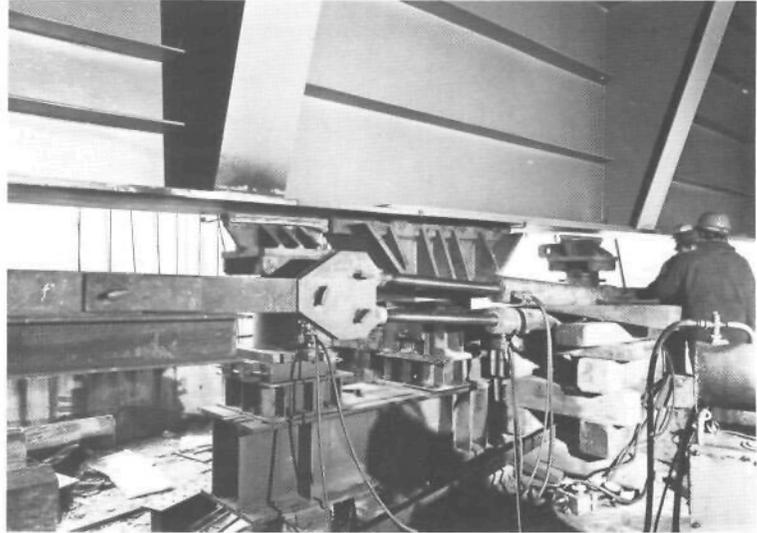
Figure 12
Ancrage sur mur garde-grève

b - soit des vérins ayant une course de 1 mètre à 3 mètres. Ces derniers appuyés sur un élément fixe (dont la résistance doit être vérifiée) permettent une traction lente grâce à une chaîne constituée de maillons. Ce dispositif est surtout utilisé pour les lançages sur patin téflon (photo 9).

Photo 9 : Vérins de traction

Les deux vérins sont réunis, en tête, à deux flasques auxquelles aboutit la chaîne de traction. Toutes ces pièces sont assemblées à l'aide de broches, permettant après chaque course d'éliminer un maillon.

Derrière les vérins on aperçoit le sabot de glissement. De part et d'autre de ce sabot se trouvent les vérins de reprise connectés à des manomètres de contrôle, visibles en bas à droite de la photo.



1.1.3.2 Efforts de traction - Évaluation

Le lancement nécessite un certain effort moteur pour vaincre les frottements dus :

- aux surfaces de contact
- à la pente générale
- aux irrégularités de la surface de frottement

On peut évaluer les efforts horizontaux dans le cas du lancement sur chaises à galets à 5 % du poids de l'ouvrage (lests compris).

Si la trajectoire de lancement est ascendante (pente p en %) : l'effort sera égal à $\frac{5 + p}{100}$

Dans le cas où un changement de direction en plan se traduit par une cassure d'angle α l'effort F de traction comportera une composante $F \alpha$ qui doit être prise en compte si la chaise ne peut pivoter (figure 13).

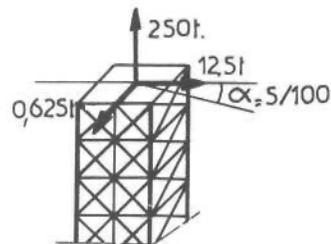
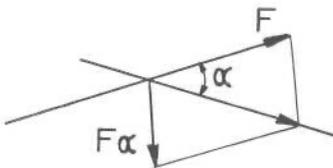


Figure 13
Exemple d'effort en tête de palée

On vérifiera que les points d'arrimage des câbles résistent à l'effort de traction (photo 10) ; en particulier les longueurs des cordons d'attache des oreilles seront vérifiées. Les fixations de câbles se feront par manille le câble ayant une cosse à son extrémité (figure 14). Il est également utile avant toute opération de lancement sur chaises, de vérifier la résistance unitaire des câbles utilisés.

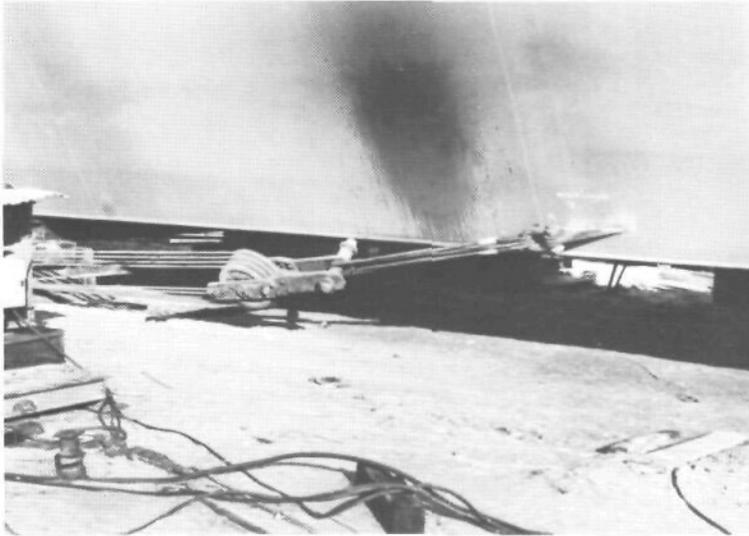


Photo 10 : Fixation des câbles.

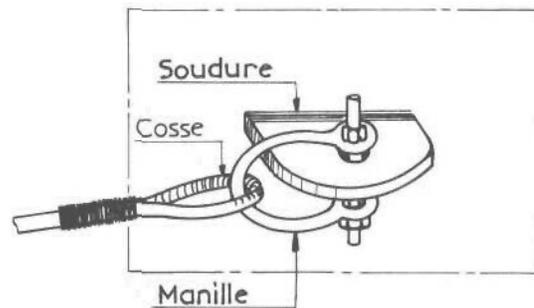


Figure 14
Détail de fixation des câbles

Dans le cas d'un lancement sur patins téflon, les efforts de traction dépendent du coefficient de frottement φ téflon sur surface polie. La valeur de φ dépend de la pression contact (figure 15).

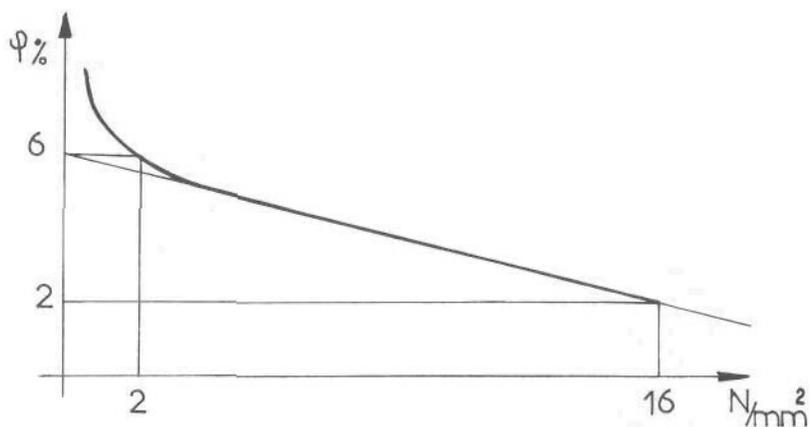


Figure 15

$$100 \varphi = 6 - \frac{\sigma}{4} \quad \sigma \text{ en N/mm}^2$$

$$\text{pratiquement } \frac{3}{100} < \varphi < \frac{5}{100}$$

Il est possible d'abaisser φ en lubrifiant les surfaces de contact. Ce procédé peut faciliter le travail des ouvriers mais ne doit pas conduire à sous-évaluer les efforts horizontaux.

L'expérience d'un certain nombre de lancements a montré que préalablement au glissement, une distorsion de l'appareil en néoprène fretté se produit avant mise en mouvement. Il convient donc de ne pas sous-estimer l'effort horizontal.

Par exemple, si l'appareil a comme dimensions horizontales $500 \times 500 \text{ mm}$ et si P désigne l'effort vertical appliqué en tonnes (figure 16).

$$F = \frac{P}{100} \left(6 - \frac{P}{100} \right)$$

(tonnes)

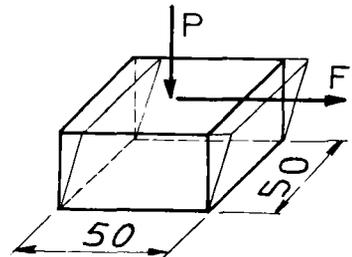


Figure 16
Distorsion du néoprène

L'effort maximum atteint est de 9 tonnes, soit par rapport à la charge moyenne de 300 tonnes (figure 17).

$$\frac{F}{P} = 3 \%$$

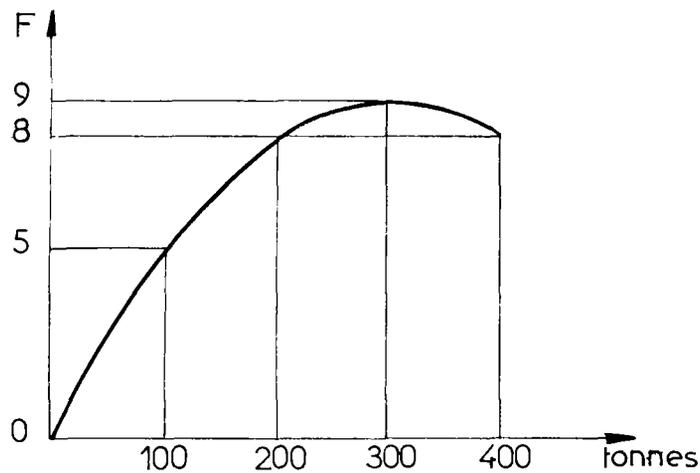


Figure 17

mais il est prudent d'adopter 12 tonnes pour tenir compte de la mise en mouvement de l'appareil.

Le lancement sur patins téflon ne pose pas de problème pour les rampes, les faces de contact étant horizontales (figure 18).

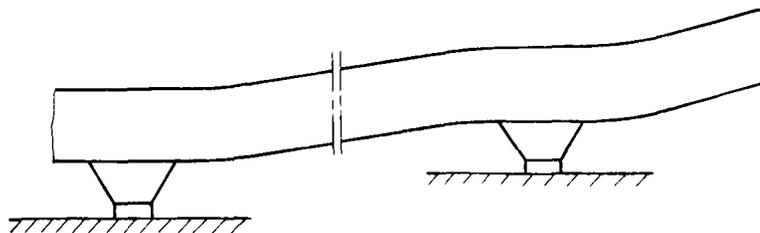


Figure 18

1.1.4. Problèmes spécifiques au procédé de lancement - précautions à prendre

1.1.4.1. Efforts sur la structure

Chaque section de la poutre sera soumise aux charges concentrées. Il convient donc de vérifier les sections critiques au point de vue poinçonnement vertical de l'âme. On trouvera chapitre V paragraphe 2.2. quelques règles simples permettant d'analyser la résistance de l'âme de la poutre.

Certains éléments doivent faire l'objet d'une attention particulière. Les parties en console notamment pour lesquelles les sections au droit des chaises correspondent à des moments fléchissants positifs ou très faibles en service, sont relativement dangereuses et on peut être contraint à renforcer l'épaisseur de l'âme ou à prévoir des raidisseurs horizontaux dans le bas de la poutre.

Dans le cas des caissons, la tôle inférieure soumise à une compression non négligeable (figure 19), peut se cloquer si la stabilité n'a pas été vérifiée (figure 20). On trouvera au chapitre V paragraphe 2.2. quelques informations utiles.

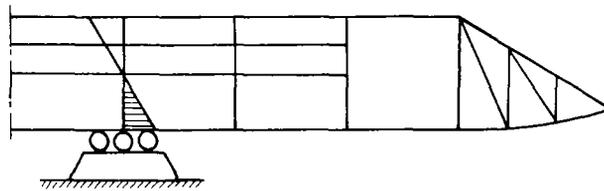


Figure 19

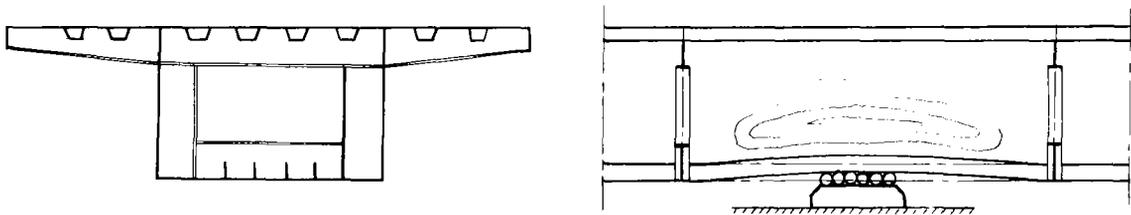


Figure 20

L'opération de lancement doit s'accompagner d'un plan donnant les différentes phases avec les valeurs des réactions d'appui à prévoir. Dans le cas d'appuis biais, la différence entre réactions d'appui d'une même ligne peut atteindre 15%. L'ouvrage comporte une contreflèche et il faut contrôler que les niveaux de report de charges existent réellement, sinon il peut se produire une redistribution des charges, extrêmement fâcheuse (figure 21). Les chaises doivent donc être munies de calages. Préalablement le bureau d'études doit fixer les tolérances admissibles pour le calage.

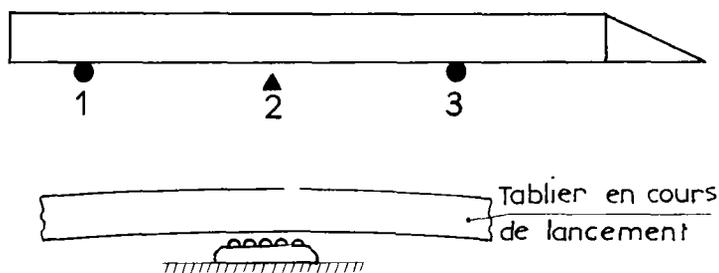


Figure 21

Dans le cas particulier d'un lancement sur patins téflon, le contrôle des réactions peut se faire grâce aux vérins de reprise. Pour faciliter les travaux de chantier, les valeurs maximales et minimales des pressions au manomètre sont à indiquer à chaque équipe surveillant un patin.

1.1.4.2. Structures provisoires - avant-bec - arrière-bec

Pour faciliter l'accostage des palées ou piles intermédiaires et de manière à réduire le nombre d'éléments de roulement, la partie avant de l'ouvrage est munie d'un avant-bec de 25 mètres au maximum (photo 11). L'attache de cette charpente triangulée doit être suffisante pour reprendre les efforts dus aux charges exercées par les galets à la partie avant du dispositif (figure 22).

Photo 11 : Tablier équipé d'un avant-bec.

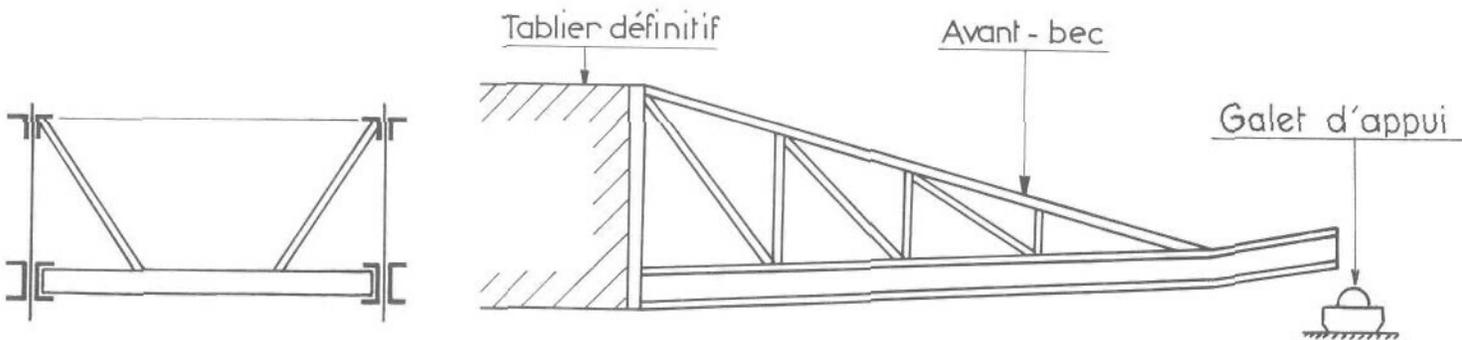
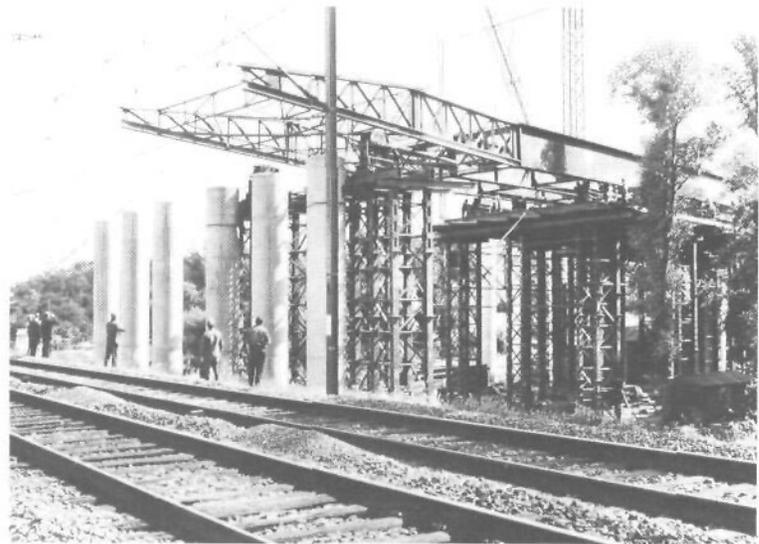


Figure 22
Schéma d'un avant-bec

Dans certains lancements délicats, faute de place, on peut prévoir un arrière-bec de l'ordre de 10 mètres au maximum (figure 23).

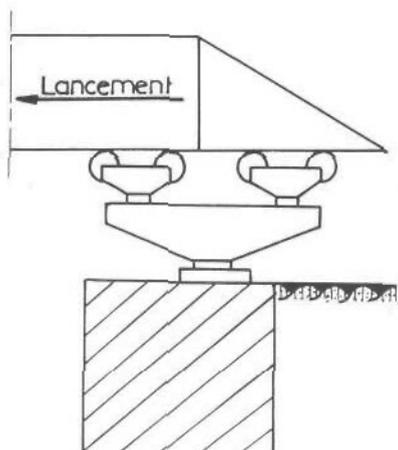


Figure 23
Schéma d'un arrière-bec

1.1.4.3. Profil en long définitif et réglage

1.1.4.3.1. Cas des poutres

Il s'agit d'éléments souples et pouvant tolérer en général des déformations importantes. L'ensemble est lancé à un niveau supérieur à celui de l'ouvrage définitif et la mise sur appuis définitifs se fait par l'utilisation d'appuis provisoires dits camarteaux, constitués par un entassement de profils en I convenablement raidis. A chaque course de vérins de descente correspond un élément de camarteaux (photo 12).



Photo 12 : Lancement d'un tablier biais

Les piles sont équipées d'une plate-forme permettant d'installer les vérins. Le tablier ne repose pas encore sur les appareils d'appuis provisoires. Il accuse une flèche visible sur la photo, qui correspond à la différence de cotes entre la membrure inférieure des poutres et le niveau supérieur des sabots d'appui.

Dans le cas où les opérations de lancement se font à partir de deux plate-formes différentes, la section de raccord final comportera une surlongueur suffisante pour permettre de rattraper les erreurs de longueurs. La mise à longueur se fera par oxycoupage et le joint vertical sera réalisé après avoir bridé les faces en regard (photo 13).

Photo 13 : Assemblage des tronçons sur plate-forme, et lancement par étapes successives.



1.1.4.3.2. Cas des caissons

Le lancement d'un caisson conduit à contrôler les effets d'un dévers parasite surtout si l'ouvrage comporte des parties courbes. Les meilleures épures donnant les contre-flèches ne permettent pas toujours de respecter les dévers.

Quelques précautions permettent en général de pallier aux risques de déformations par torsion.

En général l'ouvrage ne comporte pas de couverture (cas des dalles en béton) ni d'encorbellements (cas des ponts à dalle orthotrope). Un fléau antitorion permet de contrôler la géométrie mais il ne s'agit là que d'un dispositif de réglage partiel (figure 24).

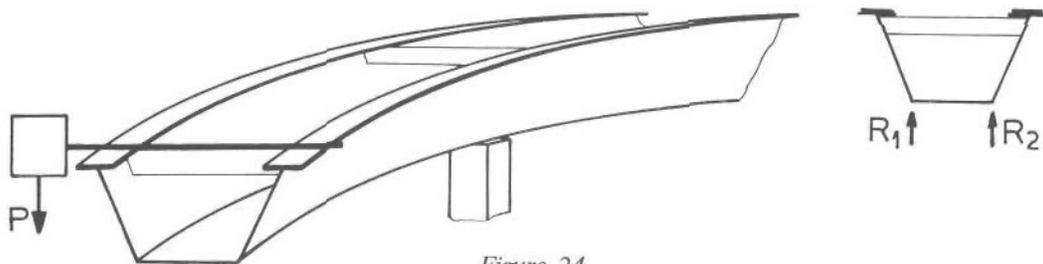


Figure 24
Schéma d'un fléau antitorion

Sur les appuis le « pesage » des réactions par mise en série des vérins, permet de « régulariser » la distribution des réactions. Des fourchettes de valeurs pour les réactions sont à prévoir avant lancement.

1.1.5. Domaine d'utilisation

Les différents dispositifs décrits aux paragraphes précédents permettent de déplacer un ouvrage dans trois directions.

a - Déplacement longitudinal

Le tablier est assemblé sur rive, ou sur plate-forme provisoire dans le prolongement de l'axe longitudinal définitif. Sa mise en place sur le site demande une translation longitudinale, appelée généralement : lancement.

b - Déplacement transversal

L'opération qui dans ce cas est un ripage, consiste à déplacer une structure parallèlement à ses lignes d'appuis.

Le ripage, utilisé surtout jusqu'ici pour des éléments simples (poutres par exemple), s'applique depuis un certain temps à des tabliers complets présentant quelquefois des dimensions importantes.

Le procédé permet par exemple de n'installer qu'une seule aire d'assemblage pour lancer deux demi-ouvrages autoroutiers (figure 25). Il s'impose presque lorsqu'on se trouve dans l'impossibilité d'implanter à l'aplomb d'un des demi-ouvrages les appuis provisoires indispensables au lancement (existence de voies ferrées, encombrement au sol, etc.).

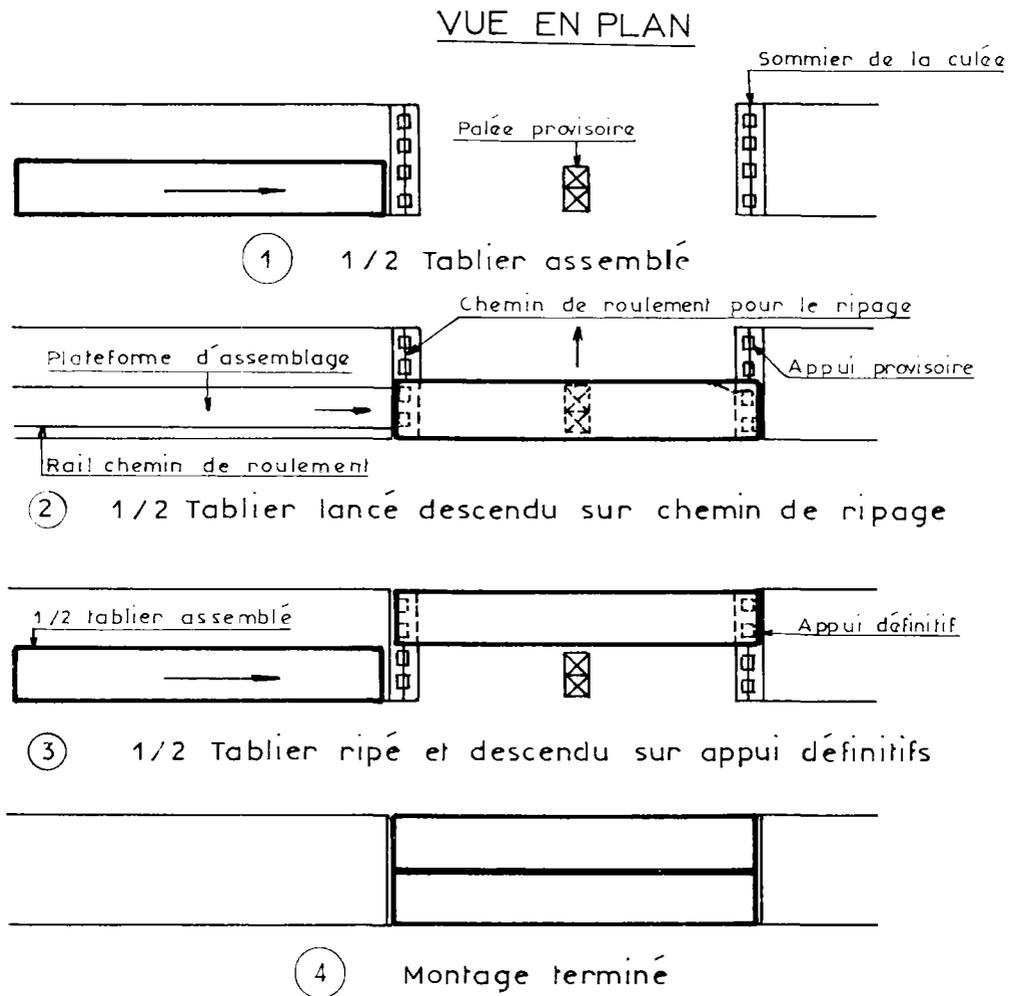
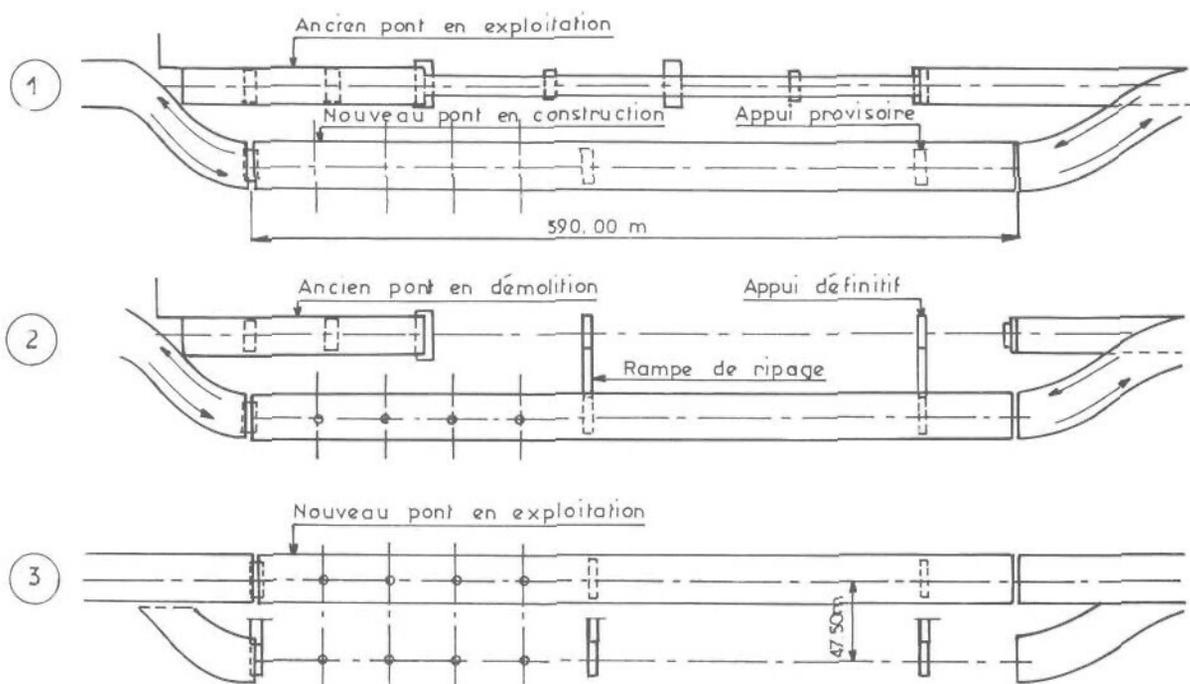


Figure 25
Opérations de lancement et de ripage de deux demi-tabliers

Le ripage se justifie aussi pour le remplacement d'un ouvrage existant sur une voie dont le trafic ne peut être interrompu que durant un temps relativement court. Le tablier de l'ouvrage de remplacement est construit sur appuis provisoires près de l'ouvrage existant qui supporte le trafic. La circulation est ensuite déviée sur le nouveau tablier pendant la démolition de l'ancien ouvrage et la construction des nouveaux appuis définitifs. Le trafic n'est réellement interrompu que durant la manœuvre de ripage. Ce procédé est en cours d'application en Allemagne pour riper un tablier de 590 mètres de longueur (12 000 tonnes), sur une distance de 47 mètres (figure 26).



Poids du tablier : environ 12000 T

Durée des travaux : environ 4 ans

Figure 26

Ripage d'un tablier (pont d'Oberkassel - Düsseldorf)

c - Descente sur appuis

Comme il a été vu en 1.1.4, le lancement impose l'utilisation d'appuis provisoires tels que les camarteaux. Le ripage se réalise à l'aide de chemins de roulement ou de glissement. Pour placer ces différents équipements, la structure est surélevée par rapport à sa cote définitive. La dernière opération pour la mise en place est donc une descente sur appuis définitifs. Cette descente se réalise par paliers, à l'aide de vérins. Chaque palier correspond à la hauteur des profils élémentaires constituant les camarteaux. Les précautions à prendre pour cette opération sont mentionnées en 1.1.4.3. La photo 14 montre l'équipement d'une tête de pile pour réaliser

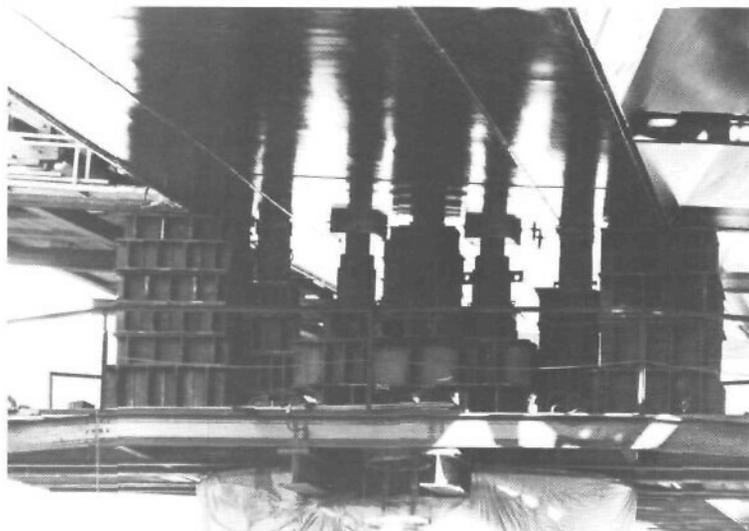


Photo 14 : Équipement d'une tête de pile pour réaliser une dénivellation d'appui d'un caisson.

une dénivellation d'appui d'un caisson. Les points d'appui doivent être nombreux pour qu'en phase de descente ou de reprise, on ne risque pas d'enfoncement de la tôle de fond par poinçonnement. Le dimensionnement des fûts de pile est déterminé, certaines fois, en prenant en considération les possibilités de descente du tablier sur appui.

Conclusion

Le lancement est une opération très simple dans son principe puisqu'elle consiste, pour mettre un élément en place, à le tirer en le faisant glisser. Mais paradoxalement le principal risque encouru sur un chantier provient de l'apparente simplicité de l'opération. Aussi ne doit-on réaliser un lancement sans disposer d'une note donnant sous forme d'instructions les niveaux de l'ouvrage, les réactions d'appui et leur maximum, les mouvements horizontaux, verticaux ou angulaires qui sont à opérer, les contrôles à effectuer, avec leur fréquence. Ces instructions prennent une très grande importance dans le cas d'ouvrages biaisés ou courbes. De même, il faut veiller à la stabilité des appuis en ne sous-estimant pas les efforts horizontaux susceptibles de se développer en cours de manœuvre.

Le lancement est une opération économique dans la mesure où les appuis provisoires ne sont ni trop nombreux ni trop onéreux à réaliser. Ce dernier critère intervient notamment pour les sols de très mauvaise qualité ou le franchissement de brèches profondes. Enfin ce processus de montage permet de réaliser sur plate-forme d'assemblage le maximum de soudures dans des conditions souvent meilleures que si ces soudures étaient réalisées en place.

Ouvrages récents mis en place par la méthode du lancement

AUTREVILLE	(A.31 Meurthe et Moselle)
BELLEVILLE	(A.31 Meurthe et Moselle)
FROUARD	(A.31 Meurthe et Moselle)
ROCADE STRASBOURG	(Bas-Rhin)
TRITH St-LÉGER	(Autoroute A.2 Nord)
BERCY	(PARIS-Boulevard périphérique - Avant-gare de la Région SUD-EST)
CAMIFEMO	(A.31 Moselle contournement de METZ)

1.2. - UTILISATION DES PONTONS FLOTTANTS

Le principe est d'amener sur le site et de mettre en place un tronçon d'ouvrage posé sur des palées provisoires elles-mêmes montées sur des pontons flottants.

Pour la mise en place sur site aucun engin de levage n'est utilisé. Aussi faut-il que le tronçon soit réglé dès le début de l'opération à une cote aussi proche que possible de sa cote définitive. Le fin réglage se réalise à l'aide de vérins placés sur les palées ou par ballastage des pontons.

1.2.1. Caractéristiques des tronçons

Les tronçons mis en place par cette méthode sont de grandes dimensions et d'un poids élevé, puisqu'ils permettent de franchir en une seule opération la largeur complète d'une brèche, ou d'un chenal de navigation.

Les tronçons représentés sur les photos, ont les caractéristiques suivantes :

- 1 - photo 15 : longueur 67 mètres, poids 200 tonnes - pontons placés symétriquement, espacés de 32 mètres.
- 2 - photo 16 : longueur 82 mètres, poids 260 tonnes - pontons espacés de 25 mètres.



Photo 15 : Le ponton central maintient un écartement constant entre les deux pontons porteurs.



Photo 16 : Le levage du tronçon est assuré par les quatre vérins situés sur les traverses supérieures des palées

Dans les deux cas il s'agit de caissons. Si des poutres en I étaient déplacées de cette façon, des précautions seraient à prendre pour assurer leur stabilité élastique.

Le poids des tronçons est à comparer à celui des tronçons montés à la bigue ou à la grue (chapitre 1.4.).

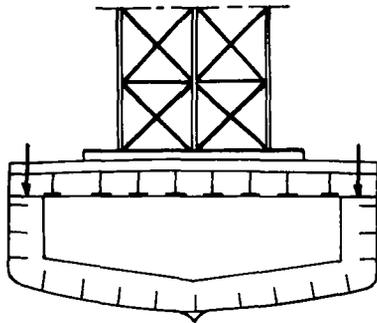


Figure 27
Report des charges sur les plats-bords
par l'intermédiaire du bordage

1.2.2. Caractéristiques des pontons

Les pontons flottants présentent une force portante considérable. Leur limitation d'emploi provient de leur encombrement et des possibilités de manœuvres sur le site.

D'autre part les pontons flottants utilisés pour ce genre de travail sont d'une structure assez spéciale et donc assez rares. La charge ponctuelle à supporter est centrée sur le ponton qui doit alors résister à d'importants moments de flexion. La charge est transmise par l'intermédiaire d'une palée qui doit posséder une bonne assise. Il est nécessaire que le ponton soit équipé d'un platelage rigide formé de profilés, et au besoin renforcé pour éviter tout poinçonnement et permettre une bonne répartition des efforts sur le bordage (figure 27).

Lorsqu'on utilise des péniches sans bordages, le pied de palée repose, par l'intermédiaire d'un platelage, sur le fond de la péniche. Il convient bien souvent de raidir les membrures et d'ajouter des baux. Les platelages doivent être solidarisés aux pontons, et non simplement posés (figure 28).

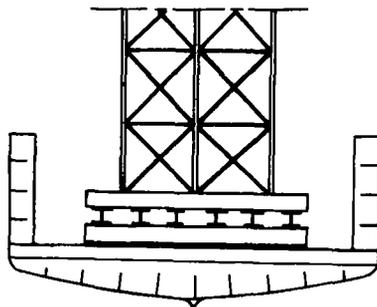


Figure 28
Report des charges sur le fond de cale

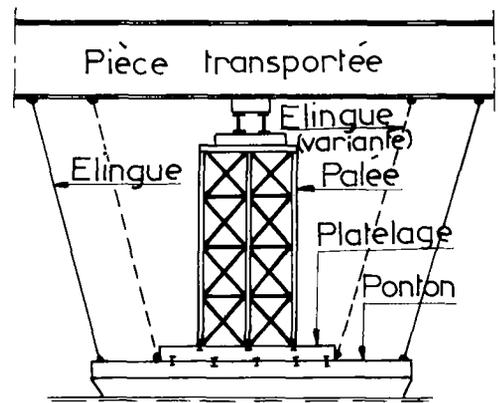


Figure 29
Brélage de la pièce sur le ponton
Disposition conseillée

1.2.3. Brélage

L'ensemble tablier-palée-ponton doit être rendu solidaire par un brélage convenable. Le principe de brélage généralement retenu consiste à relier, au moyen de câbles, le ponton à la pièce transportée. La palée est solidarisée au platelage (figure 29).

L'application de ce principe évite les déplacements relatifs du ponton et de la pièce transportée. Il évite en particulier la gîte accidentelle du ponton.

Le brélage de la palée sur le ponton est insuffisant, car l'ensemble ponton-palée peut se déplacer par rapport à la pièce. Le brélage de la pièce sur la palée est de même insuffisant, surtout si la palée ne fait que reposer sur le platelage du ponton. Les croquis montrent les désordres qui peuvent survenir dans les deux derniers cas (figure 30).

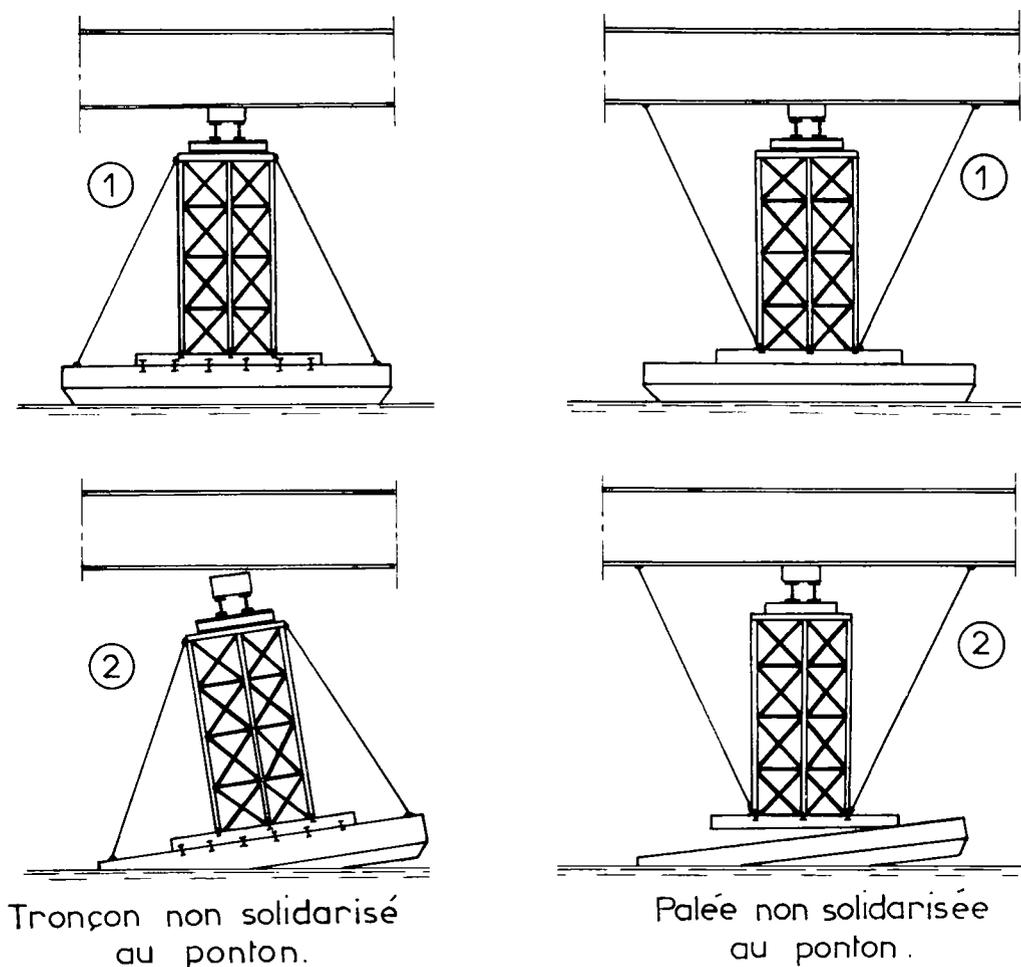


Figure 30
Dispositions à éviter

1.2.4. Chargement du tronçon sur ponton

Le mode de chargement des tronçons sur les pontons dépend essentiellement des conditions de navigation et des possibilités de levage. Chaque cas a ses particularités, et la description de chacun d'eux sortirait du cadre fixé pour ce bulletin.

Il est cependant possible de fournir les indications générales suivantes :

1 - Le tronçon peut être entièrement constitué en atelier et placé dès sa première manutention à la cote définitive sur les palées équipant les pontons. Ce cas est rare. L'atelier de fabrication doit être implanté à proximité d'une voie navigable. Le réseau emprunté par le convoi doit présenter des caractéristiques (tirant d'air, largeur) très importantes.

2 - Le tronçon entièrement constitué en atelier est posé sur des chalands à une cote permettant de respecter en particulier le tirant d'air de la voie empruntée. Arrivé près du site le tronçon est repris en charge pour être placé à sa cote définitive sur des pontons équipés de palées (photos 17 et 18).

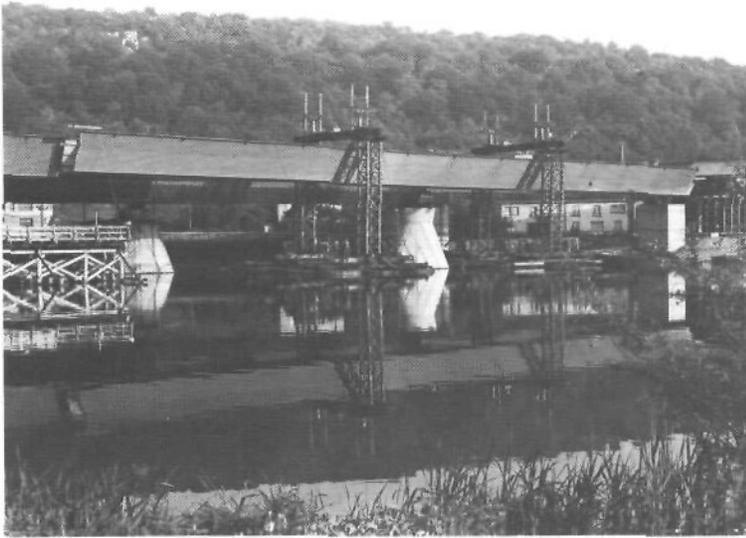


Photo 17 : Le tronçon a été entièrement assemblé sur berge.

Photo 18 : Détails sur le platelage des pontons et le haubanage des palées.

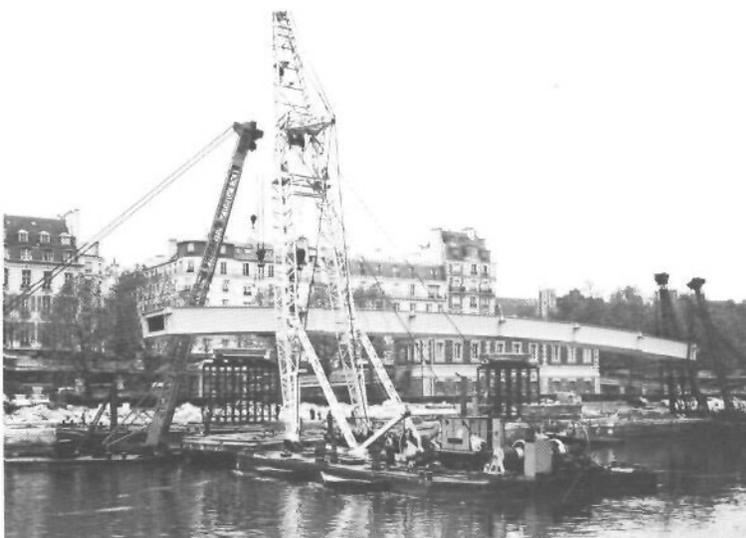
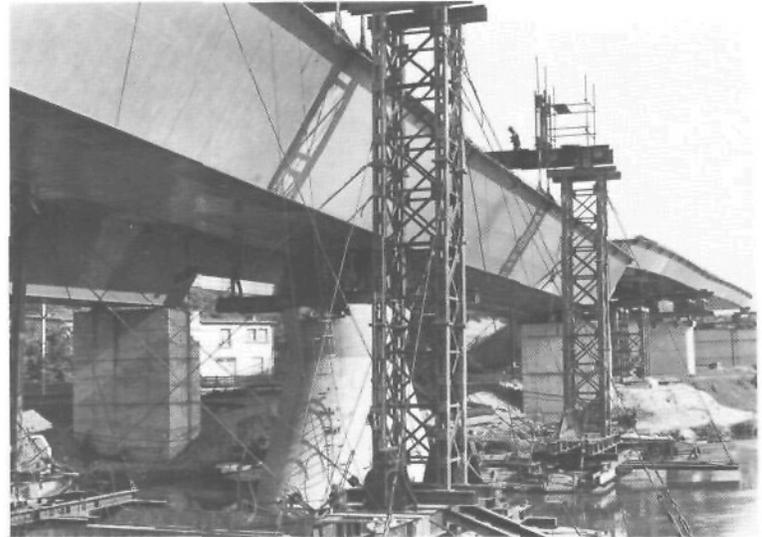


Photo 19 : Le tronçon a été entièrement assemblé en atelier et acheminé par voie navigable. Noter la position des bigues qui tient compte des forces de levage différentes. Le tronçon est levé en quatre points. Le système étant hyperstatique, le levage doit être réalisé avec précautions pour équilibrer les réactions d'appui.

3 - Le tronçon est acheminé en plusieurs éléments par un moyen de transport quelconque. L'assemblage est réalisé à proximité du site, en général sur berge. Le tronçon est ensuite pris en charge et placé à la cote définitive, sur des pontons équipés de palées.

Sur la photo 19 on peut constater que le tronçon est pris en charge par 4 bigues (2 bigues de 80 tonnes, 2 bigues de 50 tonnes) pour être posé sur les palées. Les moyens de levage employés présentent des difficultés, en particulier pour la synchronisation des mouvements et l'évolution des engins.

1.2.5. Déplacement du convoi (photos 20, 21 et 22)

Le convoi formé par les pontons chargés de leur palée et du tronçon, doit se déplacer du lieu de chargement au site proprement dit. Les dimensions du convoi rendent son évolution difficile. Les mouvements sont créés par papillonnage à l'aide de câbles. L'accostage, qui doit être d'une grande précision, devient une manœuvre délicate.

Dans le cas où le tronçon doit être solidarisé au reste de la structure déjà en place, toutes les précautions doivent être prises pour éviter le déplacement du convoi durant les opérations d'assemblage. De sérieuses difficultés apparaissent donc en cas de courant violent, de marée, de brusques venues d'eau ou de vent.

1.2.6. Conclusion

Les inconvénients proviennent essentiellement de la rupture de charge qui s'impose presque inéluctablement près du site, pour un élément de très grandes dimensions. La mise en place en tête de palées flottantes est délicate et fait intervenir d'importants moyens de levage. L'évolution du convoi est peu aisée du fait de son encombrement. Par ailleurs, comme il est de plus en plus contraignant d'entraver la circulation sur une voie navigable, fluviale ou maritime, il faut essayer de diminuer le nombre des arrêts de navigation et leur durée.

Ainsi la mise en place du tronçon de 67 mètres et de 200 tonnes (photo 15) qui était à poser sur culées a nécessité un arrêt de navigation d'une demi-journée. L'arrêt de navigation pour la mise en place du tronçon de 82 mètres et 260 tonnes (photo 16) s'est effectuée d'un soir à 18 h au lendemain 12 h.

Ce type de montage s'est cependant développé grâce aux avantages qu'il procurait. Le nombre de soudures à réaliser sur chantier diminue considérablement, ainsi bien entendu que les opérations annexes que sont l'ajustage, le clavage, le contrôle de soudures et la reprise de celles-ci le cas échéant. Par voie de conséquence, la durée des travaux, sur chantier, est diminuée. Ce dernier avantage ne devrait pas laisser insensible les Maîtres d'œuvre.

Ouvrages récents mis en place à l'aide de pontons flottants

SAINT-LOUIS	(passerelle) (PARIS)
BELLEVILLE	(A.31 Meurthe et Moselle)
MARTROU	(N 733 Charente)

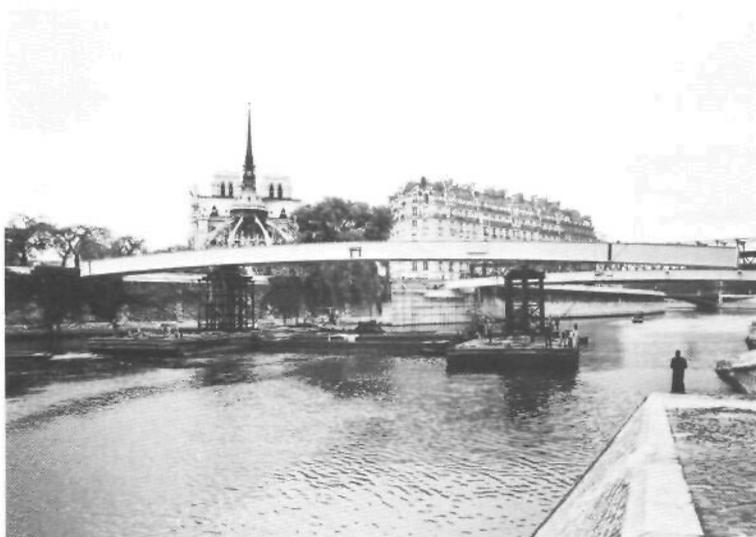


Photo 20 : Les bigues sont effacées le long du quai. Le convoi entame son déplacement. Les deux palées flottantes sont réunies par deux barges qui servent d'entretoises. Le mouvement est assuré ici par des pousseurs automoteurs.

Photo 21 : Le convoi continue son déplacement. Il occupe toute la largeur du chenal.

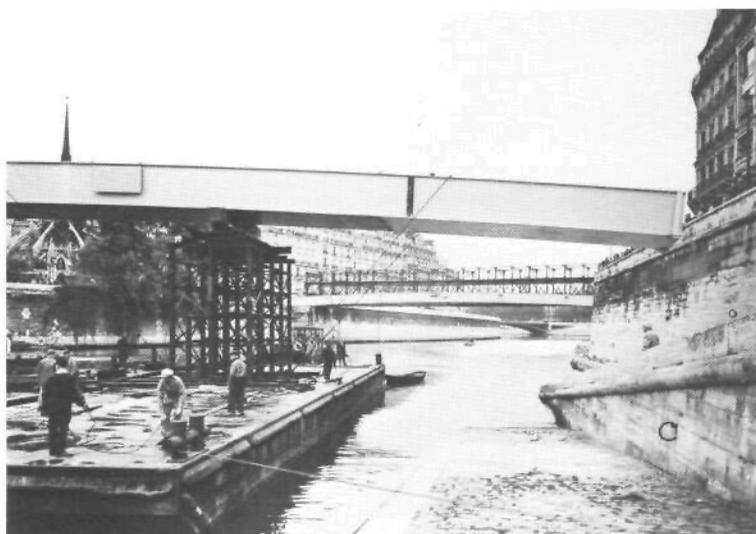
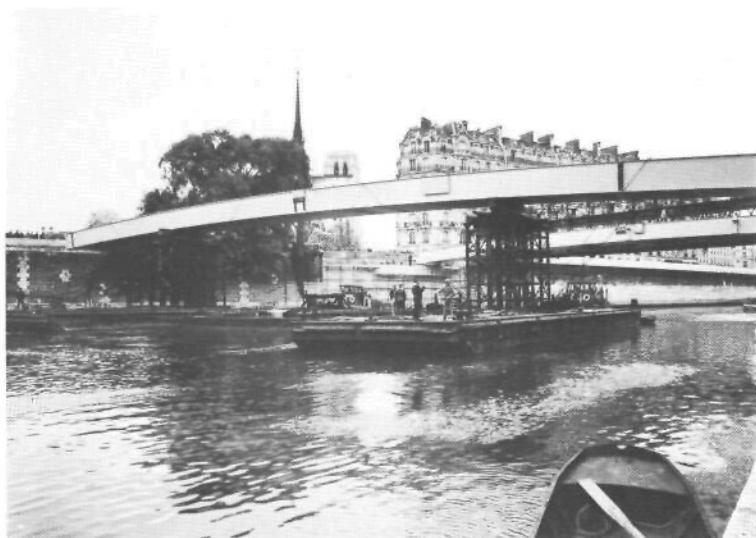


Photo 22 : Détails de la palée. Les descentes de charge doivent être réparties le mieux possible sur les différents montants. La distance entre l'extrémité du tronçon et le mur de quai montre la faible marge de manœuvres. Le réglage en hauteur sera réalisé à l'aide de vérins provisoires placés sur les culées. Des câbles de retenue sont tendus jusqu'aux berges.

1.3. - ENCORBELLEMENT

1.3.1. Généralités

Le montage par encorbellement consiste à relier deux appuis en construisant des consoles réalisées par assemblage d'éléments successifs.

En raison des difficultés d'exécution, qui seront analysées plus loin, ce type de montage n'est utilisé que lorsque les autres types, plus simples ou plus économiques, ne peuvent être retenus. Par ailleurs, certaines sections de la structure supportent, en cours de construction, des efforts plus importants que ceux en service.

Tout ouvrage présentant une structure de poutre continue à plusieurs travées peut être construit en utilisant cette méthode. Dans le cas de travée unique ou d'arc, des appuis provisoires peuvent assimiler la structure au cas précédent.

Les deux aspects importants de ce type de montage sont le matériel de mise en place et les appuis provisoires.

1.3.2. Descriptions des différents matériels de mise en place

1.3.2.1. Le derrick simple

Il est composé de trois contre-fiches et d'un mât. Sa conception impose qu'il soit fixé dans l'axe du tablier pour assurer une bonne assise formée par le pied des trois contre-fiches, et pour limiter les efforts parasites d'excentrement et de torsion. Le derrick est avancé jusqu'à l'extrémité de l'encorbellement et se déplace au fur et à mesure de l'avancement du montage (figures 31 et 32).

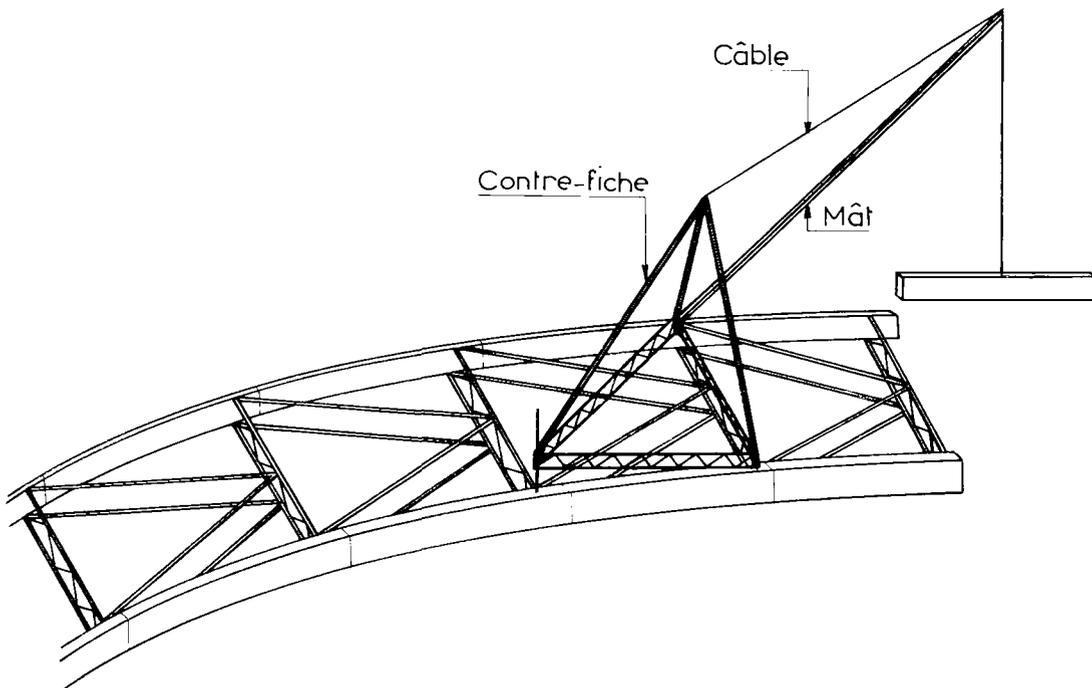


Figure 31
Derrick simple

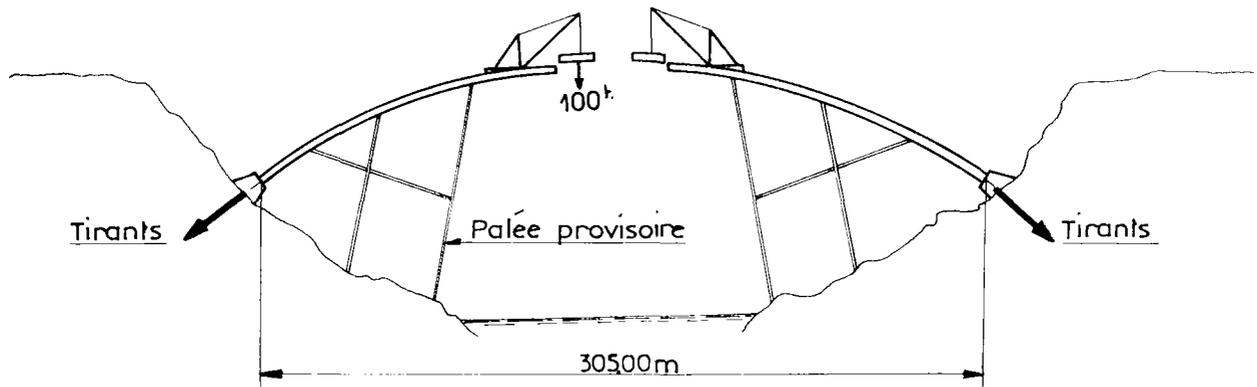


Figure 32
Pont en arc construit par encorbellement
Utilisation de deux derricks simples

La stabilité ne doit pas être assurée par l'emploi d'un lest qui augmenterait les sollicitations sur la structure en cours de construction. Deux modes de fixation peuvent être utilisés. Les contre-fiches sont :

- soit fixées au pont par l'intermédiaire d'oreilles soudées au platelage
- soit fixées sur une plate-forme bridée sur l'ouvrage et déplaçable longitudinalement.

Pour des ouvrages importants, il a été construit des derricks pesant 120 tonnes et capables de soulever des charges de 130 tonnes. Ces caractéristiques sont toutefois exceptionnelles. Le poids moyen des éléments mis en place est de 10 tonnes environ.

Seules les pièces de faibles dimensions peuvent être approvisionnées longitudinalement, sur le tablier. Les tronçons importants ne peuvent venir de l'arrière du chantier, aussi faut-il les reprendre au sol, sur camion ou sur bateau. L'accessibilité du chantier doit être prise en considération dès le début des études.

1.3.2.2. Le derrick double

Les deux mâts de charge sont placés, dans le sens transversal, aux extrémités du tablier. La partie centrale est dégagée ce qui permet l'approvisionnement d'éléments importants par l'arrière du chantier (figure 33).

- Dans le cas d'un tablier constitué de deux poutres sous chaussée, reliées en partie supérieure par des entretoises et le platelage, l'assemblage se réalise généralement de la façon suivante (figure 34) :
 - mise en place d'une poutre à l'aide des deux mâts de charge
 - mise en place de l'autre poutre, dans les mêmes conditions
 - mise en place du platelage central
 - mise en place du platelage de rive

Pour les deux dernières opérations, chaque mât travaille séparément.

Pour la mise en place d'une telle structure, deux difficultés majeures apparaissent :

- respecter l'équidistance et la bonne position des poutres mises en place séparément
 - éviter les déformations de torsion et de gauchissement de pièces en I, peu rigides à la torsion et d'inertie transversale relativement faible.
- Dans le cas d'un tablier constitué d'un caisson il est préférable, dans la mesure du possible, de fixer en une seule opération la totalité du caisson préalablement assemblé à l'arrière du chantier. On bénéficie dans ce cas de la raideur du caisson. Les encorbellements latéraux, s'ils existent, sont fixés après la pose du caisson.

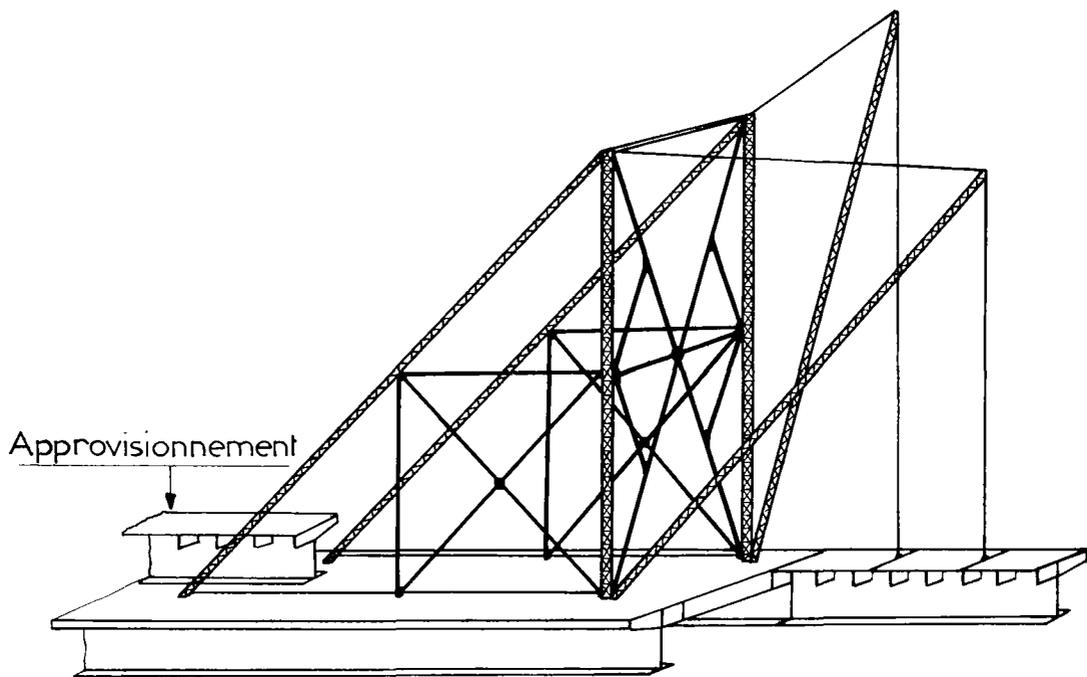


Figure 33
Derrick double

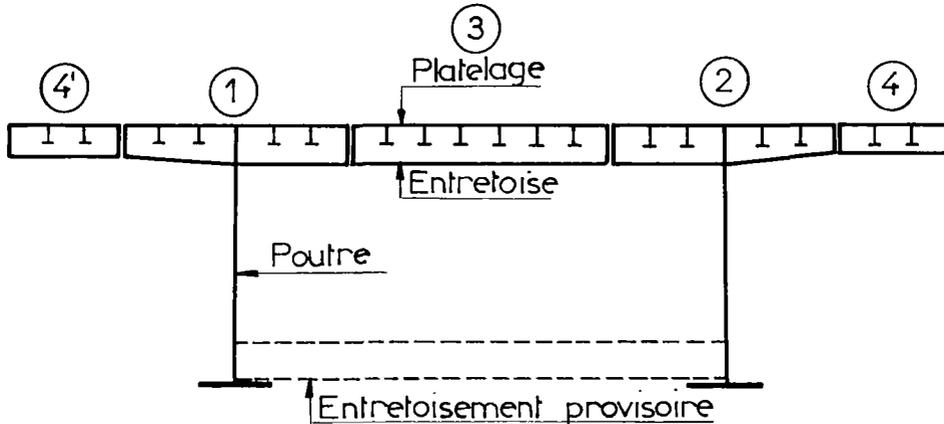


Figure 34
Assemblage d'un tablier constitué de deux poutres

Si la force de levage des appareils est limitée, le caisson est décomposé en autant d'éléments qu'il convient (figure 35). Les assemblages en place augmentent, et se compliquent surtout. La décomposition du caisson entraîne d'une façon presque inéluctable la réalisation en place de joints d'âme horizontaux soudés. Cette opération est délicate puisqu'elle se pratique sur des éléments à profil ouvert, donc déformables, et tenus en suspension.

Les éléments mis en place à l'aide de ce matériel peuvent atteindre au plus 70 à 80 tonnes. On peut citer à titre d'exemple les caractéristiques de caissons mis en œuvre par ce procédé :

$L = 18 \text{ m}$	$l = 7,50 \text{ m}$	$h = 4,50 \text{ m}$ (poids 80 tonnes)
$L = 26 \text{ m}$	$l = 3,50 \text{ m}$	$h = 4,00 \text{ m}$ (poids 64 tonnes)

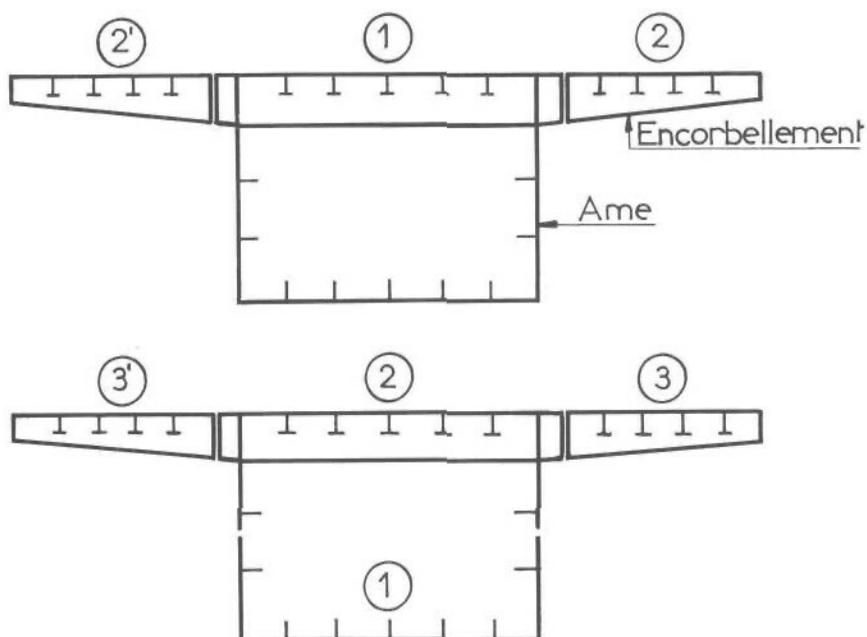


Figure 35
Types de décomposition d'une section transversale

1.3.2.3. Le portique haubané

Les mâts sont solidarisés en partie supérieure par une entretoise et fixés en pied sur une poutre horizontale posée transversalement et dépassant le tablier. Le pied de chaque mât peut être placé à l'extérieur de la section du tablier, dont toute la largeur est libre. Ce matériel a été utilisé pour la construction du Pont de Kernours sur le Bono (photos 23, 24, 25 et 26). La mise en place de tranches complètes d'ouvrage est alors possible.

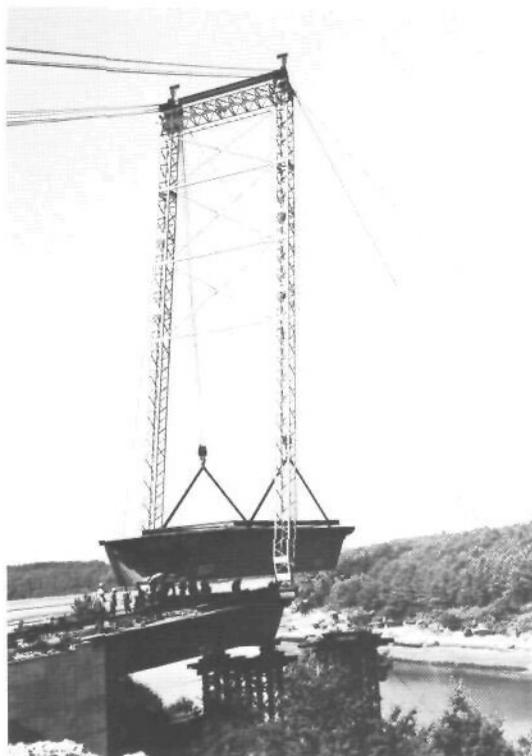


Photo 23 : Les pieds du portique sont situés à l'extérieur du tronçon déjà posé, ce qui permet le passage du tronçon suivant. Dans cette position, proche de la verticale, il est nécessaire d'avoir des câbles « arrière » et « avant ». Les câbles arrière sont peu tendus.

Photo 24 : Position inclinée du portique. Les câbles « avant » ne sont plus tendus. Les câbles « arrière » sont à leur maximum de tension.

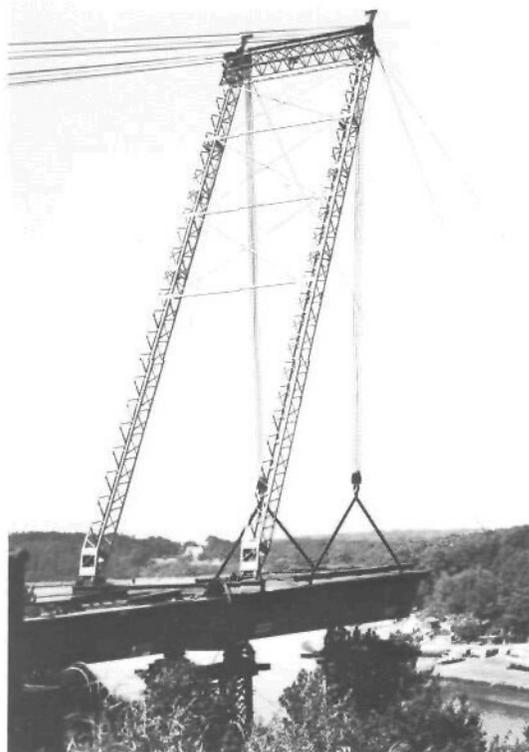


Photo 25 : Mise en place du tronçon de clavage, d'un poids de 40 tonnes environ et de 18 mètres de longueur.

Le matériel employé est parmi les plus légers qui puissent être utilisés pour la construction par encorbellement. Il peut déplacer des pièces de dimensions importantes en introduisant dans le tablier en construction des efforts limités si certaines précautions sont prises :

- la charpente du portique peut être légère, du type treillis, à condition que les efforts soient correctement centrés sur les différentes pièces pour éviter la flexion. Les pièces sont généralement articulées entre elles.
- les treuils et les mécanismes de commandes doivent être reportés en dehors de la zone en porte-à-faux.
- le point d'ancrage des haubans arrière doit être le plus éloigné possible vers l'arrière. En effet, lorsque le portique est dans la position la plus inclinée, vers l'avant, l'angle portique-haubans doit rester suffisamment important pour ne pas créer des efforts trop élevés dans le portique, les haubans et le tablier.



Photo 26 : Comparer le tracé des câbles avec celui visible sur la photo 25.

Dans ce système de montage d'autres précautions sont à prendre :
 - l'avancée d'un élément pris en charge s'effectue par l'inclinaison du portique. Il s'en suit pour l'élément suspendu des déplacements concomitants dans deux directions : longitudinale et verticale. De tels déplacements qui s'effectuent dans des espaces toujours restreints demandent une synchronisation poussée des différentes manœuvres :

- la hauteur des mâts doit correspondre environ au double de la distance séparant le pied du portique du centre de gravité du tronçon mis en place. L'importance de cette hauteur impose un dispositif assurant la stabilité transversale du portique (figure 36).

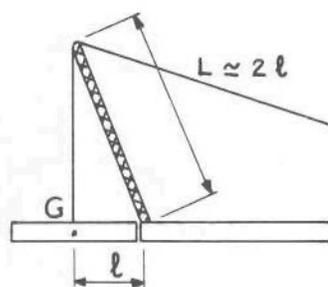


Figure 36

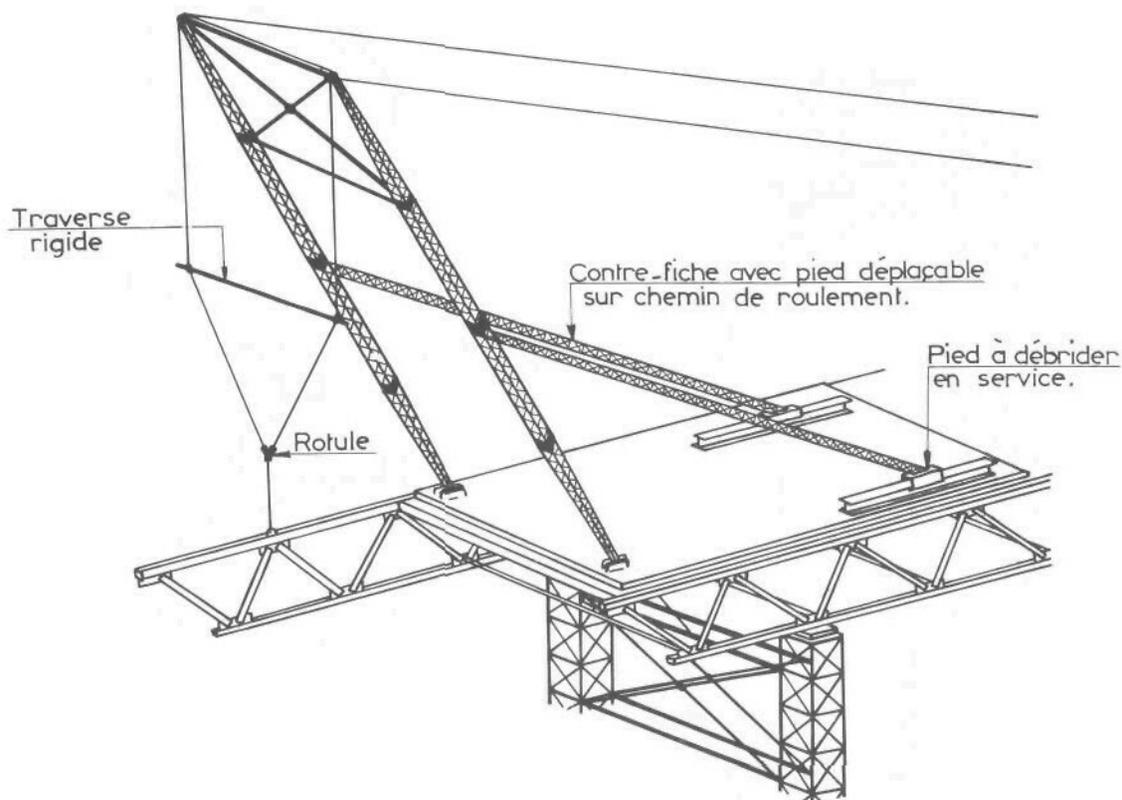


Figure 37
Portique

- aux positions voisines de la verticale, le portique peut être soumis à un renversement créé par le poids des haubans arrière. L'équilibre doit être assuré par des haubans avant.

Une variante de ce portique consiste à relier les mâts à deux contre-fiches d'inclinaison variable (figure 37). Lorsque l'appareil n'est pas chargé, les contre-fiches assurent la stabilité du portique. En service, par contre, le pied des contre-fiches est débridé et la stabilité est assurée par des câbles de retenue « arrière ». Cet appareillage est plus lourd que le précédent, mais il est plus aisé d'emploi. Les contre-fiches rigides évitent le renversement du portique par traction des câbles arrière.

1.3.2.4. Appareil spécial conçu pour un ouvrage

Pour un ouvrage donné, présentant des caractéristiques particulières vis-à-vis du site, de l'approvisionnement ou du tracé, il peut être conçu sur appareil spécial. Son intérêt dans ce cas est de remplir de façon satisfaisante certaines conditions de la construction par encorbellement sans pour autant éliminer toutes les difficultés liées à ce processus de montage.

Le « Diplodocus » récemment utilisé pour la construction du Pont de Cornouailles (sur l'Odet) rentre dans cette catégorie de matériel. C'est une ossature métallique se déplaçant au fur et à mesure de l'avancement des travaux, sur la structure déjà construite. L'ossature repose sur le tablier par deux lignes d'appuis équipées de rouleaux. Au droit de la ligne d'appuis arrière, l'appareil est bridé sur le tablier à l'aide d'un cadre entourant ce dernier (photo 27). Le poids du portique est de 150 tonnes environ. Les tronçons mis en place pèsent au maximum 100 tonnes. La mise en place d'un tronçon, avec clamage, demande une journée. Les assemblages soudés et leur contrôle se réalisent en une semaine (photo 28).

Le tronçon est pris en charge à l'aide de 4 bretelles (2 avant et 2 arrière) reliées à des vérins. Les deux bretelles avant sont reliées au tronçon par l'intermédiaire d'un balancier à axe horizontal. Ce mode de suspension, isostatique, facilite le fin réglage transversal des tronçons et évite les efforts de torsion.

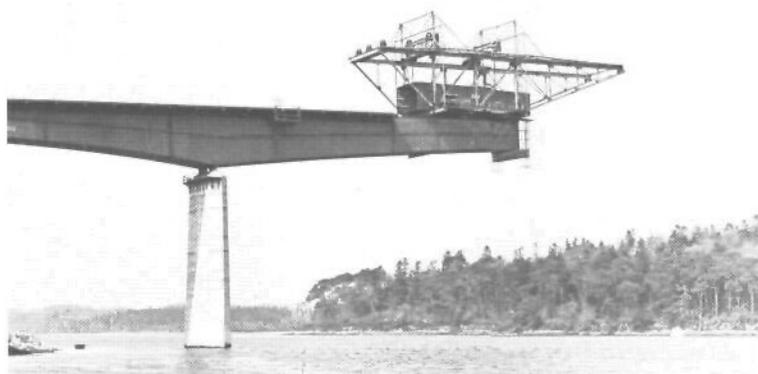


Photo 27 : Le tronçon à mettre en œuvre passe à l'intérieur de l'appareil.

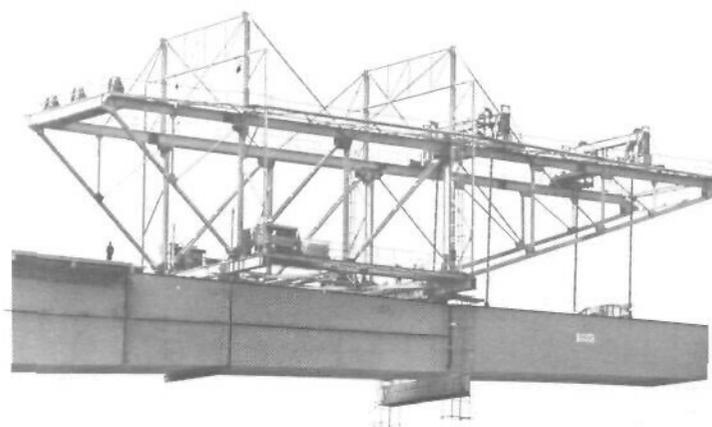


Photo 28 : Le tronçon est suspendu à quatre bretelles métalliques constituant en réalité trois appuis, du fait du balancier avant, visible au niveau du platelage supérieur.

1.3.2.5. Le Blondin (figure 38)

Cet appareil, d'un emploi limité constitue en lui-même un ouvrage proprement dit. Sa mise en place fait appel à des moyens importants qui doivent correspondre à l'ampleur des travaux à réaliser. Il trouve sa justification dans des sites très caractéristiques telle qu'une vallée encaissée.

Il présente deux avantages certains :

- sa mise en place dès le début des travaux permet son utilisation pour réaliser les fondations et les appuis lorsque les accès sont difficiles.
- l'ossature en encorbellement ne supporte que son propre poids, contrairement aux cas précédents. Il peut s'en suivre une économie de matière.

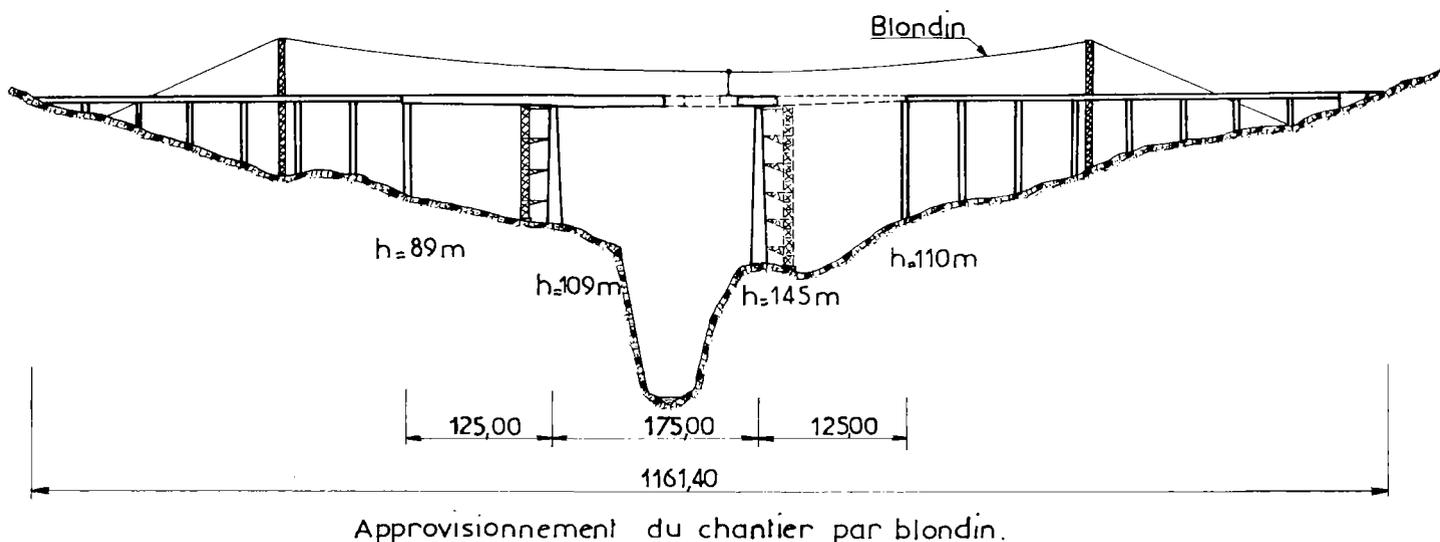


Figure 38
Viaduc de la Lao (Italie)
(Revue : Acier Stahl Steel - 1970)

Par contre les éléments transportés sont d'un poids relativement faible. Ils ne peuvent dépasser 10 à 15 tonnes. Les assemblages en place sont donc nombreux. Les accostages de pièces se font dans des conditions difficiles, en raison de la grande déformabilité des câbles porteurs et moteurs. Les assemblages sont boulonnés généralement.

1.3.3. Appuis provisoires

Quel que soit le matériel utilisé, la construction par encorbellement exige en un point ou à un autre du chantier, l'utilisation d'appuis provisoires pour assurer la stabilité.

Si l'assemblage des éléments commence par une extrémité de l'ouvrage (culée, ou pile-culée) les premiers tronçons reposent sur un platelage provisoire lui-même soutenu par une succession d'appuis provisoires.

Si l'assemblage commence au droit d'un appui définitif tel qu'une pile, la construction progresse symétriquement par rapport à cet appui. La stabilité ne peut pas être assurée par ce seul appui qui fait office de rotule. Des appuis provisoires sont montés à proximité de la pile.

Généralement ces appuis reposent au sol, et sont des palées (voir photos 25 et 26). Dans certains cas très spéciaux, les encorbellements peuvent être soutenus par des câbles et portique.

1.3.3.1. Appuis au sol - palées

Les palées font l'objet du chapitre IV. Cependant quelques points bien spécifiques à la construction par encorbellement méritent d'être précisés ici :

- La charge verticale supportée par un appui, provisoire ou définitif, est importante. Elle est due au fait même de l'encorbellement et au poids des engins de montage. Dans le cas d'un appui provisoire, les fondations doivent être soigneusement dimensionnées. Le caractère provisoire ne doit pas aboutir à une construction précaire. Les fondations peuvent certaines fois être très importantes, en particulier lorsqu'elles reposent sur des sols de mauvaise qualité.
Elles doivent être vérifiées régulièrement, au fur et à mesure des mises en charges et pendant toute la durée de leur exploitation. Cette durée d'exploitation peut être de plusieurs mois et des tassements sont susceptibles d'apparaître.
- Les efforts qui s'exercent transversalement à l'ouvrage sont importants. Ils sont dus, pour une grande part, au vent qui frappe la structure et les engins de montage. Ces efforts sont étudiés au chapitre VI « Charges Climatiques ».
- L'équipement de la tête de palée doit être particulièrement bien conçu, pour répondre aux conditions suivantes :
 - Les appareils d'appuis doivent être adaptés à la structure, pour éviter les concentrations d'efforts et permettre l'équilibrage des réactions d'appui.
Ces deux points sont primordiaux pour les caissons.
 - Les appareils d'appuis doivent permettre des réglages, pendant toute la durée du chantier. Le réglage des fléaux peut nécessiter des translations, tant horizontales que verticales, et des rotations.
- Il est à noter que dans la construction par encorbellement, la rotation des sections d'appui est importante en augmentant au fur et à mesure que les fléaux s'allongent. Il faut donc veiller à ce que les appareils d'appuis n'introduisent pas de moment d'encastrement parasite.

1.3.3.2. Soutient par câbles et portique

Ce procédé peut être utilisé dans le cas où l'ouvrage est équipé de haubans en phase définitive. Il permet de dégager complètement l'espace sous le tablier sans entraver la circulation maritime, fluviale ou terrestre (figure 39).

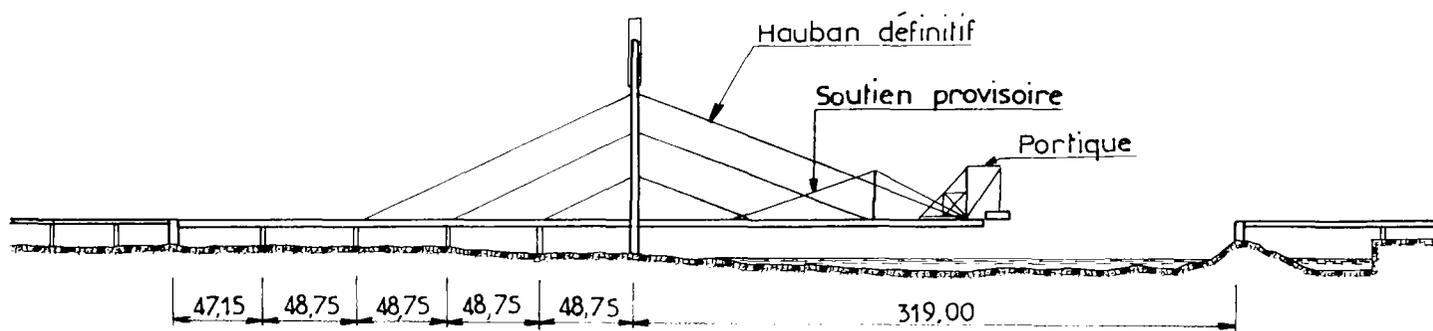


Figure 39
Kniebrücke (Düsseldorf)
(Revue : Acier Stahl Steel - Mai 1972)

1.3.4. Problèmes spécifiques à la construction par encorbellement - Précautions

1.3.4.1. Effets sur la structure

Dans la construction par encorbellement certaines sections, en particulier celles situées au droit des appuis, supportent des efforts très importants. Ces efforts sont généralement déterminants pour le dimensionnement des sections ce qui justifie l'importance donnée à l'étude des phases de construction.

- Par ailleurs, il faut essayer d'atteindre deux objectifs, a priori contradictoires :
- mettre en œuvre les plus gros éléments possible, afin de limiter le nombre de joints à réaliser sur place,
 - utiliser des engins de montage les plus légers possible pour ne pas trop pénaliser la structure qui les supporte.

Les pièces mises en place par ce système doivent présenter une rigidité transversale suffisante. Dans le cas contraire, elles doivent être rapidement entretoisées. Cette dernière précaution est à prendre en particulier avec les poutres en I ou en treillis.

1.3.4.2. Accostage des pièces - Fixation

Les engins de montage doivent être conçus de telle sorte que l'accostage et le positionnement des pièces soient simples et précis à la fois.

Par ailleurs, la soudure d'éléments en place n'est pas aisée, bien qu'elle se réalise de plus en plus. Or, la première condition pour réaliser convenablement un joint soudé est d'immobiliser parfaitement les pièces à assembler pendant un temps relativement long (3 à 4 jours pour un caisson soudé sur les âmes et les membrures inférieure et supérieure). A ce point de vue les suspensions par câbles ne donnent pas les meilleurs résultats, en raison de l'élasticité des suspentes.

Les principaux avantages que doit présenter un engin de montage sont la légèreté, la simplicité et la précision. Il doit permettre la manutention de tronçons importants et être capable d'immobiliser parfaitement ces tronçons plusieurs jours durant.

Le « Diplodocus » semble être l'un des systèmes à présenter le plus grand nombre de ces avantages. Son poids (150 tonnes) doit être considéré comme un inconvénient majeur.

1.3.4.3. Profil en long - Flèches

Les constructions en porte-à-faux accusent des déformations élastiques importantes, en flèche verticale particulièrement. A titre d'exemple, les encorbellements de 100 mètres construits à l'aide du Diplodocus accusaient une flèche de 1,50 m lorsque l'appareil était en extrémité de fléau (photos 29 et 29 bis). De telles déformées imposent des études approfondies pour déterminer les contre-flèches, l'équipement des têtes d'appui et leur cote d'arasement.

Lorsque le tablier est construit à l'avancement et que l'extrémité du fléau est sur le point de reposer sur un appui, la flèche prise par le fléau est résorbée avant de poursuivre la construction (figure 40). Cette opération se réalise à l'aide de vérins, cales et camarteaux dont la place respective doit être prévue en tête de palée ou d'appui.

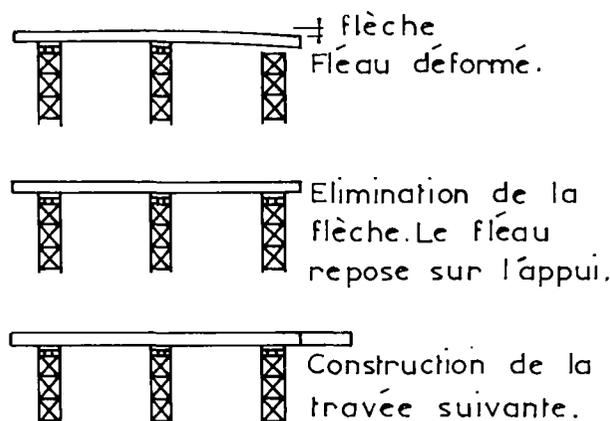


Figure 40

Lorsque le tablier est construit en encorbellement à partir des 2 appuis d'une travée, le clavage a lieu au centre de la travée. Il peut se réaliser au droit d'un seul joint de voussoir ou à l'aide d'un voussoir complet avec ajustement de deux joints (figure 41).

La première solution semble meilleure surtout lorsqu'il est possible de déplacer longitudinalement l'un des fléaux à claver.

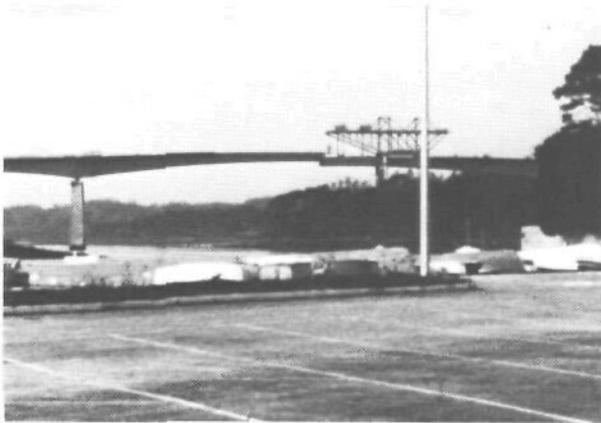


Photo 29 : Fléau de 100 m de portée.

Photo 29 bis : Différence de cotes (1,50 m) au droit du joint de clavage due à la présence du portique sur l'un des fléaux.

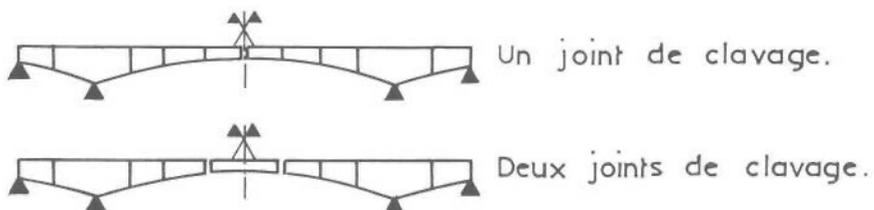
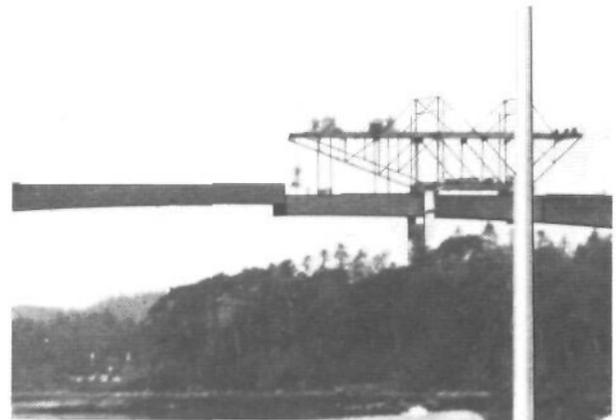


Figure 41
Clavage des fléaux

Les fléaux présentent du fait de l'encorbellement des déformations importantes. Un méplat existerait au centre de la travée, si ces déformations n'étaient résorbées. Deux solutions de base peuvent être envisagées pour obtenir un profil en long satisfaisant (figure 42).

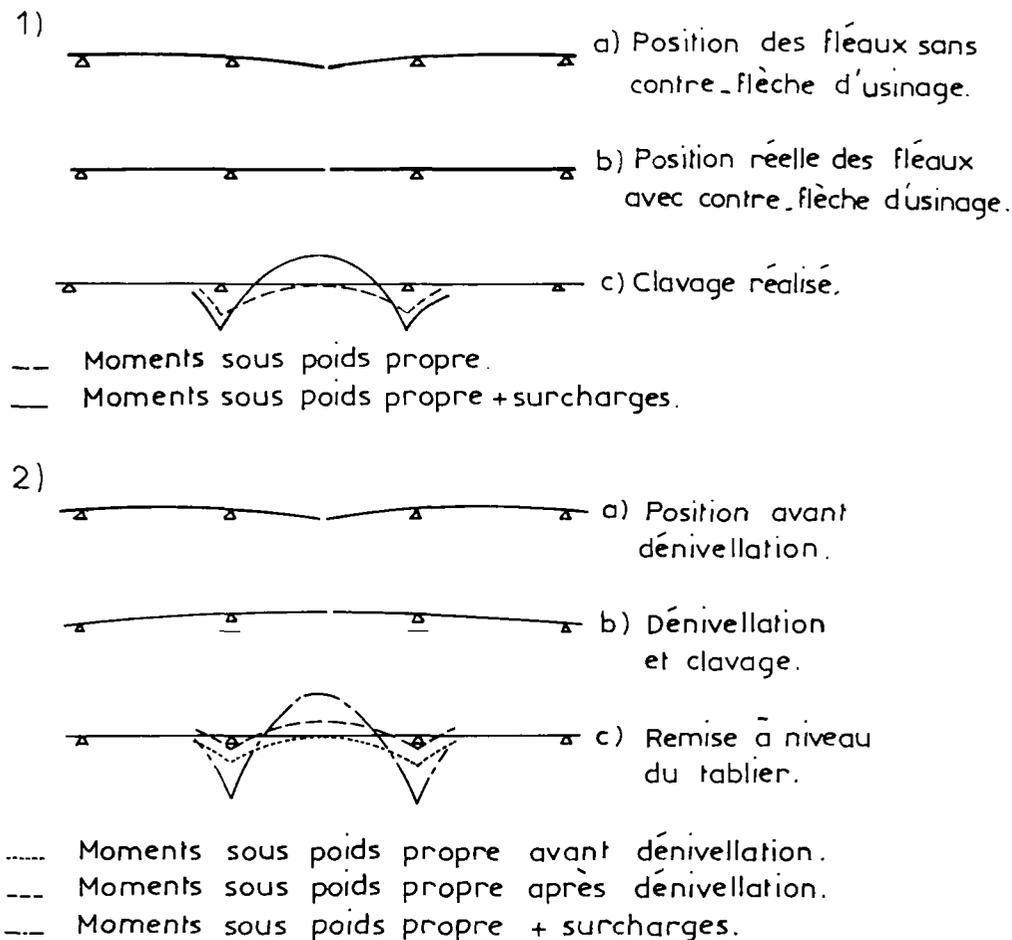


Figure 42

1 - tenir compte de ces déformations au moment du tracé des pièces en atelier en donnant les contre-flèches correspondantes. Après clavage, le moment sous le poids propre de la structure est nul au centre. La matière mise en œuvre travaille peu.

2 - absorber une grande partie des déformations par dénivellations d'appuis avant clavage. Après clavage le tablier est remis à sa cote définitive. Cette dernière opération correspond généralement, dans la travée de clavage, à une descente sur appuis au droit desquels les moments négatifs diminuent. Le moment au centre passe d'une valeur nulle à une valeur positive.

Il n'existe pas de règle stricte qui permette de choisir l'une des deux solutions. Le principe fondamental est de chercher l'économie du projet. En fonction de la distribution des travées, on détermine les courbes des efforts dus aux charges permanentes et aux surcharges. En comparant leur tracé il est possible, par une suite de dénivellations, d'obtenir une distribution des efforts qui suive au mieux la distribution de la matière, d'où une économie possible. Mais les dénivellations d'appui sont des manœuvres toujours délicates à réaliser: Elles doivent être de grande amplitude pour procurer un résultat appréciable. Les masses à déplacer sont très importantes. Enfin, avec les conceptions actuelles, les têtes d'appuis définitifs sont de dimensions restreintes et n'offrent que peu de place pour réaliser ces opérations.

Par ailleurs, comme il est décrit en 1.2.4.1., les sections près des appuis sont souvent déterminées en fonction des efforts développés en cours de construction. L'optimisation des sections en phase définitive est

rendue presque impossible. Dans bien des cas on préfère absorber les déformations de fléaux par l'introduction de contre-flèches importantes, en procédant au fin réglage, si besoin est, par faibles dénivellations d'appuis.

Le clavage doit obligatoirement se réaliser lorsque la température de l'ouvrage est uniforme. Les structures en caisson avec leur platelage et leur tôle de fond forment des bilames très sensibles aux variations de température. Il est plus aisé de claver par temps maussade ou de nuit que par temps clair et ensoleillé.

1.3.5. Conclusion

Le montage par encorbellement s'applique de préférence aux ouvrages continus dont les éléments unitaires sont d'un poids moyen et d'une rigidité de torsion relativement importante.

Pour que les opérations soient réalisés à un prix de revient normal et dans des conditions de sécurité satisfaisantes, il est souhaitable d'utiliser un matériel de levage et de réglage fonctionnel, spécialement étudié. La qualité du matériel est primordiale surtout pour la construction d'ouvrages soudés de grandes dimensions, où les éléments sont scindés en sous-éléments très peu stables et où un gros travail de réglage et de soudage est réalisé en place.

En raison des difficultés techniques et de l'importance du travail à réaliser en place, on a recours à la construction par encorbellement lorsque les autres méthodes ne peuvent être retenues. Elle a cependant l'avantage de réduire le nombre des appuis au sol, et de libérer les emprises. Enfin, et bien que des accidents aient pu se produire sur des chantiers utilisant cette méthode, elle est malgré tout l'une des plus sûres.

Ouvrages récents mis en place par encorbellement

BÉNODET (Finistère)
KERNOURS (sur le Bono - Morbihan)

1.4. - MONTAGE PAR LEVAGE A LA BIGUE OU A LA GRUE

Le montage d'éléments importants peut être réalisé à l'aide d'engins de levage, qui sont :

- les grues automotrices pour les ouvrages situés en site terrestre,
- les bigues, pontons-grues ou pontons-mâtures pour les ouvrages situés en site aquatique (fleuves, canaux, ports).

Dans l'un et l'autre cas le principe de mise en place est le même. Il consiste à prendre en charge un élément d'ouvrage, pour mise en position définitive, à l'aide d'un ou de deux engins de levage.

En attendant son assemblage au reste de la structure, cet élément peut reposer sur des appuis provisoires ou être maintenu à la structure déjà en place à l'aide de brêlages ou de corbeaux.

1.4.1. Engins de levage

1 - Grues au sol

L'utilisation au sol de grues automotrices est peu développée pour plusieurs raisons :

- le nombre d'ouvrages métalliques construits en site terrestre est relativement faible,
- les grues automotrices sont d'une force de levage au crochet limitée alors que le mode de montage trouve sa pleine justification dans la mise en place d'éléments importants, en dimensions et en poids.
- les grues à terre sont généralement calées durant les manœuvres de levage, ce qui limite les possibilités de déplacement, en plan, des éléments à transporter. Dans le cas contraire, les grues reposent sur le sol par l'intermédiaire de leurs pneus, mais leur capacité de levage est très nettement diminuée.

a - Force de levage

Les diagrammes présentés (figure 43) indiquent, pour différents modèles de grues, la force au crochet en fonction du rayon d'action ou portée de la flèche.

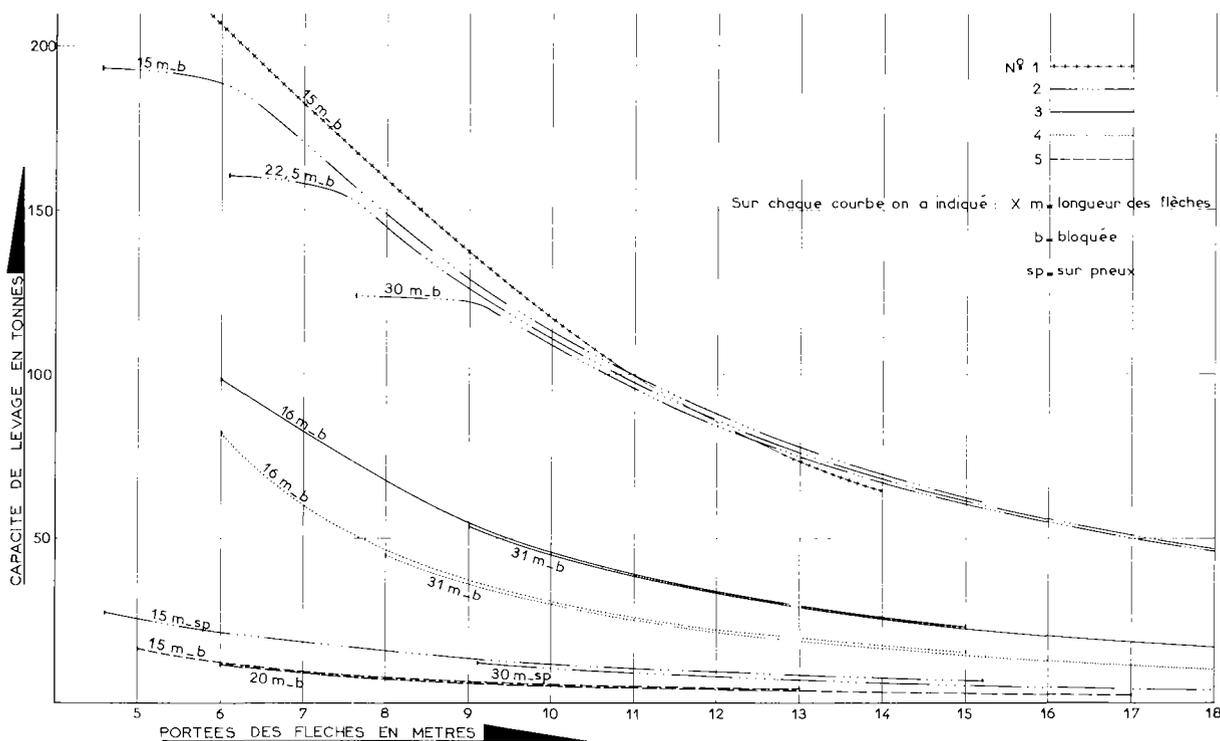


Figure 43

Les familles de courbes sont relatives à 5 modèles d'appareils. La courbe n° 1 correspond approximativement au plus puissant des engins existant actuellement. Les courbes donnant les plus faibles performances correspondent à des engins légers.

On constate :

- que la force de levage diminue très rapidement lorsque le rayon d'action (portée de la flèche) augmente,
- que la force de levage est faible lorsque les grues ne sont pas calées.

Le déplacement d'éléments importants par une grue calée est très limité, puisqu'il ne peut se réaliser que par rotation et inclinaison de la flèche. Dans le cas où les éléments importants sont levés à l'aide de deux grues calées, les rotations des flèches sont de quelques degrés, ce qui limite d'autant les déplacements.

b - Domaine d'emploi

Les grues au sol ne sont donc employées que pour lever des éléments de poids réduit ou de faible encombrement. Elles sont utilisées pour le montage des viaducs métalliques démontables (voir photos 30, 31 et 32). On peut noter à ce propos que ces ouvrages, qui font l'objet de marchés à commandes régulières, sont



Photo 30 : Approvisionnement de deux éléments de 35 tonnes et 31 mètres de longueur.



Photo 31 : Prise en charge d'un tronçon par deux grues.



Photo 32 : Élément de 13 tonnes et de 13 mètres de longueur.

montés très souvent la nuit, pour perturber le moins possible le trafic. L'incidence financière du montage de nuit est faible. Le supplément de dépense varie de 1 à 4 % du prix de l'ouvrage comprenant la fourniture, le transport et la mise en œuvre des appuis métalliques, de la structure et des superstructures (revêtement compris).

Dans les autres domaines, les grues ne peuvent remplir que leur fonction de levage. La difficulté dans ce cas est d'approvisionner au pied même de la grue des éléments à l'aplomb de leur position définitive (photos 33 et 34).

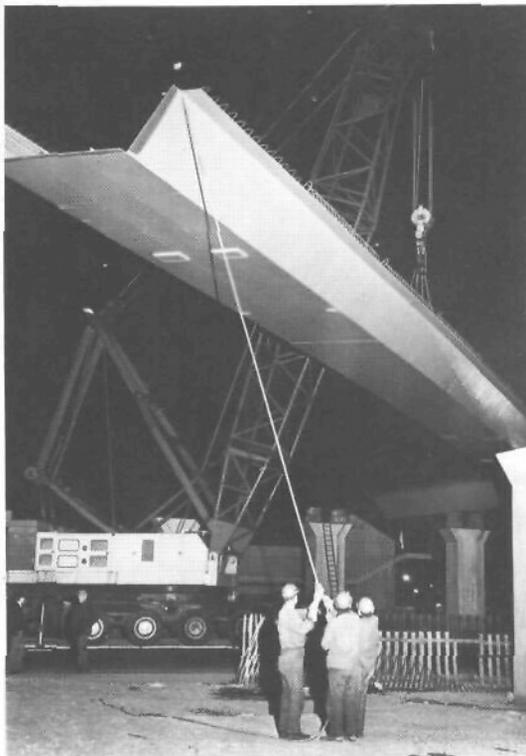


Photo 33 : Caisson mis en place par une grue au sol. La grue est calée sur vérins, elle ne peut se déplacer. Les tronçons doivent être approvisionnés dans le rayon d'action de la flèche. En site urbain cet approvisionnement peut présenter des difficultés.

Photo 34



2 - Les bigues - Les pontons-mâtures

Ces engins sont constitués de flèches ou mâts équipés de câbles et de treuils montés à demeure sur des pontons. La fonction de levage est assurée par les mâts ; les déplacements en plan sont obtenus par le mouvement des pontons sur le plan d'eau.

a - Force de levage

Les bigues peuvent être classées succinctement en deux catégories, selon leur force de levage :

- les bigues de 150 tonnes et plus, qui évoluent principalement dans les ports maritimes et occasionnellement sur les très grandes voies d'eau,
- les bigues de 60 à 80 tonnes qui peuvent se déplacer sur les voies navigables d'une certaine importance. Le jumelage de ces dernières est possible. La mise en place de tronçons de 60 à 150 tonnes est une opération courante à l'heure actuelle.

Les dimensions habituelles des bigues sont données sur les croquis ci-joints (figures 44, 45 et 46, photos 35, 36, 37 et 38).

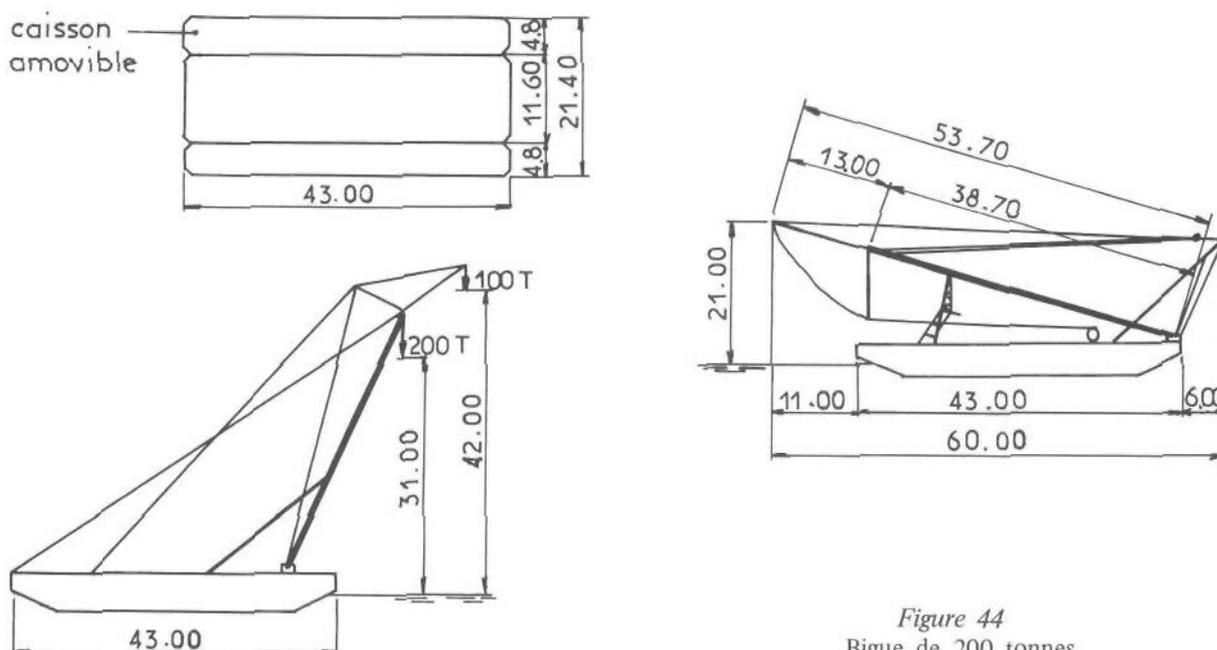


Figure 44
Bigue de 200 tonnes

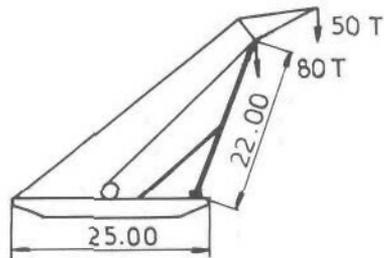
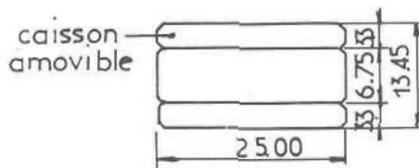


Figure 45
Bigue de 60 tonnes

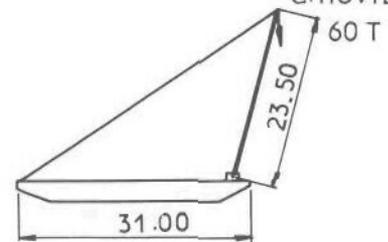
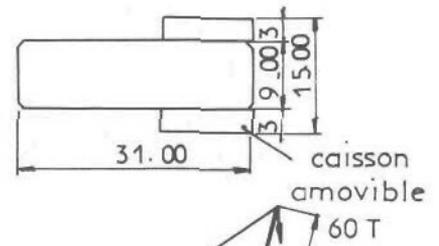


Figure 46
Bigue de 80 tonnes

Les photos 35 et 36 concernent le même ouvrage, avec utilisation d'une bigue de 150 tonnes.



Photo 35 : Mise en place du tronçon de rive de 77 mètres de longueur et 121 tonnes. En cours de transport, l'encorbellement maximum des poutres est de 30 mètres.

Photo 36 : Mise en place du tronçon central de 46 mètres de longueur et de 73 tonnes. Les corbeaux d'extrémités serviront à maintenir le tronçon sur les poutres déjà en place.

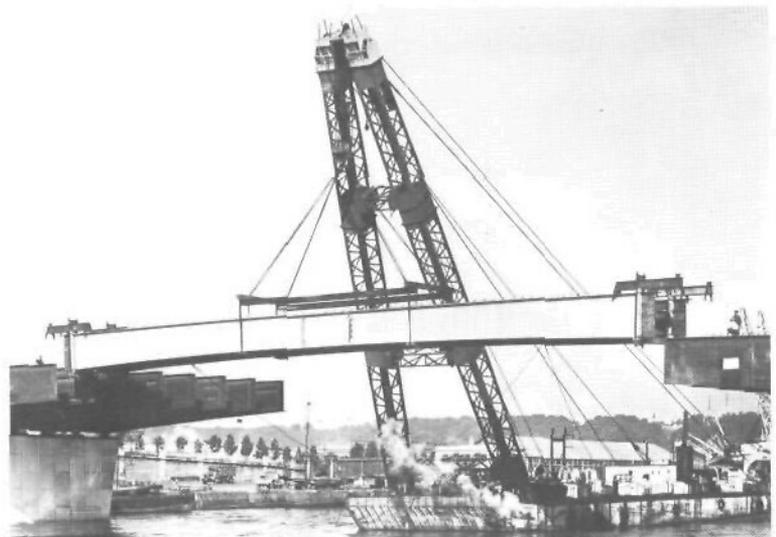


Photo 37 : Demi-caisson de 57 mètres de longueur et 140 tonnes environ.



Photo 38 : Demi-caisson de 84 mètres de longueur et 140 tonnes. Les bigues sont espacées de 33 mètres. Le corbeau situé à l'extrême gauche viendra reposer sur l'extrémité droite du tronçon précédent (photo 37).

b - Domaine d'emploi

- L'emploi d'un ponton-bigue pour le montage est subordonné à deux conditions principales :
- d'une part, la possibilité d'amener l'engin sur le site par voie navigable,
 - d'autre part, la possibilité de la faire évoluer en charge sur les lieux de montage.

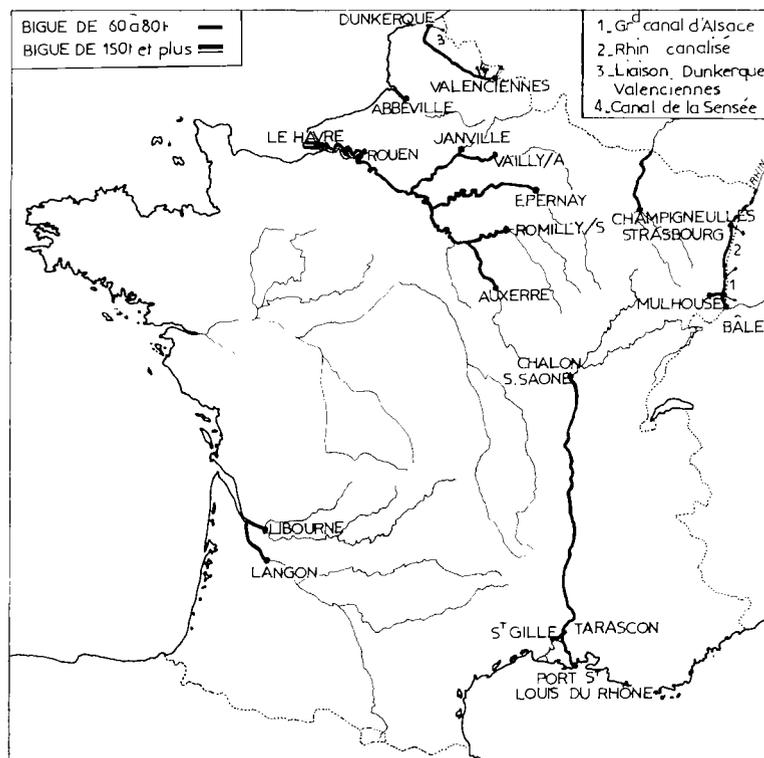
Amenée sur le site

L'amenée du ponton-bigue sur le site fait l'objet d'une étude dont se charge en général le loueur de l'engin. La largeur des écluses est le principal obstacle à son amenée par voie d'eau.

Pour pallier cette difficulté, les pontons comprennent souvent une barge centrale étroite recevant la flèche et les organes moteurs, et des caissons latéraux amovibles. Le tirant d'eau nécessaire est relativement faible à lège (0,75 m environ) ; en charge il ne dépasse pas 2 mètres pour les bigues de 60 à 80 tonnes.

Les voies d'eau sur lesquelles la circulation d'une bigue est possible sont représentées sur la carte géographique (figure 47). Les indications de cette carte restent toutefois générales et susceptibles de modifications liées aux améliorations entreprises sur les réseaux navigables.

Figure 47



Nota : les ports maritimes n'ont pas été mentionnés. Ils possèdent ou peuvent recevoir des matériels dont les forces de levage s'échelonnent de 50 à 400 tonnes, et plus quelquefois.

Évolution sur les lieux de montage

Sur les lieux de montage les diverses évolutions des bigues doivent faire l'objet d'un examen préalable très détaillé. Cet examen doit être effectué en commun dès l'origine du projet par les techniciens de l'Entreprise chargés de l'étude du montage, par le futur chef du chantier de montage, et par les spécialistes chargés de la manœuvre des engins flottants. En particulier doivent être reconnus à l'avance puis aménagés et équipés en temps voulu tous les points d'ancrage et d'amarrage nécessaires pour assurer aussi bien l'attache des câbles de manœuvre que celle des câbles ou chaînes de sécurité.

Sur les lieux d'évolution il convient naturellement de s'assurer que les bigues en charge disposeront en tous points de la hauteur d'eau nécessaire et qu'il n'existe pas d'obstacle immergé éventuel risquant de compromettre une manœuvre. Le régime des crues doit être considéré et le courant doit rester modéré : sa force peut gêner sensiblement l'évolution des engins. Mais le vent surtout reste le principal obstacle car les hautes flèches des bigues et la grande surface des poutres à manutentionner offrent une prise considérable à son action.

Une manœuvre ne doit donc être décidée que par vent assez faible. Par sécurité il est prudent de prendre le matin même les avis de l'O.N.M. sur l'évolution probable des conditions climatiques pour la journée.

Les contacts nécessaires doivent être pris très à l'avance avec les services de la navigation fluviale qui examinent le projet et ont à accorder les interruptions temporaires indispensables du trafic fluvial. Ces interruptions sont nécessaires non seulement pour des raisons de sécurité, mais aussi parce que les évolutions des pontons-bigues sont le plus souvent obtenues par « papillonnage » à l'aide de câbles tendus transversalement au chenal de navigation. Elles sont accordées pour des jours bien déterminés et des durées limitées (4 à 6 heures dans les cas courants). Les avis d'interdiction sont communiqués en temps voulu à la batellerie par les soins des services de la navigation.

On conçoit donc que l'étude et la préparation de toutes les manœuvres de montage à la bigue doivent être faites bien à l'avance et minutées dans leurs moindres détails.

3 - Les pontons-grues

Ce sont des grues embarquées provisoirement sur des pontons.

a - Force de levage

La force de levage est sensiblement identique à celle donnée précédemment pour les grues calées (1 - a).

b - Domaine d'emploi

Le domaine d'emploi correspond à celui des bigues. Il faut cependant signaler que certains sites sont inaccessibles aux bigues bien que leur travail sur place soit possible. Une solution dans ce cas est d'embarquer une grue près du site, sur un ponton amené par éléments. Cette opération est cependant peu courante et présente des difficultés pour l'embarquement de la grue sur ponton.

1.4.2. Le procédé de montage

Dans le montage à la bigue ou à la grue, on cherche à mettre en place en une seule opération des éléments complets d'ouvrage (poutres, caissons). La longueur de ces éléments correspond, dans la mesure du possible, à la distance entre points de moment nul de la structure définitive. A l'heure actuelle il n'est pas exceptionnel de mettre en place des tronçons de 80 à 90 mètres de longueur.

Lorsque les éléments approvisionnés d'usine sont de faibles dimensions, on réalise sur berge un premier assemblage pour constituer l'élément qui sera mis en place par la (ou les) bigue.

Par contre, lorsque les éléments sont d'un poids trop grand, compte tenu de la force de levage admissible pour les bigues, on peut les scinder longitudinalement. Ce cas se présente fréquemment pour les caissons (photo 39).

Pour des raisons de stabilité qui seront examinées plus loin, les poutres en I peuvent parfois être préalablement assemblées deux par deux (photo 40) ce qui est une disposition avantageuse et sûre lorsque la puissance des engins de levage le permet. Mais avec une telle disposition l'encombrement en largeur de la charge impose une inclinaison importante de la flèche de la bigue, ce qui entraîne une diminution de la capacité de levage de celle-ci.

Le procédé de montage par ponton-bigue présente des avantages certains, mais nécessite des précautions particulières :

1 - Les avantages

Le premier avantage est de réduire au minimum le nombre de joints à réaliser en place en toutes positions et dans des conditions inconfortables au-dessus de l'eau.



Photo 39 : Mise en place d'un demi-caisson, scindé longitudinalement.

Photo 40 : L'entretoisement de deux poutres en I résoud les difficultés de stabilité des poutres. Il impose par l'encombrement du tronçon, l'emploi d'une bigue de fort tonnage (150 tonnes).



Le second avantage vient du fait que les tronçons sont de grande longueur ce qui permet de diminuer le nombre des palées provisoires de soutien et parfois même de les supprimer totalement. Ces palées sont onéreuses et encombrantes et sont en outre à démonter ultérieurement.

Enfin la mise en place à la bigue est rapide lorsqu'elle peut se dérouler suivant les dispositions prévues et que tout a été bien préparé au départ. Un élément de 140 tonnes mesurant 80 mètres peut, par exemple, être mis en place en 4 heures environ. Les opérations élémentaires sont les suivantes :

- mise en position des bigues pour prendre en charge le tronçon de poutre stocké sur berge ou sur ponton.
- transport du tronçon (en général sur moins de 200 mètres environ)
- mise en place du tronçon, réglage, puis calage en position voulue sur piles et culées ou sur corbeaux s'appuyant sur les extrémités de poutres déjà montées.
- repliement des bigues pour permettre la reprise du trafic fluvial.

Il est à noter que malgré l'importance des éléments à mettre en place, il est possible de le faire avec précision. Sans intervention d'outillage complémentaire et pour un élément de 80 mètres de longueur la précision du centimètre est assez facile à obtenir (photo 41). Le fin réglage se réalise simplement à l'aide de vérins ou de tire-forts, les appuis provisoires étant aménagés en conséquence pour permettre de petits déplacements des éléments sans trop de difficultés.

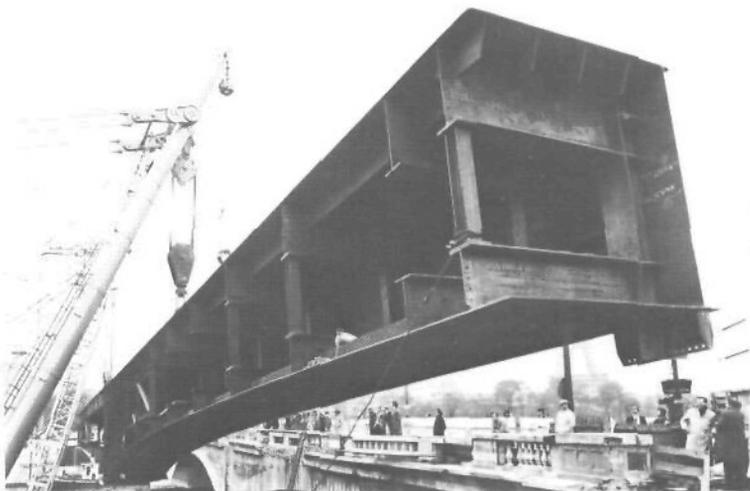


Photo 41 : La précision de mise en place à la bigue permet d'amener en coïncidence parfaite l'assemblage boulonné en croix situé à l'extrémité droite, avec son vis-à-vis en attente sur la culée. Remarquer les montants verticaux provisoires qui joignent les demi-entretoises, inférieure et supérieure ; on obtient ainsi des sections fermées.

2 - Les précautions à prendre

La précaution majeure dans le montage à la bigue est d'éviter l'instabilité ou la trop grande déformation des tronçons. Par exemple, l'inertie transversale d'une grande poutre en I étant faible, il est à craindre des risques de déversement de l'ensemble, soit au cours des manutentions, soit durant la phase où la poutre demeure appuyée isolément en position.

L'étude théorique détaillée de ces phénomènes de déversement et de voilement fait l'objet du chapitre V « Instabilité des éléments partiels constitutifs d'un pont ». On trouvera dans ce chapitre les calculs de vérification à effectuer concernant la stabilité des poutres ou des caissons en cours de montage, ainsi que le principe des dispositions à prendre pour se trouver en deçà des conditions limites de sécurité.

En ce qui concerne les moyens matériels mis en œuvre pour y parvenir, ceux-ci sont à imaginer dans chaque cas selon les possibilités offertes par les conditions locales d'organisation du chantier et de disposition du site. C'est ainsi que l'on a pu utiliser temporairement l'action stabilisatrice d'un ponton-grue pour maintenir latéralement en son milieu une grande poutre isolée, jusqu'à ce que cette poutre puisse être entretoisée avec la poutre voisine mise en place par la suite (photo 42).

Par ailleurs, le plus grand soin doit être apporté également à l'étude de détail des appareils de levage ou d'appui : ceux-ci risquent en effet de transmettre à la structure des efforts locaux excessifs susceptibles de la déformer dangereusement. Citons à titre d'exemple :

– étude des oreilles de levage qui sont à souder provisoirement sur le platelage en des points soigneusement choisis pour ne pas occasionner de déformation locale (photo 43).



Photo 42 : Mise en place à la bigue d'une poutre en I. Dès que le tronçon sera broché à ses extrémités, et avant que la bigue située au centre de la photo se replie, le ponton grue situé en bas à droite viendra maintenir latéralement le centre du tronçon, pour éviter le déversement.

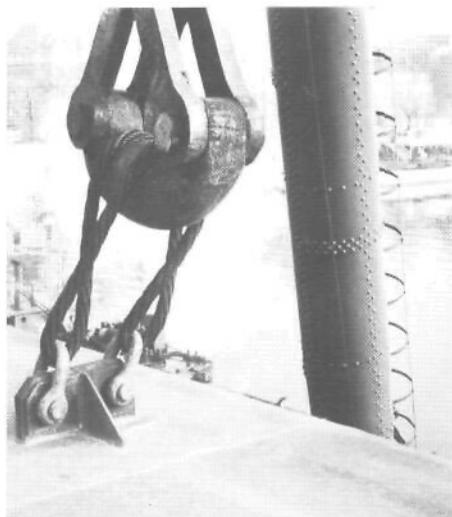


Photo 43 : Oreilles d'attache pour la prise en charge d'un tronçon.



Photo 44 : Le tronçon de droite équipé de son corbeau vient reposer sur le tronçon de gauche, déjà mis en place. Après réalisation de l'assemblage, les corbeaux seront éliminés.



Photo 45 : Sur la poutre extérieure, le montant provisoire est visible entre les semelles inférieure et supérieure. Le câble qui entoure la poutre passe sous la semelle inférieure qui est protégée par un berceau.

- étude de la transmission de l'effort d'appui sous corbeau (photo 44).
- étude de l'accrochage des poutres au ponton-bigue (en général utilisation d'un palonnier et de cadres de suspension avec petits sommiers et tirants filetés (photos 35, 36, 40 et 42). Dans les cas plus simples où l'on peut admettre de faire passer directement l'élinguage sous la semelle inférieure, il est nécessaire d'interposer un berceau d'appui pour éviter toute déformation locale des ailes). (figure 45).

1.4.3. Conclusion

Le montage par levage à la bigue ou autres engins flottants est nécessairement limité puisqu'il est lié à l'existence de voies navigables tant pour l'amenée du matériel que pour l'évolution de celui-ci sur le site. Lorsque ce matériel n'a pas une trop grande distance à parcourir pour atteindre le chantier et que l'on dispose d'une aire d'assemblage très proche du lieu de mise en place, le montage à la bigue est un procédé rapide et économique. C'est le cas des ports et des grandes voies navigables.

Le montage par levage à la grue terrestre est surtout limité par la force de levage du matériel. On ne peut mettre en place que des éléments de faible poids. La méthode perd beaucoup de son avantage si l'on doit scinder des éléments pour les réassembler en place.

Dans l'un et l'autre cas, de grandes précautions sont à prendre pour assurer la stabilité des éléments durant leur transport et leur mise en place. Ce point est certainement le plus délicat à résoudre pour l'application de la méthode.

Ouvrages récents mis en place par levage à la bigue ou à la grue

CONFLANS STE HONORINE	(Yvelines)
VALENCE	(Drôme)
PONTOISE	(nouveau pont) (Val d'Oise)
GARIGLIANO	(nouveau pont d'Auteuil - Boulevards Extérieurs PARIS)
CHATOU	(RN 190 - Hauts de Seine)

1.5. - MONTAGE PAR LEVAGE D'ÉLÉMENTS IMPORTANTS

La tendance qui se dessine à l'heure actuelle pour le montage des ponts métalliques, est de mettre en place des éléments toujours plus importants. On peut donner plusieurs raisons à cette évolution :

- la réalisation des assemblages est plus aisée sur un atelier forain qu'en place sur chantier, surtout si ces assemblages sont soudés,
- le matériel de transport et de levage, mis à la disposition des Entreprises, augmente constamment de puissance,
- une interruption de la circulation sous des ouvrages très importants devient toujours plus contraignante.

C'est ainsi que des éléments monoblocs de plus de 1 000 tonnes ont été récemment levés.

Les moyens de montage utilisés ne peuvent évidemment pas être une simple extrapolation des types de montage rencontrés pour des éléments de 200 tonnes.

L'ensemble du matériel de levage constitue à lui seul un véritable ouvrage qui nécessite des études détaillées et l'emploi de matériaux de qualité. Ainsi l'ouvrage récemment construit au-dessus de la passe de Caronte, dans les Bouches-du-Rhône, a nécessité un système de montage inhabituel qui mérite d'être décrit :

1.5.1. Description de l'ouvrage principal

C'est un pont à béquilles simples, dont le tablier est un caisson complété de part et d'autre par de larges encorbellements (figure 48).

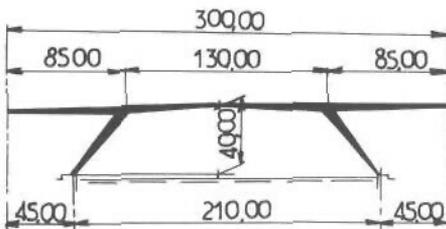


Figure 48

longueur de tablier : 300 mètres
distance entre pied de béquilles : 210 mètres
hauteur libre au-dessus de l'eau : 40 mètres
largeur de caisson : 10 mètres
hauteur du caisson : variable de 4,5 à 6 mètres
largeur de chaque encorbellement : 10 mètres
béquille à fût simple, de section transversale rectangulaire unique
poids total de l'ouvrage : 3 200 tonnes

1.5.2. Principe du montage

Le tablier est entièrement assemblé au sol sur 300 mètres de longueur (photo 46) et levé en une seule opération à la cote définitive. Les béquilles sont alors mises en position par rotation autour de leur pied (photo 47).

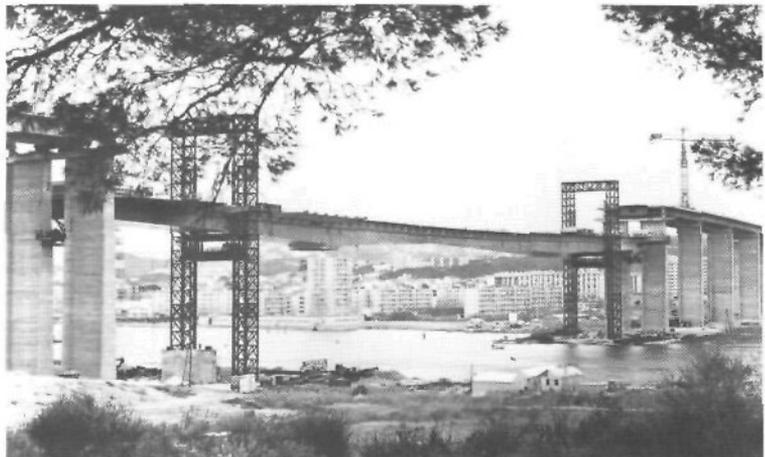


Photo 46 : Levage du tablier.

Trois tronçons de 100 mètres sont constitués sur berge, transportés à pied d'œuvre par pontons flottants et assemblés les uns aux autres. L'ensemble est levé à une hauteur de 40 mètres. Les béquilles, entièrement constituées en usine et transportées par voie maritime sont délacées à l'aplomb du site, au niveau du sol. Leur pied est fixé à l'emplacement définitif à l'aide d'une articulation (photo 48). Les béquilles sont relevées puis solidarisées en tête, au tablier.

Photo 47 : Mise en place d'une béquille.

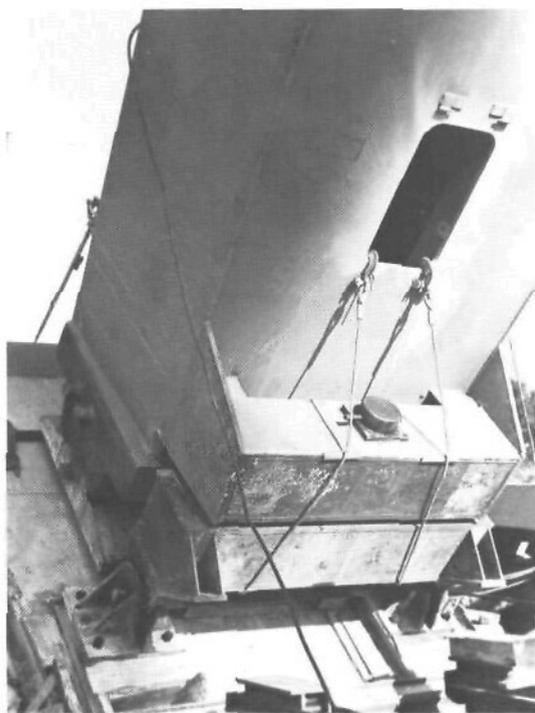


Photo 48 : Articulation provisoire d'une béquille. La béquille peut tourner autour de deux axes de rotation, visibles sur la photo.

1.5.3. Matériel utilisé

Une palée de 45 mètres de hauteur en charpente métallique est montée sur chaque rive. Chaque palée est équipée de deux plate-formes situées l'une en dessous de l'autre et reliées par des vérins à double effet possédant une course de 1 mètre. Le tablier repose sur la plate-forme supérieure. Par un jeu de broches les plate-formes prennent appui sur les crémaillères équipant les portiques.

Le levage du tablier se réalise en 40 opérations élémentaires toutes identiques : la plate-forme inférieure est brochée, la plate-forme supérieure débroschée est levée de 1 mètre à l'aide des vérins, puis brochée. La plate-forme inférieure est alors débroschée et relevée de 1 mètre. L'opération suivante est alors commencée.

Une opération élémentaire peut se réaliser en une heure mais le hissage complet nécessitant des manœuvres annexes et des contrôles dure plus de 40 heures.

1.5.4. Les équipements annexes

En cours de levage, les efforts dans la structure du tablier sont différents de ceux en phase d'exploitation. Des lests sont mis en place aux extrémités pour conjuguer dans chaque section les efforts et la résistance de la structure.

Lest - Ce lest a atteint, pour l'une des opérations, le poids maximum de 330 tonnes par extrémité : soit 660 tonnes au total (photo 46).

Guidage - Le guidage n'est pas assuré par les portiques conçus pour ne recevoir que des charges verticales. Des charpentes provisoires fixées à chaque extrémité du tablier, coulissent sur toute la hauteur du trajet, entre les piles culées en béton servant d'appuis extrêmes au tablier métallique (photo 49).

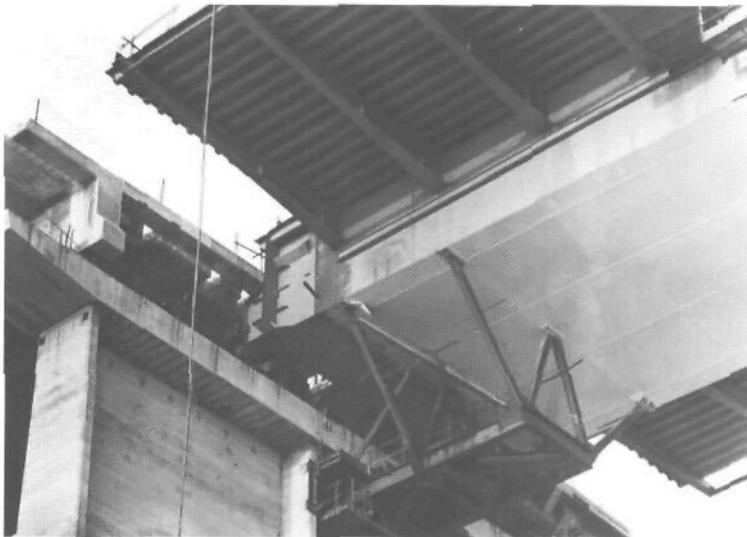


Photo 49 : Dispositif provisoire placé sous le tablier pour assurer le guidage en cours de levage.

Blocage - Durant les périodes de repos ou lorsque les conditions atmosphériques obligeaient la cessation du travail (en particulier le vent), des vis de blocage prenaient appui sur les piles-culées en béton pour maintenir l'ensemble dans les sens transversal et longitudinal.

Vérins et vis de sécurité - Chaque portique était équipé de 4 vérins d'une force de levage admissible de 500 tonnes. La charge maximum levée se décompose comme suit :

	tonnes
Tablier	2 000
Lest	660
Équipement	200
	<hr/>
	2 860

Chaque vérin développait donc en moyenne une force de levage de 360 tonnes. Une vis de sécurité à simple effet est associée à chaque vérin.

Câbles et mouflages - Chaque béquille, d'un poids de 190 tonnes, est mise en place par pivotement autour de son pied. La tête est levée à l'aide de câbles et de mouflages raccordés en tête de palée.

1.5.5. Analyse de la méthode

La méthode n'est applicable que pour des sites bien particuliers. Le chantier doit permettre d'accéder au pied même de l'ouvrage, avec des pièces indivisibles aux dimensions exceptionnelles. Le fond de la brèche doit être suffisamment plat sur une grande largeur (au minimum 300 mètres dans le cas présent).

Il faut noter d'autre part l'importance de la préfabrication sur place. Les aires d'assemblage et le matériel dont il faut disposer doivent permettre la constitution d'éléments de 100 mètres de longueur, et plus. La configuration de certains sites rend impossible la manipulation de tels éléments. Les tolérances de fabrication doivent être très sévères. Quand un tablier de 300 mètres de longueur est composé de trois tronçons de 100 mètres, les éventuels défauts sont très difficiles à corriger. Le montage à blanc devient obligatoire. En effet, on ne bénéficie que de 2 joints réalisés en place pour atténuer ces défauts.

Le déplacement d'une masse de 2 000 tonnes, longue de 300 mètres et large de 10 mètres nécessite des dispositifs de sécurité très élaborés. Le moindre incident peut devenir une catastrophe. Tout appareillage devrait être couplé à un appareillage de secours, malgré le caractère provisoire des dispositifs et un temps d'emploi relativement court.

Les manœuvres de hissage deviennent d'une complexité telle que les équipes chargées du travail doivent être très entraînées. Plus qu'ailleurs les tâches doivent être répertoriées avec précision et la chronologie des opérations respectée avec rigueur.

Enfin on peut remarquer qu'en cours de montage (le hissage en particulier), la structure est soumise à des efforts importants souvent inverses des efforts de service. Certaines sections peuvent être déterminées en fonction des efforts développés en phase de montage.

1.5.6. Perspectives d'avenir

Ce procédé de montage est susceptible d'être appliqué, tout au moins dans son principe, pour la construction prochaine d'un autre ouvrage. Des tronçons d'une longueur de 180 mètres et d'un poids de 1 500 tonnes, seront hissés à une hauteur de 60 mètres. On envisage à l'étranger de lever un élément de 3 000 tonnes, à 58 mètres de hauteur. Ces diverses performances, bien que très exceptionnelles, montrent que le procédé de montage offre une gamme très étendue de possibilités. Mais les références sont actuellement trop peu nombreuses pour réaliser une étude comparative avec les autres systèmes. Un certain délai reste nécessaire pour acquérir l'expérience et parfaire la méthode.

1.5.7. Autres méthodes

Certains ouvrages portuaires ont été transportés par voie d'eau et mis en place grâce à l'effet de la marée (figure 49). Ce procédé a été utilisé récemment au Japon pour la mise en place d'un ouvrage de 195 mètres

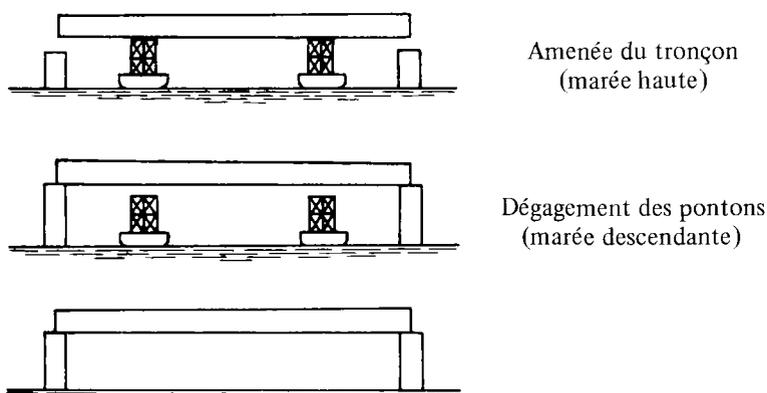
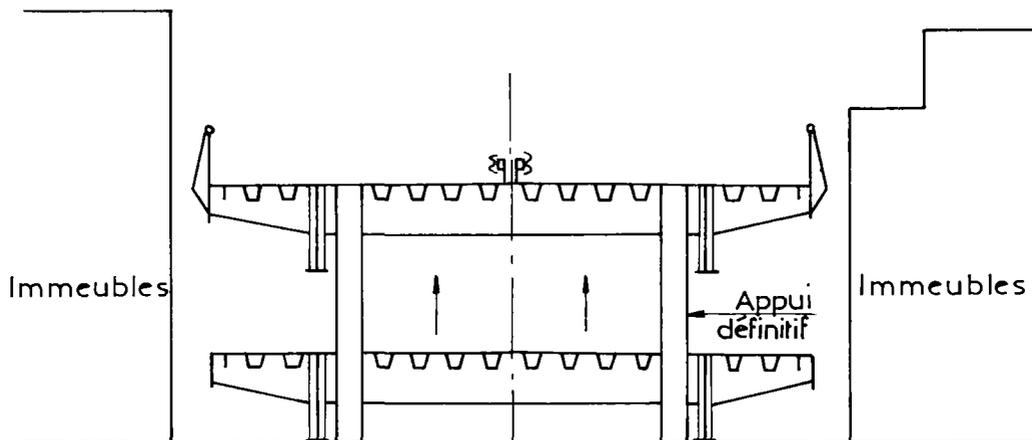


Figure 49
Montage à la mer (avec marée)

de longueur, et d'un poids de 845 tonnes. L'amplitude de la marée était de 1,84 mètres. Le tablier transporté sur un ponton, a été mis en place en 7 heures.

Un autre procédé consiste à assembler le tablier entièrement au sol et à le hisser par paliers à l'aide de vérins reposant sur les appuis définitifs. La première phase correspond à la construction des appuis définitifs. En deuxième phase le tablier est réalisé au sol à l'aplomb de sa position définitive. La troisième phase est le hissage du tablier le long de ses appuis. A cet effet, des orifices sont prévus dans le tablier pour permettre la traversée des appuis. Une fois le tablier amené à sa cote définitive, la phase finale consiste à solidariser appuis et tablier, et à obturer les orifices précédents. Cette méthode a été utilisée pour mettre en place le tablier surélevé de l'autoroute circulaire de BERLIN, dans une zone à très forte densité urbaine (figure 50).



- 1 - Assemblage des appuis définitifs
- 2 - Assemblage du tablier au sol
- 3 - Levage du tablier

Figure 50
Montage d'un ouvrage en site urbain

1.5.8. Conclusion

Les différents montages décrits au présent chapitre procèdent d'un même principe qui est de lever en une seule opération un tablier complet d'ouvrage. Cependant il n'existe pas de matériel de base bien particulier au procédé.

Comme les éléments à mettre en place sont de très grandes dimensions, les moyens utilisés sont eux-mêmes exceptionnels, et spécialement adaptés à l'ouvrage à construire. Le matériel est d'un réemploi très incertain. Par ailleurs, en raison même de l'importance des éléments à déplacer, les conditions de sécurité à imposer sont plus sévères que dans les autres cas et se traduisent par une augmentation du prix de revient de l'opération.

Bien que ces techniques correspondent à l'évolution actuelle, qui est de construire des ouvrages toujours plus grands, elles ne doivent être envisagées que dans les cas très exceptionnels.

Ouvrage récent mis en place par levage d'éléments importants

Viaduc de MARTIGUES - A 55 (Bouches-du-Rhône).

1.6. - MONTAGES PARTICULIERS

Dans ce chapitre nous évoquerons les méthodes de montage utilisées pour les ponts de très grandes portées : les ponts à haubans et les ponts suspendus. Dans ces deux cas, les câbles définitifs participent au montage partiel des éléments du tablier.

1.6.1. Ponts à haubans

Suivant la nature du site, plusieurs solutions de montage sont possibles :

a - **Par lancement du tablier** sur des appuis provisoires intermédiaires et mise en place ultérieure des câbles porteurs (photos 50 et 51).

Cette solution peut être avantageuse sur un site terrestre à faible hauteur (photo 52) ou même sur un site fluvial si la mise en place de palées dans le fleuve est possible et assez économique.

Le tablier peut être lancé à son niveau définitif. Les câbles sont ensuite posés et mis en tension jusqu'à reprendre la totalité de la charge.

La mise en tension des câbles peut se faire soit par un réglage de leur longueur sur les points d'attache, soit globalement en relevant la selle d'appui ou une pièce commune d'ancrage coulissant dans le pylône (photo 53).

Après mise en tension convenable par le relèvement sur vérins, la selle est calée en position définitive (photo 54). Il est bon cependant de réserver la possibilité de revenir ultérieurement opérer une remise en tension.

Photo 50 : Lancement du tablier sur palées intermédiaires. Le tablier est équipé d'un avant-bec.



Photo 51 : Les haubans sont mis en place et tendus après lancement complet du tablier.

Photo 52 : Partie lancée de l'ouvrage. La structure comporte un avant-bec réduit.

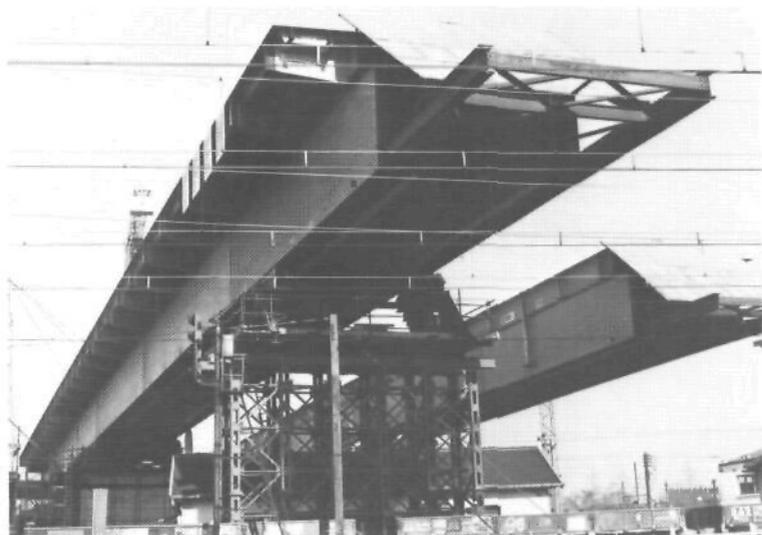


Photo 53 : Selle d'appui équipée en partie inférieure de son cadre de relevage posé sur quatre vérins.

Photo 54 : Position des fléaux avant clavage. Les haubans supérieurs sont en cours de mise en place. Leur mise en tension sera réalisée ultérieurement par relevage de la selle d'appui, à l'aide de vérins.



Le tablier peut également être lancé à un niveau supérieur puis, après pose des câbles, descendu sur vérins pour reporter la charge sur les câbles, mais il est difficile d'ajuster la déformation préalable du tablier pour qu'elle s'annule à la mise en charge sur câbles (figure 51).

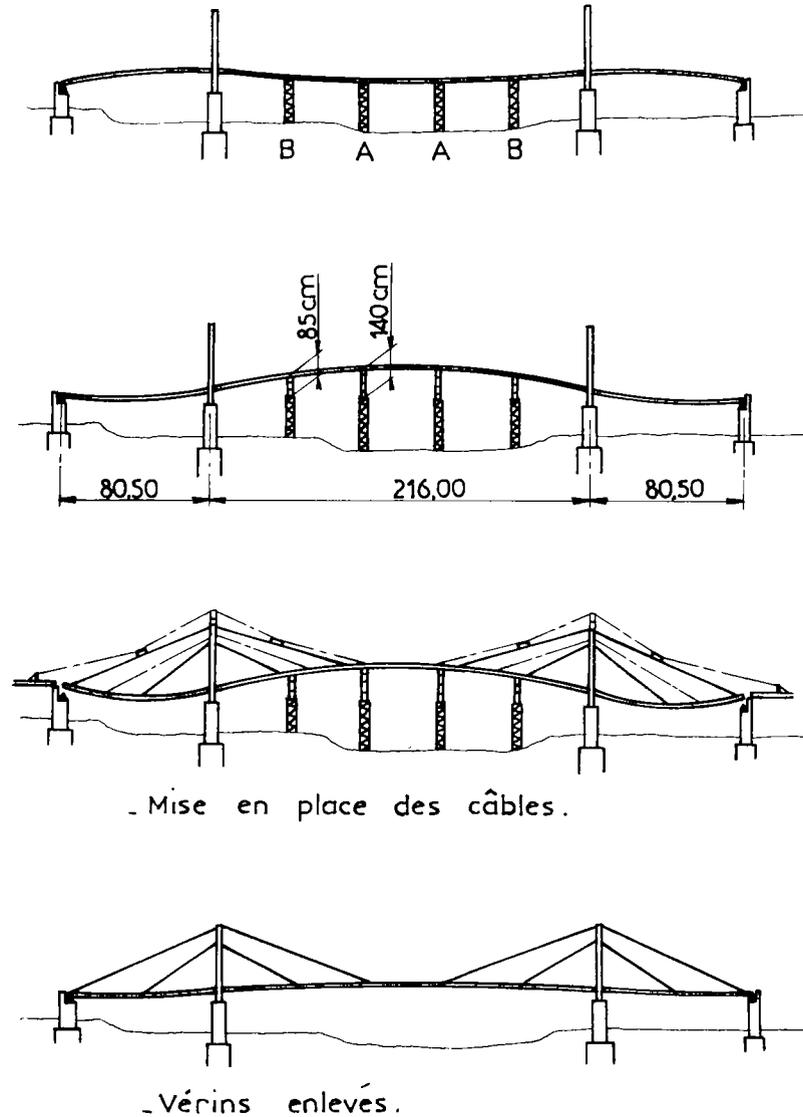


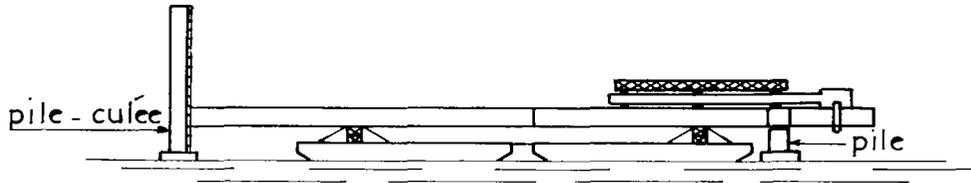
Figure 51
Montage du pont Toyosato Ohhashi

b - Par assemblage d'éléments montés en encorbellement

Le montage des tronçons doit commencer de part et d'autre du pylône et symétriquement, l'amenée se faisant soit par grue terrestre ou bigue flottante, ou éventuellement par blondin.

L'on peut aussi, si les dispositions sont favorables, monter ou lancer sur palées les travées de rive qui permettent alors l'approche des éléments qui sont repris et posés par derrick ou grue à l'avancement (photo 55, figure 52). Une telle technique a été notamment utilisée pour les ponts sur le Rhin en Allemagne.

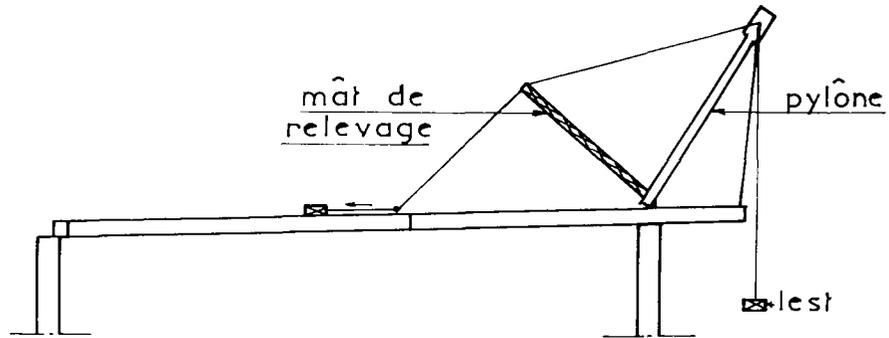
MISE EN PLACE DE LA TRAVÉE DE RIVE



HISSAGE



RELEVAGE DU PYLÔNE



MISE EN PLACE DES TRONÇONS DE LA PARTIE CENTRALE

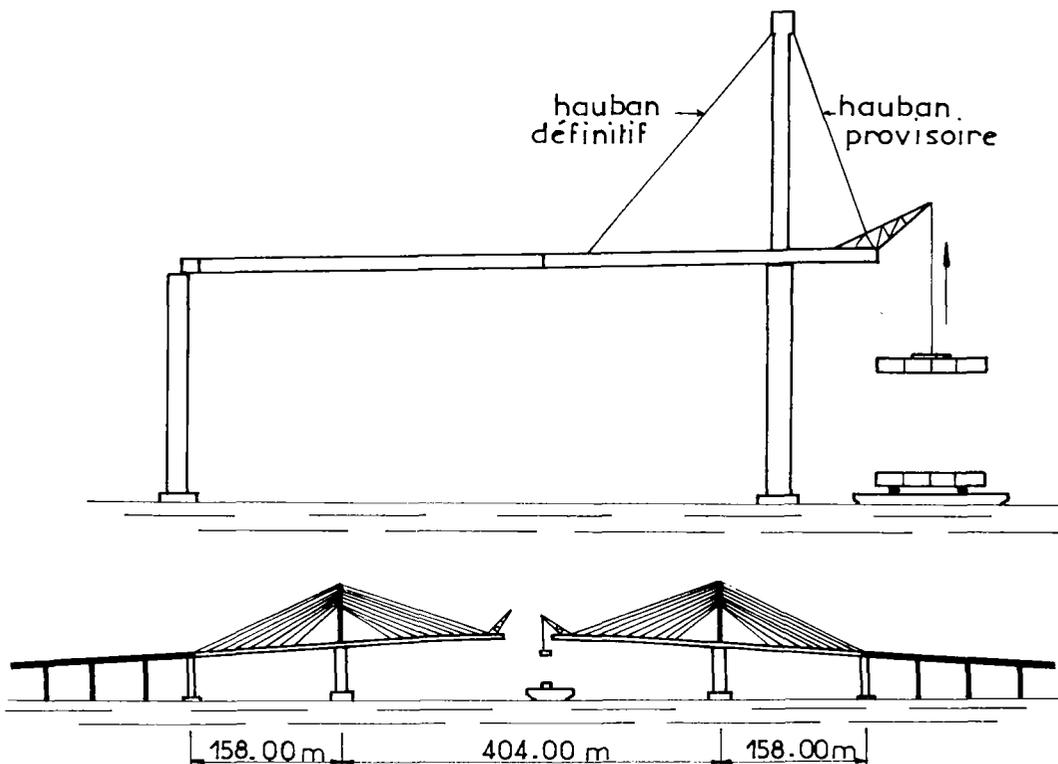


Figure 52
Schéma de montage d'un pont à haubans

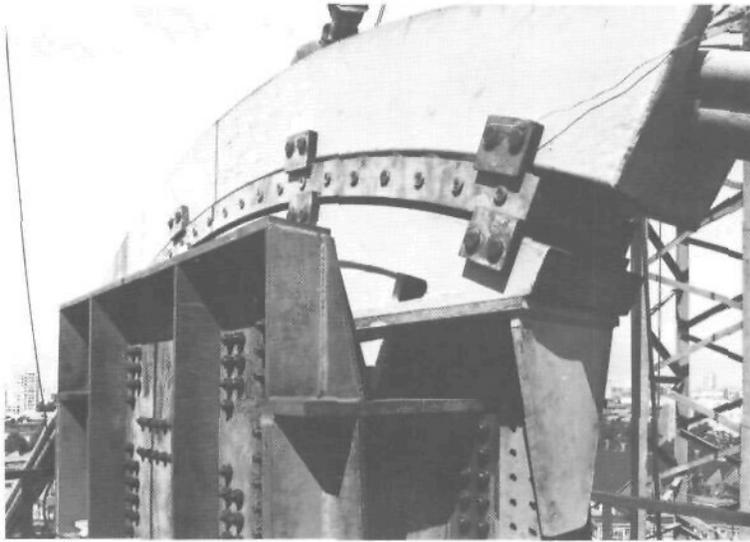


Photo 55 : L'ouvrage est terminé par construction en encorbellement.

- Sur le fléau de droite, la mise en place des tronçons à l'aide d'un portique double.
- Sur le fléau de gauche, l'approvisionnement s'effectue à l'aide de deux grues à tour.

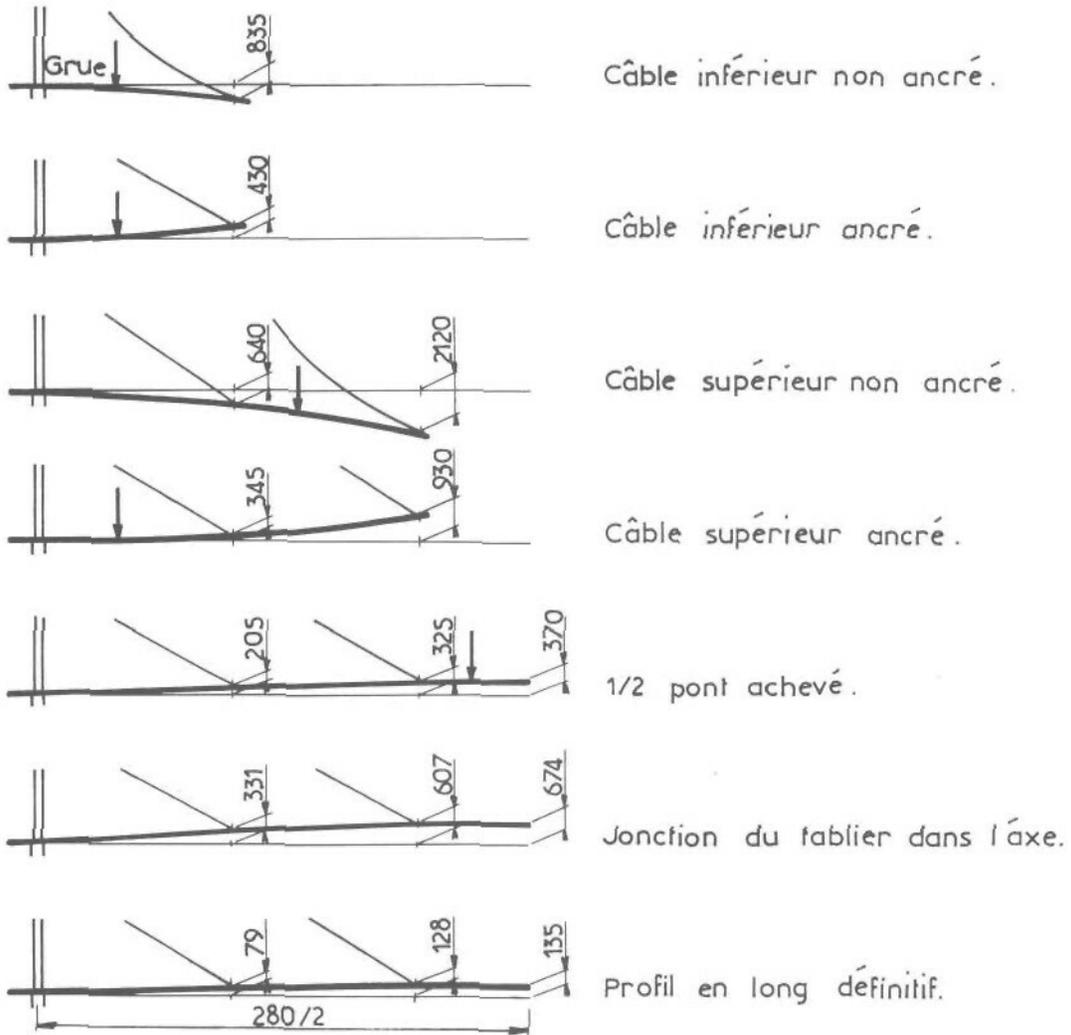


Figure 53
Évolution du profil en long en cours de montage
du pont de Leverkusen
(les flèches sont exprimées en mm)

Le réglage du profil en long se fait en adaptant la tension des câbles suivant la phase de montage (figure 53). Si les lignes de haubans sont peu nombreuses, on utilisera éventuellement des mâts provisoires de haubanage. Ces derniers assurent une précontrainte dont l'effet se décompose en (figure 54) :

- une compression $T \cdot \cos \alpha$
- un moment de flexion $T \cdot \cos \alpha \cdot h$

réduisant l'effet du moment fléchissant dans la console en encorbellement.

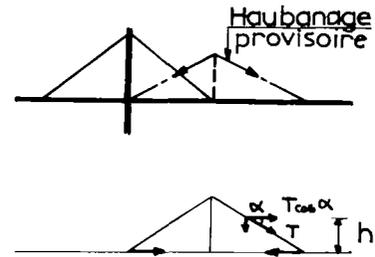


Figure 54

Le réglage de la tension peut se faire grâce à un vérin de contrôle placé sur le pylône (photo 54).

La mise en place de tronçons de 20 mètres de long à partir des éléments près du pylône conduit à l'utilisation de grues ou de derricks de très forte puissance. Une telle solution entraîne la nécessité de vérifier la stabilité de l'ossature qui supporte les engins de levage (notamment sous l'action de surcharges climatiques).

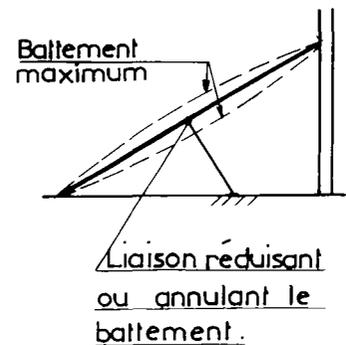


Figure 55

1.6.2. Détails de structure

1.6.2.1. Câbles

Ces derniers sont approvisionnés suivant les longueurs prévues au projet, chaque extrémité étant munie d'un culot.

Le stockage et la manutention des câbles méritent une attention particulière. Toute blessure du câble pourrait être un foyer de corrosion ultérieurement.

Dans certains chantiers les haubans ont été mis en place grâce à des passerelles auxiliaires suspendues.

On notera que les haubans sont d'autant plus actifs que leur longueur est faible. Les câbles trop inclinés et très longs sont peu efficaces. Le module d'élasticité apparent décroît avec la longueur du câble.

Les câbles inférieurs (donc les plus courts) subissent en cours de montage des contraintes et déformations supérieures à celles prévues sous charge permanente seule.

Le réglage des câbles se fait par mise en traction par vérin. Dans certains ouvrages, pour éviter des déplacements importants des culots d'ancrage, on a attelé ces derniers à des barres servant à une fixation provisoire. Des systèmes par tiges filetées pour des monocâbles de faible puissance peuvent également être envisagés.

Il est à signaler que les phénomènes aérodynamiques prennent un aspect très particulier dans le cas des câbles. Pour une vitesse critique de vent, on peut en effet obtenir des battements particulièrement préjudiciables à l'intégrité des pièces. Le phénomène peut être enrayé en prévoyant des attaches supplémentaires (figure 55).

1.6.2.2. Pylônes - Soudure

Les pylônes sont en général constitués par des mâts métalliques en forme de caisson.

Les épaisseurs de tôle utilisées peuvent atteindre jusqu'à 100 mm. Souvent les constructeurs préfèrent une solution d'empilage des éléments avec soudure en corniche type 1 (figure 56) donc sans pénétration.

Une telle solution, satisfaisante si les efforts sont purement statiques, n'est plus valable si des phénomènes d'efforts alternés sont prévisibles (vibrations dues au vent). Il faut alors prévoir des soudures à cœur plus délicates mais donnant plus de sécurité type 2 (figure 56).

Dans certains cas, le sommet du pylône doit être muni d'un paratonnerre ou de signaux lumineux (protection d'un site comportant des servitudes aériennes).

La conception du pylône ne doit pas négliger l'aspect entretien (possibilité d'accès au sommet).

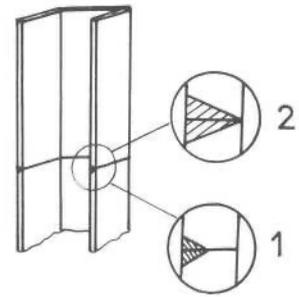


Figure 56

1.6.3. Montage des ponts suspendus et montage par suspension provisoire

1.6.3.1. Ponts suspendus avec ancrage des câbles sur massifs

On procède tout d'abord à la mise en place des câbles par l'une des deux méthodes classiques :

A - lancement de chaque câble élémentaire à l'aide de câbles auxiliaires auxquels le câble à lancer est suspendu par des petits chariots (photo 56).

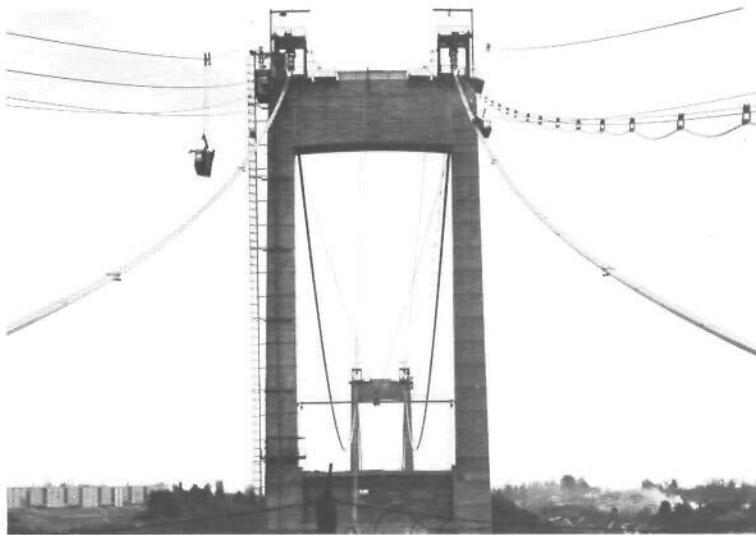


Photo 56

B - lancement de câbles élémentaires ou de fils en prenant appui sur une passerelle de travail suspendue elle-même à des câbles auxiliaires.

La méthode A est avantageuse, plus rapide et moins onéreuse, pour les ponts de moyenne portée jusqu'à 700 mètres environ.

La méthode B convient pour les grandes portées qui comportent une forte section de câbles c'est-à-dire un grand nombre de câbles élémentaires ou de fils.

Le réglage à la pose se fait en déterminant les flèches compte tenu de l'allongement prévisible des câbles sous l'effet du complément de poids permanent et aussi de la modification des courbures

Après la pose des câbles et des suspentes, les éléments de tablier sont accrochés à leur place (photo 57) en éléments plus ou moins lourds selon les moyens d'approche qui peuvent être :

- transport par blondins pour éléments jusqu'à 20 à 30 tonnes.
- amenée à l'avancement sur le tablier et pose à l'aide de mât ou derrick pour éléments de poids moyen jusqu'à 50 tonnes.

- transport sur barges ou pontons flottants pour gros éléments, tronçons de tablier préassemblés de 100 à 200 tonnes et levage aux palans et treuils.
- transport par flottaison du tronçon de pont lui-même dans le cas de caissons fermés.

L'ordre de pose dépend des facilités d'assemblage et de la nécessité ou non de constituer des assemblages définitifs pour résister aux effets du vent, et aussi du mouvement possible des câbles sur les pylônes (figure 57). Les suspentes sont généralement réglées en phase définitive, une fois la figure d'équilibre du câble connue (photo 58). Une étude précise est nécessaire.

Photo 57 : Les éléments de poutres sont fixés aux suspentes et entretoisés au fur et à mesure de leur mise en place.

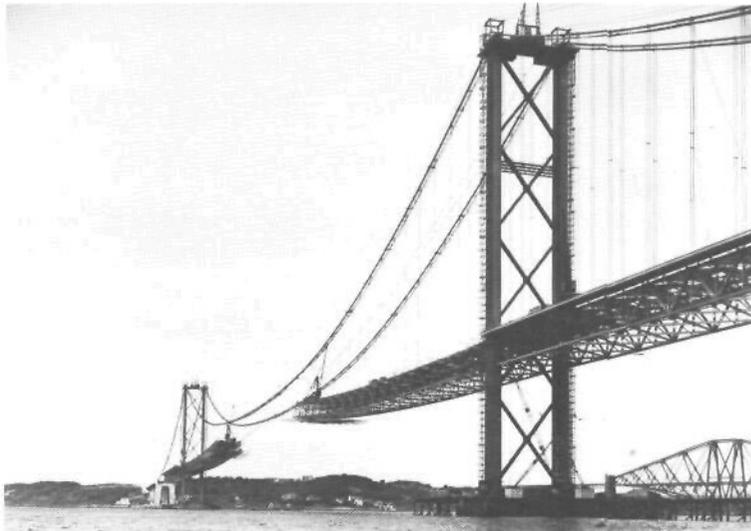
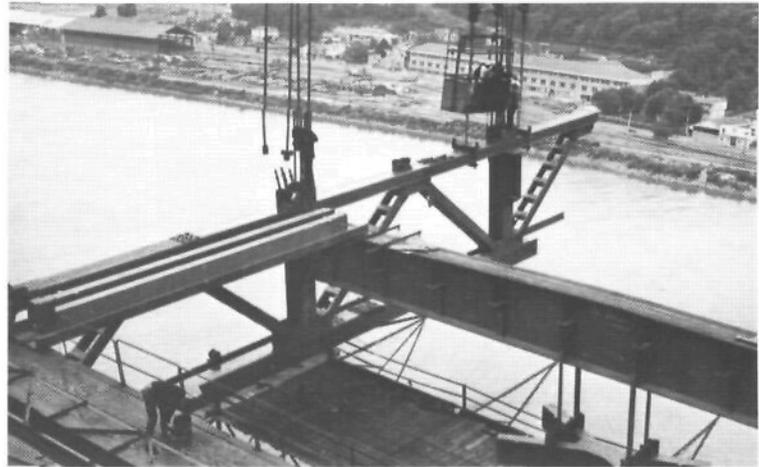


Photo 58 : Pont sur le Forth. Construction de la poutre de rigidité à partir des appuis. Le câble n'a pas encore sa position d'équilibre, et ne présente donc pas sa flèche maximum au centre.

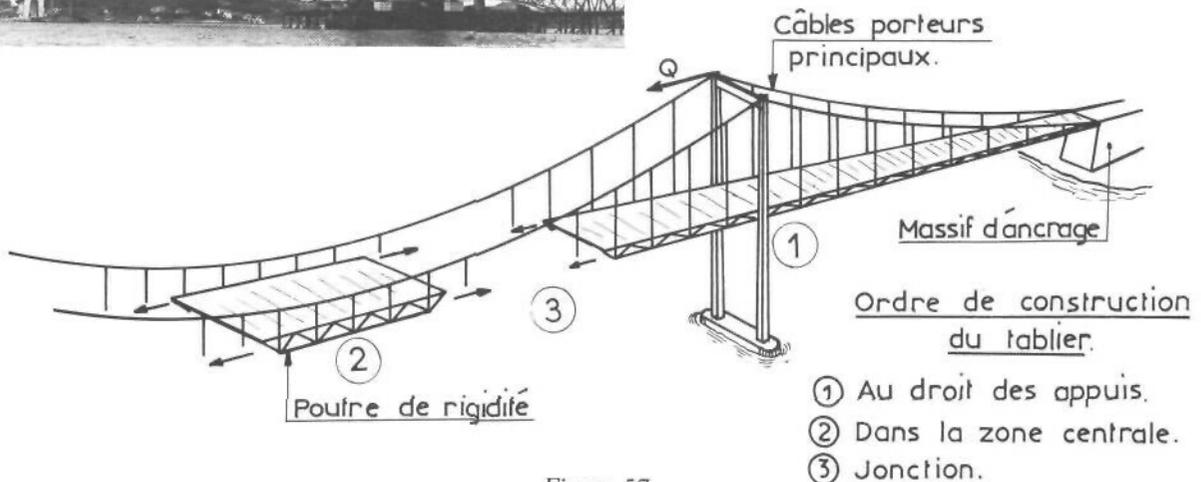


Figure 57

Au cours de l'application des charges des éléments du tablier, les points d'appui des câbles sur pylônes sont susceptibles de se déplacer jusqu'à l'équilibre des tensions de part et d'autre.

Si les pylônes ne sont pas articulés, il faut vérifier que l'amplitude de déplacement puisse être absorbée en flexion par le pylône, dans le cas de charge considéré. A défaut, il faut soit limiter le déplacement par équilibre des charges, si c'est possible, soit réaliser un appui provisoirement mobile. On veillera à la valeur de Q (poussée en tête de pylône - figure 57) de manière à ne pas dépasser les possibilités de déformations admissibles.

1.6.3.2. Ponts suspendus auto-ancrés

La réaction des câbles étant appliquée au tablier lui-même quand l'ouvrage est terminé, il faut pour le montage :

- soit créer des ancrages provisoires auxquels on accroche les câbles pour refaire le même processus de montage que précédemment.
- soit monter le tablier sur échafaudages et ensuite accrocher les câbles et tirer sur les suspentes jusqu'à porter le tablier.

1.6.3.3. Ponts quelconques rigides, arcs ou poutres droites

Le montage en suspension sur câbles provisoires peut être intéressant aussi pour des ouvrages rigides tels que des arcs construits sur gorges profondes.

Les tronçons ou éléments de tablier sont accrochés en équilibre stable à des câbles porteurs. Quand tous les éléments sont en place en position neutre, les assemblages sont facilement exécutés. Dans le cas où les assemblages sont soudés il faut particulièrement veiller à l'immobilité des pièces à assembler.

La suspension peut se réaliser sur câbles paraboliques ou en montage à l'avancement avec câbles haubans. De toute façon, en plus des câbles, il est nécessaire d'utiliser des pylônes et des ancrages provisoires dont la fourniture, la pose et la dépose sont onéreuses.

1.6.3.4. Problèmes de distance

Le montage d'un pont à une seule travée peut facilement se réaliser en approvisionnant tous les câbles et le tablier d'une seule extrémité.

Les éléments de pylône doivent évidemment être approvisionnés à leur emplacement.

Si le pont comporte 3 travées suspendues ou des travées latérales d'assez grande portée, l'approvisionnement est nécessaire des deux extrémités au moins pour les travées latérales.

D'autre part les chantiers de ponts suspendus obligent bien souvent les entreprises de montage à approvisionner les deux extrémités du chantier pour entreprendre la mise en place de fléaux à partir des deux pylônes.

Pour un grand pont, il est utile de prévoir des liaisons radio ou téléphoniques entre les deux rives, entre les divers postes de montage et les treuils, pour une parfaite coordination des manœuvres. Ces liaisons doivent comporter des circuits de secours.

1.6.3.5. Problèmes de stabilité

L'ossature en phase provisoire doit être convenablement contreventée pour éviter les efforts parasites dus aux rafales de vent. Dans le cas de ponts suspendus où les poutres de rigidité, généralement à treillis,

sont assemblées par tronçons successifs, la pose du contreventement doit suivre de très près la mise en place des tronçons.

Les câbles peuvent être « rigidifiés » grâce à des contreventements formés par des câbles en croix (figure 58). Mais ce type de contreventement entre suspentes ne peut être mis en place sans étude sérieuse, ou alors il faut que toutes les suspentes auxiliaires soient capables de reprendre tout l'effort de suspension ce qui pratiquement peut remettre en cause l'économie du projet.

Par ailleurs pour les grands ouvrages il peut exister un problème de stabilité aérodynamique lié à leur charpente. Ce phénomène nécessite des études tout à fait spéciales, confortées par des essais en soufflerie, et dont la définition est très liée à la structure même de chaque ouvrage.

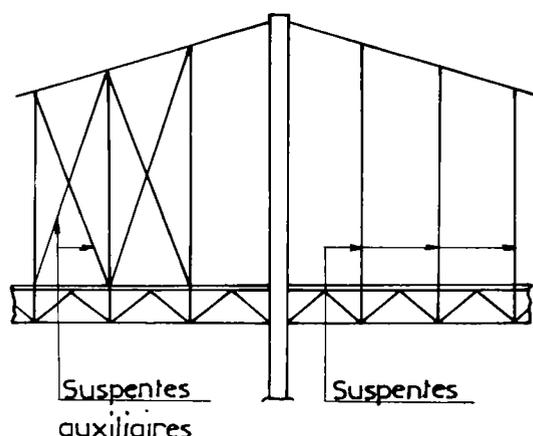


Figure 58

1.6.3.6. Réglage des suspentes et jonction des tronçons

Si les conditions de stabilité au vent nécessitent l'assemblage définitif des tronçons au fur et à mesure du montage, la longueur des suspentes doit être réglable pour s'adapter à la déformation des câbles, surtout pour les ouvrages de faible portée pour lesquels le poids du tablier est très important par rapport à celui des câbles.

Les réglages de suspentes peuvent être simplifiés à condition de ménager dans le tablier une ou plusieurs articulations provisoires, placées judicieusement à l'endroit où les moments fléchissants s'annulent pratiquement sous charge permanente.

Ouvrages réalisés

TANCARVILLE	
MASSÉNA	(Boulevard Périphérique - PARIS)
BORDEAUX	(Gironde)
ST FLORENT LE VIEIL	(Loire-Atlantique)

II – COUVERTURES DES PONTS MÉTALLIQUES

Parmi les principaux types de couverture de pont, on peut distinguer :

- les dalles en béton préfabriquées ou coulées en place sur des coffrages perdus ou non
- les dalles orthotropes formées par une tôle de 10 à 12 mm d'épaisseur et convenablement raidies par des nervures. Ces dalles sont préfabriquées en usine.

Nous examinerons dans ce chapitre les problèmes de montage et d'exécution posés par les dalles. Pour l'exécution des éléments en béton nous renvoyons le lecteur au fascicule n° 65 du CPC : « Exécution des ouvrages en béton armé ».

2.1. - Dalles en béton

2.1.1. Préfabrication

L'emploi de dalles préfabriquées (photo 59) offre certains avantages, dont la réduction des délais d'exécution. Quelques problèmes spécifiques méritent d'être signalés :

- Le ferrailage accru pour réaliser les recouvrements inhérents à la préfabrication, doit être conçu pour faciliter les jonctions notamment au niveau des semelles de poutres. Il faut en particulier éviter des accostages très délicats au droit des zones comportant de nombreux connecteurs (figure 59).
- Le stockage des dalles est également fondamental pour l'Entreprise chargée du Génie Civil. Un trop grand nombre de manipulations peut être une source de ruptures fragiles et d'épaufrures (photo 60).
- La mise en place des dalles sur les poutres métalliques nécessite parfois l'emploi d'engins de manutention dont les voies de roulement sont souvent constituées par l'ensemble des dalles non solidarées à la poutraison métallique. Dans une telle hypothèse, il convient d'étudier :
 - la résistance des dalles aux actions de poinçonnement, notamment lorsque l'engin de levage est en charge.
 - le comportement de l'ossature métallique dépourvue du contreventement constitué par le hourdis.La distribution des charges se fait de façon très discontinue et des excentremets de réactions peuvent se produire au niveau des fondations (figure 60).
- Les encorbellements de ponts ne peuvent être généralement préfabriqués et un coffrage glissant ou semi-glissant peut fournir une solution. L'équipage mobile s'appuie directement sur les semelles de poutres (figure 61). Ces dernières peuvent supporter des rails de roulement (photo 61) dont le rôle peut être double (report de charge et guidage). L'ensemble peut être muni d'une cabine fermée en matière plastique dans le cas d'un chauffage en période hivernale. L'équilibre statique de la cabine peut être obtenu soit par un contrepoids, soit par un ancrage mobile.
- Si l'on procède à la couverture complète de l'ouvrage avant d'entreprendre le coulage des joints, 90 % du poids mort de cette couverture est en place sans que ne s'exerce d'autre effort dans la dalle que celui dû au poids propre de chaque élément. Dans ces conditions l'ouvrage peut prendre sa déformée presque définitive, pour un cas de charge très simple à réaliser et à contrôler.
- Les dalles reposent sur la charpente métallique par l'intermédiaire de renformis de 5 à 6 cm d'épaisseur moyenne, coulés à l'avancement 2 à 3 heures avant l'application des dalles. Ces renformis doivent être nivelés avec grande précision, pour assurer l'assise parfaite des dalles. Ce travail de préparation est essentiel.
- Le coulage des joints peut être programmé de façon à n'introduire dans les joints transversaux que des efforts de traction minima. Ainsi, dans le cas d'un ouvrage continu symétrique à trois travées, ce résultat peut être obtenu si l'on coule les joints depuis les culées vers les appuis intermédiaires et, simultanément, depuis l'axe de la travée centrale vers les appuis intermédiaires.

– Pour limiter la fissuration du béton des joints, diverses précautions sont à prendre. Le gâchage du béton doit être réalisé avec un minimum d'eau. Les joues des dalles préfabriquées doivent être lavées de leur laitance de coffrage, pour présenter une mosaïque rugueuse. Avant le coulage des joints, les dalles doivent être humidifiées. Enfin le collage des surfaces de reprise est susceptible d'être amélioré par application de résines époxy.

Parmi les ouvrages ayant reçu un hourdis en dalles préfabriquées, on peut notamment citer :

- NANTES (pont de la Madeleine sur la Loire)
- NANTES (pont de Pirmil)
- ROUEN (Pont Guillaume Le Conquérant sur la Seine)
- CHATOU (sur la Seine à Chatou)
- FROUARD (Meurthe-et-Moselle)
- SAINT-VALLIER (sur le Rhône)

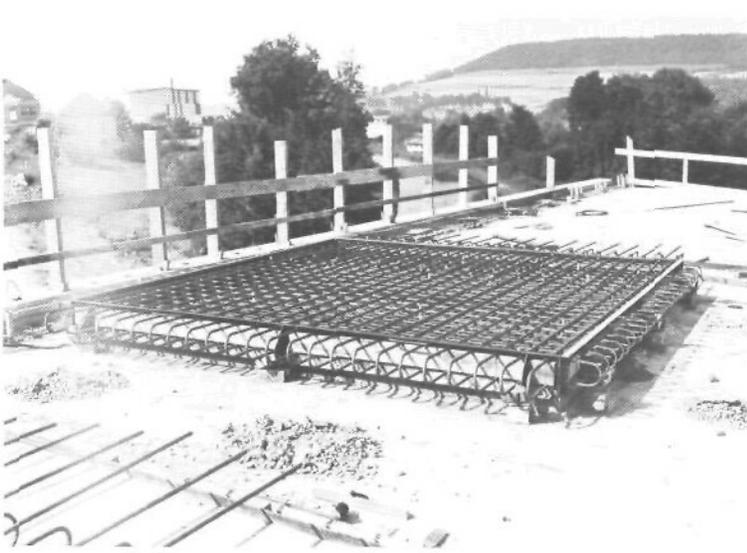


Photo 59 : Préfabrication d'une dalle.

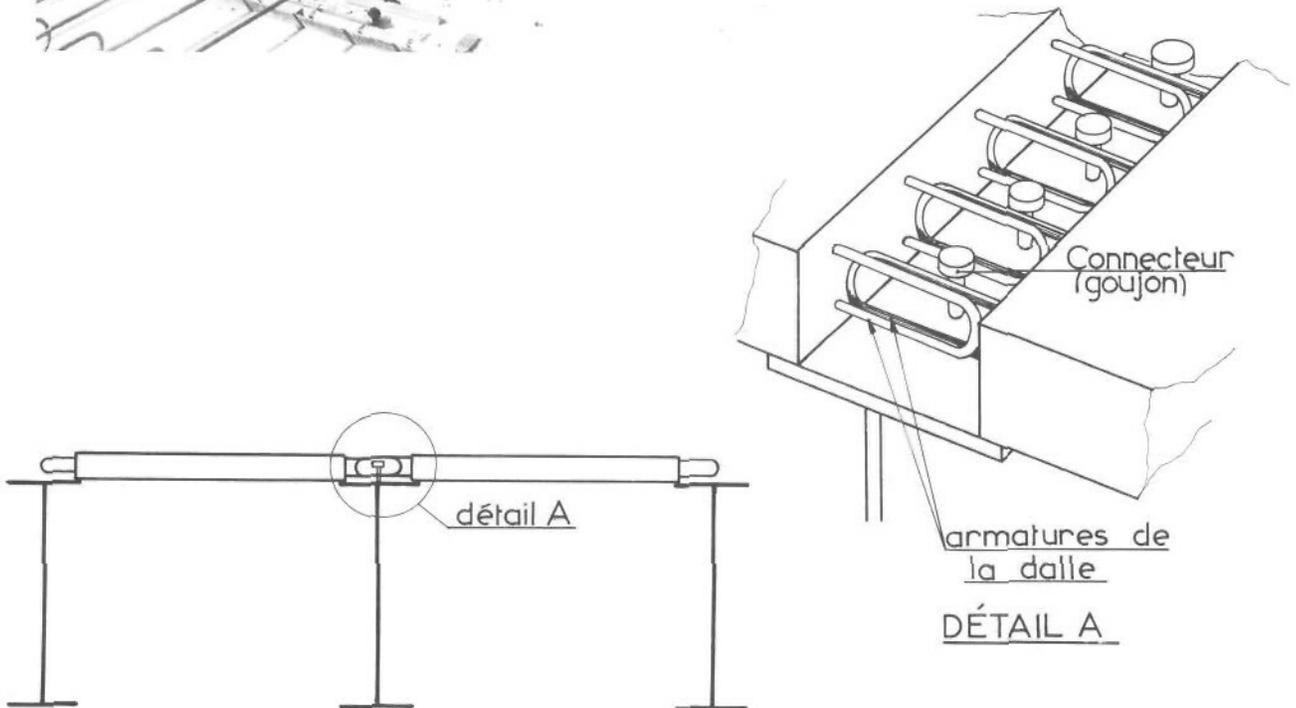


Figure 59

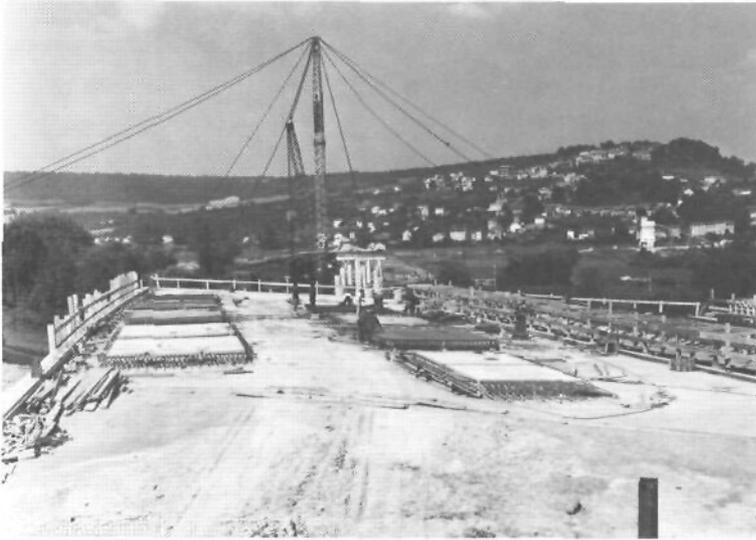


Photo 60 : La préfabrication se réalise à l'arrière du chantier à proximité du lieu de mise en place des dalles. Celles-ci sont coulées sur des surfaces correctement réglées.

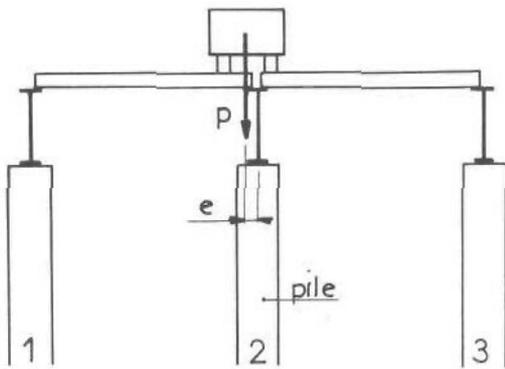


Figure 60

P est entièrement supporté par la pile 2 avec un excentrement e .

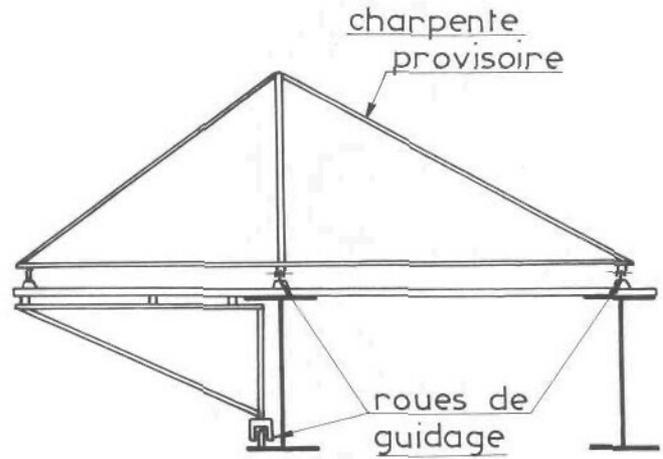


Figure 61



Photo 61 : L'équipage mobile se déplace sur le rail à droite de la photo, il repose sur la semelle par l'intermédiaire de plots.

2.1.2. Coffrages fixes liés à l'ossature

Dans certains cas simples, le coffrage peut être rigide et fixé à l'ossature (voir figure 62 montrant le coffrage du viaduc du Camifémo). S'il s'agit d'un caisson, des vis sans fin serviront de supports intermédiaires. Ces dernières seront munies d'un socle évitant tout poinçonnement de la tôle de fond.

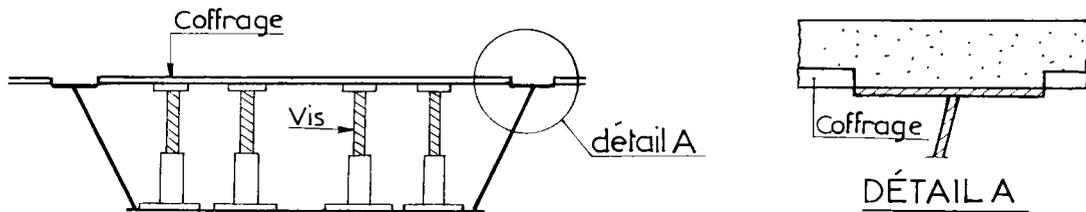


Figure 62

Une telle solution suppose que les semelles de la charpente métallique suivent parfaitement le profil en long et le profil en travers définitifs. Il n'est pas possible en effet de moduler les « dés d'appuis ». On effectuera un lever très soigné de la géométrie de la partie supérieure du caisson (notamment dans les zones en courbe) avant la pose du coffrage, de manière à introduire des cales si le besoin s'en fait sentir.

Dans le cas d'un caisson de très faible hauteur et possédant de nombreuses entretoises, l'accès à l'intérieur de celui-ci peut s'avérer très délicat après coulage du béton. Il est préférable dans un tel cas d'employer des coffrages perdus (tôles ondulées).

Les encorbellements portant les trottoirs et passages de service sont souvent coulés sur des coffrages appuyés sur des bracons eux-mêmes fixés à l'âme du caisson ou de la poutre (figure 63). La fixation nécessite souvent de réaliser des trous facilitant la fixation d'une platine. Une première précaution consiste à vérifier que les platines d'appuis ont une surface suffisante pour éviter un cloquage des tôles d'âme (on limitera la pression de contact à 2 N/mm^2). Lors du démontage par ailleurs, les trous seront rebouchés par un mastic approprié pour assurer l'étanchéité.

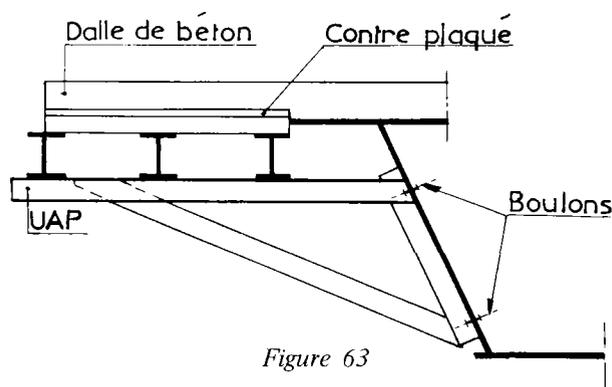


Figure 63

2.1.3. Coffrages mobiles ou semi-mobiles (figure 64)

Dans des ouvrages, où les poutres sont relativement écartées, le coffrage doit être supporté par un véritable plancher. Ce dernier peut être rendu mobile à condition de prévoir des entretoises à une côte inférieure à la semelle supérieure des poutres porteuses. La charpente mobile constituant un cintre autolanceur doit être très rigide et avoir des déformations sous poids propre inférieures à $\frac{\ell}{500}$ (ℓ portée entre poutres ou entre éléments d'appuis).

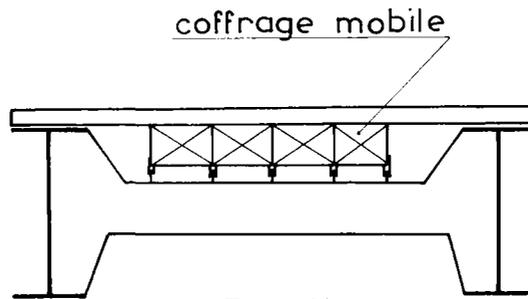


Figure 64

2.1.4. Ossatures principales et phases de bétonnage

La prise en compte du béton comprimé dans la résistance de l'ossature est étroitement liée aux phases de bétonnage. La définition des phases est nécessaire pour connaître les efforts sous charge permanente. Il est donc fondamental d'obtenir une bonne conformité entre la réalisation et les prévisions de calcul.

Les plots à bétonner sont à définir également en fonction de la cadence des pompes à béton mises en œuvre ou des dispositifs d'approvisionnement du béton (blondins + goulottes par exemple).

Sans nuire au déroulement du chantier on peut adopter un ordre de principe (figure 65) :

- bétonner les travées latérales pour avoir des réactions positives sur appuis de rive
- puis bétonner le milieu des travées
- enfin bétonner les zones sur appuis

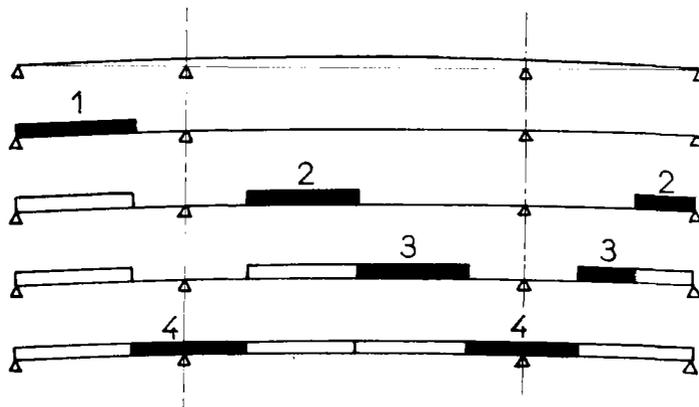


Figure 65

Phases de bétonnage dans un pont à 3 travées dénivelées avant coulage du béton.

Les contre-flèches nécessaires pour obtenir le profil définitif tiendront compte des phases de bétonnage. Ceci implique que le cycle de bétonnage doit être connu avant le traçage des tôles en usine. Par contre on pourra négliger les effets du retrait. On adoptera un coefficient d'équivalence $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$ et dans les zones de moment négatif la section de béton sera prise en compte pour l'évaluation des flèches.

L'attention est attirée sur le fait que l'association Acier-Béton est partiellement effective 12 heures après le coulage du béton. Cette association, rapide dans le temps, peut avoir deux conséquences : introduire des efforts de traction dans la dalle et donc des fissures, empêcher la structure d'épouser le profil en long idéal, calculé selon les hypothèses simplificatrices.

2.1.5. Connecteurs

La liaison acier-béton est assurée par des connecteurs en acier :

- soit à butée (éléments de cornières - goujons) (photo 62)
- soit à arrachement (anses en rond) (photo 63).

Photo 62 : Coulage du hourdis d'un caisson. Les encorbellements sont coulés symétriquement, à l'aide des équipages mobiles situés à gauche et à droite. La semelle supérieure des entretoises est équipée de connecteurs à butée (cornières).

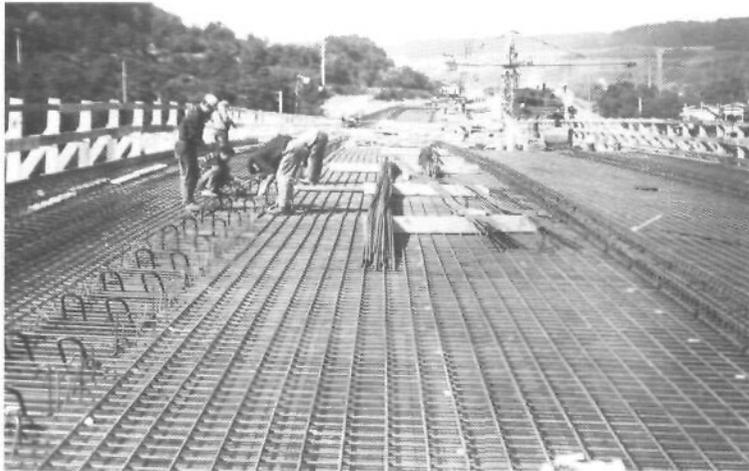


Photo 63 : Ferraillage d'un hourdis. Les connecteurs à boucle sont soudés à la membrure supérieure des poutres.

Ces pièces sont en général soudées à la semelle supérieure. La résistance du connecteur à l'entraînement par glissement dépend en grande partie de la qualité de la soudure de jonction. Cette dernière doit être examinée avec le plus grand soin. Il faut éviter toute fixation qui ne serait qu'un simple « collage » sans interpénétration au niveau du métal de base. Une méthode simple consiste en dehors de tout essai de ressuage à plier sous un angle donné le connecteur (figure 66). Si la zone de soudure présente des fissurations importantes après un tel essai, il convient d'analyser les procédés de soudage.

Sur chantier un contrôle rapide consiste à « sonner » les connecteurs. Cette méthode s'applique plus particulièrement aux goujons.

Dans les zones de moment négatif, on veillera en particulier à la qualité des soudures, les risques de rupture par fatigue dans le métal de base étant non négligeable.



Figure 66

On doit également respecter certaines règles constructives tendant à adapter le diamètre des goujons à l'épaisseur de la tôle soudée. En particulier, le diamètre des connecteurs ne doit pas être supérieur à 2,5 fois l'épaisseur de la tôle. Par ailleurs l'utilisation de très gros diamètres pose le problème de disposer d'une énergie de soudage suffisante.

2.1.6. Dalle précontrainte (photos 64 et 65)

Dans le cas où des câbles de précontrainte longitudinaux sont prévus, l'épaisseur de la dalle doit être suffisante pour assurer les ancrages et pratiquement l'épaisseur h_t minimum peut être prise égale à 26 cm (figure 67).

Photo 64 : Hourdis en béton précontraint coulés par plots successifs. Les connecteurs fixés sur les poutres sont des plots verticaux dont les entailles permettent le passage des câbles transversaux.

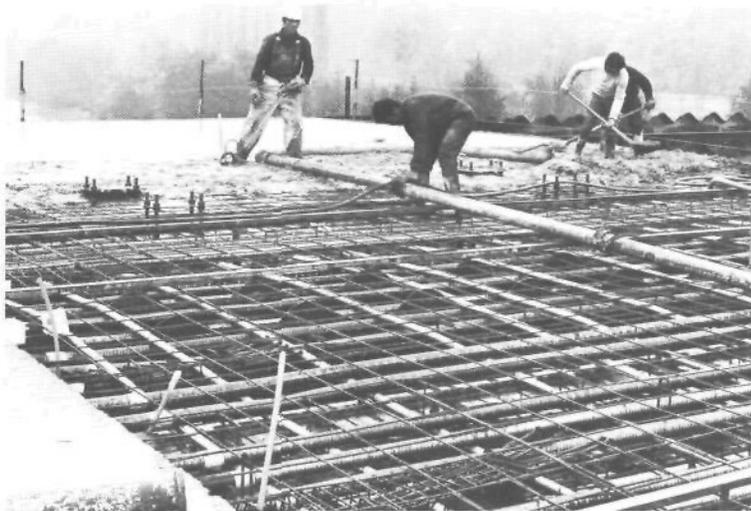


Photo 65 : L'épaisseur de la dalle en section courante doit permettre la mise en place des deux nappes de ferrailage supérieure et inférieure et des deux nappes de câbles longitudinaux et transversaux. La précontrainte transversale sera appliquée la première. Elle permettra la solidarisation de la dalle à la structure métallique avant l'application de la précontrainte longitudinale.

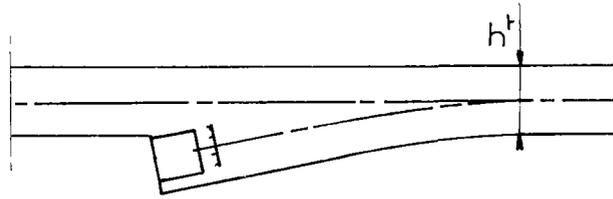


Figure 67
Tracé des câbles

Les phases de mise en tension doivent être prévues dans la note de calcul de l'ossature mixte. Elles jouent en effet un rôle important sur la déformée de la poutre sous charge permanente (profil en long). On assure un bon contrôle de ce dernier à condition d'éviter des câblages trop importants agissant sur l'ossature hyperstatique. La meilleure solution consiste à précontraindre des éléments de dalle liés à des parties d'ossature rendues isostatiques pendant le chantier.

2.1.7. Tolérances sur la dalle

Il convient de respecter les prescriptions du fascicule 66 du CPC, mais il convient de ne pas oublier que le profil en long et le profil en travers définitifs dépendent du réglage de l'ossature métallique et du coffrage. Ce dernier doit être conçu pour assurer les corrections de profil en long ou en travers sans utiliser la solution de facilité qui consiste à augmenter l'épaisseur de la couche de roulement. Dans tous les cas un lever préalable de la cote supérieure des semelles de poutres est nécessaire.

2.2. - Dalles orthotropes

2.2.1. Cas des poutres

Celles-ci sont constituées par un assemblage sur chantier de plaques élémentaires de largeur maximale égale à 3 mètres (figure 68). L'exécution des cordons longitudinaux (tous les 3 mètres) entraîne des risques de déformations dues aux contraintes de retrait de soudure qui peuvent modifier la géométrie de la coupe transversale.

Une solution simple consiste à réaliser les cordons en compensant les effets du retrait (réalisation par joints alternés). Elle n'est cependant efficace que pour les ponts très larges (figure 69).

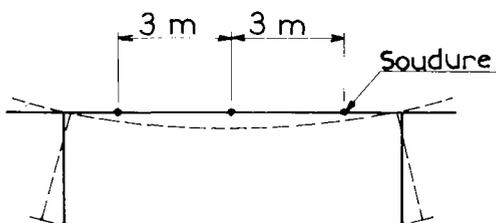


Figure 68
Déformée due aux contraintes de retrait de soudures transversales.

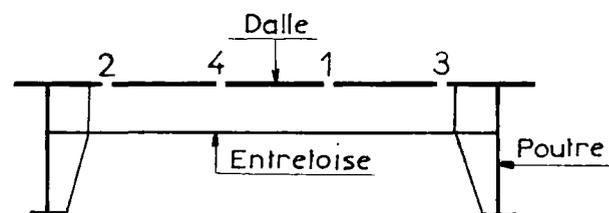


Figure 69
Ordre de soudage de joints longitudinaux

2.2.2. Caissons

Les éléments de dalle du platelage compris entre âmes du caisson sont approvisionnés directement d'usine. En revanche les encorbellements sont soudés sur place. Avec une telle disposition la section résistante du caisson en cours de montage a une inertie plus faible que celle du caisson définitif (figure 70). Il convient de ne pas négliger ce fait dans les vérifications de la sécurité au montage.

Le soudage des encorbellements nécessite la mise en place d'une nacelle facilitant les reprises au plafond des soudures longitudinales (figure 71).

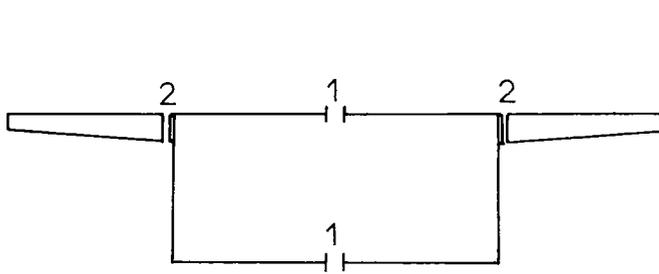


Figure 70

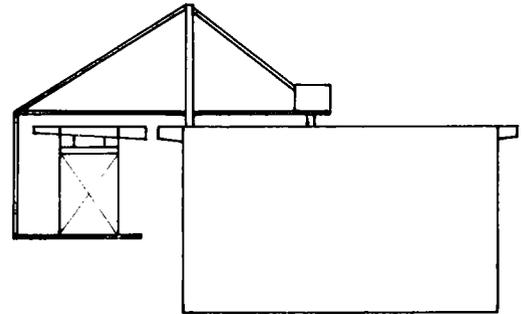


Figure 71

2.2.3. Réalisation des soudures

Celles-ci sont obtenues en général par soudage semi-automatique, le cordon étant déposé sur une latte métallique préalablement soudée à la tôle (figure 72). Pour les soudures longitudinales, on réalisera le cordon (2) d'étanchéité de façon à éviter des traces de rouille.

Pour les soudures transversales, il convient de prévoir le passage de la latte-support au droit des nervures longitudinales. La zone correspondant à l'entaille dans la nervure doit être mastiquée de façon à protéger la tôle contre toute corrosion éventuelle (figure 73).

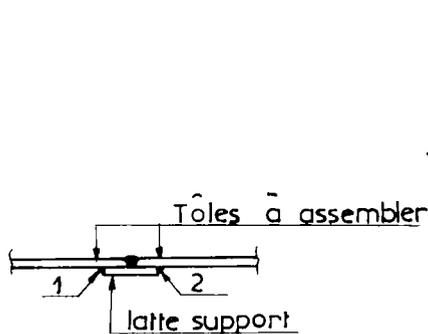


Figure 72

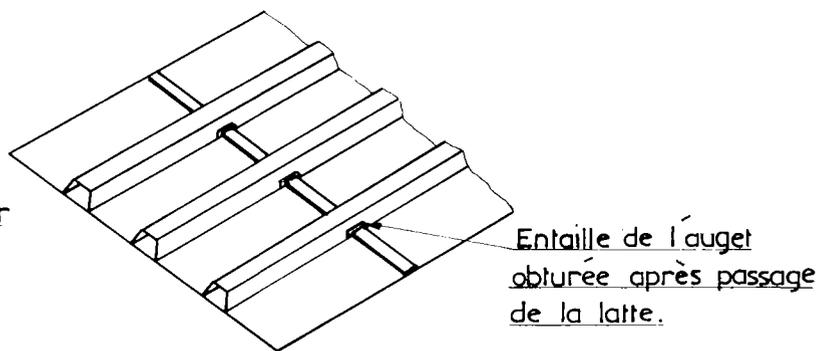


Figure 73

2.2.4. Éléments de trottoirs

Ces derniers doivent être étudiés avec soin. Les solutions utilisant des éléments préfabriqués ou non, en béton, sont en général peut intéressantes en raison des risques de corrosion.

La bordure sera de préférence métallique, les soudures de fixation correspondant à celles d'une nervure. Si le platelage du pont doit être continu, on pourra placer un trottoir au même niveau que la chaussée (figure 74).



Figure 74

Si la tôle n'est pas continue au droit des trottoirs, ces derniers pourront être constitués par une tôle ou une dalle en béton.

La corniche la plus simple est un simple plat soudé en extrémité. Tout système de capotage pose le problème du démontage et de l'entretien.

2.2.5. Étanchéité - Réalisation

L'étanchéité est mise en place à chaud. On commencera par recouvrir les joints soudés avant de répandre uniformément les produits (figure 75).

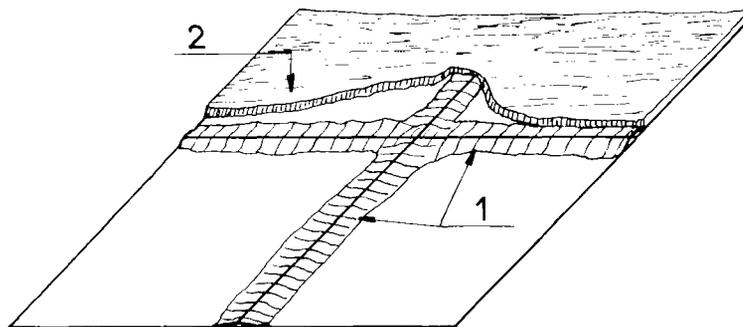


Figure 75

Application de la chape d'étanchéité

Cet ordre permet d'obtenir une surface régulière (les zones de joints étant suffisamment protégées dans ces conditions).

Le répandage à 150°-200° des produits noirs constituant la couche de roulement entraîne un choc thermique susceptible de provoquer des déplacements importants.

Le système bipoutre se comporte alors comme un portique soumis à la dilatation de la traverse supérieure.

Il en résulte une poussée H au niveau des appareils d'appui (figure 76).

$$H = \frac{3 (\alpha t) E I_2}{h^2 (2k + 3)} \quad \text{avec} \quad k = \frac{I_2}{I_1} \frac{h}{\ell}$$

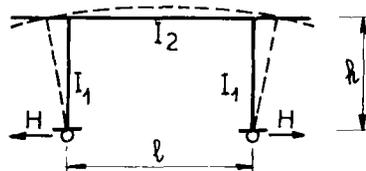


Figure 76

2.3. - Dalles Robinson

Les connecteurs sont généralement soudés à la tôle d'acier, sur gabarit, en usine. Malgré les précautions qui peuvent être prises, la tôle subit des déformations importantes qui se traduisent par des ondulations susceptibles d'atteindre quelquefois une amplitude de plusieurs centimètres. Le rabotage de deux éléments sur chantier devient alors un travail long et laborieux.

Dans les cas courants, les connecteurs sont des plats de 50×6 mm. Lorsque les calculs imposent des dimensions supérieures, deux solutions sont envisageables. La première consiste à augmenter la largeur des plats, ce qui conduit à un maillage relativement dense des armatures de béton. La seconde solution qui est d'augmenter l'épaisseur des plats, en passant de 6 à 8 mm oblige à réaliser deux passes de soudure au lieu d'une. Le travail de soudage croît considérablement. On a pu constater sur certains ouvrages comprenant ce type de platelage que le temps de main-d'œuvre s'élevait à 90 heures par tonne d'acier, alors que pour les ouvrages courants l'usinage correspond généralement à 45 heures par tonne.

Les précautions de soudage sont identiques à celles présentées pour les connecteurs, au paragraphe 2.1.5. Elles sont à respecter d'autant plus strictement que les soudures fixant le connecteur sur la tôle présentent une longueur inférieure à la longueur théorique minimale.

Par ailleurs les connecteurs sont reliés en tête par des aciers à béton, généralement lisses. Lorsque les contraintes d'adhérence sont importantes et que l'on désire diminuer la densité d'armatures, on peut utiliser des aciers H A qui doivent être nécessairement de qualité « soudable ». Il y a lieu de se reporter aux fiches d'identification pour connaître les conditions de soudage telles que : nature des électrodes, apport d'énergie, préchauffage.

III – TRANSPORT ET STOCKAGE DES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

La préfabrication en usine d'éléments destinés à la construction des ouvrages prend de plus en plus d'importance par suite de la rationalisation des productions, par l'emploi de très grosses unités.

Dans les chapitres précédents, nous avons vu que ces éléments constituent des charges toujours plus lourdes, aux dimensions particulièrement importantes. Le déplacement d'éléments de grandes dimensions, suivant des parcours comprenant des gabarits déterminés, présente des difficultés. Les moyens actuellement susceptibles d'être utilisés et les précautions à prendre pour de tels déplacements font l'objet des commentaires développés ci-dessous.

3.1. - Les modes de transports

Les charpentes métalliques sont transportées :

- sur l'eau : par voies maritimes ou fluviales
- sur terre : par la route ou sur voies ferrées.

1. - Voies maritimes

Il est difficile de définir les limites supérieures du gabarit des pièces transportées par voie maritime. Parfois même les pièces peuvent être transportées par flottage et la notion des dimensions maximales a alors moins d'importance.

Il y a lieu de distinguer le cabotage et le voyage au long cours.

a - lorsqu'on utilise le cabotage, on cherche généralement à transporter des éléments importants. La limitation en poids et dimensions vient davantage des possibilités de manipulation en atelier et des moyens de levage disponibles aux points de rupture de charge et sur le site.

A titre d'exemple (photo 66), les béquilles du viaduc de Caronte (voir première partie - chapitre V) ont été transportées de Rouen à Fos-sur-Mer, par le Déroit de Gibraltar. Ces béquilles placées sur pontons, pesaient chacune 188 tonnes et présentaient les dimensions suivantes :

- longueur : 55 m
- plus grande section transversale : 10,50 × 4 mètres
- plus petite section transversale : 2,20 × 1,5 mètres

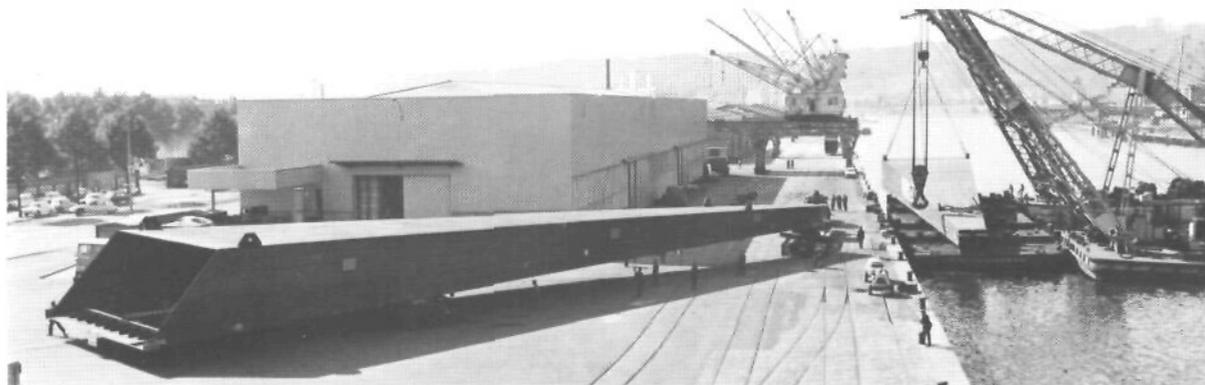


Photo 66 : Embarquement des béquilles sur les pontons utilisés pour le transport, à l'aide de deux bigues.

Le temps de transport, entre l'embarquement à la sortie de l'usine et le débarquement sur le site a été de 15 jours avec des conditions atmosphériques favorables.

D'autres tronçons indivisibles sont transportés par voie maritime, tel le caisson figurant sur la photo 67 dont les dimensions sont :

- longueur : 10,60 mètres
- largeur : 7,40 mètres
- hauteur : 7,15 mètres
- poids : 83 tonnes



Photo 67 : Tronçon amené au quai d'embarquement pour transport par voie maritime.

b - dans le cas d'un transport au long cours, le colisage des pièces est déterminé en fonction de nombreuses considérations :

– les données économiques :

- du transporteur qui détermine un coût dépendant selon les cas du tonnage seul, du volume seul, ou des deux à la fois
- du constructeur qui tient compte du plan de charge de ses usines : le dimensionnement des pièces dépend quelquefois de l'usine chargée de la construction
- du monteur qui connaît le niveau de spécialisation et le coût de la main-d'œuvre employée sur les lieux de montage

– les données techniques :

- du transporteur qui dispose du matériel et de l'armement pour effectuer le transport, et connaît les possibilités d'accès aux lieux d'embarquement et de débarquement
- du constructeur : ce sont les problèmes d'usinage
- du monteur : elles peuvent être retrouvées dans la première partie de ce bulletin, où sont décrits les différents types de montage.

Il arrive assez fréquemment que la solution retenue pour le transport au long cours soit un colisage de pièces de faibles dimensions. La règle générale est d'obtenir un rapport $\frac{\text{poids}}{\text{volume}}$ le plus élevé possible.

2. - Voies navigables

Les possibilités de transport sur les voies navigables dépendent essentiellement du gabarit qu'elles réservent en particulier au droit des écluses et sous les ponts. Le Service Technique Central de la Direction des Ports Maritimes et des Voies Navigables édite régulièrement des cartes sur lesquelles sont portées, pour l'ensemble du réseau, les caractéristiques suivantes :

Dimensions maximales des bateaux autorisés à circuler :

- longueur
- largeur

- tirant d'eau
- tirant d'air

Caractéristiques des écluses :

- largeur utile
- longueur utile

Le Service Technique Central (2 boulevard Gambetta - 60 Compiègne - tél. 440.15.80) et les Services locaux peuvent ainsi fournir à tout demandeur les renseignements concernant les conditions de navigation sur les voies susceptibles d'être empruntées.

Parmi les nombreux transports réalisés ces dernières années, on peut mentionner :

Kilométrage	Délais (en jours)	Convoi	
		Longueur	Poids des tronçons
Sur la Seine :			
250 km	5	100 m	2 × 140 t = 280 t
250 km	5	70 m	200 t
25 km	1	80 m	630 t
Sur la Saône et le Rhône :			
par automoteurs : 230 km	2	39 m	28 t
par pontons : 230 km	3	58 m	54 t

Les délais de transport indiqués s'entendent avec des conditions de navigation favorables. Le transport par voie d'eau est sujet à certains aléas. Le brouillard peut être la cause d'un retard de quelques jours. Les crues peuvent ralentir considérablement le convoi, et même le bloquer au droit d'un passage difficile tel qu'un pont surbaissé. A l'extrême, il est arrivé qu'un seul obstacle sur un parcours de 200 km paralyse un convoi de gabarit inhabituel durant plusieurs semaines.

Le chargement et le déchargement sont des manœuvres délicates lorsque plusieurs tronçons importants sont transportés sur un même ponton car l'excentrement des charges donne de la gîte à celui-ci. Si les tronçons transportés sont des poutres en I non entretoisées, leur stabilité doit être parfaitement assurée à l'aide de haubans et jambes de force. Lorsque les conditions de transport, de manutention et de mise en place le permettent, il est préférable d'entretoiser les poutres deux à deux (photo 68).

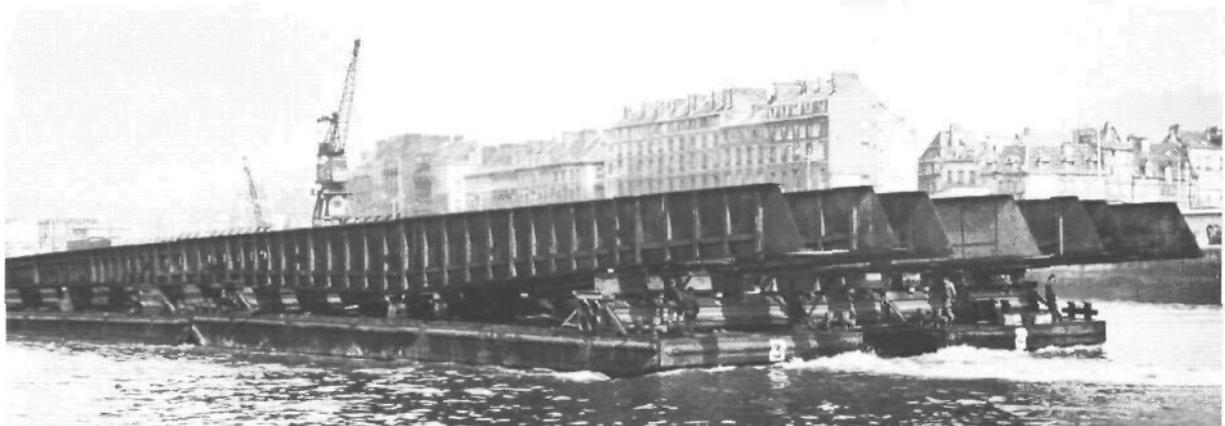


Photo 68 : Transport fluvial - Convoi de 630 tonnes et 78 mètres de longueur.

Le transport sur pontons permet de déplacer des masses très importantes pouvant correspondre à la limite à des ouvrages complets. Mais les convois ont alors de telles dimensions que leur déplacement n'est généralement possible qu'en zone portuaire (photo 69).

Photo 69 : Transport sur ponton d'un tronçon de 700 tonnes et 100 mètres de longueur.



3. - Voies ferrées

Les pièces transportées par voies ferrées doivent répondre à des normes très précises de gabarit (photo 70).



Photo 70 : Wagon de 22,50 mètres de longueur utile - charge de 40 tonnes.

En pratique, il existe trois types de convoi :

- le transport « normal » (figure 77)
 - largeur maximale : 3,15 mètres
 - longueur : 15 mètres
 - poids : 15 tonnes
- le transport dit B.T.E. pour lequel il y a lieu de consulter le Bureau des Transports Exceptionnels (162 Fg Saint-Martin - Paris 10).
 - largeur maximale : 3,50 mètres
 - hauteur maximale : 3,50 mètres
 - longueur maximale : 30 mètres
 - poids maximal : 58 tonnes
- le transport très-spécial : (STSI) dont les caractéristiques dépassent celles indiquées plus haut, pour le tonnage en particulier. Il y a lieu de consulter la Société des Transports Spéciaux Industriels (66, rue de Monceau - Paris 8).

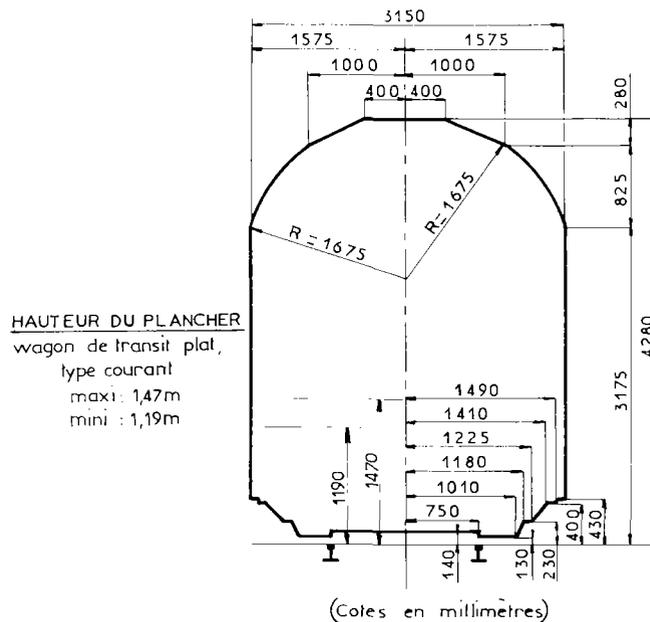


Figure 77
Gabarit pour wagons de transit

Le transport par voies ferrées est certainement celui qui présente le moins d'aléas, en particulier vis à vis des conditions atmosphériques (gel, verglas, barrières de dégel). Ce mode de transport, plus qu'un autre, influe sur le tronçonnement des éléments. En effet, le choix du mode de transport doit intervenir bien avant qu'ait lieu le déplacement. Devant l'incertitude des conditions atmosphériques à l'époque du transport, la prudence pousse quelquefois les constructeurs à préférer le transport par voies ferrées aux autres.

Malgré les possibilités offertes par les transports BTE et STSI, le tronçonnement reste une contrainte assez pesante. Le coût du transport augmente rapidement lorsque les dimensions des pièces dépassent largement celles du gabarit normal.

Enfin il est préférable de conserver, dans la mesure du possible, le même mode de transport pour le déplacement d'une pièce. Une rupture de charge majore le coût du transport dans des proportions non négligeables. Or les cas sont rares où l'usine et le chantier sont directement reliés par voies ferrées.

Pour un transport normal, et un parcours de 800 km, le délai est d'environ 4 jours auxquels il faut ajouter 1 jour pour les déplacements de l'usine à la gare.

Deux problèmes annexes sont le moyen de déchargement en gare et les risques de rupture de charge par suite de reprise des éléments par convoi routier.

4. - Route

Le transport par route est très employé actuellement. On distingue deux types de transport :

a - le transport normal : défini par le gabarit suivant :

- largeur maximale : 2,5 mètres
- hauteur maximale : 4 mètres
- longueur maximale : 14 mètres

Le tonnage maximum est pratiquement de 20 à 22 tonnes.

C'est, de tous les modes de transport, le plus rapide et le plus souple. Les pièces transportées sont élémentaires et donnent lieu à une reconstitution complète du tronçon d'ouvrage, sur chantier.

b - le transport exceptionnel pour lequel on ne peut déterminer un gabarit. On peut mentionner plusieurs exemples qui font ressortir la disparité des gabarits et des délais de route.

Kilométrage	Délais (en jours)	Tronçons			
		Longueur	Largeur	Hauteur	Poids
1 200	7	24,5 m	3,10 m	3,75 m	37 t
1 200	7	24,5 m	3,10 m	2,42 m	60 t
1 000	7	18 m	3,25 m	5 m	45 t
350	3	26 m	4,5 m	1,2 m	52 t
750	6 à 21	20 m	3,5 m	3,5 m	70 t

Le dernier cas mentionné est relatif à un transport échelonné de 20 pièces identiques, au cours de la mauvaise saison. Des barrières de dégel étaient partiellement mises en place. La durée du trajet a varié dans le rapport de 1 à 3.

D'autres causes peuvent augmenter les délais de route, par exemple les périodes de forte circulation nécessitant les opérations « Primevère », les travaux routiers. Il est à noter que pour les convois exceptionnels la circulation leur est généralement interdite de jour pour la traversée des grandes villes, et interdite de nuit en rase campagne.

3.2. - Les précautions à observer pour le transport

1. - Le matériel de transport

La sécurité dépend de la suffisance et de la qualité du matériel choisi, qui ne doit pas atteindre sa limite de capacité en cours d'utilisation.

En ce qui concerne le transport de tronçons de grande longueur, par fer ou par route, il y a lieu d'assurer la libre rotation de la pièce sur appuis pour son inscription dans les tracés courbes. La pièce repose sur des traverses pivotant sur un axe vertical. Dans le cas d'un transport par voie ferrée, la pièce peut être placée sur deux wagons. Pour un transport par route l'engin tracteur tire un convoi composé d'une semi-remorque constituant l'appui avant de la pièce, et d'un triqueballe directionnel constituant l'appui arrière (photo 71).

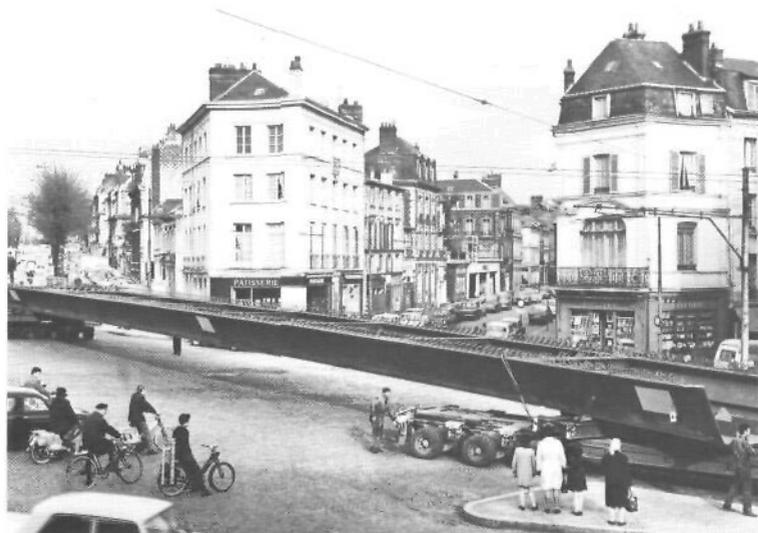


Photo 71 : A droite, semi-remorque avant, avec axe de rotation vertical au droit de l'appui. A gauche, triqueballe arrière. Le caisson qui recevra une dalle en béton, est entretoisé sur toute sa longueur.

2. - La pièce transportée

La pièce doit présenter une rigidité suffisante lui assurant une bonne tenue durant le transport.

Lorsqu'on ne réalise pas de colisage, les pièces doivent être fréquemment raidies à l'aide d'éléments provisoires ; c'est le cas notamment des transports par route et par fer. En effet, pour ces deux modes de transport, les pièces reposent généralement à chacune de leurs extrémités ou présentent une partie en console (photo 72). Les déformations susceptibles de se produire risquent d'être amplifiées par oscillations durant le trajet.

Photo 72 : Tronçon de 52 tonnes

- hauteur : 1,20 mètres
- largeur : 4,50 mètres
- longueur : 26,00 mètres

A noter l'encorbellement important de la partie arrière. L'essieu arrière est situé au droit d'une entretoise.



Les soudures, les tôles constitutives et les assemblages sont sensibles aux sollicitations alternées et aux concentrations d'efforts. Une attention toute particulière doit être portée aux points de report de charge. Les nœuds d'étayage peuvent créer des concentrations de contraintes dans certaines pièces voisines qui déjà sont sollicitées à la fatigue. Il s'en suit des risques de fissuration. Ces risques sont augmentés lorsque, pour des besoins d'assemblage, les pièces présentent des échancrures et un nombre important de soudures. Aussi convient-il de réaliser en fin de parcours un contrôle systématique des pièces transportées. Ce contrôle peut être visuel et complété en cas de doute d'une épreuve de ressuage.

La figure 78 montre les dispositions prises pour un transport de deux quarts de caisson. Le quart supérieur est fixé sur le quart inférieur à l'aide d'attaches provisoires ponctuelles. Les zones marquées d'un cercle sont celles où les risques de désordres et de fissuration sont les plus importants.

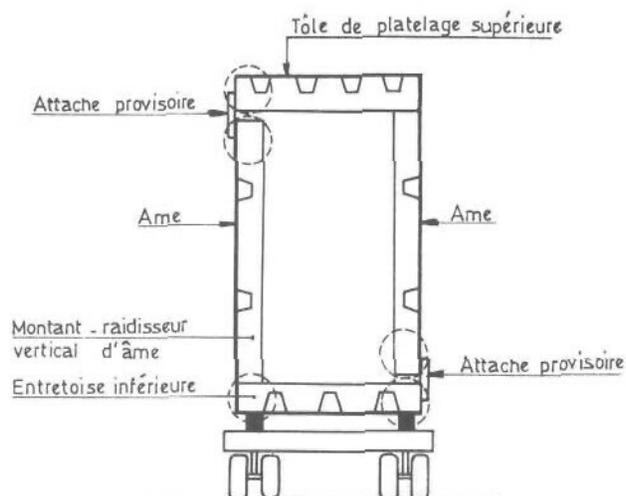


Figure 78
Zone de concentration d'efforts

Les poutres en I doivent être transportées de préférence debout et non à plat (photo 73).

Elles doivent être équipées d'étais (photos 74 - 75) pour éviter le déversement et le renversement.

Photo 73 : Transport d'une poutre en I.

Panneau de 47 tonnes

- longueur : 23,50 mètres
- hauteur : 3,80 mètres.

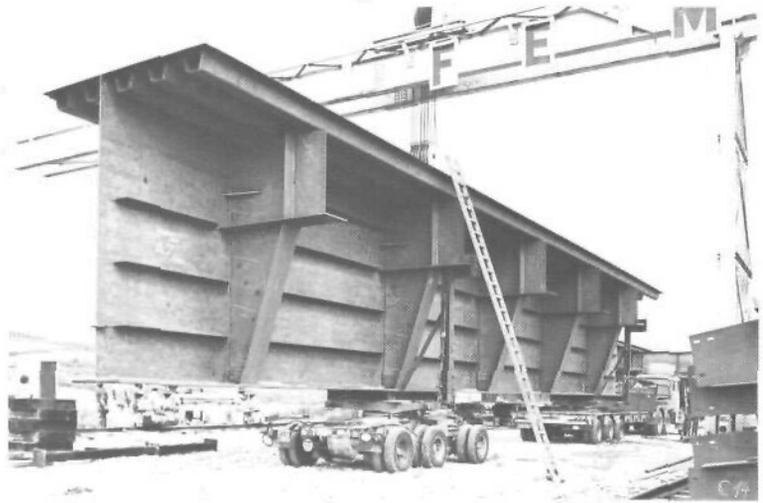


Photo 74 : Transport d'un demi-caisson de 25 mètres de longueur pesant 46 tonnes. Un étai provisoire relie le platelage orthotrope et l'entretoise à la membrure inférieure.



Photo 75 : Poutre en I équipée d'étais.

Par contre, les poutres à treillis, formées de caissons, peuvent être transportées à plat (photo 76). Leur inertie transversale, plus importante que pour une poutre en I, permet cette position pour le transport.

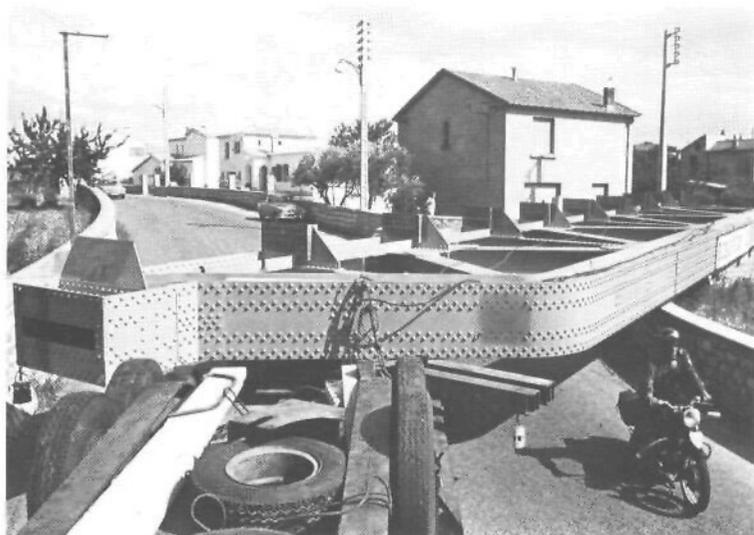


Photo 76 : Poutre à treillis tubulaire, transportée à plat.

- largeur du convoi : 4 mètres
- longueur : 25 mètres
- poids : 58 tonnes

Un moteur auxiliaire permet le déplacement du triqueballe directionnel arrière.

Les éléments de faible raideur placés en console doivent être aussi équipés d'étais, faute de quoi il peut se produire des battements.

Les sections en tube ouvert doivent être entretoisées et fermées provisoirement. C'est le cas fréquemment rencontré pour le transport d'un demi-caisson. Un treillis provisoire doit relier les membrures inférieure et supérieure, dans la section de coupure.

3.3. - Stockage des éléments

Le stockage est traité ici pour rappeler les précautions à prendre en vue de la bonne conservation des éléments.

Les éléments partiels une fois constitués présentent des structures plus ou moins complexes. Leur stockage ne doit pas être conduit comme un empilage de pièces rudimentaires et simples. Les reports de charge s'effectuent en quelques points seulement au droit desquels s'exercent des efforts concentrés.

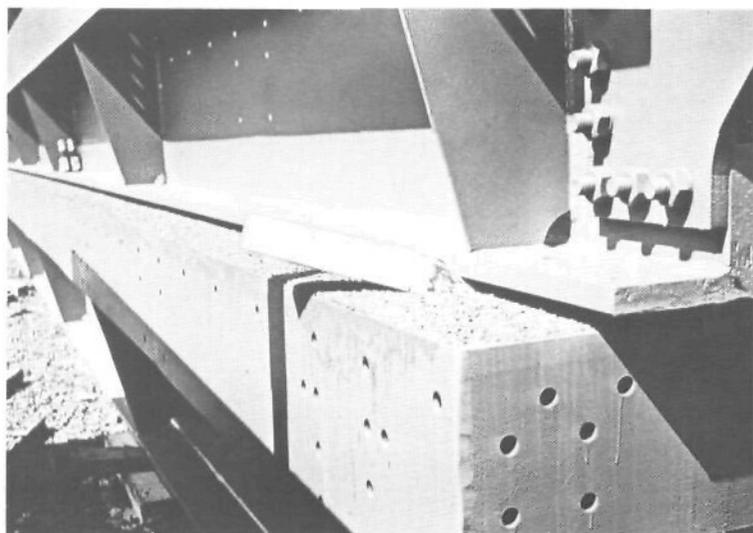


Photo 77 : Calage insuffisant.

Il faut veiller à ne pas détériorer les pièces par poinçonnement, pliure ou déchirure. De telles dégradations surviennent fréquemment au moment de la prise en charge d'une pièce stockée dans de mauvaises conditions.

Deux éléments empilés l'un sur l'autre ne doivent pas être en contact direct, mais séparés par un calage de qualité et de dimensions suffisantes (photo 77). Les tronçons stockés doivent, dans la mesure du possible, subir des efforts de même nature et de même sens que ceux sous lesquels ils ont été dimensionnés (photo 78). Comme pour le transport il y a lieu de s'assurer de la stabilité statique et élastique des tronçons, en particulier des poutres en I (photo 79).

Photo 78 : Travée indépendante posée sur appuis provisoires.

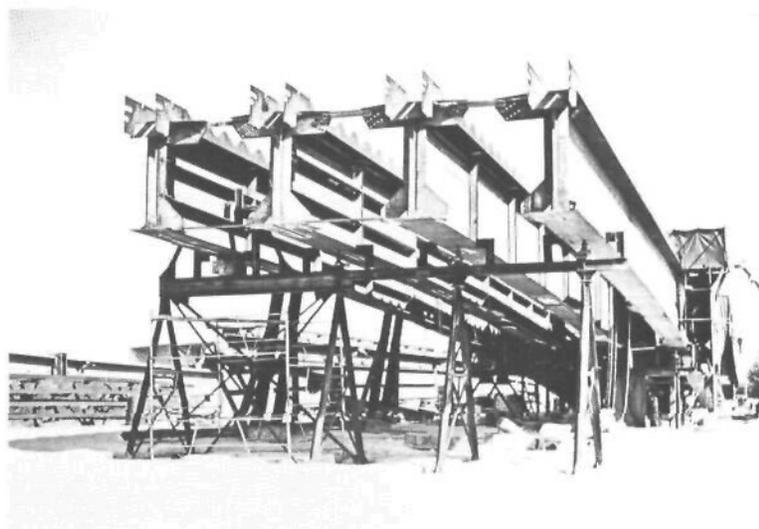
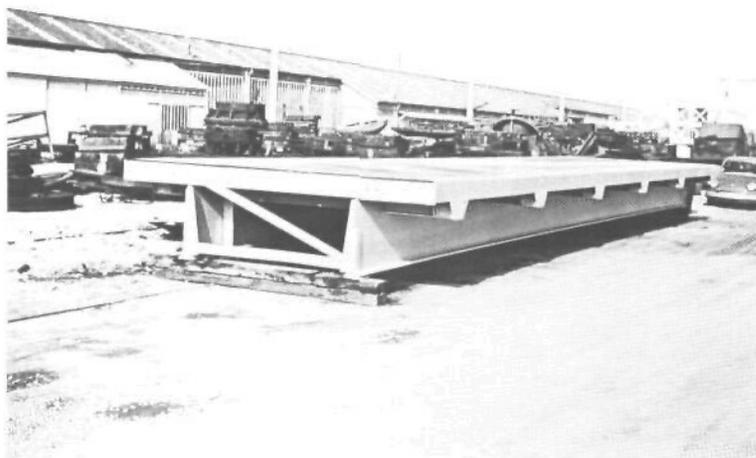


Photo 79 : Assemblage de poutre en I. Les poutres sont entretoisées provisoirement.

3.4. - Aire d'assemblage

Les possibilités de stockage et d'assemblage sur le chantier peuvent déterminer le choix du mode de montage. Il est certain que les zones fortement urbanisées et les sites très accidentés laissent peu de liberté pour l'agencement d'un chantier. Dans les autres cas, les Maîtres d'œuvre ont très souvent avantage à mettre à la disposition des Entreprises des aires de grandes dimensions. Il faut admettre en effet que les aires exigües sont une source de difficultés entraînant des coûts supplémentaires et donc une majoration des prix. Il en est de même avec les voies donnant accès au chantier pour l'approvisionnement des pièces.

Ces remarques prennent de l'importance pour un lancement qui est une solution relativement économique. Ce cas peut se rencontrer notamment pour la construction d'un ouvrage intégré à une voie nouvelle. En réalisant au moment opportun les remblais d'accès on dispose pour l'assemblage et le lancement de l'ouvrage d'une plate-forme de bonne qualité sans dépenses supplémentaires. Cet avantage peut avoir une incidence favorable sur les prix de montage (photo 80).



Photo 80 : La plate-forme autoroutière sert d'aire d'assemblage pour un ouvrage de 230 m de longueur. Le tablier est entièrement assemblé avant d'être lancé. L'accès du chantier est aisé.

Certains sites ne se prêtent pas à une telle organisation du chantier. Des plates-formes provisoires sont alors nécessaires. Elles présentent des dimensions réduites, par mesure d'économie et souvent par manque de place. Si l'ouvrage est lancé, l'avancement se fait par étapes, au fur et à mesure que les tronçons sont assemblés à l'arrière sur la plate-forme (photo 81).



Photo 81 : Aire d'assemblage de dimensions réduites, sur plate-forme provisoire. Le tablier à poutres sous chaussée est lancé par étapes, au fur et à mesure de l'assemblage des tronçons d'âmes.

Lorsqu'une aire de stockage ou d'assemblage est aménagée sur un quai situé en bordure d'une voie d'eau, des précautions sont à prendre. La charge stockée peut être importante. Si la voie d'eau peut recevoir des bigues, les tronçons peuvent atteindre 150 tonnes et plus, comme il a été vu précédemment. Il convient de s'assurer de la bonne conservation du quai, et de prévoir au besoin des travaux confortatifs pour éviter l'effondrement ou le glissement de la rive.

IV – LES PALÉES

Les palées servent d'appuis provisoires en cours de construction et sont susceptibles d'être soumises, en tête, aux efforts suivants :

- Forces verticales :
le poids du tablier et de tous les équipements et appareils annexes placés sur le tablier
les charges climatiques (neige)
- Forces horizontales :
les charges climatiques (vent - température)
les efforts (longitudinaux et transversaux) engendrés par le déplacement du tablier (cas du lancement en particulier)
- Forces inclinées :
notamment lorsque les palées sont équipées de haubans. Cette solution, rarement utilisée, n'est guère conseillée.

Les chapitres 1.1 à 1.6 (types de montage) et VI (charges climatiques) donnent des indications sur les différentes sollicitations à prendre en compte pour les calculs de stabilité d'une palée.

Pour les palées en rivières il faut en plus tenir compte, selon les cas :

- de l'effet du courant
- de l'effet d'une crue
- des charriages susceptibles de s'amonceler devant la palée
- d'un choc de bateau si des défenses ne sont pas prévues.

6.1. - Les types de palées

Les palées sont réalisées le plus souvent en charpente métallique. On utilise encore cependant des palées en bois, et dans certains cas particuliers il est construit des palées provisoires en béton.

Palée en charpente métallique

On peut utiliser des éléments d'échafaudages tubulaires. De nombreux systèmes sont proposés dans le commerce. Ils sont constitués d'éléments répétitifs, assemblés à l'aide de boulons, éclisses ou manchons. Chaque fabricant met à la disposition de l'utilisateur des notices sur le montage et la capacité de charge d'emploi. Les charges admissibles sont faibles et ces structures sont réservées à la mise en place d'éléments légers ou de tronçons n'introduisant pas d'effort horizontal en tête de palée, ni donc de flexion dans le fût de palée.

Pour le montage des ponts métalliques, il est nécessaire de constituer des palées à l'aide d'éléments plus résistants (I, U, L etc.). Des calculs justifient les sections retenues. Bien que provisoires, ces palées doivent satisfaire aux règles de la construction métallique, d'autant que le matériau utilisé est généralement un acier de qualité moyenne. Ainsi les critères tels que la soudabilité et la fragilité doivent être pris en considération pour déterminer le dimensionnement, la forme et le type d'assemblage des pièces.

En réalisant des palées par leurs propres moyens, les Entreprises sont confrontées à des problèmes économiques. Pour des raisons évidentes de rentabilité, il y a lieu de chercher à réemployer les charpentes. Des sujétions apparaissent alors pour le stockage sur parc et l'entretien du matériel.

Support métallique démontable (palée anglaise) (photos 82 et 83)

Destinées il y a quelques décennies, à la consolidation ou à la reconstruction d'ouvrages endommagés, les palées métalliques sont constituées d'éléments standards d'origine américaine ou anglaise. Le stock des pièces est géré par la Station de Ponts de Secours d'ESVRES-SUR-INDRE (Indre et Loire). Après accord de l'Inspecteur général, chargé de l'inspection des ouvrages d'art (Direction des Routes - M.A.T.E.L.T.) le matériel peut être mis à la disposition des départements.

La capacité de chaque type de palée est donnée sur la notice (2e édition Mars 1962) éditée par la Direction Centrale du Génie (3e Bureau - Matériel).

Ces supports présentent des avantages certains. La standardisation des éléments permet de réaliser de nombreux types d'appuis dont un répondra aux besoins spécifiques d'un chantier.

Outre la rapidité de mise en œuvre, on évite les erreurs de conception sur la structure en suivant les schémas de montage décrits sur la notice citée plus haut. Ce matériel est d'une grande sécurité d'emploi.

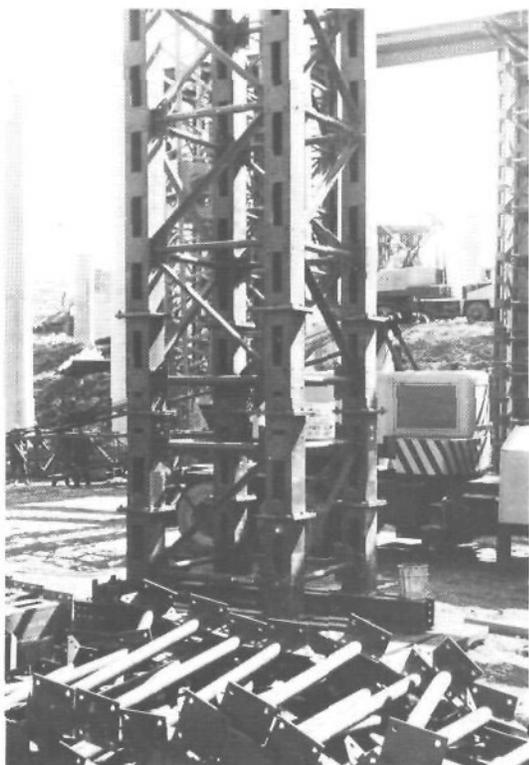


Photo 82 : Palée anglaise.

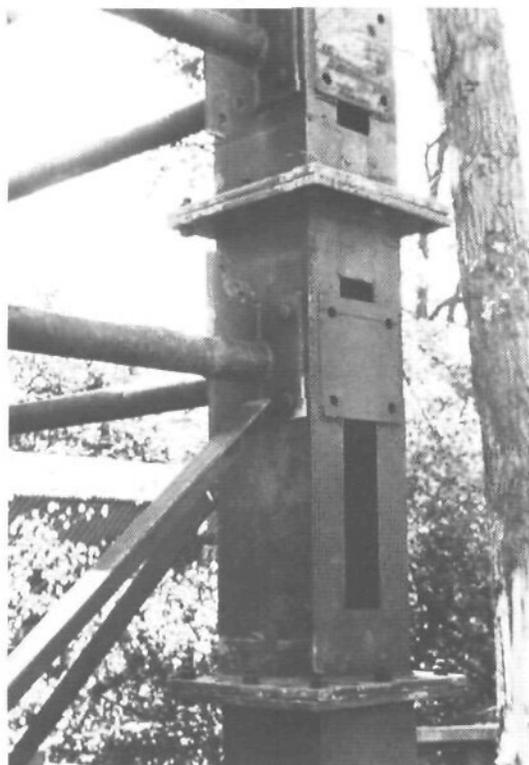


Photo 83 : Détails d'un montant de palée anglaise.

Palée en bois

La structure la plus rudimentaire consiste en un empilage de madriers ou de traverses (figure 79). Elle est utilisée en site terrestre pour des hauteurs très réduites. Le contreventement doit être assuré par des croisillons. Le volume de bois mis en œuvre est très important pour constituer en définitive un appui de faibles dimensions. La structure plus habituelle d'une palée comprend des pieux ou poteaux battus dans le sol réunis entre eux par des chainages horizontaux et contreventés par des croisillons (figure 80). Les poteaux sont solidarités, en tête, par un chapeau sur lequel reposent les camarteaux, et les chaises de lancement le cas échéant (photo 84).

Malgré ce qui peut être réalisé certaines fois, il semble assez aléatoire de miser sur la résistance à la flexion des pieux. Pour que ceux-ci résistent à la flexion, ils doivent être réellement encastrés dans le sol. L'encastrement ne devient effectif que si la fiche est de l'ordre de 2 mètres dans les terrains graveleux, et 4 mètres dans les terrains argileux. Ces conditions sont rarement satisfaites. Aussi est-il préférable de prévoir des pieux inclinés lorsque la tête de palée doit recevoir des efforts verticaux et horizontaux, et de supposer que chaque pieu ne reçoit que des efforts axiaux.

Les poteaux sont très souvent des résineux, présentant un diamètre minimal au « fin bout » de 20 à 40 cm. La contrainte normale d'utilisation en compression peut atteindre 50 bars, ce qui correspond à un effort de 35 tonnes à 40 tonnes pour un pieu de ϕ 30 cm. Les qualités de bois à utiliser et les calculs à entreprendre sont définis respectivement par les normes NF B 52-001 et NF P 21-202.



Photo 84 : Palée en bois pour le lancement d'un ouvrage.

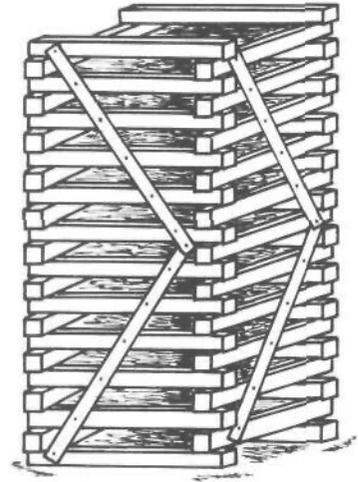


Figure 79
Empilage de madriers ou de traverses

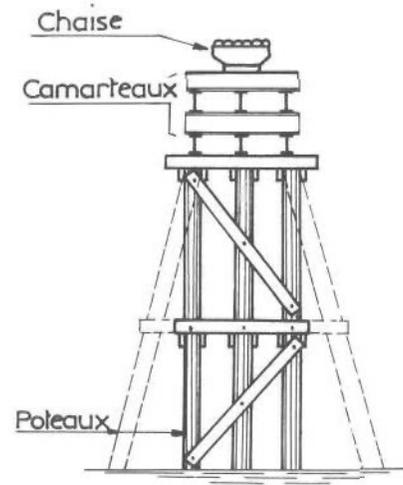
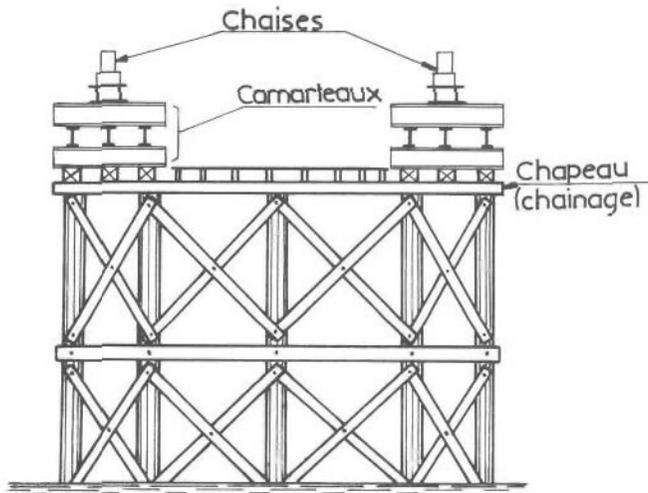


Figure 80

Palée en béton (figure 81)

Dans certains cas très particuliers, on peut avoir recours à des palées en béton. Les dimensions, en plan, de l'appui sont faibles. La solution est utilisée lorsqu'une palée doit être implantée en un point obligé sur un espace très restreint. Cette solution n'est toutefois envisageable qu'en site terrestre. En site aquatique, où un batardeau deviendrait nécessaire, le coût de l'opération remettrait en cause le type de montage choisi. Une des précautions à prendre est d'assurer le bon chainage de la tête de palée soumise à un effort de traction important. En effet ce type d'appui est généralement peu ferrillé et un fendage risque de se produire en partie supérieure.

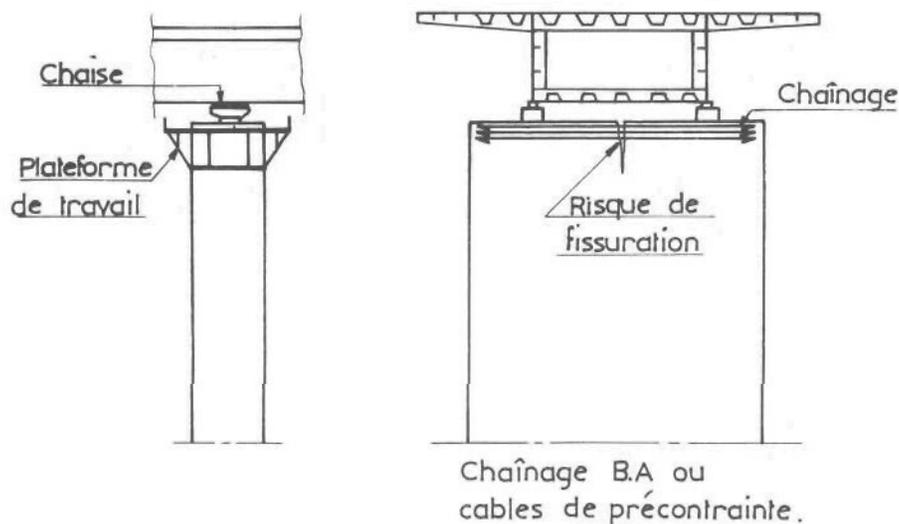


Figure 81

Appui provisoire en béton

4.2. - Composition d'une palée

Une palée comprend 4 parties principales :

- l'équipement
- la tête de palée
- le fût ou palée proprement dite
- la fondation

A chacune d'elles s'attachent des problèmes particuliers.

L'équipement (photo 85)

L'équipement à prévoir dépend du type de montage retenu. Pour un lancement, cas où le matériel est important, les chaises à câbles ou à galets constituent l'appareillage de base. L'encombrement de ces pièces est donné au chapitre « Lancement ». Pour tous les types de montage des camarteaux sont utilisés tant pour constituer l'assise des appareils d'appuis (provisoires) que pour permettre le réglage de ces appareils en altitude. Le réglage se réalise à l'aide de vérins qui doivent présenter une assise semblable à celles des appareils d'appuis. On doit aussi prévoir l'emplacement des pompes actionnant les vérins.



Photo 85 : Équipement d'une tête de palée.

S'ajoutent bien souvent les dispositifs de guidage transversal de l'ouvrage, des tire-forts, un stock de camarteaux pour réglages éventuels et le menu matériel. La somme de ces appareils provoque un encombrement tel qu'il peut déterminer, à lui seul, les dimensions en plan de la palée. Pour des poutres montées à la bigue, des étaçons sont parfois nécessaires pour la stabilité.

La tête de palée

La tête de palée doit assurer deux fonctions : le chaînage de tous les montants du fût et la répartition des efforts entre ces montants. Elle doit donc être rigide. On emploie à cet effet des profilés I ou H de forte section. Très souvent chacun des montants est justifié sous un effort égal au quotient de l'effort total par le nombre de montants. Cette hypothèse est trop optimiste lorsque la tête de palée se réduit à un simple plancher.

Par ailleurs, il est nécessaire que la tête de palée soit complétée par une plate-forme de travail permettant le maniement des appareils et la surveillance efficace du tablier, en cours de construction ou de lancement.

Le fût

Les différents types de fûts ont été décrits au paragraphe précédent.

La fondation

En site terrestre, selon la qualité du sol, la palée est fondée soit sur une semelle superficielle, soit sur des pieux. En site aquatique on utilise principalement des pieux.

Sur les très bons sols, la semelle superficielle peut n'être constituée que par deux lits superposés de longrines. Le fût doit être fixé aux longrines qui sont liaisonnées entre elles. Il est déconseillé de laisser reposer simplement les montants sur les longrines surtout pour les opérations de lançage.

Sur un sol de moins bonne qualité, la fondation est constituée d'une semelle en béton. Des précautions doivent être prises en raison même de la qualité de ce sol. Avant de mettre en œuvre le béton, il y a lieu de s'assurer des caractéristiques minimales du sol. Des tassements peuvent se produire. Par ailleurs, lorsque la palée est soumise à la flexion, un poinçonnement peut se créer sous l'arête comprimée de la semelle rigide (photo 86).

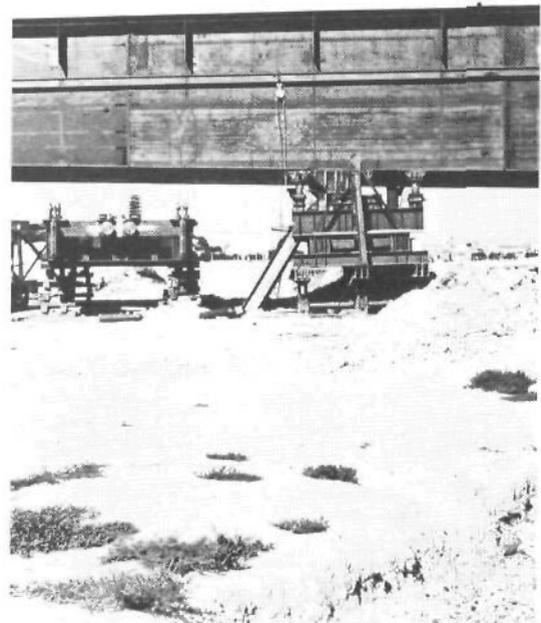


Photo 86 : Palée provisoire avec semelle en béton, reposant sur un terrain de mauvaise qualité. Le lancement du tronçon est effectué de la droite vers la gauche. Des tassements se sont produits, ce qui explique la présence de l'étaie placée à gauche de la palée.

Pour les fondations sur pieux, on utilise les pieux en bois ou plus fréquemment les pieux métalliques (H ou palpieux) (photo 87). L'utilisation des pieux en bois est limitée, car la traversée d'une couche de terrain de consistance même moyenne présente des difficultés. Les essences qu'il conviendrait d'employer en pareil cas sont d'un prix de revient trop élevé. Par ailleurs l'arrachage ou le recépage des pieux en fin de chantier reste une opération onéreuse. La solution économique consistant à casser les pieux par flexion n'est pas toujours possible, et le niveau auquel se produira la cassure reste incertain. Les profilés métalliques sont d'une mise en œuvre plus aisée. En fin de chantier, ils sont soit arrachés, soit oxycoupés sous l'eau au niveau supérieur de leur fiche.

Il est conseillé de remplir un carnet de battage permettant une meilleure connaissance tant de la capacité de portance de la palée que de la nature du sol de fondations. Quelle que soit leur nature, les pieux sont liaisonnés en tête. Le fût de la palée est fixé au niveau du chaînage et non simplement posé.

Lorsqu'un cours d'eau est susceptible de charriage ou que la navigation est autorisée en cours de travaux, il est prudent de prévoir des défenses.



Photo 87 : Palée provisoire. Le fût est constitué d'éléments de palée anglaise. La fondation est constituée de palpieux liaisonnés entre eux.

4.3. - Vérifications de la stabilité d'une palée

Les Entrepreneurs doivent établir des calculs justificatifs pour la construction de palées. Aux termes du fascicule 66 (Art. 1 et 4), l'ensemble des dispositions doivent être présentées au Maître d'œuvre, assorties de justifications. Les vérifications doivent porter en particulier sur :

Stabilité d'ensemble

La première vérification concerne l'équilibre statique de la palée sous les efforts appliqués en tête. La base du fût est très souvent sollicitée à la flexion, composée ou déviée.

Pour les palées de grande hauteur (certaines dépassent 30 mètres) le contreventement s'impose et la stabilité élastique doit être vérifiée (photo 88).

Stabilité des éléments partiels

Il s'agit en particulier des montants qui doivent être vérifiés au flambement. Dans le cas de palées anglaises montées conformément aux indications de la notice, cette vérification ne s'impose pas. Par contre les éléments d'échafaudage tubulaire doivent être vérifiés car ils sont très sensibles au flambement.



Photo 88 : Contreventement réalisé entre les deux fûts de palée.

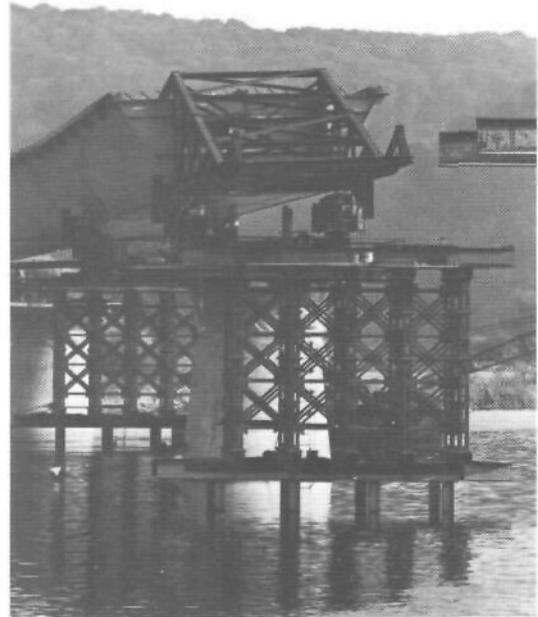


Photo 89 : Fondations réalisées à l'aide de H.E.B. Ces fondations sont à comparer à celles de la photo 87.

Stabilité des fondations

La fondation composée de longrines posées à même le sol fait l'objet d'une vérification d'équilibre statique quand la palée est soumise à la flexion. La vérification d'une semelle en béton est semblable à celle d'une semelle superficielle de pile. Les fondations sur pieux, surtout lorsqu'elles sont situées en rivière, doivent être calculées sans introduire d'hypothèses de calculs par trop optimistes, en ce qui concerne les conditions d'appuis de chaque élément. Le contrôle qui s'exerce sur ces ouvrages n'est généralement pas aussi soutenu que celui s'appliquant aux fondations définitives. Ainsi ne conviendrait-il pas, par exemple, pour un HEB 240 de 6 mètres de longueur, fiché de 1,50 mètres dans le sol et soudé partiellement en tête sur une longrine, de le considérer encastré à ses deux extrémités pour le vérifier au flambement (photo 89).

Résistance du sol de fondations

Pour des raisons identiques à celles données précédemment, le taux de travail admissible d'un sol pour fondations provisoires doit être évalué avec discernement. Les efforts ne sont pas répartis uniformément et un poinçonnement sous charge concentrée peut s'en suivre. Un report de charge s'opère alors entre plusieurs montants dont certains supportent des efforts supérieurs à ceux pour lesquels ils ont été prévus.

Il y a lieu de se prémunir contre les glissements de terrain, même très locaux. C'est le cas notamment lorsqu'une palée est implantée en berge ou sur quai. Un rideau de palplanches et des tirants d'ancrage peuvent être nécessaires (figure 82) (photo 90).

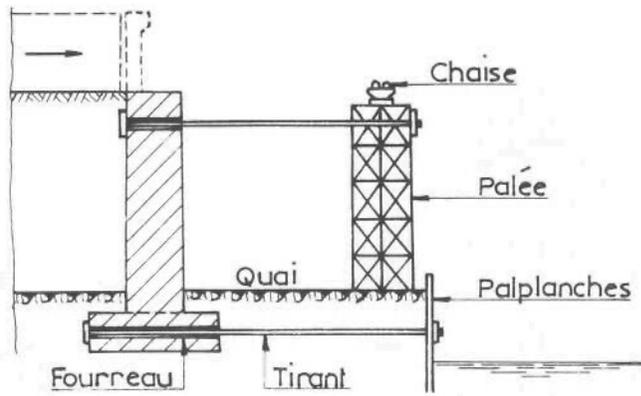


Figure 82

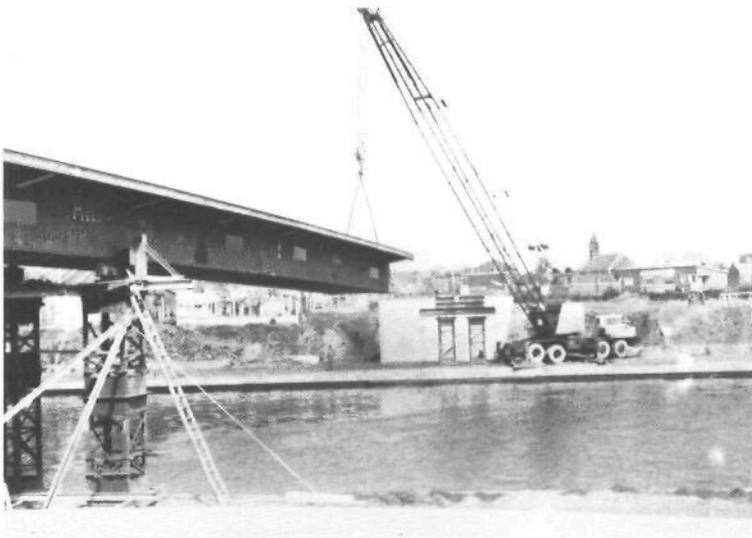


Photo 90 : Palée provisoire située en bordure d'un canal et justifiant les dispositions décrites à la figure 82.

V – STABILITÉ DES ÉLÉMENTS PARTIELS CONSTITUTIFS D'UN PONT

Ce chapitre a pour but de donner quelques informations concernant les vérifications relatives aux instabilités des poutres ou des caissons en cours de montage. Certains accidents, survenus ces dernières années, résultent de fautes de conception du raidissage de certains éléments. Il nous a semblé utile de présenter ici les vérifications ou les dispositions à prendre pour éviter des incidents graves : rappelons à ce sujet que les phénomènes d'instabilité - flambement, déversement, cloquage - mettent en jeu des théories du second ordre (prise en compte des déformations) et se traduisent par une diminution des caractéristiques mécaniques apparentes des pièces *.

5.1. - Problèmes de déversement

5.1.1. Présentation - Généralités

Il s'agit en fait du flambement latéral de la membrure comprimée d'une poutre soumise à son poids propre et éventuellement à des charges variables (figure 83).

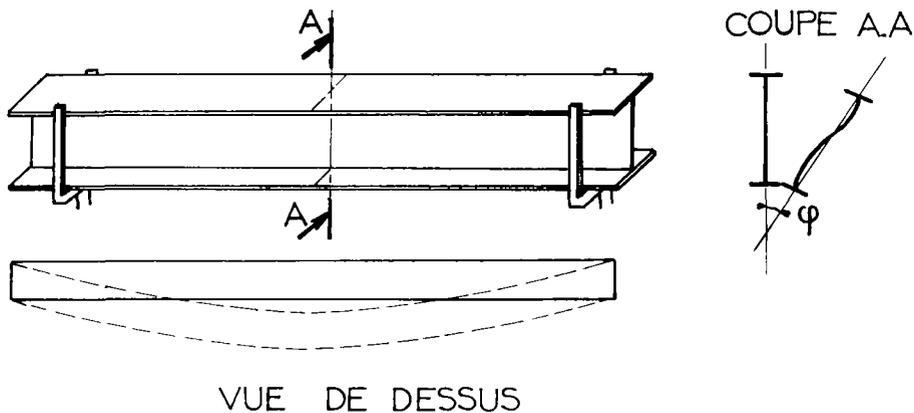


Figure 83

Le cas d'une poutre dont les sections d'extrémités peuvent se gauchir avec ou sans possibilité de rotation est celui qui a été traité par de nombreux auteurs. Les prescriptions de l'article 19 du titre V du fascicule 61 ne font que reprendre des formules correspondant à la théorie élastique développée par TIMOSCHENKO notamment.

Dans le cas du montage, des problèmes de stabilité au déversement se posent malheureusement avec des formes d'éléments ou des conditions d'appui qui ne sont pas toujours celles prévues par les règlements.

Pour mieux situer le problème nous donnons ci-dessous quelques cas typiques :

1er Cas - Dans le montage par bigue, le levage des tronçons centraux qui sont en général d'inertie variable (photo 91), et la mise en place provisoire des dits tronçons avant fixation sur les fléaux des poutres déjà en place nécessitent de vérifier la stabilité du tronçon sous son poids propre et sous un gradient différentiel de température entre les 2 faces des poutres (figure 84).

* Un certain nombre de formules utilisées dans ce chapitre ne sont que l'application des prescriptions définies par le titre V du fascicule 61 rendu officiel par décret n° 72667 du 4 juillet 1972.

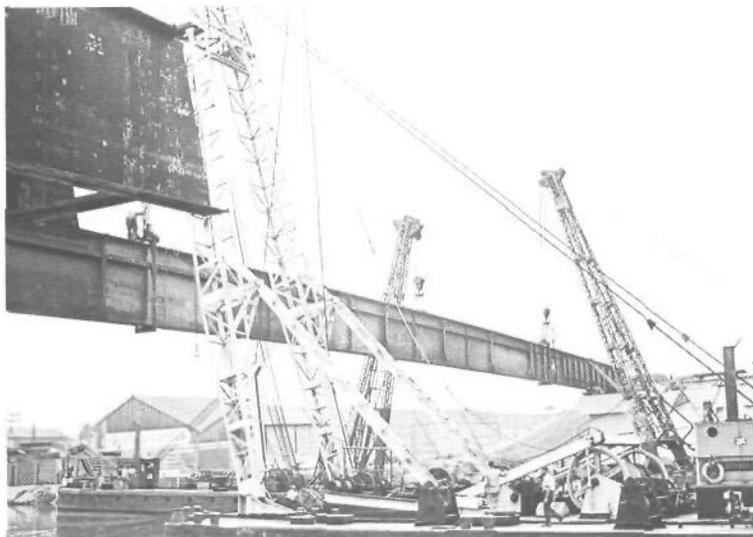


Photo 91 : Mise en place d'un tronçon central de poutre en I. La stabilité est assurée par la bigue centrale.

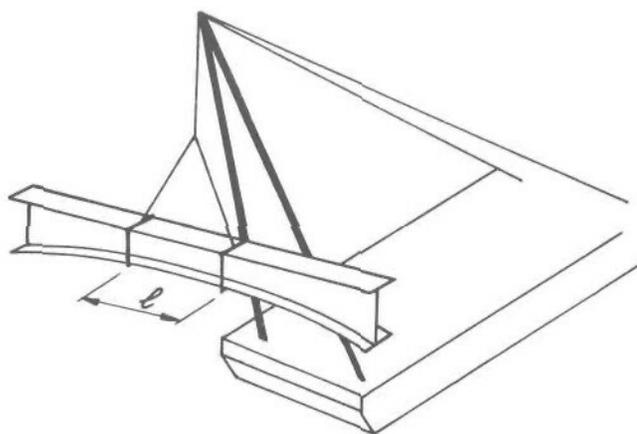


Figure 84

2ème Cas - Le montage des caissons peut se faire par demi-élément (photo 92) :



Photo 92 : Mise en place d'un demi-caisson équipé d'un contreventement dans son plan de coupure.

Il ne s'agit pas de déversement par instabilité mais de déformation incontrôlée par torsion (figure 85). Si dans le plan A aucun contreventement n'est prévu, on risque un basculement.

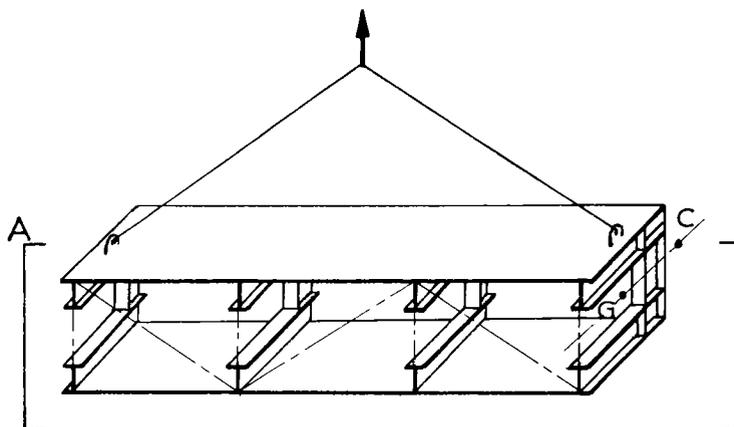


Figure 85

3ème Cas - Dans certains montages par encorbellement ou certaines phases de préassemblage, des éléments de poutres peuvent se trouver en encorbellement et les dimensions de l'élément doivent être choisies pour éviter le déversement des poutres libres (figure 86).

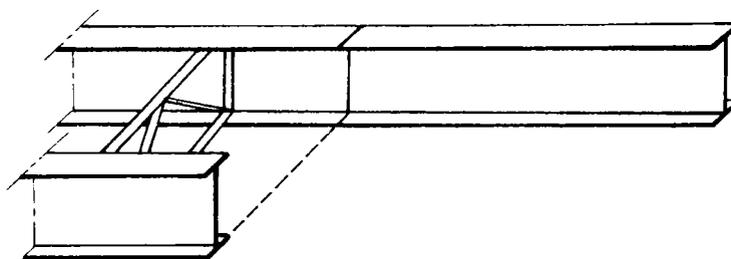


Figure 86

4ème Cas - Dans le cas où des tronçons de poutres sont lancés par groupe de deux, les plans d'entretoisement et leur espacement méritent la plus grande attention. En effet, dans cette phase aucun contreventement par le hourdis n'existe. De plus, les éléments peuvent être soumis à leur poids propre et à l'action transversale du vent (ou à un gradient différentiel de température) (figure 87).

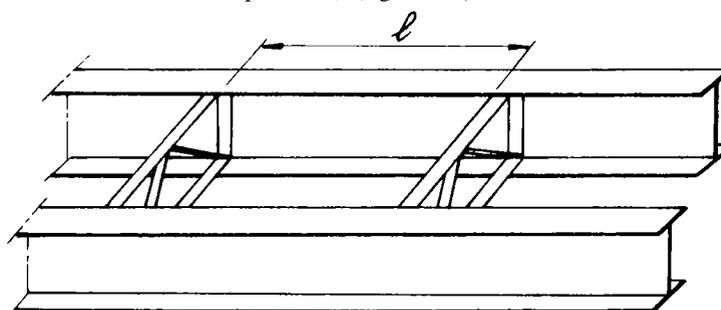


Figure 87

Ces différents exemples font l'objet, ci-après, d'un examen détaillé et quelques indications sont fournies quant aux vérifications.

5.1.2. Déversement - Cas n° 1 et 3

5.1.2.1. Vérifications

Soit une section en double T non symétrique par rapport au centre de gravité G (figure 88).

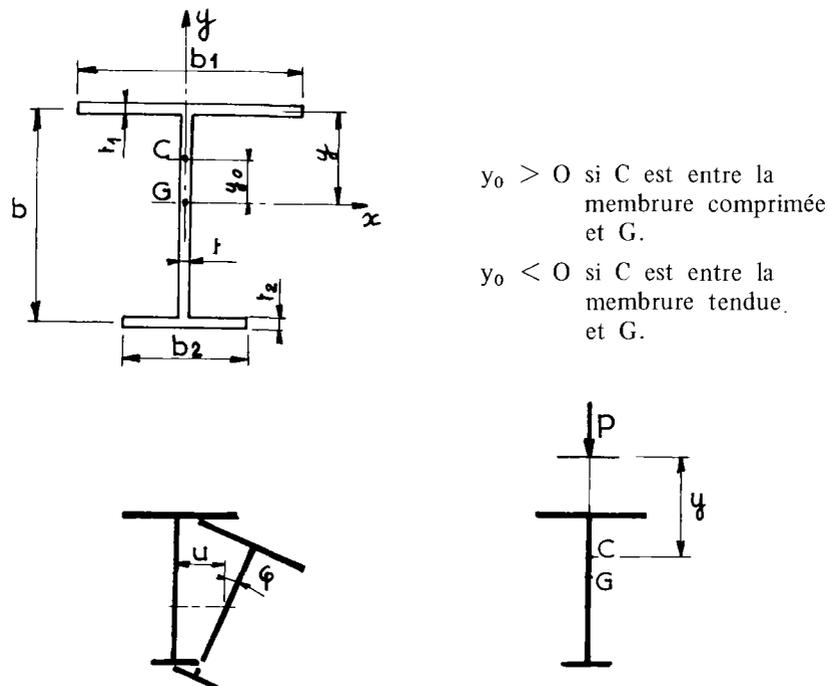


Figure 88

- On désigne par :
- $(b_1 \cdot t_1)$ les dimensions de la semelle supérieure
 - $(b_2 \cdot t_2)$ les dimensions de la semelle inférieure
 - $(b \cdot t)$ les dimensions de l'âme
 - y_0 la cote par rapport à G du centre de torsion C
 - \bar{y} la cote par rapport à la semelle supérieure du centre de gravité G

$$\text{On a : } \bar{y} = \frac{\frac{b_1 t_1^2}{2} + b b_2 t_2 + \frac{b^2 t}{2}}{b_1 t_1 + b_2 t_2 + b t}$$

$$y_0 = \alpha b - \bar{y}$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^3 \frac{t_1}{t_2}} \quad \text{et l'inertie sectorielle } I_\varphi \text{ vaut } I_\varphi = \frac{\alpha b_1^3 t_1 b^2}{12}$$

EI_φ est la rigidité de gauchissement

La rigidité de torsion vaut :

$$GK = \frac{G}{3} (b t^3 + b_1 t_1^3 + b_2 t_2^3)$$

L'énergie potentielle de la poutre de longueur L s'écrit

$$W = \frac{1}{2} \int_0^L (EI_y u''^2 + EI_\varphi \varphi'^2 + GK \varphi'^2 + 2 M \varphi u'' + 2 k M \varphi'^2 + g p \varphi^2) dz$$

avec $k = y_0 + \frac{1}{2} \frac{1}{I_x} \int (x^2 + y^2) y ds$, ds est l'élément d'aire

M désigne le moment fléchissant dans la poutre

Par ailleurs $EI_y u'' = M \varphi$ et $p = -M''$

d'où en posant $M = \bar{M} m$ (\bar{M} valeur maximum du moment fléchissant)

et $Z = \frac{z}{L}$

On a en écrivant $W = 0$

$$\bar{M}^2 \int_0^1 \frac{m^2 \varphi^2}{EI_y} dZ - \frac{\bar{M}}{L^2} \left[\int_0^1 g \frac{d^2 m}{dZ^2} \varphi^2 dZ + 2 \int_0^1 k m \left(\frac{d\varphi}{dZ} \right)^2 dZ \right] - \frac{1}{L^2} \int_0^1 GK \left(\frac{d\varphi}{dZ} \right)^2 dZ - \frac{1}{L^4} \int_0^1 EI_\varphi \left(\frac{d^2 \varphi}{dZ^2} \right)^2 dZ = 0$$

Cette équation permet, par intégration numérique, de déterminer le moment \bar{M} maximum correspondant au déversement.

A titre d'exemple, on peut donner le cas d'une poutre de caractéristiques constantes sur la longueur L entre points d'appuis. En se référant aux travaux de Anderson et Trahair (Journal of the Structural Division - Vol. 98 - Janvier 1972), on peut donner la valeur de :

$$\gamma = \frac{p^* L^3}{\sqrt{EI_y GK}} \quad \text{ou} \quad \gamma = \frac{P^* L^2}{\sqrt{EI_y GK}}$$

correspondant respectivement à des chargements répartis et concentrés (tableaux pages 108 et 109). De ces valeurs on déduit la charge critique p^* ou P^* développant le moment de déversement. Les tableaux sont donnés pour des éléments simplement appuyés à leurs extrémités, c'est-à-dire :

$$Z = 0 \quad u = \phi = \frac{d^2 \phi}{dZ^2} = 0 \quad Z = \frac{L}{2} \quad \frac{du}{dZ} = \frac{d\phi}{dZ} = 0$$

Les résultats sont établis en fonction des caractéristiques mécaniques suivantes :

$$\delta = \frac{\beta}{L} \sqrt{\frac{EI_y}{G}} \quad \text{avec } \beta = 2k - 4y_0$$

$$\epsilon = \frac{g}{L} \sqrt{\frac{EI_y}{GK}} \quad \text{et } B^2 = \pi^2 \frac{EI_\varphi}{GKL^2}$$

Aux charges critiques P^* ou p^* correspondent des moments fléchissants critiques M^* et des contraintes σ_f^* dans la section de moment maximal. On doit alors vérifier que la contrainte σ_f dans la membrure la plus sollicitée en compression respecte la condition : (cf. Art. 19 - Titre V - fascicule 61) :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$$

$$\text{avec } f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) \quad \text{si } \sigma_f^* \geq 0,75 \sigma_e$$

$$f(\sigma_f^*) = 0,66 \sigma_f^* \quad \text{si } \sigma_f^* \leq 0,75 \sigma_e$$

Rappelons que pour une poutre en état de flexion simple

$$\sigma_f = 1,32 \sigma_L + 1,56 \sigma_E$$

σ_L contrainte due aux charges permanentes et aux charges locales parfaitement connues

σ_E contrainte due aux charges mal définies en cours de construction (compresseur...)

Poutre indépendante - Charge concentrée



Tableau donnant $\gamma = \frac{P^* L^2}{\sqrt{EI_y GK}}$

en fonction de : $\epsilon = \frac{g}{L} \sqrt{\frac{EI_y}{GK}}$ $B^2 = \pi^2 \frac{EI_y \varphi}{GKL^2}$ et $\delta = \frac{B}{L} \sqrt{\frac{EI_y}{GK}}$

B	Valeur de ϵ	Valeur de δ						
		0,6	0,3	0,1	0	-0,1	-0,3	-0,6
0	0,6	8,61	7,17	6,32	5,93	5,56	4,89	4,05
	0,3	14,49	11,93	10,27	9,47	8,70	7,27	5,47
	0	24,05	20,67	18,23	16,94	15,58	12,52	8,61
	-0,3	35,39	31,52	28,39	26,43	23,71	18,01	13,73
	-0,6	46,54	41,55	36,52	32,63	26,81	20,73	14,30
0,1	0,6	8,87	7,44	6,60	6,22	5,87	5,22	4,41
	0,3	14,70	12,14	10,53	9,77	9,04	7,70	6,07
	0	24,25	20,77	18,32	17,04	15,72	12,92	8,91
	-0,3	35,80	31,87	28,95	27,32	25,52	20,69	14,09
	-0,6	47,35	42,51	38,29	35,43	31,56	21,17	15,55
0,3	0,6	9,63	8,19	7,37	7,00	6,65	6,03	5,24
	0,3	15,53	12,94	11,38	10,67	9,99	8,78	7,29
	0	25,15	21,47	19,01	17,78	16,57	14,23	11,13
	-0,3	37,10	32,96	30,10	28,62	27,11	23,91	18,28
	-0,6	49,40	44,79	41,45	39,67	37,80	33,60	24,17
1,0	0,6	15,36	13,58	12,54	12,07	11,62	10,80	9,72
	0,3	21,97	19,19	17,53	16,76	16,04	14,70	12,96
	0	31,62	27,78	25,37	24,22	23,10	21,01	18,21
	-0,3	43,75	39,25	36,27	34,80	33,34	30,49	26,45
	-0,6	57,12	52,38	49,18	47,57	45,95	42,70	37,80
3,0	0,6	44,02	41,45	39,83	39,05	38,29	36,82	34,74
	0,3	51,91	48,82	46,86	45,91	44,98	43,19	40,64
	0	61,25	57,64	55,33	54,20	53,09	50,94	47,86
	-0,3	71,97	67,89	65,25	63,95	62,67	60,16	56,54
	-0,6	83,87	79,41	76,49	75,05	73,62	70,79	66,71

Poutre indépendante - Charge répartie



Tableau donnant $\gamma = \frac{p^* L^3}{\sqrt{EI_y} GK}$

B	Valeur de ϵ	Valeur de δ						
		0,6	0,3	0,1	0	- 0,1	- 0,3	- 0,6
0	0,6	18,75	15,70	13,86	13,08	12,20	10,71	8,81
	0,3	28,30	23,35	20,19	18,68	17,22	14,51	11,07
	0	42,96	35,90	30,90	28,32	25,70	20,41	13,87
	- 0,3	62,07	53,37	46,54	42,67	38,29	27,77	17,96
	- 0,6	83,90	73,97	65,53	60,24	53,32	32,33	18,61
0,1	0,6	19,03	15,84	13,98	13,12	12,31	10,83	8,95
	0,3	28,70	23,53	20,32	18,81	17,36	14,69	11,36
	0	43,57	36,12	31,04	28,47	25,89	20,79	14,30
	- 0,3	62,85	53,59	46,68	42,85	38,61	28,54	21,35
	- 0,6	84,78	74,17	65,67	60,49	53,99	34,24	23,21
0,3	0,6	20,35	16,85	14,86	13,97	13,14	11,65	9,83
	0,3	30,39	24,74	21,38	19,84	18,40	15,83	12,73
	0	45,39	37,37	32,16	29,63	27,18	22,64	17,09
	- 0,3	64,53	54,67	47,71	44,09	40,36	32,78	22,86
	- 0,6	86,20	75,03	66,65	61,98	56,84	44,86	28,43
1,0	0,6	30,88	26,32	23,73	22,56	21,47	19,50	17,03
	0,3	41,76	35,30	31,51	29,77	28,15	25,21	21,53
	0	56,35	47,89	42,67	40,22	37,89	33,60	28,11
	- 0,3	74,15	64,02	57,47	54,29	51,20	45,34	37,54
	- 0,6	94,26	82,89	75,28	71,49	67,74	60,39	50,09
3,0	0,6	80,07	74,14	70,45	68,68	66,97	63,69	59,14
	0,3	91,79	84,91	80,59	78,52	76,49	72,62	67,22
	0	105,19	97,34	92,37	89,97	87,62	83,10	76,75
	- 0,3	120,21	111,43	105,82	103,08	100,41	95,21	87,86
	- 0,6	136,72	127,08	120,86	117,81	114,81	108,96	100,59

Console - Charge concentrée

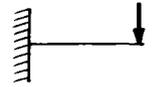


Tableau donnant $\gamma = \frac{P^* L^2}{\sqrt{EI_y GK}}$

On peut également donner les valeurs des charges critiques pour les consoles.

B	Valeur de ϵ	Valeur de δ						
		0,6	0,3	0,1	0	- 0,1	- 0,3	- 0,6
0	0,6	1,00	1,23	1,42	1,53	1,65	1,94	2,49
	0,3	1,30	1,77	2,22	2,50	2,83	3,65	5,39
	0	1,55	2,43	3,39	4,01	4,74	6,47	9,57
	- 0,3	1,63	2,75	3,99	4,78	5,67	7,69	11,11
	- 0,6	1,64	3,44	4,21	5,06	6,02	8,15	11,71
0,1	0,6	1,06	1,28	1,47	1,59	1,71	2,00	2,56
	0,3	1,41	1,88	2,33	2,62	2,95	3,79	5,58
	0	1,80	2,68	3,66	4,30	5,03	6,78	9,88
	- 0,3	2,01	3,11	4,35	5,14	6,03	8,05	11,42
	- 0,6	2,09	3,27	4,60	5,45	6,40	8,52	12,02
0,3	0,6	1,18	1,41	1,60	1,71	1,84	2,13	2,71
	0,3	1,62	2,11	2,58	2,88	3,22	4,09	5,95
	0	2,26	3,25	4,30	4,96	5,72	7,50	10,64
	- 0,3	2,70	3,96	5,24	6,04	6,93	8,95	12,36
	- 0,6	2,88	4,21	5,58	6,42	7,36	9,48	13,03
1,0	0,6	1,67	1,93	2,16	2,29	2,43	2,77	3,46
	0,3	2,44	3,04	3,59	3,93	4,33	5,33	7,48
	0	4,05	5,51	6,85	7,64	8,51	10,42	13,61
	- 0,3	5,98	7,82	9,33	10,17	11,06	12,99	16,18
	- 0,6	6,81	8,67	10,20	11,05	11,96	13,94	17,24
3,0	0,6	4,40	5,00	5,48	5,76	6,06	6,75	8,06
	0,3	6,29	7,47	8,46	9,04	9,68	11,15	13,92
	0	9,95	12,27	14,15	15,17	16,24	18,51	22,12
	- 0,3	15,46	18,46	20,37	21,40	22,43	24,53	27,74
	- 0,6	19,62	22,22	24,02	24,94	25,88	27,80	30,79

Console - Charge répartie

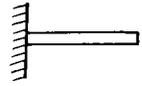


Tableau donnant $\gamma = \frac{p^* L^3}{\sqrt{EI_y} GK}$

B	Valeur de ϵ	Valeur de δ						
		0,6	0,3	0,1	0	- 0,1	- 0,3	- 0,6
0	0,6	2,25	2,39	3,49	3,35	4,27	5,32	7,64
	0,3	2,34	4,18	5,62	6,60	7,83	11,24	19,76
	0	3,26	7,49	9,95	12,89	16,54	25,54	41,67
	- 0,3	3,37	8,66	13,35	18,27	23,74	35,60	54,17
	- 0,6	3,41	9,38	15,12	21,60	28,36	42,18	62,72
0,1	0,6	2,52	3,17	3,77	4,13	4,56	5,63	8,02
	0,3	3,35	4,68	6,14	7,14	8,39	11,89	20,60
	0	4,56	7,44	11,36	14,29	17,90	26,77	42,34
	- 0,3	5,65	9,32	16,07	20,51	25,63	36,88	54,57
	- 0,6	6,82	11,37	18,89	24,35	30,49	43,42	62,89
0,3	0,6	3,10	3,80	4,44	4,83	5,27	6,39	8,89
	0,3	4,29	5,78	7,35	8,41	9,73	13,40	22,51
	0	6,40	9,99	14,42	17,53	21,26	30,31	46,21
	- 0,3	8,95	14,73	21,46	25,83	30,78	41,76	59,40
	- 0,6	10,63	17,57	25,67	30,87	36,62	49,02	68,19
1,0	0,6	5,75	6,74	7,60	8,11	8,69	10,08	13,03
	0,3	8,39	10,61	12,76	14,13	15,76	20,04	29,98
	0	14,22	20,25	26,31	30,04	34,20	43,60	59,47
	- 0,3	24,18	33,55	41,32	45,65	50,24	60,13	76,30
	- 0,6	31,14	41,33	49,74	54,40	59,34	69,92	87,01
3,0	0,6	17,71	20,19	22,24	23,38	24,66	27,60	33,29
	0,3	25,46	30,43	34,71	37,22	40,01	46,55	59,11
	0	40,97	51,34	59,85	64,57	69,55	80,16	97,15
	- 0,3	66,38	80,01	89,74	94,66	99,64	109,80	125,30
	- 0,6	87,84	100,60	109,50	114,10	118,70	128,30	143,20

Les études ci-dessus ne tiennent pas compte de l'effet d'un ensoleillement qui peut transformer la poutre en une structure bilame (figure 89).

On pourra admettre, si la dilatation est libre, des contraintes de flexion dues à la température de l'ordre de 40 N/mm^2 . D'où en appliquant les prescriptions de l'article 17 du titre V du fascicule 61.

$$\sigma_f \leq \left(1 - \frac{\sigma_{fT}}{\sigma_c}\right) f(\sigma_f^*)$$

avec $\sigma_{fT} = 1,32 \times 40 = 52,8 \text{ N/mm}^2$

d'où $\sigma_f \leq 0,85 f(\sigma_f^*)$

règle que nous conseillons de retenir, pour l'acier A 52

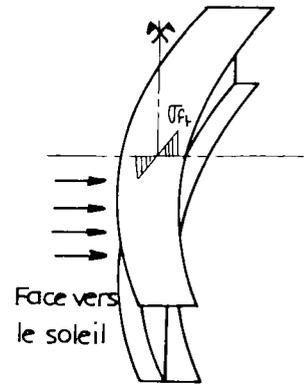


Figure 89

5.1.2.2. Exemple

a - La poutre représentée à la figure 90, et mise en place à l'aide de bigues, repose à ses deux extrémités sur des appuis simples lorsque les engins de levage se replient. La stabilité de la poutre doit être vérifiée. Les moments

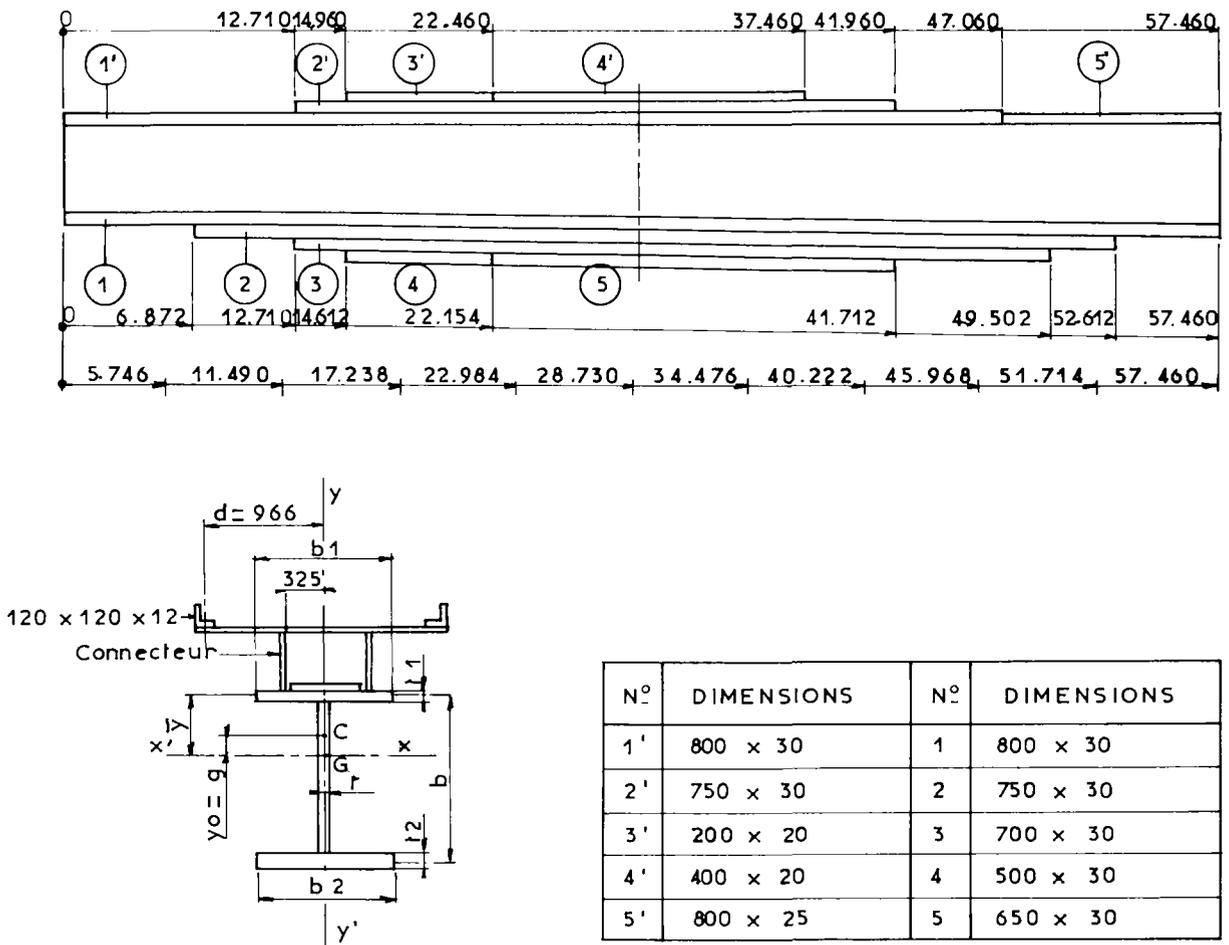


Figure 90

fléchissants réels sous poids propre sont évalués en supposant la densité de charge constante, égale au quotient du poids total du tronçon par sa longueur, soit

$$p = \frac{74,138}{57,11} = 1,3 \text{ t/ml} \quad \text{moment au centre : 530 tm} \quad \text{moment à 11 m de l'appui gauche : 340 tm}$$

L'application des formules simplifiées du paragraphe 5.1.2.1 donnant \bar{y} , EI_y , EI_φ et GK , oblige à réduire les différentes semelles d'une membrure en une seule. La semelle fictive a une épaisseur égale à la somme des épaisseurs des semelles réelles et une largeur égale à la moyenne arithmétique des largeurs. Toutefois, les semelles de 200×20 et 400×20 , placées en membrure supérieure, n'ont pas fait l'objet de cette simplification pour le calcul de l'inertie transversale I_y des sections. Les cornières $120 \times 120 \times 12$ n'ont été prises en compte que pour la détermination de I_y .

Les calculs d'intégration numérique sont menés avec 10 intervalles. La fonction φ est sinusoïdale ($\varphi = \sin \pi Z$ avec $Z = \frac{z}{L}$). On suppose donc que la poutre repose simplement à chacune de ses extrémités, sans encastrement ni de flexion ni de torsion.

La fonction $m = \frac{M}{\bar{M}}$ vérifie la relation $\frac{d^2 m}{dZ^2} = -p$ (Z) variable.

b - Le tableau ci-dessous donne les valeurs des différentes expressions introduites dans les calculs

Section	b cm	\bar{y} cm	$y_0 = g$	α	I_y cm ⁴	$I_x \cdot 10^{-6}$ cm ⁴	k cm	$I_\varphi \cdot 10^{-8}$ cm ⁶	$GK \cdot 10^{-8}$ kg/cm ²	m	$\frac{d^2 m}{d_z^2} = p(z)$	φ	$\left(\frac{d\varphi}{dz}\right)^2$	$\left(\frac{d^2\varphi}{d_z^2}\right)^2$
0	213	106,5	0	0,500	769.972	6,679	53,15	2,904	13,843	0	664	0	9,86	0
1	215,5	107,7	0	0,500	769.972	6,862	53,62	2,972	13,870	0,360	848	0,309	8,916	9,284
2	223	127	1,5	0,576	1.063.120	15,189	59,00	66,690	192,827	0,641	1.190	0,587	6,451	33,500
3	228,5	139	23,4	0,711	1.071.665	17,256	83,30	70,191	398,795	0,840	1.311	0,809	3,407	63,616
4	232	139	17,7	0,675	1.138.452	19,278	78,30	66,566	425,254	0,958	1.393	0,951	0,940	87,909
5	236,5	141,6	18,1	0,675	1.138.452	20,070	79,80	69,173	425,303	1	1.399	1	0	97,220
6	242	144,8	18,7	0,675	1.138.452	21,048	81,70	72,428	425,363	0,958	1.405	0,951	0,940	87,909
7	250	154	1,2	0,621	1.127.786	21,330	66,80	90,304	381,355	0,840	1.374	0,809	3,407	63,616
8	260	172,3	12,8	0,712	958.378	15,302	81,7	61,608	154,361	0,641	1.060	0,587	6,451	33,500
9	276,7	169,7	20	0,686	853.380	14,668	88,96	55,999	52,263	0,360	930	0,309	8,916	9,284
10	290,2	151,1	7	0,545	748.638	12,818	76,33	48,994	13,603	0	777	0	9,860	0

Les différents termes de l'équation proposée valent : (unités kg et cm) :

$$\int_0^1 \frac{m^2 \varphi^2}{EI_y} dZ = 1,662 \cdot 10^{-13} \quad \frac{1}{L^2} \int_0^1 g \frac{d^2 m}{dZ^2} \varphi^2 dZ = -185,52 \cdot 10^{-8}$$

$$\frac{2}{L^2} \int_0^1 km \left(\frac{d\varphi}{dZ}\right)^2 dZ = 1022,1 \cdot 10^{-8} \quad \frac{1}{L^2} \int_0^1 GK \left(\frac{d\varphi}{dZ}\right)^2 dZ = 1976,5$$

$$\frac{1}{L^4} \int_0^1 EI_\varphi \left(\frac{d^2 \varphi}{dZ^2}\right)^2 dZ = 800,9$$

$$\text{Soit : } 1,662 \times 10^{-13} \bar{M}^2 - (-185,52 \cdot 10^{-8} + 1022,1 \cdot 10^{-8}) \bar{M} - 1976,5 - 800,9 = 0 \text{ Soit : } \bar{M} = 1.568,5 \text{ tm}$$

$$\sigma_f = 1,32 \sigma_L = 1,32 \times 530 \times 10^5 \times \frac{141,6}{20,07 \times 10^6} \cong 49,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f^* = 1568,5 \times 10^5 \times \frac{141,6}{20,07 \times 10^6} \cong 107,3 \text{ N/mm}^2 < \frac{3}{4} \times 360$$

$$\text{D'où } f(\sigma_f^*) = 0,66 \sigma_f^* = 70,8 \text{ N/mm}^2$$

$$49,7 < 70,8$$

vis-à-vis du déversement en flexion simple, la sécurité est assurée.

c - Si l'on avait admis à titre de simplification des caractéristiques constantes sur la longueur L de la poutre et égales à celles de la section médiane, l'application de la formule donnée à l'article 19 du fascicule 61 titre V conduirait au résultat suivant :

$$M^* = \frac{3,54}{1} \sqrt{ElyGK} \quad \sqrt{1 + 2,46 \frac{Ely b^2}{GK l^2}}$$

$$M^* = \frac{3,54}{57,11 \times 10^3} \sqrt{21 \times 10^3 \times 1.138.452 \times 10^4 \times 425,303 \times 10^{10}}$$

$$\sqrt{1 + 2,46 \frac{21.10^3 \times 1.138.452 \times 10^4 \times 236,5^2 \times 10^2}{425,303 \times 10^{10} \times 57,11^2 \times 10^6}}$$

$$M^* = 2195 \text{ tm} \quad \sigma_f^* = 2195.10^5 \frac{141,6}{20,07 \times 10^6} \cong 156 \text{ N/mm}^2 < 0,75 \sigma_e$$

$$f(\sigma_f^*) = 0,66 \sigma_f^* = 0,66 \times 156 = 103 \text{ N/mm}^2$$

$$49,7 < 103$$

Cette dernière inégalité exprimerait une marge de sécurité relativement importante qui en fait n'existe pas si l'on se reporte au résultat acquis précédemment avec les calculs développés, pour une poutre aux caractéristiques variables.

d - En utilisant la même section médiane (paragraphe c), les calculs développés ont donné un moment critique de déversement égal à 2 960 tm. De même l'application des formules présentées par Anderson et Trahair conduit à un moment critique égal à 2 245 tm.

Ces premiers résultats ont conduit à établir des calculs semblables pour la section d'appui gauche et la section située à 11,40 m de cet appui. Les moments critiques de déversement calculés sont rassemblés dans le tableau ci-dessous.

	Calculs développés tm	Formule du règlement Titre V Fascicule 61 tm	Travaux Anderson et Trahair tm
Poutre Inertie variable	1568,5	—	—
Poutre caractéristiques constantes (section médiane)	2960	2195	2245
Poutre caractéristiques constantes (section à 11,40 m de l'appui gauche)	1246	1283	1689
Poutre caractéristiques constantes (section d'appui gauche)	833,5	659,5	568

Ces différents résultats montrent que la formule proposée au titre V du fascicule 61, n'est effectivement applicable qu'aux poutres présentant des caractéristiques constantes sur toute leur longueur. Il serait très imprudent de vouloir l'appliquer sans discernement aux autres poutres.

5.1.2.3. Dispositifs d'élingage

Les calculs précédents ne tiennent pas compte des dispositifs d'attache dont le rôle est très important.

D'après KORDA on a

$$(1) p^* = \frac{960 E I_y}{L^4} \cdot \frac{1}{3 - 30 d^2 + 40 d^3 - 5 d^4} \quad (\text{figure 91})$$

où p^* représente la densité de charge critique de déversement pour une section symétrique, p^* sera maximum pour $d = 0,53$

Si cette longueur ne convient pas : si $d \geq 0,53$ ou $d \leq 0,53$ la charge critique varie très rapidement (figure 92).

Mais la formule (1) n'est pas valable pour des poutres d'inertie très variable et de plus non symétriques.

Les résultats fournis par UNGER montrent que les poutres ne sont pas encastées à la torsion, au droit de leur attache aux câbles de prise en charge.

Pratiquement le point correspondant au câble constitue un blocage partiel vis-à-vis des rotations (un coefficient de réduction de 80 % sera appliqué aux charges ou moments évalués par les formules précédentes dans le cas d'un appui à fourche).

Lorsqu'une poutre en I est transportée seule, l'élingage doit se réaliser « par le haut » afin d'améliorer la stabilité du tronçon.

Le tronçon de poutre mis en place doit être valablement appuyé à ses extrémités. En particulier les semelles doivent être prises dans des griffes et les extrémités de poutres seront raidies artificiellement par des cadres (figure 93, photo 93).

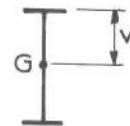
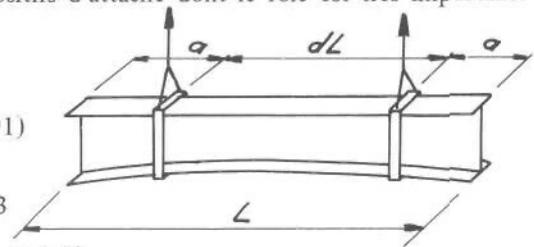


Figure 91

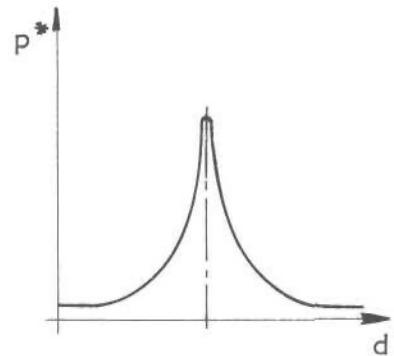


Figure 92



Photo 93 : Griffes servant à l'assemblage des tronçons avant soudage.

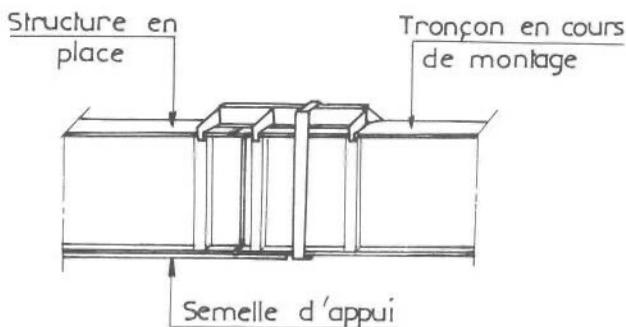


Figure 93

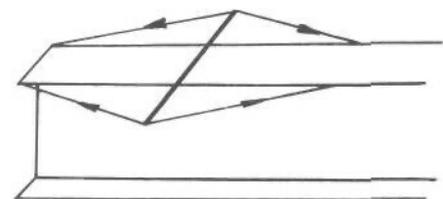


Figure 94

Dans les cas où la membrure comprimée des poutres est trop faible on peut augmenter la raideur des extrémités par un haubanage autostable (figure 94). Mais de tels renforcements de membrure sur toute la longueur sont incomptables avec la manipulation du tronçon en extrémité de flèche de bigue (risque de destruction des dispositifs de renforcement).

5.1.3. Déversement - Cas n° 2

Dans le transport et la mise en place d'un demi-caisson, les éléments de contreventement servent :

- 1 - à réduire les rotations en torsion de la section
- 2 - à éviter une amorce de déversement (figure 95).

Les pièces triangulées constituées en général par des cornières sont justifiées sous l'action de l'effort tranchant introduit dans le caisson. Les parties d'extrémités seront assez souples néanmoins pour faciliter les réglages lors de la descente sur appuis provisoires ou définitifs. L'effort tranchant par panneau vaut $T \times a$

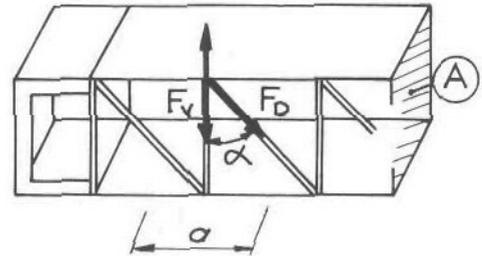


Figure 95

On aura $F_v = T a = F_D \cos \alpha$

Le couple de torsion C dans le panneau de triangulation introduit des efforts de cisaillement :

$$\frac{Ca}{2A} = F_v = F_D \cos \alpha$$

5.1.4. Espacement des entretoisements - Cas n° 4

Les plans d'entretoisements permettent de solidariser 2 ou plusieurs poutres, pour obtenir une forme caissonnière (photo 94).

Il convient d'avoir des espacements maximaux pour le montage qui permettent d'épuiser la résistance des sections avant d'avoir un phénomène de déversement. D'après LAY et GALAMBOS, on doit avoir pour une zone où le moment est constant, un espacement l tel que

$$\left. \begin{array}{l} \text{Acier A 42} \quad l \leq 38 i_y \\ \text{Acier A 52} \quad l \leq 28 i_y \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{semelles comprimées} \\ \text{et si le moment est rapidement variable} \\ \text{(gradient } \rho) \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Acier A 42} \quad l \leq 55 i_y \\ \text{Acier A 52} \quad l \leq (48 - 32 \rho) i_y \quad \text{si } \rho \leq 0,7 \\ \quad \quad \quad l \leq 28 i_y \quad \quad \quad \text{si } \rho \geq 0,7 \end{array} \right\}$$

i_y est le rayon de giration par rapport à l'axe y de la poutre (figure 96)

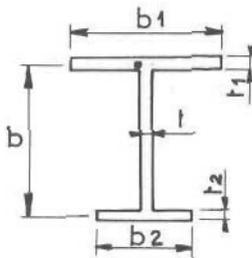


Figure 96



Photo 94 : Entretoisement de deux poutres en I.

$$i_y = \sqrt{\frac{t_1 b_1^3 + t_2 b_2^3}{12 (b_1 t_1 + b_2 t_2 + bt)}}$$

Exemple : Si $b_1 = b_2 = 900$ mm

$$b_1 t_1 = b_2 t_2 = \alpha bt$$

On aura : $i_y \frac{b_1}{\sqrt{15}} = 23,4$ cm

d'où $l \leq 6,50$ m
minimum

mais si la charge en cours d'exécution ne permet d'employer qu'une partie des capacités résistantes de la poutre, on augmentera d'autant l'espacement l .

Exemple : la contrainte en service (356 N/mm^2) correspond à une moitié de l'action des charges d'exploitation (170 N/mm^2). En phase de construction les charges correspondent à une contrainte de 180 N/mm^2 . Il est donc possible au montage d'avoir des espacements l minimum = 13 mètres (avec des semelles $b_1 = b_2 = 900$ mm).

5.2. - Problèmes de voilement

5.2.1. Généralités

La recherche de structures ayant des âmes minces, le souci de réaliser des éléments partiels de plus en plus importants ont mis en évidence des phénomènes d'instabilité par cloquage de tôles.

Le cas des poutres est assez particulier. Le risque le plus grand se trouve dans les phases de lancement. En effet, si le panneau ① présente un élancement $\frac{b_1}{t}$ assez important $\frac{b_1}{t} > 100$ (figure 97), la charge exercée par l'appareil de roulement risque de provoquer un poinçonnement par flambement vertical de l'âme (figure 98). La déformation se produit entre les semelles et le premier raidisseur (en général). Une première mesure pour réduire les risques de cloquage consiste à s'assurer de la répartition des charges en interposant des cales (par exemple en contreplaqué) si la surface du sabot n'est pas rectiligne (figure 99). Le centrage des appuis se fera grâce à un index suivant le bord de la semelle (figure 100). Le lecteur trouvera ci-dessous des règles de vérification.

Les problèmes posés par des caissons sont plus délicats et plus variés :

- un premier risque de cloquage peut se produire au droit des appuis quand un élément est en encorbellement. La tôle de fond au droit de l'appui ou de la section de moindre résistance, si elle n'est pas assez raidie, se voilera par compression (figure 101). Cet accident s'est en particulier produit pour le pont de Coblenz et pour le pont sur le Danube à Vienne.
- le voilement de la tôle de fond résulte ou peut résulter d'une compression non uniforme dont l'effet est aggravé par la présence de soudures transversales qui donnent soit des déformations soit des champs de contraintes rémanentes (figure 102).
- l'augmentation de la compression peut résulter d'une augmentation du gradient thermique dans l'ossature ou d'un effort dû à un engin de montage placé en extrémité de fléau.

Quelques dispositions doivent être prises en dehors des justifications de bureau d'études :

- assurer une bonne continuité des raidisseurs. La disposition A est à déconseiller (figure 103),
- prévoir des raidisseurs fermés si possible. En effet, la grande raideur du caisson formé par le raidisseur et la tôle augmente la résistance de la tôle de fond (figure 104).

Un deuxième risque de cloquage peut se produire lors de la mise en place sur appui provisoire. Si la surface d'appui présente un certain angle α par rapport au fond du caisson toute la réaction R se trouve concentrée en un

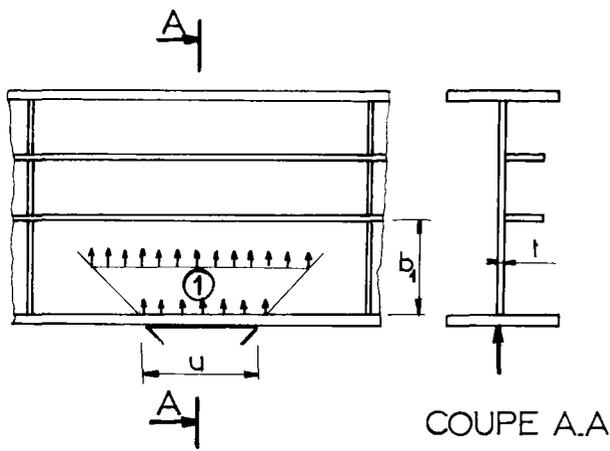


Figure 97

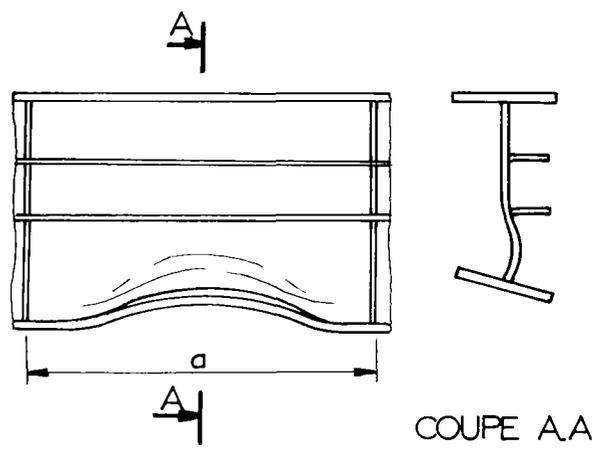


Figure 98

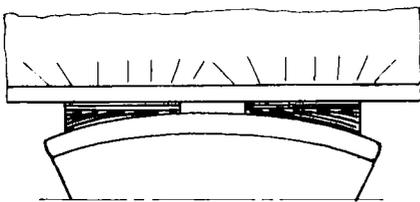


Figure 99

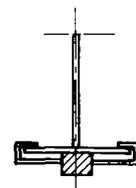


Figure 100

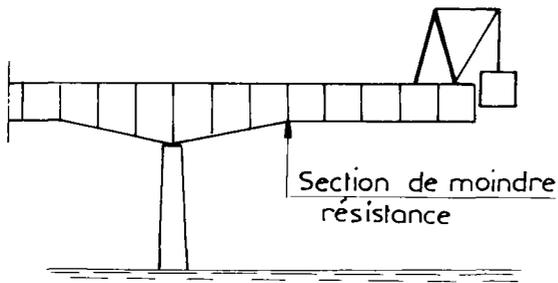


Figure 101

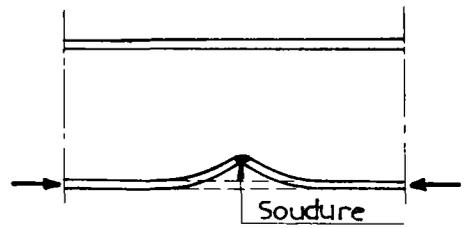


Figure 102

(A)



Figure 103

(B)

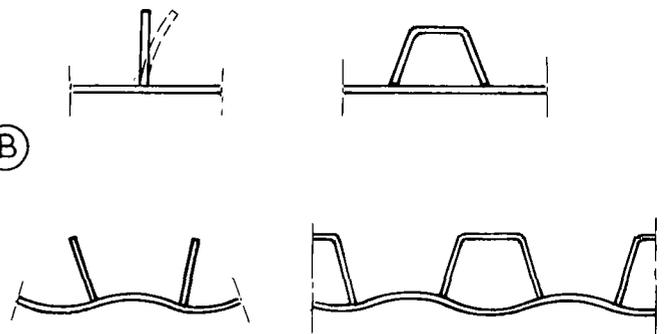


Figure 104

seul montant de charge. Il est nécessaire de prévoir des calages biais dans un tel cas (figure 105).

Le problème du transfert des réactions au droit d'un diaphragme vertical se pose pour certains ponts construits en encorbellement. Rappelons que l'accident de Milford Haven est dû à l'enfoncement d'un diaphragme.

Les dispositions concernant le diaphragme d'appui doivent être conçues pour assurer une bonne transmission des cisaillements. Au droit des points de report de charge des montants doivent être prévus (figure 106).

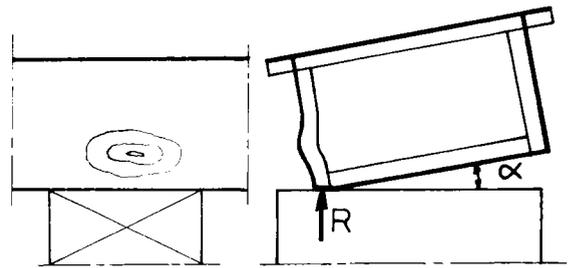


Figure 105

L'épaisseur du diaphragme doit être suffisante pour ancrer l'attache sur les parois des caissons.

Enfin la partie inférieure du diaphragme constitue un véritable « linteau » fonctionnant en poutre console (figure 107).

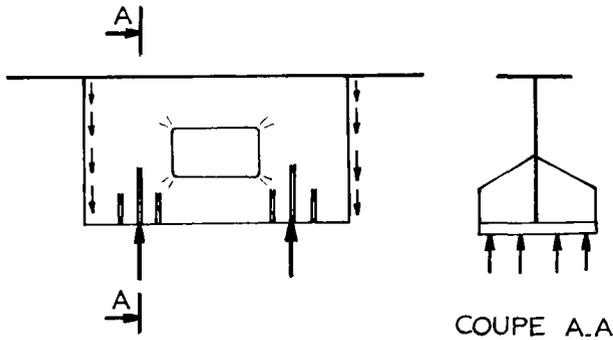


Figure 106

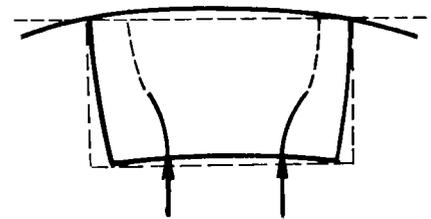


Figure 107

5.2.2. Vérifications

5.2.2.1. Poutres - Poinçonnement

Certains auteurs dont Rockey et Bagchi ont analysé (en phase élastique) l'effet d'une charge P en lame de couteau s'exerçant verticalement sur une semelle de poutre (figure 108). On a en désignant par P* la charge critique de poinçonnement.

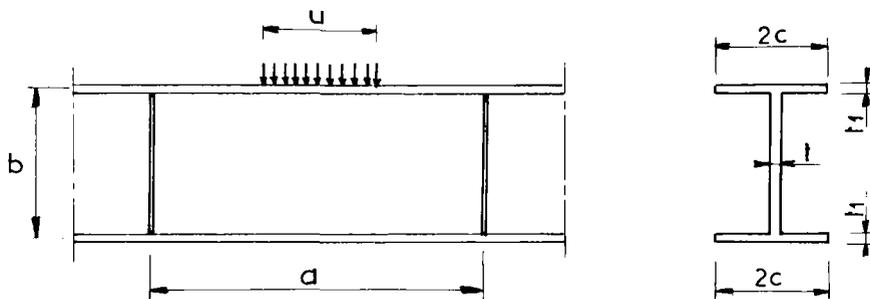


Figure 108

$$P^* = 19 K' \frac{at^3}{b^2}$$

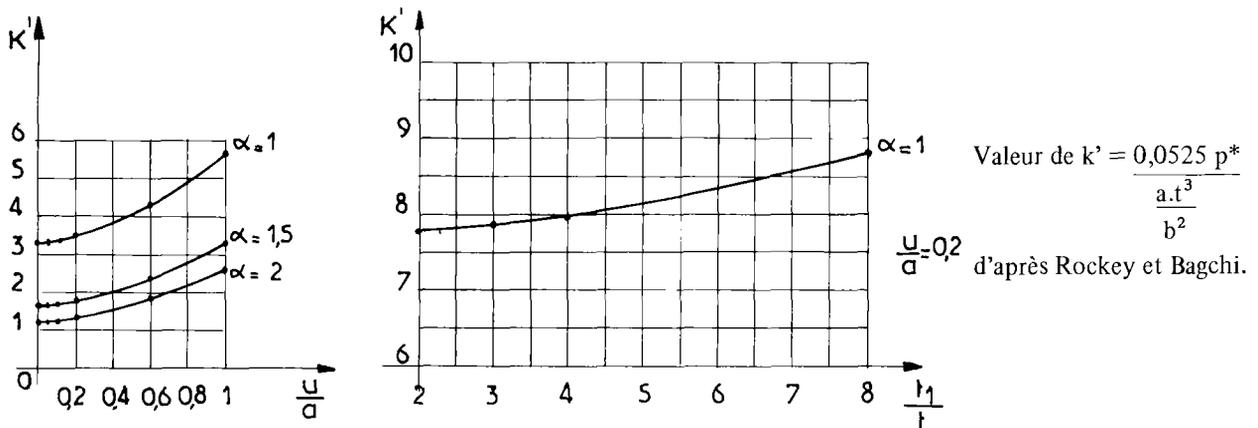
en tonnes

Le coefficient K' dépend du rapport $\frac{u}{a}$

du coefficient de forme $\alpha = \frac{a}{b}$

du rapport $\frac{t_1}{t}$

On trouvera ci-joint quelques graphiques tirés des travaux (figure 109) de Rockey et Bagchi. On peut étendre ces résultats au cas du premier panneau soumis à l'action de P.



Pour un panneau sans prendre en compte l'effet des semelles.

En prenant en compte l'effet des semelles.

Figure 109

Exemple : $a = b = 2 \text{ m}$
 $u = 0,40 \text{ m}$
 $t = 10 \text{ mm}$
 $t_1 = 40 \text{ mm}$

$\alpha = \frac{a}{b} = 1$
 $\frac{u}{a} = \frac{0,4}{2} = 0,2$
 $\frac{t_1}{t} = 4$

– sans tenir compte de l'effet des semelles, on lit sur le graphique : $K' = 3,5$

– en tenant compte de l'effet des semelles, on peut lire : $K' = 7,9$

soit : avec $K' = 3,5$ $P^* = 19 \times 3,5 \times \frac{2000 \times 10^{-3}}{2000^2} = 33,25 \text{ t}$

et en prenant un coefficient de sécurité de 1,32 on aura :

$$P \text{ admissible} = \frac{33,25}{1,32} = 24,2 \text{ t}$$

avec $K' = 7,9$ $P^* = 19 \times 7,9 \times \frac{2000 \times 10^{-3}}{2000^2} = 75,05 \text{ t}$

et avec un coefficient de sécurité de 1,32 : $P \text{ admissible} = \frac{75,05}{1,32} = 58,9 \text{ t}$

Un résultat peut être obtenu plus simplement en admettant une diffusion à 45° de la charge en lame de couteau.

La contrainte σ , au milieu, vaut : $\sigma = \frac{P}{(u + b) t}$ si $u + b < a$ (figure 110)

Dans le cas particulier présenté, nous aurons : $\sigma = \frac{P}{at}$

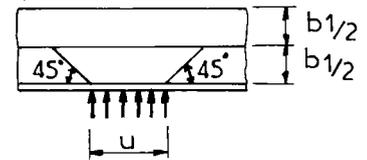


Figure 110

La contrainte critique en flambement de compression d'une tôle vaut (Article 18-3 - titre V - fascicule 61) :

$$\sigma^* = 4 \times 1,9 \times 10 \left(\frac{100 t}{b} \right)^2 \text{ en N/mm}^2$$

$$\text{d'où } P^* \text{ en tonnes} = 4 \times 19 \left(\frac{100 t}{b_1} \right)^2 \times (u + b_1) t \times 10^{-4}$$

$$\text{ou } P^* \text{ tonnes} = 76 \frac{u + b_1}{b_1^2} t^3$$

$$P^* = 76 \frac{1 + u/b_1}{b_1} t^3$$

Dans l'exemple précédent $\frac{u}{b} = \frac{0,4}{2} = 0,2$

$$P^*(\text{en tonnes}) = 76 \times \frac{1,2}{2000} \times 10^{-3} = \frac{76 \times 1,2}{2} = 45,6 \text{ t}$$

et avec le même coefficient de sécurité que précédemment $P \text{ admissible} = \frac{45,6}{1,32} = 35,5 \text{ t}$

On peut conclure que la formule donnée dans le titre V est très restrictive, lorsque la charge en lame de couteau s'exerce sur une poutre par l'intermédiaire d'une semelle.

- La vérification de la stabilité d'une poutre au poinçonnement pourrait être conduite de la façon suivante :
- application de la formule du titre V - fascicule 61
- lorsque celle-ci donnera des conditions trop contraignantes, se baser sur les travaux de Rockey et Bagchi, sans omission des coefficients de sécurité.

Le raidisseur doit pouvoir résister aux effets de compression (figure 111).

Il est soumis à une pression normale :

$$p = \frac{P^*}{u + 2 b_1} \text{ et à une contrainte de compression } \sigma_R$$

p engendre une flexion (contrainte σ_f).

$$\text{Il faut vérifier que } \frac{\sigma_R}{\sigma_R} + \frac{\sigma_f}{\sigma_f} \leq 1$$

σ_R étant la contrainte d'affaissement en compression.

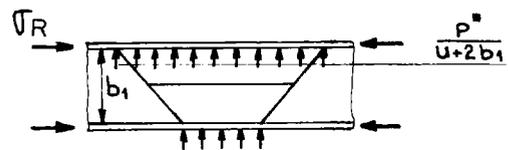


Figure 111

5.2.2.2. Caissons - Stabilité des tôles de fond

Le titre V du fascicule 61 article 18.3 donne quelques indications que nous allons analyser :

- pour le panneau d'ensemble avec ses raidisseurs la contrainte moyenne de compression σ doit vérifier l'inégalité $\sigma \leq 0,74 \sigma^*$

σ^* étant la contrainte critique dépendant du nombre de raidisseurs n , de leur rigidité relative χ et de leur section relative δ .

$$\sigma^* = k_\sigma 19 \left(\frac{100 t}{b} \right)^2$$

k_σ peut être obtenu à partir des abaques de MM. KLOPPEL et SHEER.

– si des soudures transversales existent, pour chaque panneau élémentaire on doit vérifier (figure 112).

$$\sigma \leq 0,74 \sigma_1^* \quad \sigma_1^* = 7,6 \left(\frac{100 t}{b_1} \right)^2 \quad (1)$$

$$0,74 \sigma_2^* \quad \sigma_2^* = 33 \sigma_c \left(\frac{t}{b_1} \right) \quad (2)$$

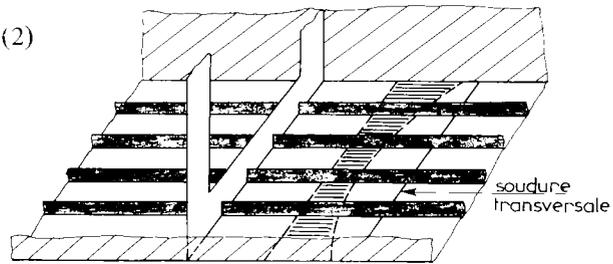
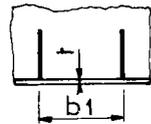


Figure 112
Fond de caisson :
Diagramme des contraintes de compression

Cette dernière formule (2) tient compte de résultats empiriques obtenus à partir d'expériences.

Pratiquement $\frac{b_1}{t} < \frac{0,74 \times 33}{\alpha}$

si $\sigma = \alpha \sigma_e$ $\frac{b_1}{t} < \frac{24,6}{\alpha}$

si $b_1 = 600 \text{ mm}$ $\frac{b_1}{t} = 50$
 $t = 12 \text{ mm}$

d'où $\alpha \leq \frac{24,6}{50} = 0,492$

et la contrainte admissible dans la tôle ne peut dépasser $17,5 \text{ N/mm}^2$ pour de l'acier A 52.

5.2.2.3. Caissons - diaphragmes (figure 113)

Le problème de l'étude détaillée du diaphragme est fort complexe. Seule une méthode de discrétisation permet d'obtenir les pointes de contraintes.

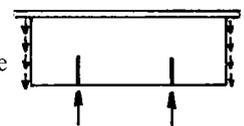


Figure 113

Quelques données simplistes permettent de dégrossir le problème :

- chaque raidisseur, montant de charge, doit pouvoir résister au flambement. Il est supposé articulé en tête et encastré en pied.
- l'épaisseur du diaphragme doit être choisie de façon que le taux de cisaillement ne soit pas trop élevé (100 à 120 N/mm^2 maximum).
- les raidisseurs horizontaux du diaphragme auront une rigidité minimale $\gamma = 20$ (cf cours de M. Ciolina à l'E.N.P.C. chapitre 13).

5.3. - Mesures à prendre en cas de déformation des pièces

5.3.1. Il n'est pas possible de donner des règles précises en ce qui concerne les mesures à prendre lorsqu'une pièce est déformée. Les modes d'intervention dépendent :

- de la nature de la pièce déformée
- de la phase de montage au cours de laquelle la déformation se produit
- de la nature et du domaine de la déformation

La pièce peut être un profilé, un panneau raidi, une poutre complète ou un élément de poutre tel qu'une semelle.

Suivant la phase de montage, la pièce peut être entièrement ou partiellement solidarisée au reste de la structure, et d'un accès plus ou moins aisé. Son remplacement pur et simple peut certaines fois s'avérer impossible suivant l'état d'élaboration de la structure. Les conditions d'appui interviennent.

La déformation peut se situer dans le domaine élastique ou plastique. Elle peut présenter l'allure d'un flambement (âme enfoncée localement au droit d'une charge, torsion d'une membrure comprimée) ou d'un voilement (cloquage de flexion ou d'effort tranchant). Suivant l'ampleur de la déformation, on peut en déduire si la pièce présente un état de ruine ou un état de moindre résistance.

5.3.2. Principes généraux

a - Pièces élémentaires en cours d'usinage

Les déformations sont principalement causées par le soudage. Deux procédés sont utilisés pour limiter celles-ci.

Le premier procédé s'applique aux panneaux raidis et consiste à souder les raidisseurs sur la tôle prédéformée (figure 114).



Figure 114

Le second procédé s'applique aux plats et larges plats lorsqu'ils sont assemblés bout à bout. Une passe au chalumeau est réalisée le long du joint sur la face opposée à la soudure (figure 115).

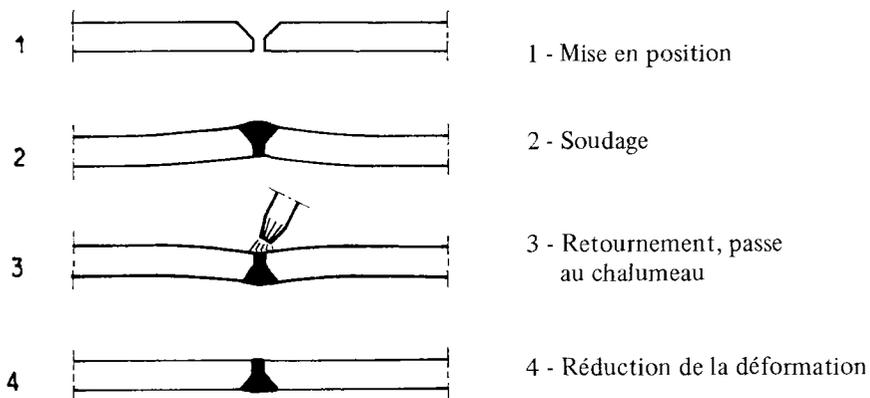


Figure 115

b - Pièces intégrées à la structure

Les déformations les plus fréquentes se produisent sur les panneaux raidis (âmes, tôle de fond de caisson) qui seuls seront traités ici.

Lorsque la déformation est peu prononcée mais susceptible de conduire à une moindre résistance de la pièce, une réparation s'impose. C'est le cas notamment d'un cloquage d'âme survenu au droit d'un appui (figure 116). La déformation est résorbée par chaudes de retrait. Le principe consiste à chauffer la tôle à une température de 500 à 600°. La limite d'élasticité du métal diminue et il est possible de rendre à la pièce sa forme initiale. Un cas de charge approprié aide à la remise en forme. (Une pièce comprimée au moment du cloquage sera mise en traction, dans la mesure du possible, au cours de la réparation). Des vérins ou des crics sont quelquefois nécessaires pour assurer le redressage. L'utilisation de ces matériels demande beaucoup de précautions, d'autant qu'ils développent des efforts connus généralement avec peu de précision.

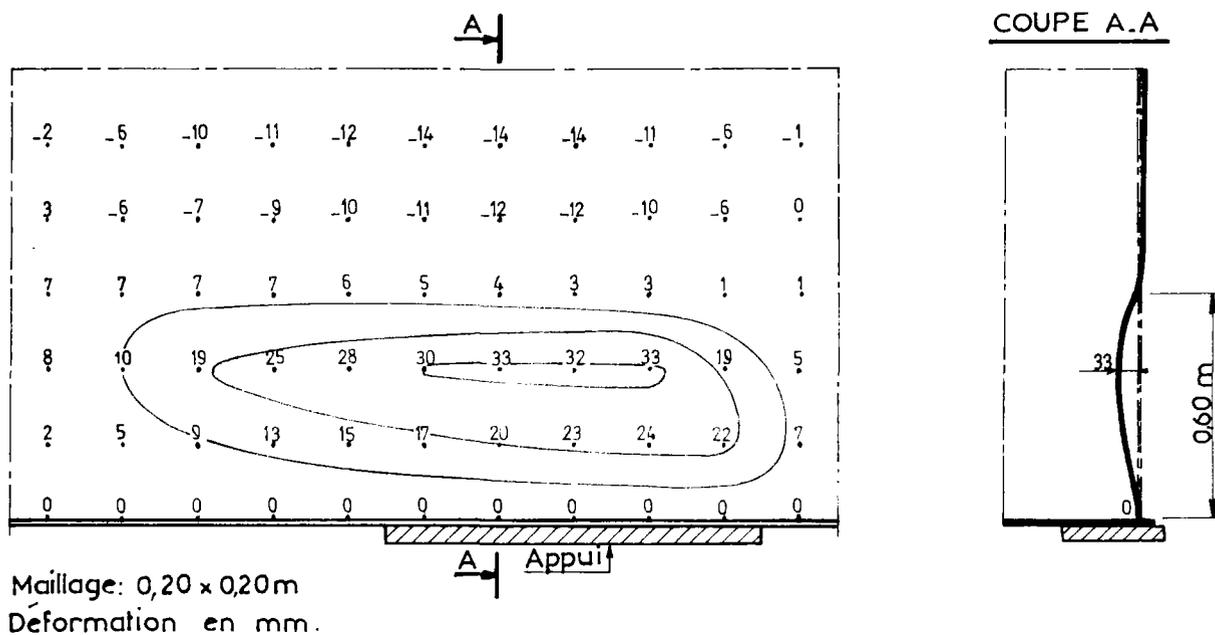


Figure 116
Déformation d'une âme par flambement

Il arrive que la remise en forme ne puisse s'effectuer qu'après débridage du panneau. Les cordons de soudure sont alors détruits par gougeage, arc-air ou meulage. Le panneau est redressé puis réassemblé à la structure par soudage.

Lorsque la déformation est d'une importance telle qu'une réparation s'avère impossible ou que l'on puisse conclure à un état de ruine, la pièce est remplacée en totalité ou en partie (figure 117).

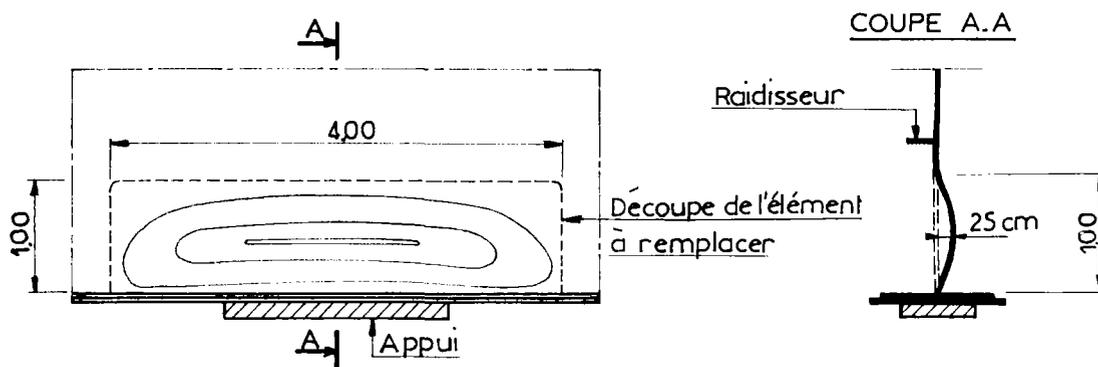


Figure 117
Remplacement partiel d'une âme

Quand un élément de structure a subi des réparations, il est prudent de le renforcer localement. On peut envisager un raidissage supplémentaire améliorant la stabilité élastique du panneau. On peut aussi adjoindre un assemblage de profilés créant un report de charge permettant de soulager la pièce initialement déformée.

Dans chaque cas d'intervention la pièce subit des déformations imposées et absorbe des efforts dus aux retraits de soudure. Il s'en suit des concentrations de contraintes non négligeables et pourtant difficiles à chiffrer. C'est la raison pour laquelle il est conseillé de n'entreprendre une réparation qu'après une étude minutieuse de son processus. Le programme de soudage en particulier est très important.

VI – ACTIONS DE LA TEMPÉRATURE ET DES CHARGES CLIMATIQUES

Dans l'étude de la stabilité des tours de montage, des palées, des haubanages provisoires... ainsi que celle de l'ouvrage en cours de construction, la prise en compte des charges climatiques et des variations de température, tant par leurs effets statiques que dynamiques (cas notamment de l'action du vent) s'avère indispensable. Dans ce chapitre sont traités, en particulier, les efforts dus à la température, au vent et à la neige.

Étant donné la diversité des cas pouvant se présenter dans la réalité et parfois leur complexité il est difficile de formuler des règles applicables à tous ces cas mais il y aura lieu de s'inspirer, pour traiter de problèmes particuliers, des prescriptions des textes réglementaires et des indications du présent chapitre.

6.1. - Température

6.1.1. Effets de la température

L'augmentation ou l'abaissement de la température peut se traduire, suivant la nature de la structure :

- par des déplacements importants
- par des forces appliquées (par exemple effet de la dilatation d'un tablier sur une palée, poussée en pied de portique, etc.)
- par des déformations imposées à la structure entraînant le développement d'efforts internes.

En général, pour la prise en compte de ces actions, dans les justifications visant la période de construction, il n'y a pas lieu de les considérer comme des actions de « courte durée » (au sens de la circulaire n° 71-145 du 13 décembre 1971). En effet, la durée d'un chantier ou d'une phase d'exécution est petite vis-à-vis des durées de référence généralement admises pour les ouvrages.

Les effets de la température sont donc introduits comme action de « longue durée » (Q_{L1} ou Q_{L2}) dans la combinaison fondamentale

$$1,2 \left[S (1,1 Q_{L1}) + S (0,9 Q_{L2}) + S (1,40 Q_c) \right]$$

Q_{L1} et Q_{L2} sont définis à l'article 8 du fascicule 61 - titre V
 Q_c représente les charges appliquées en cours d'exécution.

Les valeurs caractéristiques à considérer sont celles données dans le commentaire de l'article 2,3 du titre V et correspondent à des déformations linéaires relatives de $2 \cdot 10^{-4}$ et $-2,5 \cdot 10^{-4}$, le coefficient de dilatation de l'acier étant pris égal à $1,1 \cdot 10^{-5}$. Toutefois, l'attention est attirée sur le fait qu'il peut y avoir lieu de majorer ces valeurs dans le cas où l'action de la température est l'action principale à considérer et que les variations de température sont susceptibles de dépasser fréquemment $\pm 20^\circ$. Il peut en être ainsi par exemple pour la détermination des efforts dans les haubanages, dans les régions à grands écarts thermiques journaliers.

6.1.2. Éléments concernés - Dispositions pratiques

Les dilatations dues à la température concernent :

- l'ouvrage définitif ou ses éléments partiels

Ces derniers reposent en général sur des appuis introduisant des moments d'encastrement (appuis sur camarteaux par exemple). Dans la mesure du possible, on doit veiller à réduire ces efforts.

On peut utiliser des plaques d'assise comportant un grain d'appui pour les zones d'appui fixe. Les butées doivent être placées de manière à éviter un blocage anormal de l'appui. On vérifiera la stabilité des camardeaux en cas de butée éventuelle (figure 118).

Pour les zones d'appui où des déformations linéaires sont prévisibles, un bloc de néoprène fretté muni éventuellement d'une feuille de téflon peut apporter une solution satisfaisante. L'épaisseur du bloc sera choisie compte tenu des rotations.

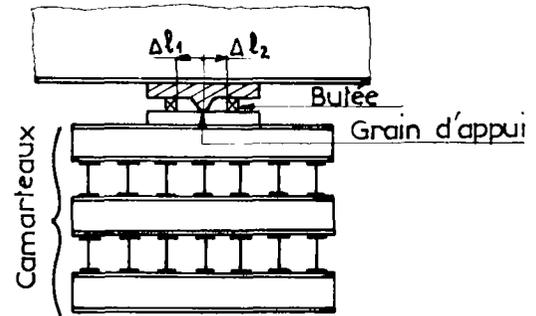


Figure 118

Nous rappelons, pour mémoire (c.f. chapitre V), les effets différentiels dus à des gradients thermiques. Dans les procédés de soudage sur chantier, un clamage suffisant des pièces doit permettre d'éviter des distorsions trop importantes entre les tôles, en cours d'assemblage.

Notons enfin que la planéité d'une tôle doit être observée avant ensoleillement de l'ouvrage. Des corrections faites en cours de journée peuvent avoir des effets inattendus.

L'opération de jonction de fléaux en encorbellement est également étroitement liée au choix d'un ensoleillement convenable, afin d'éviter les rotations parasites.

- les portiques de palées et les éléments provisoires de report de charge

Les fondations de portiques ou palées de levage doivent pouvoir supporter les poussées introduites par les déformations des pièces (figure 119).

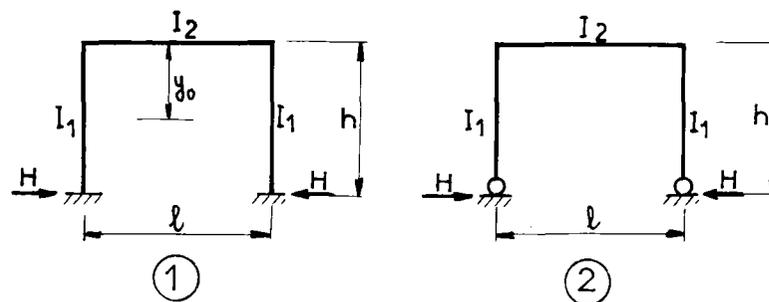


Figure 119

Nous donnons ci-dessous quelques formules très simples pour le cas d'un portique encasté ou articulé en en pied (allongement relatif $\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$)

1 - Portique encasté

$$H = \frac{3\epsilon EI_2}{h^2} \cdot \frac{2k+1}{k(k+2)} \quad k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l}$$

I_1, I_2 inertie des montants et de la traverse

H étant évalué à la cote $y_0 = h \frac{k}{2k+1}$, cote à laquelle le moment fléchissant est nul dans le montant.

2 - Portique articulé

$$H = \frac{3\epsilon EI_2}{h^2 (2k+3)}$$

On notera l'intérêt d'avoir une articulation en pied de portique (cf. graphique figure 120, donnant les valeurs comparées des poussées).

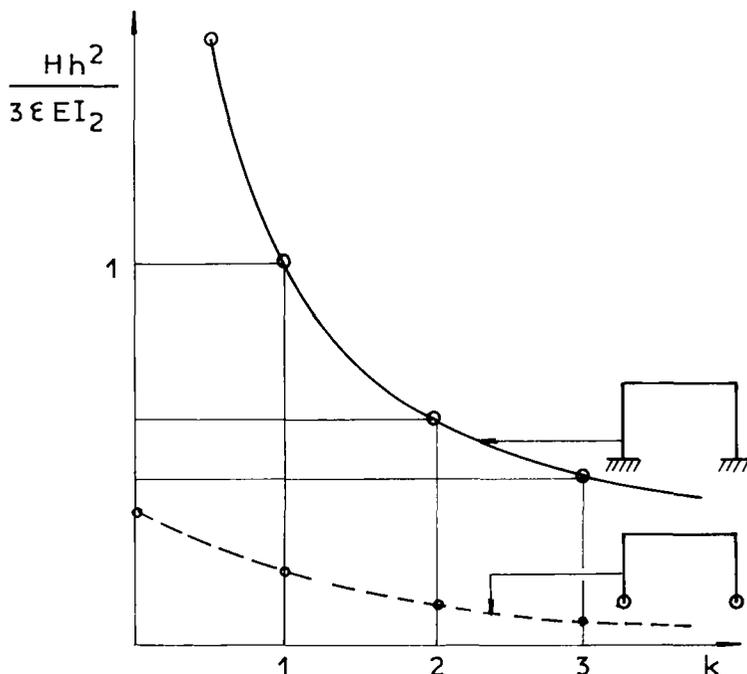


Figure 120

Dans les deux cas, si des fondations sur pieux sont prévues on tiendra compte des efforts de poussée (et moment d'encastrement) pour la justification des charges supportées par chaque pieu.

Pour l'évaluation des tassements éventuels sous une semelle superficielle, les effets de longue durée seront seuls retenus.

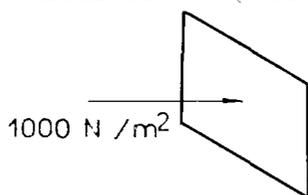
6.2. - Vent

6.2.1. Effets dus au vent - Charges de vent

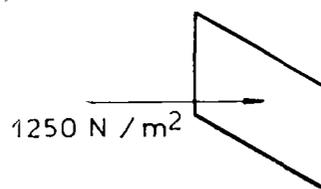
La prise en compte de l'action du vent en cours de construction peut jouer un rôle important dans le déroulement des opérations de montage et dans la conception des appareils et des ouvrages provisoires. Cette prise en compte peut conduire :

- d'une part à justifier, sous les effets du vent, les pièces provisoires ou définitives ;
- d'autre part à définir des conditions d'activité (vent critique, mesuré par un anémomètre, au delà duquel toute opération de montage doit être arrêtée, des dispositifs d'amarrage étant prévus). La notion de sécurité sur le chantier est évidemment sous-jacente à la fixation des vents compatibles avec l'activité du chantier.

En ce qui concerne les justifications des structures, le titre II du fascicule 61 du C.P.C. donne quelques indications pour les ouvrages en cours d'exécution, en fonction de la durée de la phase de chantier, résumées dans le schéma ci-dessous (article 14.2. titre II - fascicule 61 du C.P.C.).



durée supérieure à 1 mois



durée 1 mois maximum

Ces valeurs sont à appliquer dans les circonstances courantes et en principe pour le calcul des éléments de ponts proprement dits. Pratiquement pour les ouvrages provisoires de dimensions non exceptionnelles il est également possible de les appliquer. En outre, lorsque le pont comporte des piles hautes et minces il y a lieu de considérer l'action concomitante d'un vent oblique s'exerçant sur les faces latérales de ces piles. Les valeurs à prendre en compte pour cette action sont à fixer en s'inspirant des indications données au commentaire de l'article 14.3 (titre II du fascicule 61 du C.P.C.).

Dans les circonstances non courantes ou pour des ouvrages non classiques (pylônes de ponts suspendus, grandes palées, dispositifs d'amarrage...) il y a lieu de se référer à l'annexe IV à la circulaire d'application n° 73.150 du 7 août 1973 du nouveau titre V. Les valeurs caractéristiques à considérer sont 1,2 fois les « charges normales » résultant de l'application des règles N.V. 65/67.

Les valeurs mentionnées ci-dessus sont introduites dans la combinaison supplémentaire :

$$1,2 \left[S (1,1 Q_{L1}) + S (0,9 Q_{L2}) + S (1,3 Q_{CE}) + S (1,25 Q_{CV}) \right]$$

Q_{L1} et Q_{L2} sont définis à l'article 8 du fascicule 61 - titre V

Q_{CE} représente les charges appliquées en cours d'exécution

Q_{CV} représente les charges du vent en cours d'exécution

Remarque - Pour certains éléments de structures il est possible que les charges Q_{CE} agissent dans un sens favorable pour l'effet considéré ; il y a lieu dans ce cas d'introduire Q_{CE} avec sa valeur minimum possible (qui peut être nulle) et un coefficient $\gamma_{Q_{CE}} = 0,9$. Dans le cas où la valeur de Q_{CE} est nulle, on retrouve la combinaison fondamentale applicable pour les charges climatiques.

6.2.2. Stabilité aérodynamique

Les effets dus au vent ne se traduisent pas simplement par des efforts « statiques » mais également par des phénomènes de vibrations.

Ces phénomènes dynamiques prennent une importance particulière pour la stabilité des ouvrages présentant une structure à fréquences propres d'oscillation lente (ponts suspendus, ponts à haubans, fléau d'un grand ouvrage construit par encorbellement par exemple).

L'analyse du comportement dynamique de tels ouvrages est assez délicate et nécessite en général le recours à des méthodes de calcul élaborées. Ces cas doivent donc faire l'objet d'études particulières avec le concours d'Ingénieurs compétents dans ce domaine.

6.3. - Effets dus à la neige

Les effets dus à la neige sont rarement pris en compte en cours de construction d'un ouvrage.

Néanmoins, dans certains sites montagneux l'éventualité de l'immobilisation d'un chantier par chutes de neige importantes peut devoir être considérée ; certaines structures, en phase provisoire, risquent alors de subir des efforts importants. Selon la durée du chantier et son emplacement, il est conseillé de prendre en compte une valeur de charge dont l'ordre de grandeur peut être estimé à 30 kg/m^2 mais qui, pour certains cas exceptionnels, peut atteindre un maximum correspondant à la valeur des « surcharges normales » N.V.

Les valeurs sont introduites dans la combinaison suivante :

$$1,2 \quad 1,1 Q_{L1} + 0,9 Q_{L2} + 1,25 Q_{CN}$$

VII – TOLÉRANCES GÉOMÉTRIQUES

Les étapes successives pour la constitution d'un tablier d'ouvrage métallique sont schématiquement les suivantes :

- Le constructeur reçoit en atelier des produits sidérurgiques qui sont les tôles, les larges plats et les profilés. A l'aide de ces produits il réalise des pièces primaires. Ce sont les profils reconstitués et les panneaux raidis (figure 121 - 122 et 123).

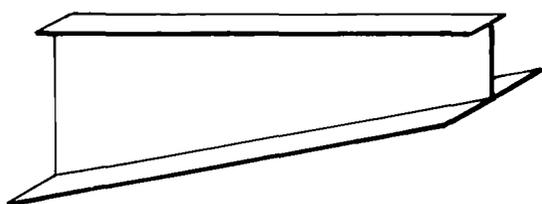


Figure 121
Profil reconstitué

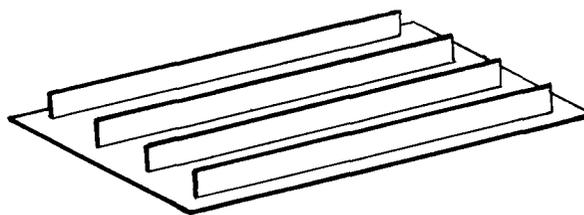


Figure 122
Panneau plan raidi

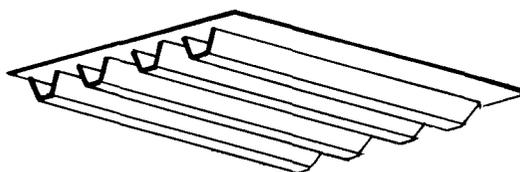


Figure 123
Platelage de dalle orthotrope

- L'assemblage de pièces primaires, en atelier (fixe ou forain) donne les éléments suivants : poutres, caissons, dalle orthotrope (figure 124 - 125 et 126).

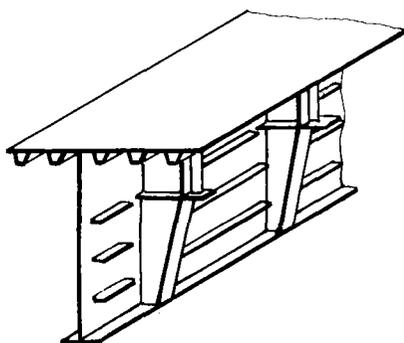


Figure 124
Tronçon de poutre

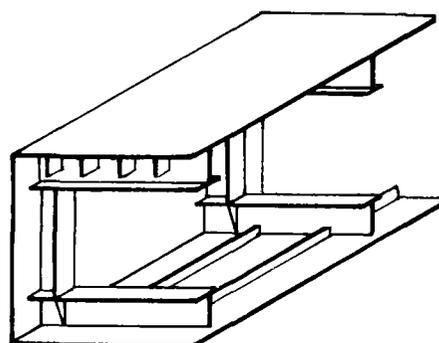


Figure 125
Demi-caisson

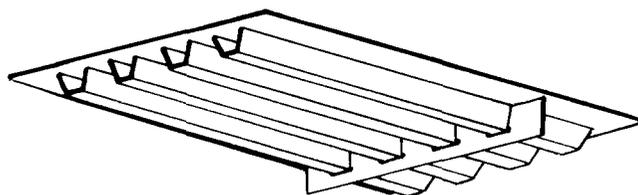


Figure 126
Dalle orthotrope

– Le montage des éléments constitutifs, sur chantier, achève la réalisation du tablier (figure 127 et 128).

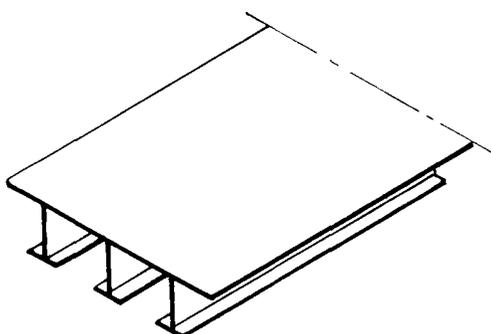


Figure 127
Tablier à poutres sous chaussée

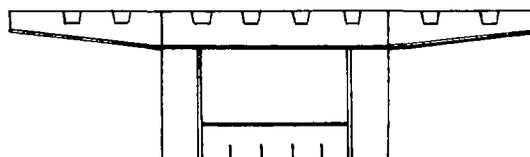


Figure 128
Tablier à caisson avec encorbellement

Pour chacune des opérations, le dimensionnement des pièces doit être tel que l'on obtienne en phase finale un ouvrage identique à celui prévu sur les plans, tant pour les dimensions que pour la forme et l'aspect.

Le constructeur doit veiller à respecter une certaine précision, dans l'élaboration de ses pièces. Les tolérances présentées au paragraphe suivant relatives aux produits sidérurgiques, aux pièces primaires et aux éléments constitutifs sont données à titre indicatif. Elles ne devraient présenter aucun caractère contractuel. Par contre, les tolérances dimensionnelles concernant un ouvrage terminé (profil en long, en travers, etc.) doivent permettre au Maître d'œuvre d'inclure au marché des clauses précises pour la réception de l'ouvrage et l'application de pénalités le cas échéant.

Une difficulté provient des phénomènes de déformation des pièces assemblées par soudage. Le retrait des soudures est la cause des déformations. Pour pallier ces inconvénients les constructeurs sont contraints de prédéformer certaines pièces, avant soudage, afin de limiter les déformations résiduelles. Ce procédé présente toutefois des aléas.

Dans la mesure du possible, il est conseillé de prévoir en atelier un assemblage à blanc des tronçons d'ouvrage (photo 95). Cette précaution évite les difficultés ultérieures de mise en œuvre sur chantier ainsi que certains défauts locaux qui seront examinés plus loin.

Photo 95 : Assemblage à blanc d'un tablier composé de trois tronçons longitudinaux. Au premier plan, on aperçoit les joints boulonnés de l'entretoise d'about. La tôle de fond, entre les deux poutres intermédiaires, est clamée.



5.1. - Tolérances

1. - Tolérances sur les produits sidérurgiques

Les tolérances sur le dimensionnement géométrique des produits sidérurgiques font l'objet de normes bien précises, fonction de la nature du produit. Nous n'indiquerons ici que la référence de ces normes.

NF A 45-009 - 45-010	: cornières
NF A 45-206	: I P E
NF A 45-210	: profilé en U
NF A 45-211	: H E
NF A 46-012	: larges plats
NF A 46-503 - 46-504	: tôles moyennes et fortes (dimensions - planéité)

Il est à préciser que pour certains produits, le recueil des normes fait état de deux types de tolérances : la tolérance normale et la tolérance serrée, la seconde étant plus sévère que la première. Les écarts dimensionnels sur les tolérances de laminage sont acceptés sur les pièces finies sans procéder à des redressages.

5.2. - Tolérances géométriques des pièces primaires fabriquées en atelier

a - panneau plan raidi (autre que le platelage de dalle orthotrope) (figure 129)

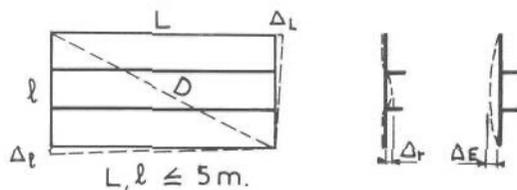


Figure 129

Les mesures se réalisent sur un panneau dont les dimensions L et l ne dépassent pas 5 mètres.

Les tolérances sont les suivantes :

$$\Delta L = \pm 1 \text{ mm}$$

$$\Delta \ell = \pm 3 \text{ mm}$$

$$\Delta D = \pm 4 \text{ mm}$$

Entre deux raidisseurs :

$$\Delta r = \pm \frac{1}{3} (e + 40 \text{ mm}) \text{ avec } 8 \text{ mm} \leq e \leq 20 \text{ mm}$$

Planéité d'ensemble :

$$\Delta E = \pm \frac{\ell}{100}$$

b - profils reconstitués (figure 130)

$$\left. \begin{array}{l} \text{défaut de bombé} : \Delta b \\ \text{défaut d'équerrage} : \Delta q \end{array} \right\} \Delta b + \Delta q = \frac{b \text{ mm}}{200}$$

voilement de bord $\Delta'b = \pm e$ (épaisseur de la tôle mesurée sur une longueur qui ne doit pas être inférieure à 200 fois l'épaisseur de cette tôle).

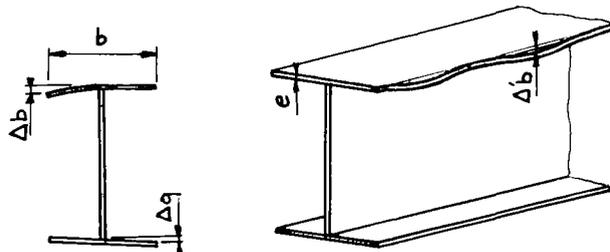


Figure 130

7.3. - Tolérances géométriques sur tronçons d'ouvrage

a - section transversale ouverte (poutres en I) (figure 131)

$$\text{planéité d'ensemble} : \Delta = \pm \frac{h}{100}$$

Ces tolérances se mesurent sur des tronçons d'ouvrage après assemblage, par exemple, des entretoises sur les poutres. Au cours du raboutage des âmes, des défauts apparaissent souvent près des joints verticaux. S'il est difficile de les éviter totalement, il est possible cependant de les diminuer en réalisant un clamage suffisamment dense et en alternant les passes de soudure sur les faces interne et externe des âmes.

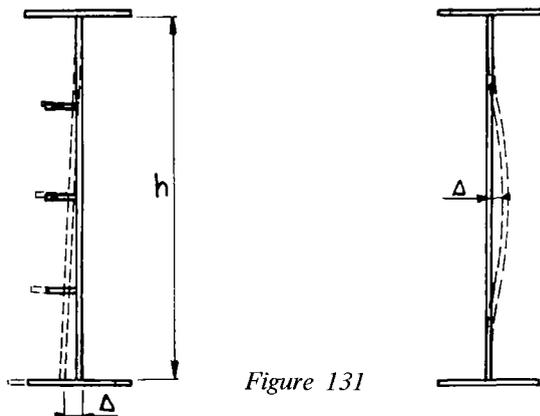


Figure 131

b - caissons

- Chaque panneau composant le caisson doit respecter les tolérances définies pour un panneau plan raidi.
- Vrillage (figure 132)

$$b < \left(\frac{L \text{ mètres}}{20} \right) \times \frac{t}{1\,000} \qquad a < \left(\frac{L \text{ mètres}}{20} \right) \times \frac{h}{1\,000}$$

La sévérité de ces deux dernières tolérances provient du fait que les caissons sont rigides à la torsion, et qu'un vrillage parasite est difficile à corriger.

Le vrillage b peut créer une différence importante entre les réactions d'appuis d'une même ligne d'appuis (R_1 et R_2 : figure 133).

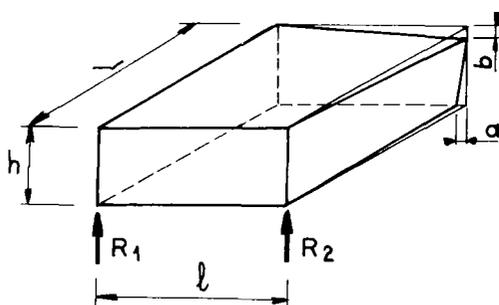


Figure 132

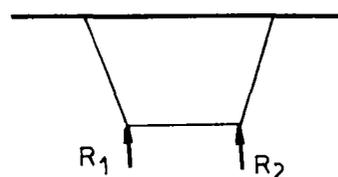


Figure 133

Les tolérances mentionnées proviennent de l'expérience et des constatations faites sur les chantiers. C'est ainsi que la précision du $1/1\,000e$ peut être obtenue pour des caissons d'une longueur de 20 mètres. Les efforts à exercer pour corriger l'éventuel vrillage sont inversement proportionnels à la longueur L du caisson, ce qui justifie le coefficient $\frac{L \text{ mètres}}{20}$

c - dalles orthotropes

Les tolérances à imposer dépendent surtout de l'épaisseur du revêtement à mettre en œuvre sur la dalle orthotrope.

Des mesures ont confirmé que pour l'application de revêtements épais ou moyens (2 à 5 cm), les défauts de planéité enregistrés sur la tôle non revêtue, doivent être limités aux amplitudes suivantes :

- dans le sens longitudinal - (parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage)
 - $\pm 6 \text{ mm}$ sous la règle de 3 m
 - $\pm 1,5e$ sur une base de 10 mètres (les extrémités de la base coïncident ou non avec les soudures transversales).
- dans le sens transversal
 - $\pm 6 \text{ mm}$ sous la règle de 3 mètres.

Pour ces tolérances, e est l'épaisseur de la tôle de platelage. La surépaisseur des cordons de soudure n'est pas prise en compte pour le calcul des déformations.

L'application de revêtements ultra-minces (1 cm), qui a d'ailleurs tendance à se développer depuis un certain temps, impose des tolérances plus sévères. C'est en particulier le cas des viaducs métalliques démontables (V.M.D.) pour lesquels l'amplitude des défauts, sous la règle de 3 m, est limitée à $\pm 3 \text{ mm}$ au lieu de $\pm 6 \text{ mm}$.

d - tolérances particulières concernant les dalles en béton

Elles sont rappelées ici pour mémoire et concernent exclusivement l'exécution des dalles et hourdis. Ces tolérances sont définies à l'article 25 (tolérances sur les dimensions et le tracé des ouvrages) du fascicule n° 65 du CPC : (Exécution des ouvrages en béton armé).

7.4. - Tolérances dimensionnelles concernant un ouvrage métallique

a - profil en long

Le profil en long d'un projet est défini avec précision dans un dossier d'exécution (pente, rampe, rayon). Il correspond toujours à la phase d'exploitation, c'est-à-dire l'ouvrage achevé et équipé de ses superstructures. Les cotes indiquées sont en général celles de la chaussée.

Le contrôle, pour être utile, doit être réalisé avant le complet achèvement de l'ouvrage car des réglages peuvent certaines fois être envisagés en cours d'exécution. Il convient de choisir une ligne de référence et de comparer son tracé à celui du projet. Suivant la structure du tablier, les facilités d'accès et de visées, la ligne de référence choisie peut être :

- la fibre inférieure du tablier (semelle inférieure, tôle de fond de caisson)
- la fibre supérieure (platelage orthotrope, semelle supérieure)
- la ligne de référence utilisée en atelier pour le traçage des pièces

Les mesures sont effectuées par travée entière, entre deux appuis définitifs. Mais suivant la phase de construction, les appuis sont susceptibles de ne pas être à leur coté définitive. Par ailleurs, la charge permanente de l'ouvrage ne peut être que partielle. Le processus dans ce cas est le suivant (figure 134) :

- lever le profil en long réel
- ramener la cote réelle des appuis à celle définie au projet
- calculer le nouveau profil en long obtenu à partir du réel
- comparer ce nouveau profil en long à celui du projet correspondant au même cas de charge.

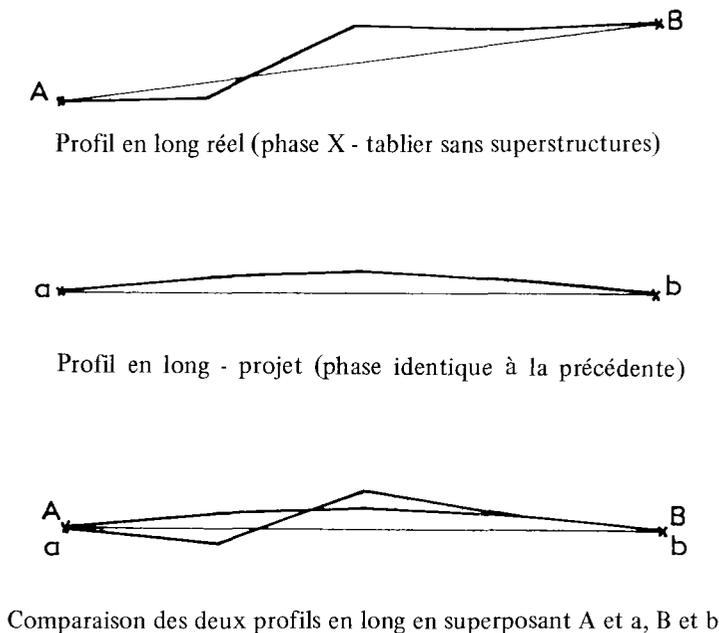


Figure 134
Contrôle du profil en long

Les tolérances qui peuvent être imposées sont les suivantes (figure 135) :

- sur appui, l'écart angulaire des lignes de référence réelle et théorique est tel que $\text{tg } \alpha \leq \frac{2}{1\ 000}$
- au centre de la travée, la différence de cote entre les deux lignes de référence est inférieure à $\frac{L}{1\ 000}$
- en section courante, l'amplitude des brisures éventuelles est limitée. Les mesures se réalisent sur des segments de 25 mètres de longueur environ et dont les extrémités A et B se situent sur la ligne de référence réelle. Chaque point de la ligne de référence réelle, comprise entre les points A et B doit être à une distance maximale de la droite A B égale à 5 cm.

Pour que la comparaison reste significative, il convient d'avoir déterminé le profil en long théorique pour un cas de charge identique au cas réel, et pour des cotes d'appuis égales aux cotes réelles, au moment du lever pour un ouvrage continu.

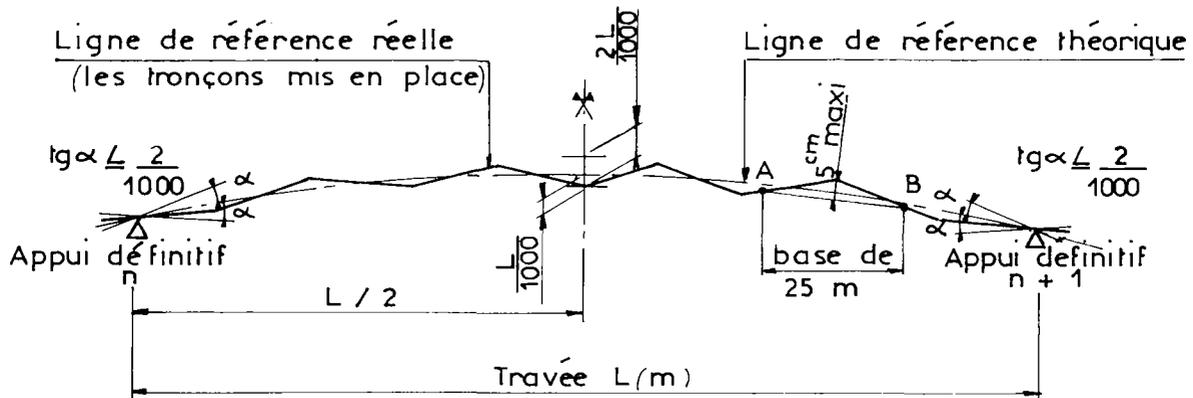


Figure 135

b - réglage des appuis

Au droit des appuis, ce n'est pas la cote du tablier qui doit être considérée comme le critère unique d'un bon tracé d'ouvrage (figure 136).

Le réglage des appuis, dans le sens longitudinal ou le sens transversal, est fonction du type de structure mis en place.

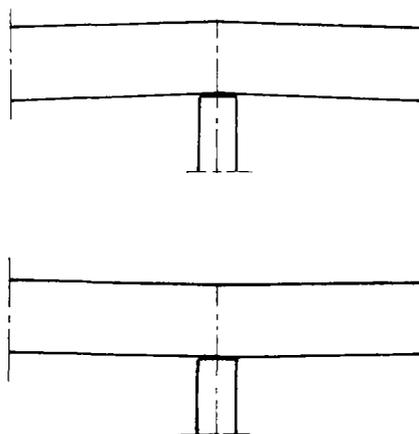


Figure 136

Défauts du profil en long au droit d'un appui

Dans le sens longitudinal, on peut distinguer deux cas :

- si la structure résistante du tablier est entièrement métallique, elle doit être mise en place aux cotes indiquées au projet. Ceci implique que les appuis (piles et culées), aient été précédemment nivelés et arasés à leur cote définitive, conformément aux plans d'exécution.
- si la structure du tablier est mixte, des dénivellations sont à entreprendre après mise en place de la charpente métallique, posée provisoirement sur camarteaux. Le contrôle ne doit porter que sur la valeur des réactions d'appuis et non sur l'amplitude des dénivellations. Les hypothèses de calcul généralement admises sont approchées. En imposant une hauteur de dénivellations, on en peut maîtriser la valeur des réactions d'appui, et l'on introduit dans la structure des efforts mal connus certaines fois et différents de ceux avec lesquels la structure a été calculée.

Dans le sens transversal, le réglage d'une ligne d'appuis dépend davantage du type de section transversale retenue pour le tablier.

- Si la section transversale présente une rigidité de torsion importante, c'est le cas des caissons il y a lieu d'observer l'équilibrage des réactions développées au droit d'une même ligne d'appuis.
- Si la section transversale présente une faible rigidité, c'est le cas d'un tablier large, à deux poutres sous chaussée et faiblement entretoisé, il y a lieu de respecter au mieux les cotes du projet.

Ainsi, la tolérance doit s'appliquer certaines fois aux valeurs réelles des réactions d'appuis. Celles-ci peuvent être connues avec une précision suffisante grâce à l'emploi d'appareils tels que les vérins. Dans le cas d'un ouvrage mixte, courbe en plan et présentant donc un dévers, la dénivellation sur appui demande des précautions (cf : chapitre ; lancement, paragraphe 1.1.4.3.). Il convient de contrôler et d'assurer l'équilibrage des réactions d'appuis R_1 et R_2 (voir figure 133).

c - longueur des travées

L'expérience a montré que l'on pouvait relever certaines fois des écarts importants entre les longueurs réelle et théorique d'une travée. Cette constatation risque de se faire, pour les ouvrages métalliques, en fin d'opération de mise en place d'un tablier. Aussi est-il conseillé de se réserver une aire d'appui suffisante permettant un positionnement correct des appareils, en fonction de la structure portée.

A cet effet, les têtes d'appuis doivent être conçues pour permettre un déplacement minimal de :

$$\pm \left(5 + \frac{2L}{100} \right) \text{ cm} \quad L : \text{ exprimée en mètres.}$$

Ce qui pour une travée de 100 mètres de portée, donne ± 7 cm. Chaque fois que possible il est conseillé de porter cette marge de réglage à ± 10 cm.

Dans le cas d'un appui massif, le déplacement d'un appareil d'appui est relativement peu compromettant pour la résistance et la stabilité de cet appui. Par contre, pour des appuis de dimensions réduites et notamment les piles élancées, la solution consistant à déplacer l'appareil d'appui peut s'avérer délicate, si elle n'a pas été prévue au stade des études et du dimensionnement.

Prenons le cas d'une pile en I (figure 137), pour lequel on suppose le rapport $\xi = 1$ (cf Article 33 du fascicule 61 - titre VI).

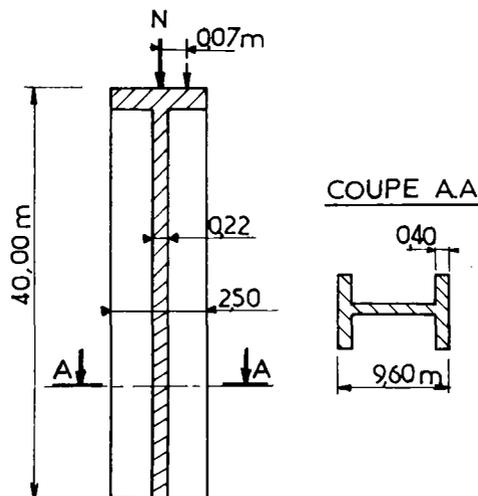


Figure 137
Excentrement de la réaction d'appui.

Sous un effort N centré, la pile est vérifiée (selon sa plus petite dimension) à la flexion composée : effort normal N , excentricité fictive $e = 0,48$ m.

Si l'excentrement réel est de 7 cm, la même pile est vérifiée à la flexion composée : effort normal N , excentricité fictive $e = 0,60$ m. Les moments sont augmentés de 25 %. La stabilité de la pile peut être compromise si l'éventualité d'un excentrement réel de 0,07 m n'a pas été envisagée au stade des études.

d - profil en travers

Les tolérances à respecter pour le dévers d'un tablier d'ouvrage métallique sont relativement strictes. Elles s'appliquent à la structure métallique seule, avant mise en place de la chape d'étanchéité et de la chaussée. Ces tolérances devraient éviter le recours à des solutions peu satisfaisantes consistant soit à augmenter en certains points l'épaisseur de la chaussée, soit à admettre des insuffisances de dévers.

Dans le premier cas on risque le fluage et l'ornièrage des matériaux constituant la chaussée, et l'on introduit un supplément de charge permanente. (Un rechargement de 6 cm en enrobés conduit à un supplément de poids de 120 kg/m^2). Dans le second cas, on néglige l'évacuation des eaux et le confort des usagers. Ces inconvénients prennent toute leur importance lorsque l'ouvrage s'intègre dans un tracé à vitesse de base élevée.

Le Maître d'œuvre peut préciser, dans le CPS, l'intervalle des profils en travers successifs faisant l'objet d'un contrôle, et fixer les tolérances suivantes :

1 - pour les zones à dévers constant, la tolérance à respecter est de $\pm 1 \%$ par rapport au dévers théorique, sous réserve des deux limitations suivantes :

- le dévers minimum à obtenir est de 1,5 %
- la différence maximum entre la cote réelle et la cote théorique est de 6 cm en tout point du profil en travers.

Exemple d'application : plate-forme de 27 mètres - dévers à obtenir 2 % (figure 138).

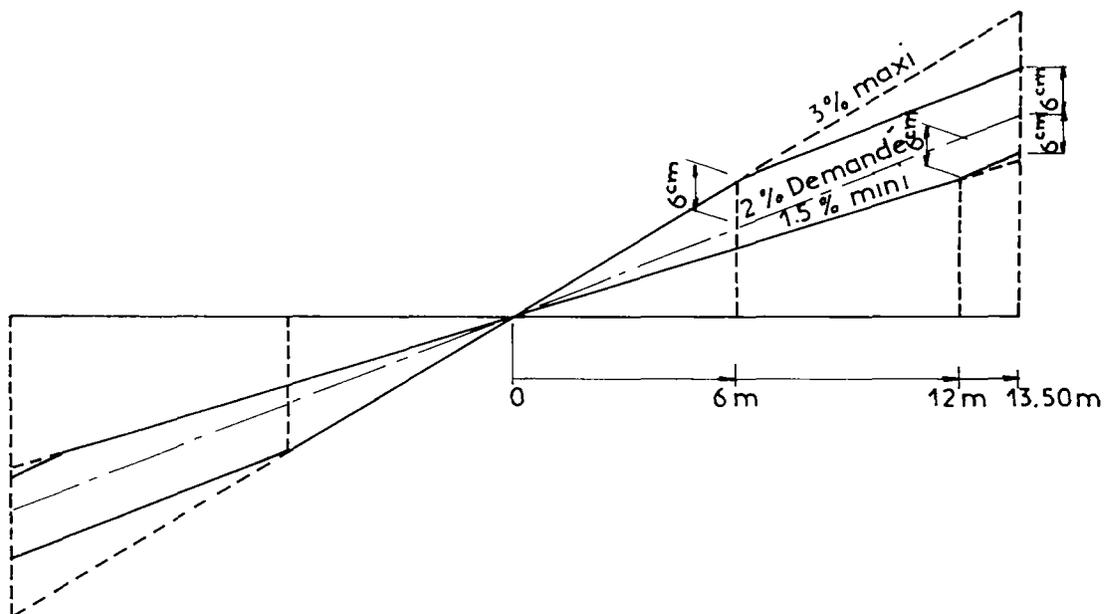


Figure 138

2 - pour les zones de raccordement, pour lesquelles le dévers peut être inférieur à 1,5 %, la tolérance est identique à la précédente sous réserve des deux limitations suivantes :

- le dévers réel ne doit pas être inverse du dévers théorique,
- la différence maximale entre la cote réelle et la cote théorique est de 6 cm en tout point du profil en travers.

Une pénalité, pour non respect de ces tolérances, doit être définie dans le CPS. Les tolérances fixées pour le profil en travers sont indépendantes des tolérances fixées pour le profil en long, et ne se cumulent pas.

3 - Les variations de niveau pour les extrémités du profil en travers, ne doivent pas dépasser 5 cm, sur une base longitudinale de 25 mètres environ.

e - défauts locaux en profil en long

La tolérance vise particulièrement les ouvrages construits par tronçons successifs, soit par encorbellement soit à l'avancement. Dans la première partie de ce bulletin on a pu constater que la tendance actuelle était de mettre en place des tronçons d'ouvrage, de dimensions importantes. Ces tronçons peuvent atteindre 20 à 25 mètres de longueur, et sont généralement assemblés par soudage (photo 96). Même si chaque tronçon a fait l'objet, en atelier, d'une présentation satisfaisante avec le tronçon précédent il peut se produire des défauts au moment de l'assemblage définitif en place. Ces défauts surviennent s'il n'a pas été pris suffisamment de précautions, en particulier pour le clamage, et se traduisent le plus souvent par une cassure du profil en long, au droit du joint.



Photo 96

L'œil est particulièrement sensible à un défaut local de profil en long, lorsque le défaut se situe au droit d'un appui. Il est souligné davantage encore quand il affecte le sous-poutre rectiligne d'un tablier de hauteur constante.

La figure 139 schématise deux tronçons successifs AB et BC de longueur l . La distance du point C au prolongement de AB doit être inférieure à $\frac{2l}{1000}$

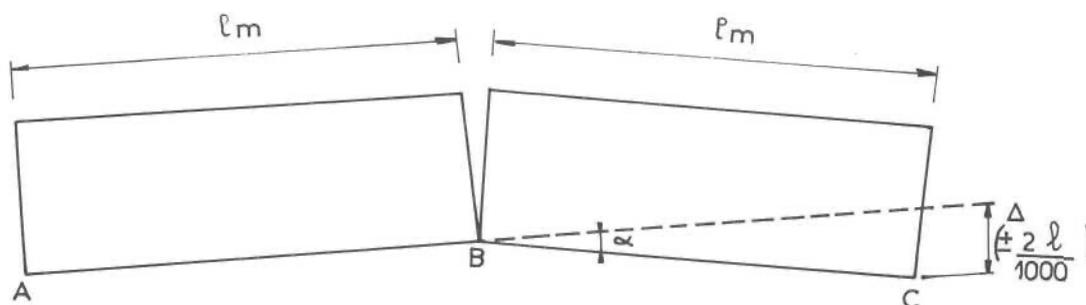


Figure 139