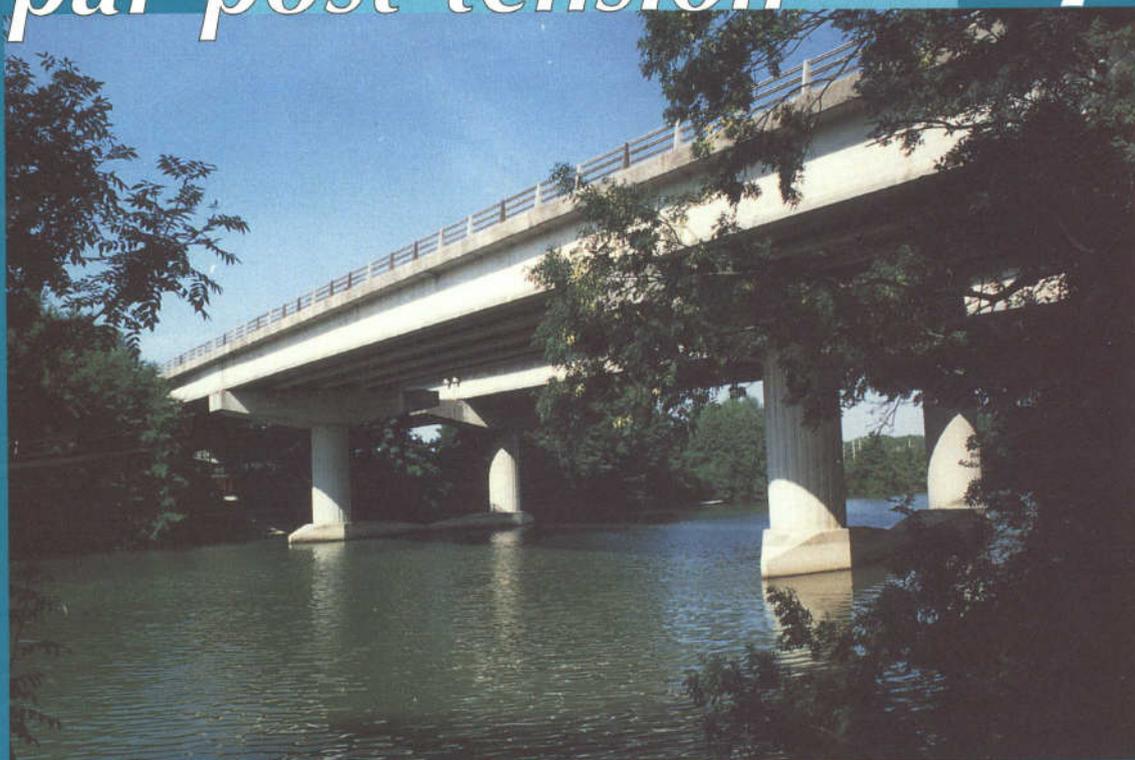
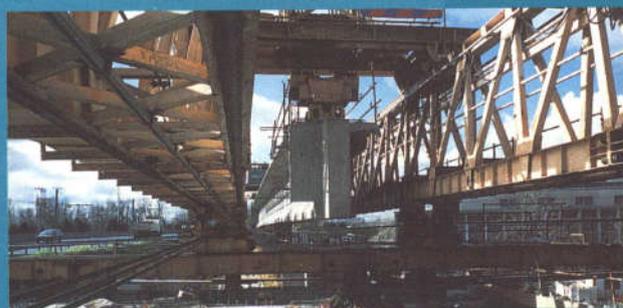


*Ponts à poutres  
préfabriquées  
précontraintes  
par post-tension*

V  
I  
P  
P



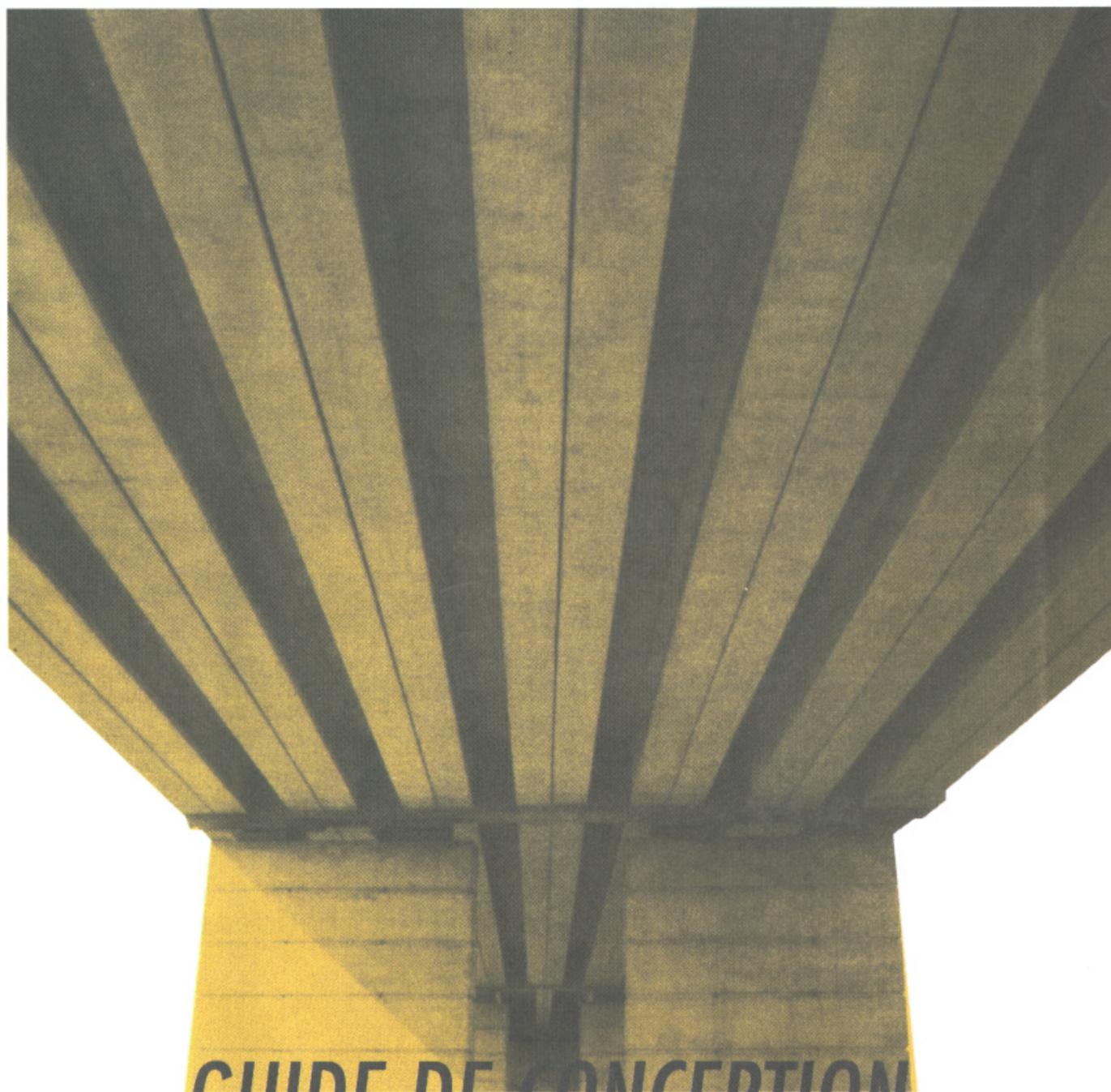
**GUIDE  
DE  
CONCEPTION**



Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes



***Ponts-routes  
à poutres  
préfabriquées  
précontraintes  
par adhérence***



***P  
R  
A  
D***

***GUIDE DE CONCEPTION***

**Septembre 1996**

Document réalisé et diffusé par le



---

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES  
Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art  
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - F-92223 Bagneux Cedex - FRANCE  
Tél. : 01 46 11 31 31 - Télécopieur : 01 46 11 31 69

---



## ***PRÉAMBULE***

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication.

On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- les ponts à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres ;
- les ponts à poutres précontraintes par post-tension (VIPP), objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

Les avantages de ce type d'ouvrages sont liés à la préfabrication, qui permet notamment :

- de se dispenser de cintres et d'échafaudages, ce qui est appréciable quand le site est difficile d'accès,
- de réduire les délais d'exécution,
- de mieux maîtriser la qualité des poutres.

Le présent document est un guide de conception qui traite également de l'exécution et de la pathologie des VIPP. Il s'articule de la façon suivante :

- les trois premiers chapitres sont consacrés à la conception, à la fois sur le plan technique et sur le plan esthétique,
- le quatrième chapitre traite de l'exécution, en mettant l'accent sur les particularités des techniques employées,
- le dernier chapitre présente une synthèse des principaux défauts et désordres constatés.

---

*Documentation photographique :*

- Photothèque du C.T.O.A. du S.E.T.R.A.
- D.D.E. de l'Eure
- D.D.E. de l'Indre et Loire
- D.D.E. des Pyrénées orientales

---

*Ce document a été rédigé au Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art du S.E.T.R.A. sous la direction de :*

- A.L. Millan, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
- V. Le Khac, Ingénieur E.N.P.C.

*par :*

- P. Paillusseau, Ingénieur des T.P.E.

---

*Les illustrations ont été réalisées par :*

- J.P. Gilcart.

# SOMMAIRE

<b>1 - PRESENTATION DE LA STRUCTURE</b> .....	7
1.1 - MORPHOLOGIE .....	7
1.2 - PRINCIPE DE CONSTRUCTION .....	8
1.3 - DOMAINE D'EMPLOI .....	9
1.4 - AVANTAGES - INCONVENIENTS .....	11
<b>2 - CONCEPTION GENERALE</b> .....	15
2.1 - ADAPTATION AUX CARACTERISTIQUES DU TRACE .....	15
2.2 - TABLIER .....	21
2.3 - APPUIS .....	29
2.4 - FONDATIONS .....	40
2.5 - ESTHETIQUE .....	41
<b>3 - CONCEPTION DETAILLEE</b> .....	49
3.1 - MATERIAUX .....	49
3.2 - POUTRES .....	50
3.3 - ENTRETOISES .....	58
3.4 - HOURDIS .....	60
3.5 - CABLAGE .....	64
3.6 - FERRAILLAGE .....	72
3.7 - LIAISON LONGITUDINALE .....	87
3.8 - APPAREILS D'APPUI .....	93
3.9 - EQUIPEMENTS .....	97
<b>4 - EXECUTION</b> .....	105
4.1 - MODE DE REALISATION DES POUTRES .....	105
4.2 - ENTRETOISES .....	118
4.3 - MODE DE REALISATION DU HOURDIS .....	119
4.4 - MISE EN PLACE DES POUTRES .....	124
4.5 - STABILITE DES POUTRES EN PHASES PROVISOIRES .....	131
<b>5 - PATHOLOGIE</b> .....	133
5.1 - INTRODUCTION .....	133
5.2 - EVOLUTION DE LA CONCEPTION DES OUVRAGES .....	134
5.3 - NATURE ET CAUSES DE DESORDRES .....	137
5.4 - REPARATIONS ET RENFORCEMENTS .....	145
5.5 - CONCLUSIONS .....	147
<b>6 - BIBLIOGRAPHIE</b> .....	149
NOTE D'INFORMATION N°14 DU SETRA .....	151



# 1 - PRESENTATION DE LA STRUCTURE

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Leur morphologie et leur conception présentent de nombreux points communs avec les ponts à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence du type PRAD (PRécontrainte par ADhérence). Ces deux types de tabliers diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte. La post-tension, permettant une mise en œuvre sur chantier, conduit à une préfabrication sur le site, tandis que la pré-tension, ou précontrainte par adhérence, est essentiellement mise en œuvre sur des bancs de préfabrication en usine.

Dans la même famille se situent les ponts à poutres en béton armé, qui furent largement utilisés pour les passages supérieurs d'autoroutes, mais qui sont aujourd'hui supplantés par les ponts dalles en béton armé ou précontraint, malgré une surconsommation de matériaux qui se trouve largement amortie par la simplification de la réalisation.

Les ouvrages de type VIPP ont également été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée. L'ouvrage, comportant une succession de travées indépendantes, a constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts, du fait de sa simplicité.

Ce type d'ouvrage est relativement massif du fait de son épaisseur importante, et cette impression est renforcée lorsque la brèche est de faible hauteur ou que le tablier est large.

## 1.1 - MORPHOLOGIE

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

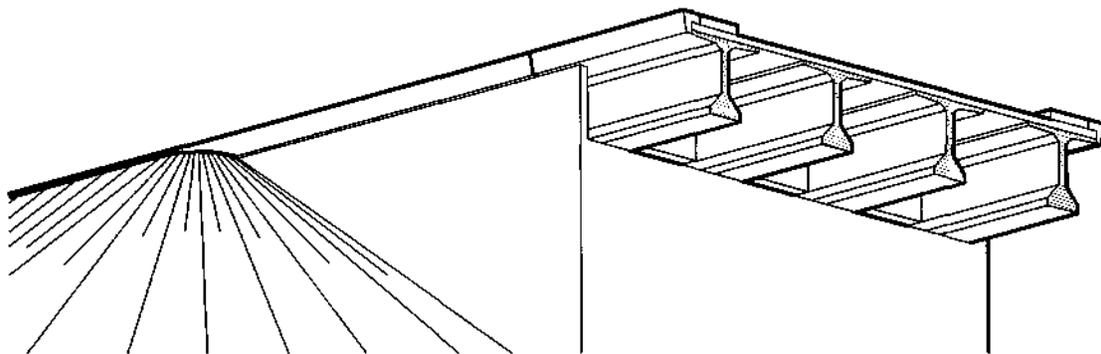


FIGURE 1 : Morphologie générale d'un tablier

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes, à savoir d'une trentaine à une cinquantaine de mètres.

Les entretoises, dont le nombre est variable, ont pour rôle de raidir la structure transversalement. Leur hauteur est sensiblement égale à celle des poutres.

On réalise ainsi une structure porteuse constituée d'un grillage de poutres et complétée par un hourdis de faible épaisseur assurant la continuité de roulement.

FIGURE 2 :

Vue générale de la poutraison



## 1.2 - PRINCIPE DE CONSTRUCTION

Comme nous le verrons dans les chapitres qui suivent, le dimensionnement de ce type de tablier est étroitement lié au mode de construction qui, pour la réalisation d'une travée, comporte les étapes suivantes :

- Préfabrication des poutres sur une aire de préfabrication,
- mise en tension sur les poutres de quelques câbles de précontrainte longitudinale, le plus tôt possible, pour permettre de libérer les coffrages,
- mise en attente des poutres sur une aire de stockage,
- mise en tension d'un complément de précontrainte sur le stock,
- mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage et de manutention adaptés,
- réalisation en place d'entretoises reliant les poutres,
- mise en précontrainte éventuelle des entretoises,
- coffrage, ferrailage et bétonnage en place du hourdis,
- mise en tension d'une deuxième famille de câbles de précontrainte longitudinale et dans certains cas d'une précontrainte transversale lorsque le hourdis a acquis une résistance suffisante.

Dans le cas d'une succession de travées indépendantes, qui sont le plus souvent de portées égales, ce processus est reproduit à l'avancement. L'aspect de la continuité des différentes travées peut être traité de différentes manières, qui sont abordées au chapitre 3.7. Indiquons toutefois que les ouvrages à travées indépendantes constituent, et de loin, la solution la plus courante.

Un point particulier de la construction de ce type d'ouvrages est la préfabrication, ce qui nécessite des moyens particuliers de réalisation (coffrages), de pose et de manutention (mise en place des poutres), qui peuvent être importants et qui doivent être rentabilisés sur le chantier. Ces différents aspects doivent rester présents à l'esprit dès le stade de la conception de l'ouvrage.

### 1.3 - DOMAINE D'EMPLOI

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueurs égales dégageant des tirants d'air bien proportionnés du point de vue du rapport hauteur/longueur.

Ce type d'ouvrage peut également être utilisé pour le franchissement de brèches de moindre importance pouvant ne comporter que quelques travées, voire une travée unique, mais dans des conditions moins économiques.

Il permet ainsi le franchissement :

- d'une rivière ou d'un canal, lorsque les gabarits de navigation n'imposent pas de dégager des ouvertures exceptionnelles,

FIGURE 3 :

*Franchissement  
d'un cours d'eau*



- d'une succession d'obstacles de faible portée, mais rapprochés (routes, voies ferrées) pour lesquels des ouvrages isolés ne seraient ni compétitifs, ni très satisfaisants du point de vue esthétique,
- des zones de terrains dégagés pour lesquels des remblais ne sont pas réalisables (vallée tourbeuse par exemple), ou se révèlent non économiques,



FIGURE 4 :

*Vallée tourbeuse*

- des voies de circulation très importantes pour lesquelles on ne veut ni interrompre, ni même ralentir notablement la circulation,
- d'une brèche de grande hauteur ou d'accès difficile, pour laquelle l'emploi de cintres appuyés sur le sol est difficilement envisageable...



*FIGURE 5 :  
Site escarpé*

Indépendamment de la nature de la brèche franchie, ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 45 mètres.

Ce domaine d'emploi peut être élargi dans le cas où les appuis sont importants du fait de piles de grande hauteur ou de fondations difficiles. Il est alors avantageux d'augmenter la portée pour diminuer le nombre d'appui et par conséquent le coût total de l'ouvrage. C'est notamment le cas pour les viaducs d'accès à de grands ouvrages qui ont été réalisés avec des travées atteignant une cinquantaine de mètres (exemple des viaducs d'accès au pont de Saint-Nazaire constitués de 52 travées de 50 mètres).



*FIGURE 6 :  
Viaducs d'accès  
à un grand ouvrage :  
Pont de Saint-Nazaire*

Au-delà de 50 mètres de portée, le poids des poutres devient considérable. Mentionnons, à titre d'ordre de grandeur, que les poutres des viaducs d'accès au pont de Saint-Nazaire pesaient 190 tonnes pour des portées de 50 mètres. On doit alors avoir recours à des moyens de pose et de manutention exceptionnels et difficilement économiques. C'est pourquoi, dans cette gamme de portées, les ponts à poutres préfabriquées deviennent moins compétitifs et cèdent la place à d'autres types de structures telles que les ouvrages mixtes acier-béton ou des ouvrages en béton précontraint comme les ponts poussés ou les ponts construits sur cintres autolanceurs (notons que cette dernière technique de construction n'est plus guère employée de nos jours). Pour des portées plus grandes, d'autres techniques s'imposent naturellement (ponts construits par encorbellements successifs, ouvrages métalliques, ponts à câbles ...).

En dessous de 30 mètres de portée, les tabliers en dalle précontrainte ou les tabliers à poutres précontraintes par adhérence deviennent plus économiques.

L'élanement habituel des tabliers de VIPP est compris entre le 1/16 et le 1/18, ce qui correspond à des tabliers relativement épais. Pour fixer les idées, notons qu'un ouvrage de 35 mètres de portée nécessite une hauteur de 2,00 mètres. Cet aspect a un impact esthétique et retentit sur le volume des remblais d'accès. Des solutions plus tendues, jusqu'au 1/20, sont néanmoins réalisables moyennant une surconsommation de précontrainte longitudinale.

Les tabliers de type VIPP ont été largement employés dans les années soixante et soixante-dix. Ils le sont moins de nos jours du fait des inconvénients inhérents à ce type de structure qui sont détaillés dans le paragraphe suivant. En outre, la concurrence des techniques de construction des ouvrages continus (ponts construits par encorbellements successifs, ponts poussés, ouvrages métalliques ou mixtes) a fortement limité son emploi.

Toutefois, cette structure peut se révéler avantageuse dans de nombreux cas et mérite d'être envisagée au stade des projets d'ouvrages pour la comparer à d'autres solutions.

## **1.4 - AVANTAGES - INCONVENIENTS**

La balance entre avantages et inconvénients n'est pas toujours évidente, c'est pourquoi nous nous contenterons d'inventorier les différents aspects positifs et négatifs.

### **1.4.1 - Avantages**

Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier (site accidenté, réduction de gabarits, voies dont les contraintes d'exploitation sont fortes ...).

Le recours à la préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan économique.

En particulier, il permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, plus difficiles à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière. On peut également attendre de la préfabrication une amélioration de la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. Toutefois, l'amortissement des coffrages correspondants ne pourra être réalisé que sur un nombre important de poutres.

Le recours à la préfabrication a également une incidence sur les délais d'exécution de l'ouvrage, puisqu'il est possible de rendre indépendante la fabrication des poutres du reste du chantier.

Un autre intérêt de ce type de structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

### 1.4.2 - Inconvénients

Dans une conception ancienne, et à présent dépassée, les différentes travées étaient reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints (coût initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'utilisateur au passage de chaque joint, constituaient le principal inconvénient de ce type de structure.



FIGURE 7 :

*Multiplicité des joints de chaussée*

Aujourd'hui, cet inconvénient majeur a disparu, grâce à l'attelage de travées par le hourdis permettant de rétablir une continuité de roulement tout en limitant le nombre de joints. Cet aspect de la continuité sera traité au chapitre 3.7.

Par ailleurs, ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes. En revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biaisés ou courbes.

FIGURE 8 :

*Pont courbe*



Afin de profiter au mieux de la préfabrication, il est souhaitable de pouvoir implanter les appuis à intervalles réguliers pour réaliser des travées de longueurs égales. Cet aspect peut constituer un handicap pour ce type d'ouvrage.

En outre, l'épaisseur relativement importante du tablier en comparaison avec d'autres structures précontraintes (ponts-dalles, ponts-caissons) peut poser des problèmes de gabarit et entraîner un surcoût des remblais d'accès à l'ouvrage. Il convient de faire un bilan économique global du tablier et de ses accès, lorsqu'on compare différents types d'ouvrages. Toutefois, il est à noter que de nombreux grands viaducs de type VIPP ont, en revanche, un aspect plutôt satisfaisant, du fait de cette épaisseur importante donnant des proportions harmonieuses entre le tablier et les appuis.

Les tabliers VIPP, comme les autres structures à poutres sont plus sensibles que des structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits. Les poutres de rive sont naturellement les plus exposées, et sans aller jusqu'à la rupture des poutres, il n'est pas rare de voir sur le talon de ces poutres des traces de chocs qui sont préjudiciables à la pérennité de l'ouvrage.

Une autre critique peut être soulevée à propos de la qualité architecturale de ce type de tablier. Chaque appui reçoit deux lignes d'appuis de travées adjacentes, ce qui nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique, surtout dans le cas où les appuis ne sont pas suffisamment hauts. De plus, dans les ouvrages anciens, les amorces d'entretoises extérieures aux poutres de rive constituaient souvent des points faibles sur le plan de l'esthétique. Le chapitre 2.5 traite de cet aspect.



*FIGURE 9 : Amorces d'entretoises en rive*



## **2 - CONCEPTION GENERALE**

Les ouvrages à poutres préfabriquées de type VIPP sont des structures précontraintes relativement simples. Leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

Comme pour tout ouvrage d'art, la conception s'effectue habituellement des grandes lignes vers le détail, par affinements successifs. Les premières approches de conception générale, (implantation des appuis, définition de travées, aspect général de l'ouvrage...) précèdent la conception de détail (équipements, corniches, traitement des parements...). Il importe de souligner cet aspect, car des démarches inverses à cette règle de bon sens et les erreurs de conception qui en résultent sont fréquentes, particulièrement en matière de recherche esthétique.

Il ne faut évidemment pas en conclure qu'il faille négliger des éléments apparemment moins importants dans l'ouvrage, tels que, par exemple, les dispositifs de retenue ou les corniches. En effet, le choix d'un dispositif de retenue conditionne la largeur du tablier, ce qui peut influencer sur le nombre total de poutres ou sur le positionnement des poutres de rive. Il en va de même de la définition des corniches qui concourent à modifier la face vue du tablier et à marquer le profil longitudinal de l'ouvrage.

### **2.1 - ADAPTATION AUX CARACTERISTIQUES DU TRACE**

La conception de l'ouvrage est intimement liée aux caractéristiques du tracé routier dans lequel s'inscrit l'ouvrage, ce qui nécessite une bonne coordination entre les projeteurs du tracé et les projeteurs des ouvrages dès le premier stade des études d'avant-projet. Par exemple, une légère modification du tracé en plan peut conduire à une diminution importante du biais du tablier et à une économie globale substantielle.

#### **2.1.1 - Choix des portées**

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables.

De ce point de vue, le respect des contraintes de la brèche franchie, telles que des gabarits routiers, ferroviaires ou de navigation, la possibilité ou non d'implanter des appuis en rivière, résultant des données hydrologiques du cours d'eau franchi, les conditions de visibilité des voies franchies, l'incidence des données géotechniques (portance, tassements), etc., permettent de dégager les zones où les appuis pourront être implantés.

Les considérations qui suivent permettent de dégager les spécificités propres aux ponts à poutres de type VIPP.

Dans la mesure du possible, on s'efforcera d'implanter les appuis à intervalles réguliers de façon à projeter un ouvrage à travées égales. Le recours à des travées de longueurs différentes est naturellement à éviter puisqu'il va à l'encontre de la standardisation recherchée pour la préfabrication des poutres. Cette dernière solution a néanmoins pu être adoptée dans le cas où l'implantation des piles à intervalles constants s'avérait impossible et lorsque les variations dimensionnelles restaient limitées (1 à 2 mètres de différence entre poutres de travées différentes), comme ce fut le cas pour l'ouvrage de la pénétrante de Melun sur la Seine (1970).

Le domaine d'emploi optimal correspond à une gamme de portée comprise entre 30 et 40 mètres. La définition précise de la travée résulte de la longueur totale de la brèche et de l'implantation des têtes de culées. C'est donc normalement dans cette gamme de portées que l'on cherchera à ébaucher une ou plusieurs solutions de type VIPP, différant éventuellement par le nombre de travées.

Le recours à des portées plus importantes, qui peuvent aller jusqu'à 50 mètres, est envisageable lorsque l'ensemble appuis-fondations est particulièrement coûteux (piles de grande hauteur ou fondations sur pieux de grande longueur) ou encore qu'un gabarit de grande dimension impose une grande portée.

En dehors de ces gammes de portées, d'autres solutions se révèlent plus compétitives ou mieux adaptées, comme nous l'avons vu au chapitre précédent.

### **2.1.2 - Profil en long**

La ligne de l'ouvrage est marquée par le profil en long du tracé et est soulignée par la corniche du tablier. Il importe de donner à ce profil une ligne harmonieuse et d'éviter toute variation brutale de courbure sur l'ouvrage. Un principe général à observer pour obtenir une ligne harmonieuse consiste à ne pas associer sur un même ouvrage des profils curvilignes et rectilignes.

Lorsque le profil en long présente une pente longitudinale, constante ou variable, le tracé est approché par une ligne polygonale dont chaque travée forme un côté. La ligne rouge théorique du tracé n'est donc pas rigoureusement respectée, à moins de jouer sur l'épaisseur de la couche de roulement pour rattraper cette différence. Cette dernière solution imposerait d'ailleurs des contraintes d'exécution importantes devant un défaut relativement mineur compte tenu des rayons de courbure du profil en long couramment utilisés.

### **2.1.3 - Profil en travers**

La forme transversale du tablier est conditionnée par la largeur de la voie portée et par ses dévers transversaux nécessaires pour faciliter l'écoulement des eaux et pour s'adapter à la courbure en plan.

La largeur du tablier n'est pas limitée en théorie, puisqu'il suffit de multiplier le nombre de poutres pour obtenir la largeur désirée. Cependant, pour des raisons d'exploitation et d'entretien, il paraît préférable de prévoir deux tabliers séparés plutôt qu'un tablier unique, dans le cas de deux chaussées séparées par un terre-plein central (profils autoroutiers ou assimilés). De plus, la conception des appuis proprement dits est étroitement liée à la largeur du tablier, le recours aux piles-marteaux devenant difficile pour les ouvrages très larges (largeur supérieure à 15 mètres), pour lesquels il conviendra plutôt de prévoir des piles à fûts multiples.

Le dévers transversal est généralement de 2,5 % pour un ouvrage rectiligne et varie de 2,5 % à 6 %, en fonction du rayon de courbure, pour les ouvrages courbes.

Lorsque l'ouvrage supporte une chaussée unidirectionnelle ou lorsqu'il présente une forte courbure en plan, le profil transversal comporte une pente unique. Dans le cas contraire, le profil en travers est à double pente, encore appelé profil en toit.

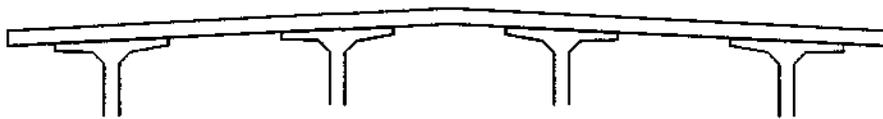
Dans ces deux cas, on fait en sorte que la fibre supérieure du tablier épouse le dévers transversal, ce qui permet de réaliser le revêtement de chaussée en épaisseur constante et d'éviter la réalisation de renforts alourdissant considérablement l'ouvrage.

Une première solution consiste à donner aux tables de compression des poutres la pente transversale souhaitée et à couler le hourdis par-dessus ou entre les poutres en épaisseur constante. Naturellement, le plan médian des poutres doit demeurer vertical et les appuis horizontaux, pour assurer un fonctionnement normal des poutres et éviter tout risque de déversement. Ceci impose de prévoir cette orientation des tables de compression dans le coffrage, et exclut donc de l'obtenir par basculement d'ensemble des poutres. Dans un souci de standardisation évident, il est également exclu de réaliser des poutres de hauteur différente, ce qui nécessiterait un nombre important de coffrages. Les poutres étant toutes identiques, leurs

appuis doivent être décalés en altitude, de manière à former une ligne d'appuis parallèle à l'extrados. Ce décalage est obtenu en adaptant la hauteur de chacun des dés d'appuis ou en réalisant un chevêtre incliné transversalement de la même pente transversale.



*Profil en travers à pente unique*



*Profil en toit et nombre pair de poutres*

**FIGURE 10 : Tables de compression inclinées et hourdis d'épaisseur constante (solution 1)**

Cette première solution est parfaitement adaptée au cas des profils en travers à pente unique et au cas des profils en toit lorsque le nombre de poutres est pair.

Elle est plus délicate à réaliser dans le cas des profils en toit et lorsque le tablier comporte un nombre impair de poutres. En effet, dans ce dernier cas, la poutre centrale coïncide sensiblement avec la zone d'inversion de pente, et devrait présenter un profil en toit pour que la table de compression soit parallèle à l'extrados. Cette solution nécessiterait de réaliser un coffrage spécial pour ces poutres et n'est donc pas intéressante. On préfère alors conserver des tables de compression horizontales et rattraper la pente transversale en jouant sur l'épaisseur du hourdis, ce qui en complique un peu la réalisation (seconde solution).



**FIGURE 11 : Tables de compression horizontales (solution 2)**

On adopte une solution analogue à cette seconde solution lorsque le dévers est variable, cas que l'on rencontre dans les zones de changement de courbure en plan. On cherche alors à limiter les surépaisseurs de renformis en approchant la pente de l'extrados par celle de la table de compression des poutres.

#### **2.1.4 - Tracé en plan**

Ce type de structure, constitué d'éléments rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements droits et rectilignes. Il est cependant possible de l'adapter au biais ou à la courbure du tracé en adoptant certaines dispositions.

##### **a) Adaptation au biais**

Il est très fréquent que les franchissements présentent un certain biais géométrique. On pourra selon le cas concevoir un ouvrage droit ou biais. Rappelons que l'angle du biais est l'angle formé par l'axe longitudinal de l'ouvrage et l'axe des appuis, un ouvrage droit présentant un biais de 100 grades.

### ***Ouvrage biais***

La solution la plus naturelle consiste à réaliser un ouvrage biais, pour lequel les lignes d'appui sont parallèles à la voie franchie. L'ouvrage réalisé est alors mécaniquement biais.

Cette solution est conseillée lorsque le biais mécanique reste modéré ( $\varphi \geq 70$  grades) pour les raisons suivantes :

- le dimensionnement de la structure n'est pratiquement pas différent de celui d'un ouvrage droit.
- la complication d'exécution pour réaliser les entretoises et leurs amorces selon le biais n'est pas considérable.

En revanche, pour les ouvrages de biais plus prononcé ( $\varphi < 70$  grades), l'effet de la torsion devient important, et la disposition des appuis selon le biais devient alors inefficace sur le plan mécanique. Dans un tel cas, il est donc souhaitable de chercher à réduire le biais de l'ouvrage, soit par une modification du tracé dans lequel s'inscrit l'ouvrage, soit par une modification à apporter dans l'implantation des appuis, comme indiqué dans le paragraphe suivant.

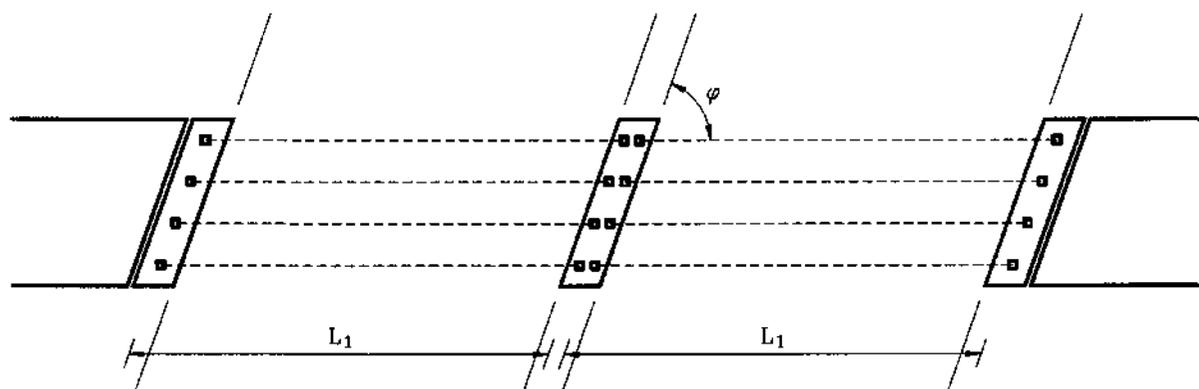


FIGURE 12 : Franchissement biais par un ouvrage biais

### ***Ouvrage droit***

Une façon de s'affranchir des problèmes liés au biais consiste à réaliser un ouvrage mécaniquement droit, tout en conservant le biais de franchissement géométrique. Pour cela, il convient de réaliser les lignes d'appuis perpendiculairement aux poutres longitudinales, ce qui est possible en ayant recours à des piles-marteaux, constituées d'un fût cylindrique surmonté d'un chevêtre perpendiculaire aux poutres longitudinales. On améliore ainsi le fonctionnement mécanique du tablier, tout en facilitant l'exécution. En contrepartie, la portée de l'ouvrage est légèrement augmentée puisqu'il est nécessaire de reculer les culées d'extrémités ( $L_2 > L_1$  sur les schémas ci-avant et ci-après). Cet inconvénient est insignifiant lorsque la longueur totale de l'ouvrage est importante.

De plus, l'aspect esthétique de l'ouvrage n'est pas très satisfaisant, surtout lorsque les culées sont situées à proximité d'une voie circulée.

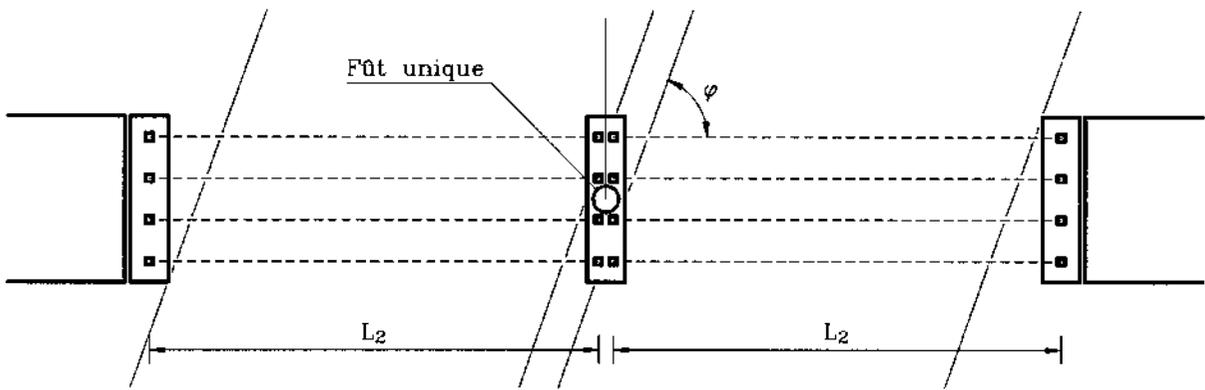


FIGURE 13 : Franchissement biais par un ouvrage droit

### b) Adaptation à la courbure en plan

Lorsque le tracé en plan est courbe, les poutres sont placées suivant une ligne polygonale dont chaque travée forme un côté. La courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord du hourdis en encorbellement des poutres de rive. Remarquons qu'en principe, cette disposition est en opposition avec le parti habituel qui consiste à arrêter le hourdis au nu extérieur des poutres, dans un souci de simplicité d'exécution.

Le rayon de courbure est limité inférieurement par la flèche maximale admissible du débord variable, et dans la pratique, il ne peut guère descendre en dessous de 15 fois la portée, ce qui conduit à des flèches de 25 et 33 cm pour des portées de 30 et 40 mètres ( $f = L^2/8R$ ).

Pour que les différentes poutres d'une même travée conservent la même longueur, les lignes d'appuis de deux travées adjacentes ne sont pas parallèles et font entre elles un angle  $L/R$ , les deux lignes d'appui d'une même travée demeurant parallèles. La jonction entre les deux travées est effectuée par le hourdis où la dalle de continuité est de longueur variable. De telles dispositions sont illustrées par la figure ci-dessous, pour laquelle les proportions n'ont pas été respectées pour une meilleure compréhension.

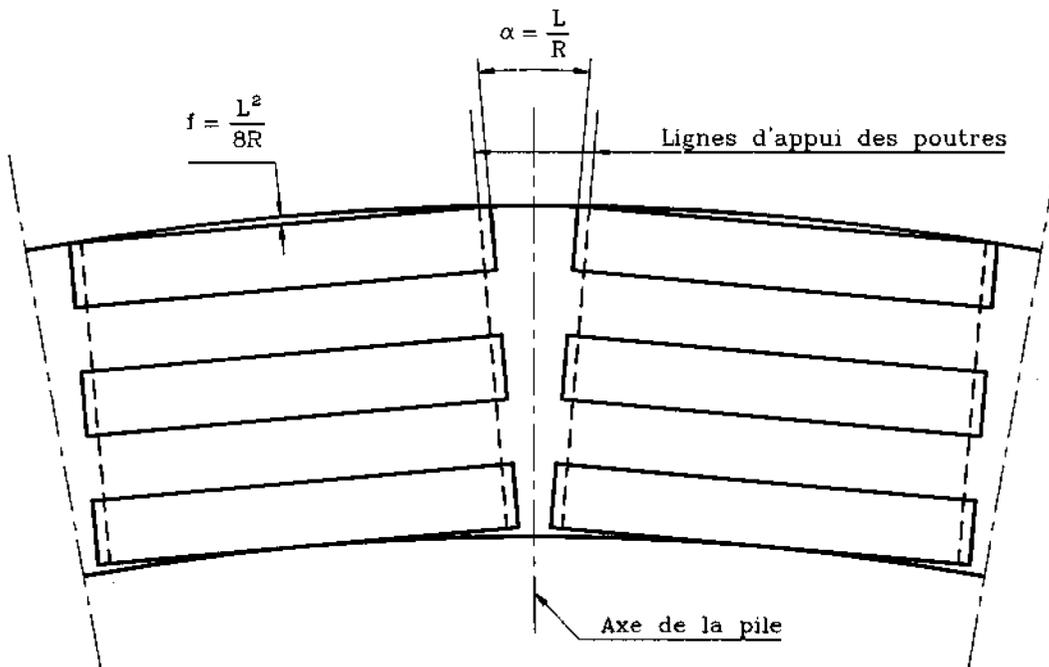
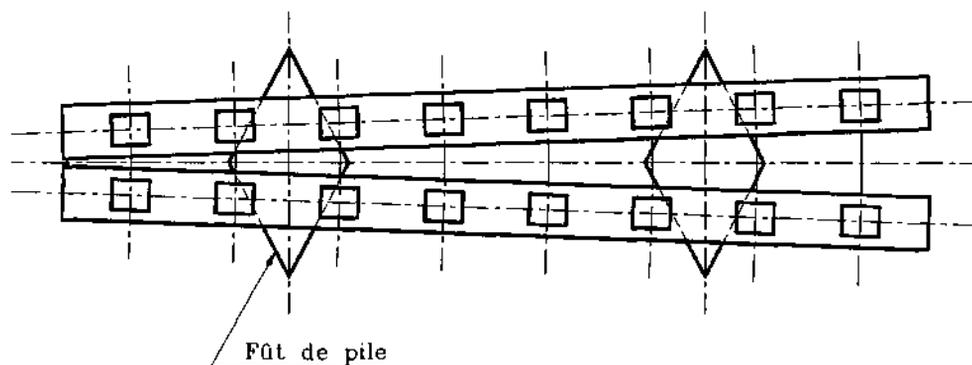


FIGURE 14 : Disposition des travées d'un ouvrage courbe

Cette solution oblige à prévoir des dispositions particulières au niveau des têtes de piles (élargissement des chevêtres ou chevêtres dédoublés et lignes d'appuis non parallèles). Elle demeure néanmoins préférable à celle consistant à rallonger les poutres au-delà de l'about.



*Lignes d'appuis non parallèles et chevêtre dédoublé*

*FIGURE 15 : Adaptation à la courbure*

La zone de jonction entre poutres présente un vide important du côté convexe, qu'il paraît opportun de masquer par un traitement approprié de l'extrémité du chevêtre.

### **c) Largeur variable**

Certains ouvrages peuvent présenter une zone de largeur variable en extrémité d'ouvrage, lorsque le tablier débouche sur un carrefour, ce qui n'a qu'une incidence locale, ou sur une partie plus importante qui peut correspondre à l'insertion d'une voie sur le tablier.

Lorsque l'élargissement est modéré, tant en largeur qu'en longueur, l'adaptation peut être simplement réalisée par le hourdis, qui pourra éventuellement être renforcé par rapport à la zone courante (ferraillage ou épaisseur). Les poutres conservent alors l'espacement constant des travées courantes.

Dans le cas contraire, il devient nécessaire de disposer les poutres en éventail de manière à répartir l'élargissement sur l'ensemble du hourdis.

Une telle disposition ne peut être adoptée que lorsque l'élargissement reste malgré tout limité et, dans la pratique, on ne pourra guère faire varier l'espacement des poutres de plus d'un mètre (par exemple espacement variable de 2,50 m à 3,50 m). Dans ces conditions, il est possible de conserver des poutres de même longueur, quitte à déplacer légèrement les dés d'appui qui s'inscrivent sur un arc de cercle. Si l'élargissement est très important et règne sur plusieurs travées, il est naturellement possible d'ajouter une ou plusieurs poutres pour s'adapter à l'élargissement.

Le calcul d'un tel tablier est plus complexe, et on doit avoir recours à des méthodes adaptées pour évaluer précisément les efforts. Pour le dimensionnement et la justification des poutres, la prise en compte de l'espacement moyen est suffisante. Les adaptations principales concernent le hourdis pour lequel on conserve habituellement une épaisseur constante sur tout l'ouvrage, le ferraillage passif étant adapté aux zones de faible ou de grande portée transversale.

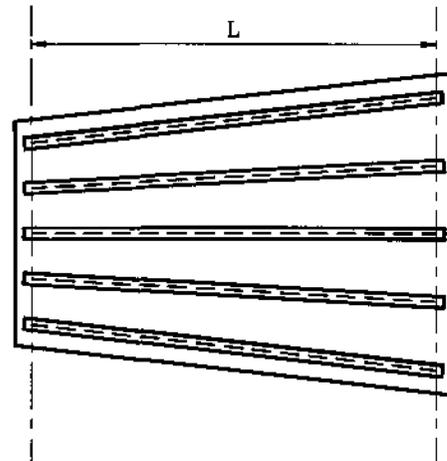


FIGURE 16 :

*Poutres en éventail (vue en plan)*

## 2.2 - TABLIER

### 2.2.1 - Introduction

Nous nous consacrons dans ce chapitre aux éléments de conception générale du tablier.

L'implantation des appuis et le choix du type d'ouvrage étant réalisé, il convient de déterminer le nombre, l'espacement et les dimensions des poutres.

Pour le hourdis, le choix porte sur le type de fonctionnement transversal (béton armé ou béton précontraint), et sur le mode de construction selon qu'il est coulé par-dessus les tables (hourdis général) ou entre les tables de compression des poutres (hourdis intermédiaire). Précisons dès maintenant que le hourdis intermédiaire correspond à une solution qui n'est plus que très peu utilisée.

Pour ce qui est des entretoises, il convient principalement d'en fixer le nombre, et nous verrons que dans le contexte actuel on ne conserve en général que deux entretoises d'about.

Le nombre et l'espacement des poutres dépendent évidemment des performances du béton. Nous indiquons tout d'abord les éléments de conception des poutres dans le cas d'emploi d'un béton "traditionnel" de classe B35.

Puis nous consacrons un paragraphe aux possibilités d'emploi d'un béton à hautes performances, pour lesquels une étude théorique a permis de dégager une extension du domaine d'emploi pour ce type de tablier. Précisons toutefois que l'on compte actuellement peu de réalisations à partir de bétons à hautes performances.

### 2.2.2 - Poutres (cas d'un béton traditionnel)

Comme nous l'avons déjà évoqué, la géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques.

Les poutres comportent une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

### a) Nombre et espacement des poutres

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive.

#### *Positionnement des poutres de rive*

Dans la mesure du possible, on cherchera à positionner ces poutres de rive le plus près des bords libres du tablier, de manière à supprimer la partie de hourdis à couler en encorbellement de ces poutres de rive, difficile à coffrer. Cette facilité ne peut être obtenue dans le cas d'un ouvrage courbe, puisque dans un tel cas, comme nous l'avons déjà mentionné, la courbure est rattrapée par le hourdis en débord des poutres de rive.

La position des poutres de rive est également conditionnée par la position du fil d'eau, et il convient de veiller à ce que les descentes d'eau soient suffisamment éloignées de l'axe des poutres, où sont ancrés des câbles de précontrainte. Les dispositifs d'évacuation des eaux seront donc situés soit à l'extérieur, soit à l'intérieur de la poutre de rive.

Lorsque le trottoir est étroit, les gargouilles sont situées à l'extérieur de la poutre de rive. Dans ce cas, à moins de prévoir le recueil des eaux, ce qui est souhaitable pour le respect de l'environnement, des coulures risquent de souiller le parement vu du flanc des poutres et ainsi de nuire à l'esthétique de l'ouvrage.

Au contraire, quand le trottoir est relativement large, les gargouilles sont situées à l'intérieur de la poutre de rive.

Dans le cas où l'axe de la poutre de rive coïnciderait avec la position du fil d'eau, il paraît judicieux d'augmenter ou de diminuer la largeur de la table de compression des poutres, plutôt que de prévoir la réalisation d'une zone de hourdis en encorbellement des poutres de rive.

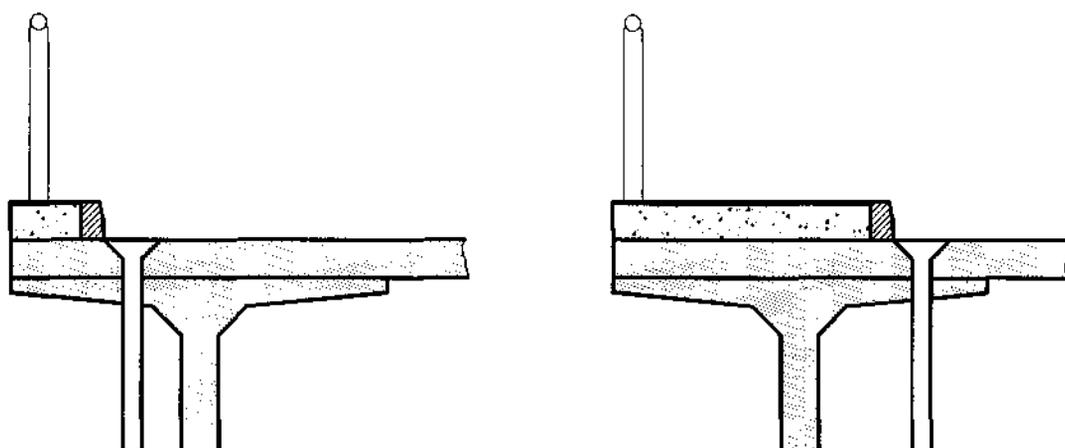


FIGURE 17 : Positionnement des poutres de rive

Un autre aspect concerne la fixation des glissières de sécurité qui est parfois réalisée par platine et tiges traversantes. On doit naturellement veiller à ce que la position de l'axe de la poutre de rive ne coïncide pas avec celle de la glissière. Notons que cette contrainte peut être levée en ayant recours à une fixation des glissières sur longrines non ancrées en béton armé, indépendantes de la structure, solution plus largement utilisée et qui présente en outre l'avantage de ne pas interrompre la continuité de l'étanchéité.

## ***Espacement des poutres***

L'espacement des poutres est voisin de 3,00 mètres et varie dans la pratique entre 2,50 et 3,50 mètres, exceptionnellement 4,00 mètres.

En pratique, la structure transversale de la voie portée étant connue, on est amené à comparer des solutions ne différant que d'une unité sur le nombre de poutres.

L'espacement des poutres est donc un paramètre fondamental dont la définition a une forte incidence sur les autres paramètres. On peut indiquer que lorsque l'espacement des poutres croît et que les autres paramètres restent inchangés :

- l'épaisseur du hourdis croît, ce qui entraîne une augmentation du poids total de l'ouvrage et par conséquent une augmentation de la précontrainte longitudinale,
- le poids unitaire des poutres grandit, ce qui influe sur les moyens de levage à utiliser,
- la largeur totale des talons, constituant la fibre inférieure du tablier, reste pratiquement constante,
- la largeur totale des âmes, qui est fixée par des dispositions constructives, et donc directement proportionnelle au nombre de poutres, diminue,
- la portée libre des coffrages du hourdis augmente et il est plus difficile d'avoir recours à des coffrages perdus légers.

### **b) Profil des poutres**

Comme nous l'avons déjà évoqué, le recours à la préfabrication permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, plus délicates à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière.

La forme des poutres est généralement en double T, section de caractéristiques mécaniques bien adaptées à la gamme de portées de ce type d'ouvrage. La matière est concentrée dans les deux fibres extrêmes que constituent la table de compression supérieure, d'une part, et le talon inférieur d'autre part.

La table de compression est généralement de faible épaisseur, ce qui permet d'excentrer au maximum la matière vers la fibre supérieure. Elle est relativement large. Des aspects tels que le type de coffrages utilisés pour le hourdis, les problèmes de déversement latéral des poutres, influent sur son dimensionnement de détail.

Le talon est au contraire plus massif puisqu'il doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage. Son dimensionnement est essentiellement mécanique et doit satisfaire au respect des contraintes normales de compression, notamment aux phases de construction.

Ces deux éléments sont reliés par une âme verticale de faible épaisseur, qui est le plus souvent épaissie au voisinage des appuis en fonction de l'importance des cisaillements.

La jonction de l'âme avec la table de compression et avec le talon s'effectue par l'intermédiaire d'un gousset.

Le détail du dimensionnement de ces éléments est traité dans le chapitre 3.2 sur la conception détaillée de l'ouvrage.

Le schéma ci-dessous correspond à une forme classique de poutre pour une portée de 35 mètres et un espacement de l'ordre de 3 mètres. Remarquons que la poutre présente une hauteur notable et qu'elle est constituée de deux éléments minces, la table de compression et l'âme, surmontant un talon volumineux.

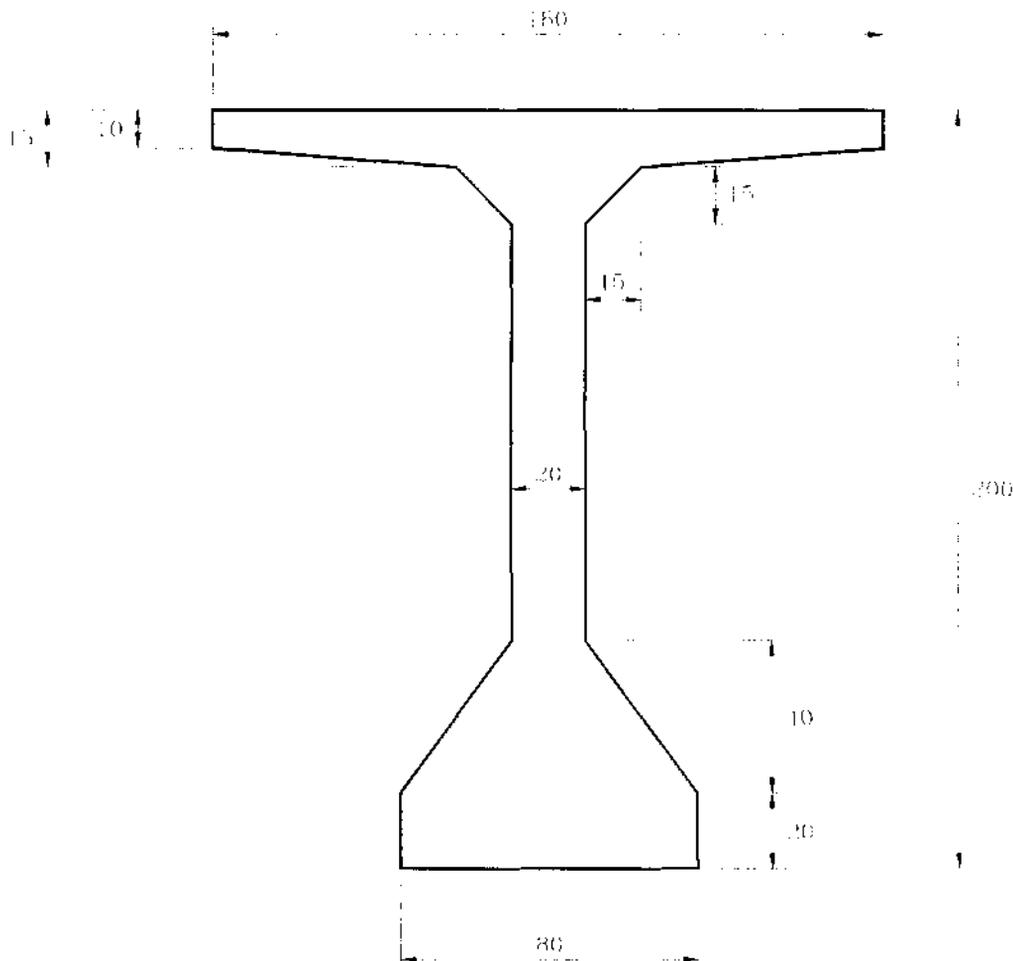


FIGURE 18 : Morphologie des poutres (dimensions indicatives)

### 2.2.3 - Poutres (cas d'un béton à hautes performances)

Le recours à des bétons à hautes performances permet d'envisager de nombreuses variantes de dimensionnement par rapport à un béton traditionnel. L'augmentation de la résistance du béton est le paramètre essentiel favorisant l'extension du domaine d'emploi de la structure.

Nous passons en revue les avantages potentiels d'un recours à un béton à hautes performances.

- On peut tout d'abord diminuer la hauteur des poutres, ce qui peut se révéler intéressant lorsque se présentent des problèmes de gabarit et ce qui permet un gain de poids appréciable. Cette solution se traduit naturellement par une sur-consommation de précontrainte puisque l'excentricité des câbles est limitée. Le tableau ci-après fournit, à titre indicatif, les élancements envisageables et un ordre de grandeur de la majoration de la précontrainte pour un espacement de poutres de 3 mètres.

$f_{c28}$	Élancement normal (2)	Élancement limite (3)	Majoration de la précontrainte pour l'élancement limite
35 MPa (1)	1/17	1/20	20%
50 MPa	1/20	1/23	>30%
60 MPa	1/22	1/26	>40%

- (1) Béton de référence.
  - (2) Élancement ne conduisant pas à une majoration sensible de la précontrainte par rapport aux ratios habituels et pour les mêmes dimensions de talon qu'un béton traditionnel.
  - (3) Au-delà de cet "élancement limite", la quantité de précontrainte augmente très rapidement et les talons doivent être renforcés.
- Une autre possibilité consiste à élargir la gamme de portées vers le haut. En adoptant un élancement normal des poutres, on peut envisager des portées de 60 à 65 mètres, au prix d'un doublement de la quantité de précontrainte, ce qui se traduirait par un surcoût d'environ 15% du tablier. Le poids de telles poutres serait alors assez important puisqu'il atteindrait 170 à 180 tonnes pour un espacement de 3 mètres.
  - Une troisième possibilité consiste à augmenter l'espacement entre poutres jusqu'à 4,50 mètres environ, en conservant l'élancement classique du 1/17. Cette possibilité permet de porter la largeur limite des ponts à trois poutres de 10 à 12 mètres environ, et celle des ponts à quatre poutres de 13 à 16 mètres environ. Dans le cas où une solution à  $n$  poutres s'avère trop juste et où la solution à  $n+1$  poutres est surdimensionnée, l'intérêt d'une solution à  $n$  poutres avec un béton à hautes performances paraît évident. Une telle solution entraîne néanmoins une augmentation de la quantité d'aciers passifs du hourdis. En revanche, la quantité totale de précontrainte est à peu près inchangée.
  - Une dernière solution, à envisager avec prudence, consisterait à réduire les sections des poutres. Compte tenu des dimensions minimales imposées par des dispositions constructives (épaisseurs minimales des âmes et des tables), cette diminution ne pourrait s'envisager que pour les talons. Leur largeur pourrait être réduite de telle sorte que le béton travaille à pleine capacité. Cependant, il paraît imprudent de descendre en dessous de 0,60 m. En effet, l'exemple d'ouvrages construits il y a une trentaine d'années a montré que de telles structures grêles vieillissaient mal et pouvaient se révéler fragiles.

Parmi ces différentes solutions, la plus intéressante semble être la possibilité de réduction du nombre de poutres, qui doit être la plus économique, puisque la quantité de précontrainte est équivalente à celle mise en œuvre dans le cas d'un béton traditionnel.

Toutefois, l'utilisation des pleines capacités d'un béton à hautes performances implique un taux de compression du béton important dans les talons des poutres. Cela risque d'accroître la cambrure des poutres sous l'effet des déformations différées de fluage, même si, à cet égard, les bétons à hautes performances présentent un meilleur comportement (coefficient de fluage plus faible).

## 2.2.4 - Entretoises

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrer à la torsion sur appuis.

Dans les premières réalisations, les ponts à poutres préfabriquées de type VIPP, comme les ponts à poutres en béton armé, comportaient des entretoises à l'about et des entretoises intermédiaires en travée. Ces entretoises intermédiaires étaient en général situées à mi-portée et aux quarts de portée, ce qui conduisait à cinq entretoises au total. Toutefois, pour des ouvrages anciens, on peut rencontrer un plus grand nombre d'entretoises, régulièrement espacées ou non.

Les entretoises ont une épaisseur constante et une hauteur sensiblement constante, sauf au voisinage immédiat des poutres.

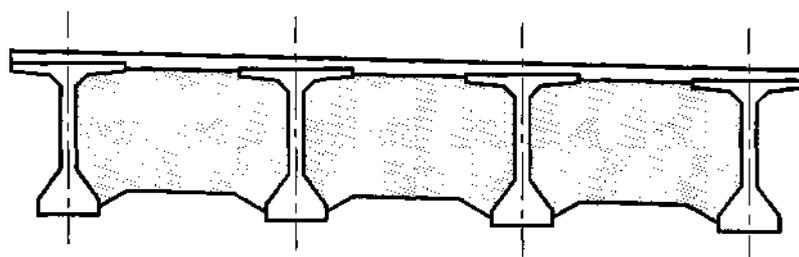


FIGURE 19 : Morphologie des entretoises

La réalisation en place de ces entretoises complique et ralentit l'exécution du tablier, ce qui explique que les entreprises aient cherché à supprimer les entretoises intermédiaires. Le comportement de la structure est alors très différent puisque le tablier devient très souple transversalement. Cette différence de comportement doit être prise en compte au niveau des calculs par des méthodes de calcul de la répartition transversale appropriées.

Actuellement, pratiquement tous les ouvrages sont réalisés sans entretoises intermédiaires, ce qui constitue une solution parfaitement adaptée.

Par contre, la suppression des entretoises d'about n'est pas recommandée. En effet, ces entretoises assurent l'encastrement à la torsion des poutres sur appuis, hypothèse fondamentale des méthodes classiques de calcul de la répartition transversale. Leur suppression poserait un problème de calcul délicat sans apporter d'avantage décisif. En outre, leur réalisation au droit des appuis est moins contraignante qu'en travée.

De plus, leur rôle est indispensable pour le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le changement des appareils d'appuis, à moins de prévoir des dispositifs particuliers de vérinage ne s'appuyant pas sur les entretoises. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises. Enfin, les entretoises sur culées sont indispensables pour assurer une bonne tenue des joints de chaussée d'extrémité.

## 2.2.5 - Hourdis

Le rôle du hourdis est multiple. En premier lieu, il assure la continuité de surface du tablier, et permet donc de relier les éléments de la poutraison (poutres proprement dites et entretoises). Il fait par ailleurs office de table de compression de poutres et reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée.

Le bétonnage du hourdis est réalisé sur des coffrages appuyés ou suspendus aux poutres. Alors que l'on dispose de deux appuis pour une zone de hourdis située entre deux poutres, ce qui permet de fixer facilement le coffrage, la réalisation du coffrage d'une zone de hourdis à l'extérieur des poutres de rive est plus délicate. C'est pourquoi on cherche à placer les poutres de rive immédiatement en rive de sorte qu'il n'y ait pas de hourdis à couler en encorbellement. Cette solution est à préconiser lorsque l'ouvrage est rectiligne.

Par contre, dans le cas des ouvrages courbes, la poutraison demeure rectiligne et la courbure de l'ouvrage est obtenue par variation de la largeur du hourdis en encorbellement des poutres de rive.

La liaison par le hourdis peut être réalisée de deux façons :

- par un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres,
- ou par un hourdis général coulé par-dessus les poutres.

### a) Hourdis intermédiaire

Le hourdis intermédiaire est coulé entre les poutres, dans le prolongement des tables de compression. Tables de compression et hourdis constituent donc la dalle de couverture et ont de ce fait la même épaisseur.



FIGURE 20 : Hourdis intermédiaire

Cette conception conduit à un découpage transversal qui présente des plans préférentiels de fissuration au niveau des multiples reprises de bétonnage. Dans ces conditions, il paraît souhaitable de mettre en œuvre une précontrainte transversale pour assurer un meilleur fonctionnement transversal. Cependant, alors que la précontrainte transversale était systématiquement employée il y a une vingtaine d'années, elle l'est de moins en moins de nos jours, compte tenu de son coût (le coût des ancrages notamment pour des câbles courts). Dans la pratique, elle n'est plus envisagée que pour des ouvrages très larges.

La continuité transversale doit alors être assurée par recouvrement d'armatures de béton armé, ce qui complique la réalisation des tables de compression des poutres (armatures en attente repliées ou traversant le coffrage de l'extrémité des tables de compression).

Toutes ces raisons militent en faveur des hourdis généraux en béton armé, coulés par-dessus les poutres, qui constituent la solution la plus couramment utilisée aujourd'hui.

## b) Hourdis général

Les hourdis généraux sont réalisés par-dessus les poutres sur toute la largeur du tablier.

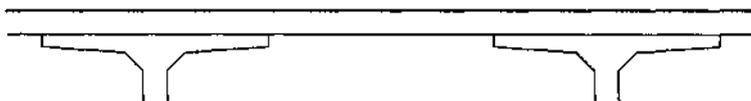


FIGURE 21 : Hourdis général

Ils sont plus faciles à coffrer puisque les coffrages peuvent être simplement appuyés sur les extrémités des tables de compression. Mais ces coffrages ne sont pas démontables et c'est pourquoi l'on parle de coffrages perdus. Différents matériaux sont utilisés pour les réaliser, chacun ayant sa propre limite d'emploi liée à sa résistance, ce qui en pratique conduit à une limitation de la portée libre du coffrage, compte tenu des charges habituellement supportées. On rencontre des coffrages en fibre-ciment pour les portées les plus modestes ou des prédalles en béton armé pour les plus grandes portées.



FIGURE 22 : Coffrages perdus ou prédalles

## 2.3 - APPUIS

En considérant l'ouvrage dans son ensemble, de nombreux facteurs (hauteur des piles, nature du sol, type de fondations, aspect esthétique recherché ...) conditionnent l'implantation des appuis, ce qui se répercute le plus souvent sur le tablier lui-même.

Seule une étude économique du coût global permet d'optimiser la solution. Ainsi, il est évident que la portée économique croît en même temps que le coût des appuis (piles, culées et leurs fondations).

La conception générale des appuis, piles ou culées, n'étant pas spécifique aux ponts à poutres, nous nous attachons dans ce chapitre à mettre en évidence les particularités liées à la morphologie du tablier des VIPP.

Du point de vue géométrique, les poutres étant appuyées individuellement, la surface nécessaire pour recevoir les appareils d'appui définitifs et les niches à vérins est assez importante, ce qui conditionne les dimensions à donner aux sommiers d'appui, en respectant les distances minimales usuelles des appareils d'appuis aux bords libres (Cf. chapitre 3.8).

Ainsi, transversalement, la longueur des sommiers d'appui est un peu supérieure à la distance entre axes des poutres de rive et donc assez proche de la largeur totale du tablier. Dans le sens longitudinal, la largeur des sommiers d'appui est conditionnée par la présence de deux lignes d'appui, au niveau des piles intermédiaires, ou par des considérations d'entretien et de visite au droit des culées.

Du point de vue mécanique, le dimensionnement des appuis est directement lié aux descentes de charges provenant du tablier qui sont relativement importantes. A titre d'ordre de grandeur, pour un espacement des poutres de 3,00 mètres environ, la réaction d'appui par poutre varie de 110 à 150 tonnes pour des portées variant de 30 à 40 mètres. De plus, pour des chargements dissymétriques, le dédoublement des lignes d'appui induit des moments en tête de pile, qui s'ajoutent aux effets des efforts horizontaux.

Les dispositifs de lancement ou de ripage des poutres et les dispositifs de calage provisoire peuvent nécessiter des emprises spécifiques qui doivent être précisées suffisamment tôt et qui peuvent conduire à majorer les dimensions des chevêtres.

### 2.3.1 - Culées

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit en effet de piles-culées partiellement ou complètement enterrées ou de culées à mur de front apparent encore appelées culées remblayées.

Les culées sont complétées par des murs de tête, en aile ou en retour, qui sont relativement importants dans le cas des culées remblayées. L'emploi de murs en retour suspendus présente l'avantage de s'opposer aux poussées des terres.

#### a) Culées enterrées

Les culées enterrées, dont la structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, sont les plus répandues. Elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

Dans le cas d'ouvrages en déblai, la tête de culée est implantée au voisinage de la tête de talus. Elle est fondée directement en tête de talus lorsque celui-ci présente de bonnes caractéristiques mécaniques (terrain rocheux) ou est fondée sur pieux forés ou battus, si tel n'est pas le cas.

Dans le cas d'un ouvrage en remblai, si le sol présente une bonne capacité portante, la culée peut être fondée superficiellement ou par l'intermédiaire d'un massif de gros béton. Le sommier d'appui repose sur des poteaux ou des voiles transmettant la descente de charges à la semelle. Par contre, lorsque le sol en place est de mauvaise qualité sur une profondeur telle qu'il n'est pas économique de le purger, il convient de recourir à une fondation sur pieux ou sur barrettes. Dans le cas des pieux, pour éviter le développement d'efforts parasites sur la fondation, il est préférable de pouvoir ériger le remblai suffisamment à l'avance pour qu'il puisse se mettre en place. Les pieux seront alors réalisés à travers le remblai et recevront le sommier d'appui.

### b) Culées remblayées

Les culées remblayées jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Une telle culée est généralement fondée superficiellement, compte tenu des efforts horizontaux importants, ce qui limite son emploi au cas des très bons sols. Dans tous les cas, on ne pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres. Dans la pratique, son emploi reste limité aux cas où l'on souhaite limiter la longueur du tablier au strict nécessaire.

### c) Têtes de culées

Le dessin ci-après illustre les différents éléments constitutifs de la tête de culée, qui comprend deux parties principales : le sommier d'appui et le mur garde-grève.

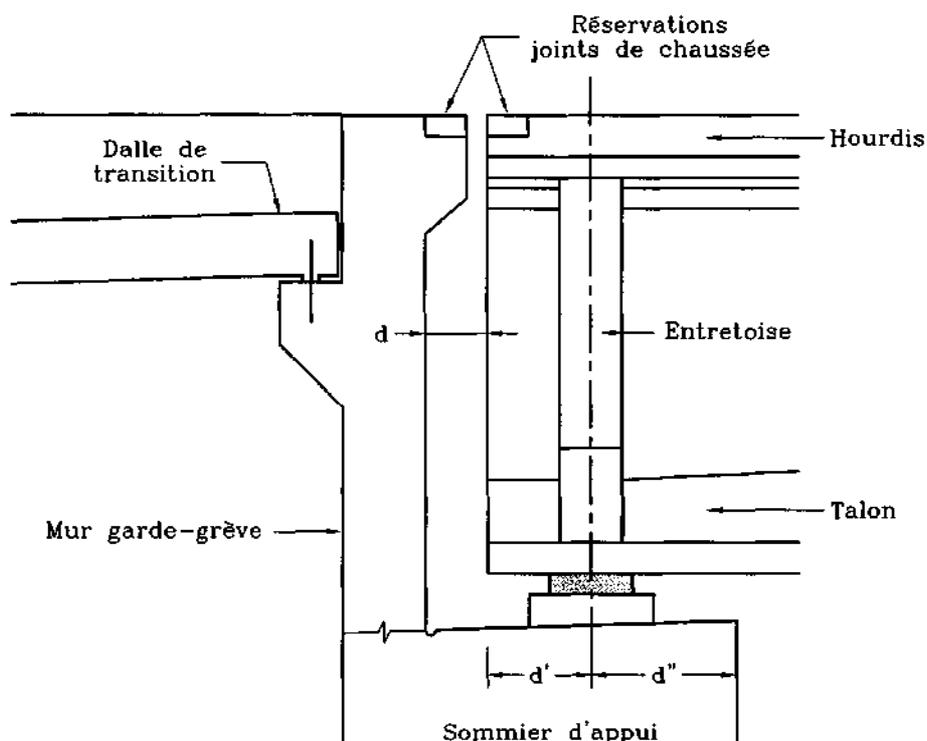


FIGURE 23 : Principe d'une tête de culée

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier. Ses dimensions doivent être suffisantes pour satisfaire à un certain nombre d'impératifs :

En premier lieu, il convient de ménager un accès entre l'about des poutres et le mur garde-grève, pour permettre l'entretien et la visite des têtes de culées dans des conditions satisfaisantes, en particulier pour la surveillance de l'arrière des poutres et de leurs cachetages. Cette contrainte fixe la distance  $d$  à un minimum de 0,50 m.

D'autre part, la distance de l'about de poutre à l'axe d'appui est en général voisine de 0,50 m également (Cf. chapitre 3.2.5), ce qui fixe la distance  $d'$ .

La taille de l'appareil d'appui et le respect de la dimension minimale du nu de l'appareil d'appui au parement du sommier d'appui (Cf. chapitre 3.8) permettent de déterminer la distance  $d''$ , en tenant compte du biais éventuel de l'ouvrage.

Par ailleurs, lorsque la culée repose sur deux files de pieux, la dimension longitudinale du sommier d'appui, qui fait office de semelle de répartition, doit permettre de respecter les distances minimales entre axes des pieux (3 diamètres) et entre un pieu et l'extrémité du sommier d'appui (1 diamètre). Si cette condition s'avère prépondérante, il est possible de disposer les pieux en quinconce de manière à ne pas augmenter la longueur du chevêtre.

Transversalement, la longueur du sommier d'appui doit être suffisante pour permettre de disposer les appareils d'appui des poutres de rive et d'appuyer un mur cache latéral.

Le sommier d'appui présente par ailleurs une pente longitudinale d'au moins 2% vers l'arrière, qui permet de recueillir les eaux dans une cunette au pied du garde-grève. Cette pente peut être dirigée vers l'avant, à condition de prévoir la collecte des eaux dans une cunette suffisamment profonde à l'avant de manière à éviter des coulures sur le parement avant de la culée. Cette seconde disposition permet un accès plus facile pour le curage des cunettes.

Le mur garde-grève permet de soutenir les terres sur la hauteur du tablier. Compte tenu de la hauteur habituelle des poutres, son épaisseur est de l'ordre de 0,30 m. Il comporte un corbeau arrière, assez bas, pour la dalle de transition et un corbeau avant pour l'appui du joint de chaussée, au niveau même de la chaussée (Cf. chapitre 3.9.7). Les dispositions consistant à envisager des corbeaux préfabriqués boulonnés sur le mur garde-grève ne sont pas satisfaisantes.

### **2.3.2 - Piles**

Les piles sont constituées d'un ou de plusieurs fûts, dont la forme relève de nombreux critères, à la fois d'ordre mécanique et esthétique. Les poutres reposent sur un chevêtre ou sommier d'appui, par l'intermédiaire d'appareils d'appui en élastomère fretté.

#### **a) Têtes de piles**

Comme nous l'avons vu en préambule, le dimensionnement de la tête de pile est conditionné par l'implantation des appareils d'appui définitifs et des niches à vérins. Ces contraintes dimensionnelles sont relativement importantes dans le cas des piles puisqu'on doit réaliser deux lignes d'appui par appui.

Compte tenu des dimensions courantes des abouts de poutres, les deux lignes d'appui sont distantes d'un mètre environ. La longueur des têtes de piles - dimension parallèle à l'axe longitudinal du tablier - est donc voisine de deux mètres. Cette dimension doit être considérée comme un minimum, qui pourra être augmenté si les poutres ont une grande portée ou si les piles sont de grande hauteur, de manière à offrir une surface de travail plus confortable au personnel d'exécution.

Transversalement, la largeur totale de la tête de pile est très voisine de la largeur du tablier pour permettre, comme dans le cas des culées, l'implantation correcte des appareils d'appui.

En plan le chevêtre présente donc une section rectangulaire pour les ouvrages droits, en forme de parallélogramme pour les ouvrages biais et une section trapézoïdale pour les ouvrages courbes.

Des pentes nécessaires à l'écoulement et au recueil des eaux sont ménagées sur la surface des chevêtres. Les eaux sont recueillies dans une cunette raccordée au système d'évacuation des eaux.

### b) Différents types de piles

Compte tenu de la surface importante des têtes de piles, même si des piles-voiles peuvent être utilisées, il est plus courant de réaliser le corps de la pile par un ou plusieurs fûts de section réduite supportant le chevêtre.

De façon simplifiée, si la largeur du tablier est modérée (nombre de poutres inférieur ou égal à quatre), les piles peuvent comporter un fût unique et sont du type pile-marteau. Si l'ouvrage est plus large, les piles sont habituellement du type portique, à deux fûts.

Il est ainsi possible de classifier les piles selon les critères suivants :

- Les piles-voiles, assez rares, sont continues sur toute la largeur du chevêtre.
- Les piles-marteaux sont constituées d'un seul fût de section cylindrique ou polygonale à côtés plus ou moins réguliers, surmonté d'un chevêtre en porte-à-faux. Cette solution est l'une des plus fréquentes.

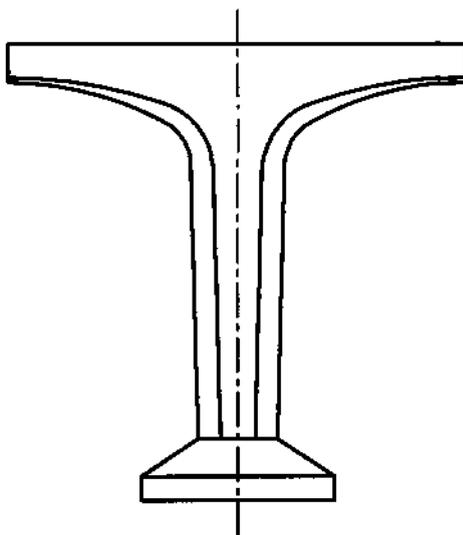


FIGURE 24 :  
*Pile-marteau*

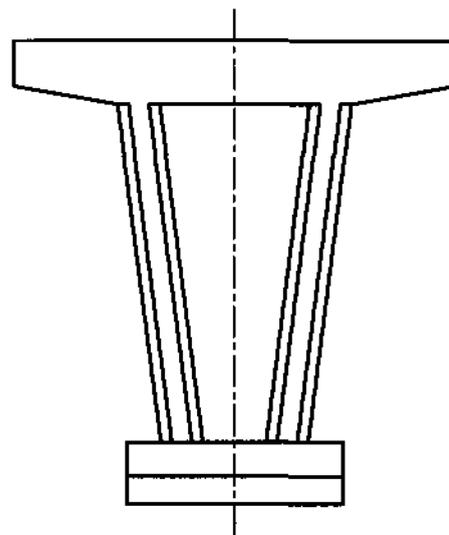


FIGURE 25 :  
*Pile en forme de portique*

Les portiques sont constitués de deux fûts, rarement de plus. Le chevêtre d'appui relie ces fûts et peut présenter un encorbellement au-delà des fûts. Ce type de pile, adapté à des tabliers de largeur plus importante, est également d'un emploi très fréquent. La forme des fûts et leur inclinaison peuvent être très diverses : en Pi, en V ou en Y...

Dans le cas de piles de grande hauteur, les efforts sollicitant les piles deviennent importants et on peut être amené à concevoir des piles en forme de caisson ou en H, qui présentent de meilleures caractéristiques mécaniques.

Dans le cas d'appui en rivière, des dispositions particulières peuvent être adoptées pour favoriser l'écoulement des eaux ou résister aux chocs de bateaux.

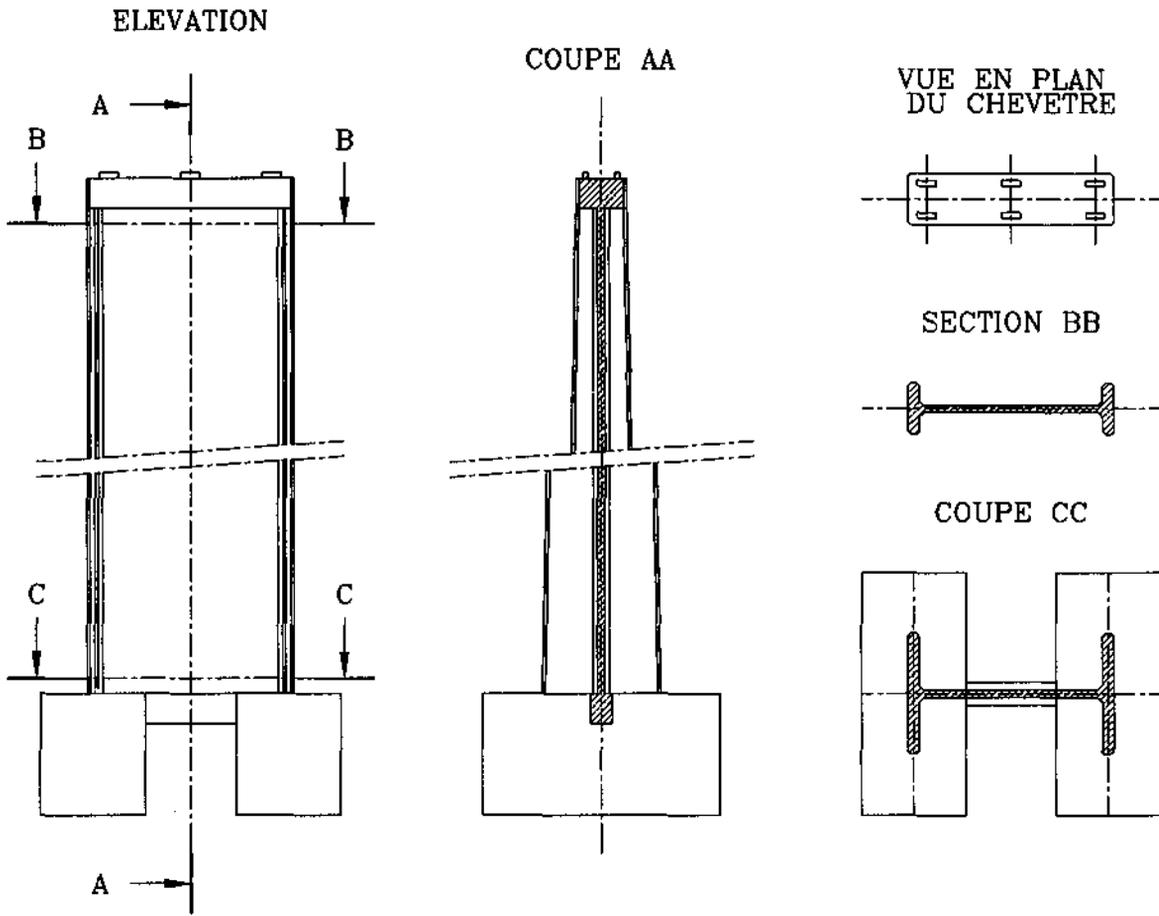


FIGURE 26 : Pile en H

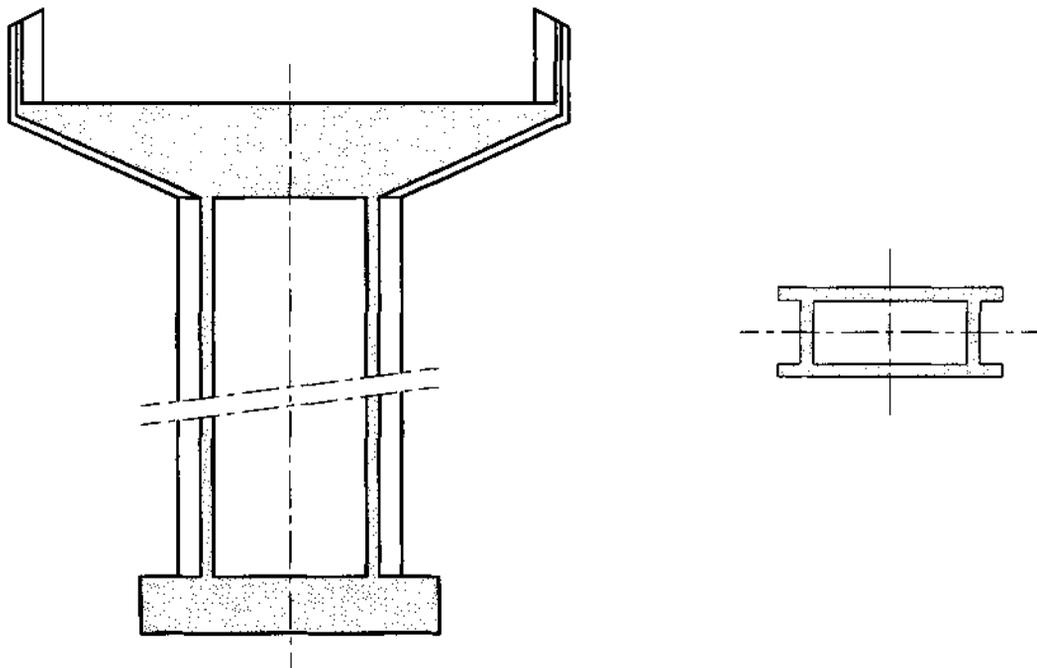


FIGURE 27 : Pile-caisson

### *Piles voiles*

Ce type de pile est très fréquemment utilisé pour des ouvrages courants de portées plus modestes tels que les ponts-dalles ou les ponts à poutres PRAD.

A partir du modèle de base, de section rectangulaire constante, différentes variantes permettent de réaliser des formes plus élaborées (fruit, variation d'épaisseur ou de largeur...).

La tête de pile est souvent élargie par rapport au voile pour permettre de recevoir les deux lignes d'appui.



FIGURE 28 :

*Piles-voiles*

Pour éviter un effet de mur ou de tunnel, il est souhaitable de limiter l'emploi de ces piles aux ouvrages étroits et peu hauts.

On se reportera au guide de conception des Ponts-Dalles [7] et au dossier PP-73 [8] du SETRA qui développent de façon très détaillée la conception de ces piles.

### *Piles-marteaux*

Ce type de pile est intéressant du point de vue esthétique, mais également compte tenu de la faible emprise au sol nécessaire, ce qui est particulièrement appréciable en site urbain. Cet appui quasi-ponctuel permet de choisir une orientation quelconque de l'appui, sans augmenter l'emprise au sol, ce qui permet de s'affranchir du problème du biais dans la plupart des cas.

Le fût de pile est le plus souvent cylindrique ou assimilable et de dimensions quasiment constantes avec la hauteur. Pour une hauteur maximale de 25 mètres, un diamètre de 2,00 mètres convient habituellement. Si cette valeur devient insuffisante, on pourra concevoir une forme légèrement tronconique pour ne pas élargir inutilement le chevêtre. La forme de base, strictement cylindrique, est assez pauvre esthétiquement, et il est courant d'en renforcer l'aspect architectural par un traitement particulier des formes ou des parements. On rencontre ainsi fréquemment des formes polygonales plus ou moins régulières.

FIGURE 29 :

*Piles-marteaux à fût cylindrique*



FIGURE 30 :

*Piles-marteaux à fût polygonal et chevêtre courbe*

Le chevêtre de la pile-marteau est de section sensiblement rectangulaire et son épaisseur est à adapter à la longueur du porte-à-faux. Pour un porte-à-faux de 5,00 à 6,00 mètres, cette épaisseur atteint couramment 2,00 mètres à l'encastrement avec le fût de pile où se situent les efforts les plus importants. Le marteau est habituellement aminci vers son extrémité, et son épaisseur diminue jusqu'à 1,00 mètre, voire moins, là où la hauteur à l'encastrement n'est plus nécessaire. Une grande liberté de variation d'épaisseur est alors possible (formes arrondies ou lignes brisées), dont on peut tirer parti au niveau architectural. Des marteaux d'épaisseur constante sont cependant couramment réalisés.

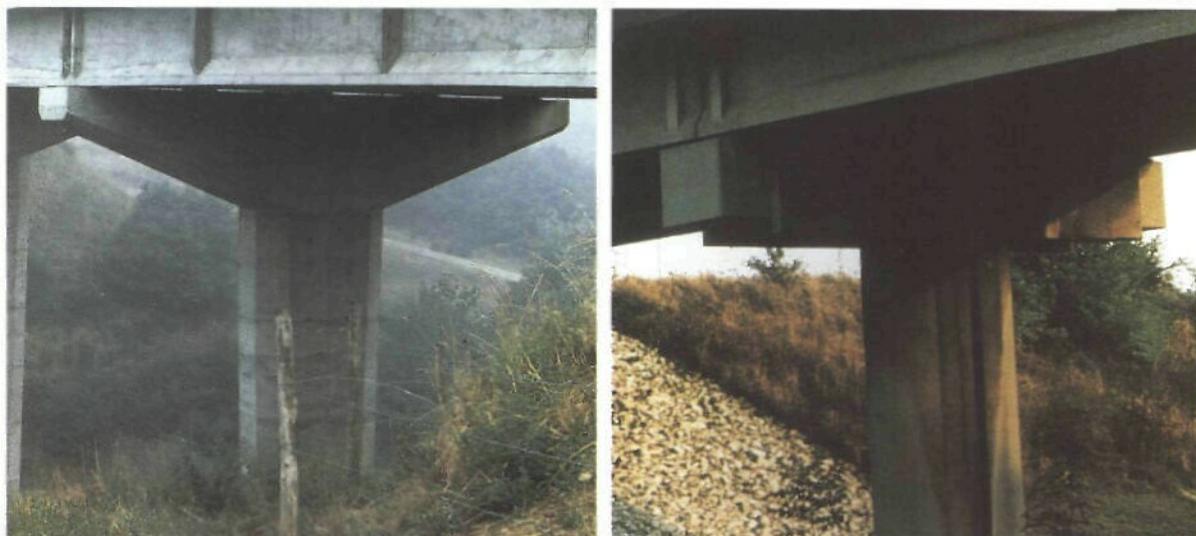


FIGURE 31 : Différentes formes de chevêtres

Les chevêtres sont simplement armés ou sont précontraints par quelques câbles, la deuxième solution permettant de réaliser des chevêtres plus minces et des longueurs de consoles plus importantes.

Les dimensions indiquées dans les paragraphes précédents dépendent de très nombreux paramètres (portée, importance du porte-à-faux, marteau précontraint ou non) et ne sont naturellement que des ordres de grandeur qu'il convient d'adapter aux efforts effectivement appliqués.



FIGURE 32 :

*Fûts allongés*

Des fûts allongés ou oblongs peuvent également être utilisés, ce qui permet de limiter les longueurs de porte-à-faux des chevêtres. On se trouve alors dans un cas intermédiaire entre une pile-marteau et une pile-voile.

### *Piles en forme de portique*

Lorsque le tablier est assez large, on a recours à des piles portiques de façon à diminuer la portée du chevêtre.

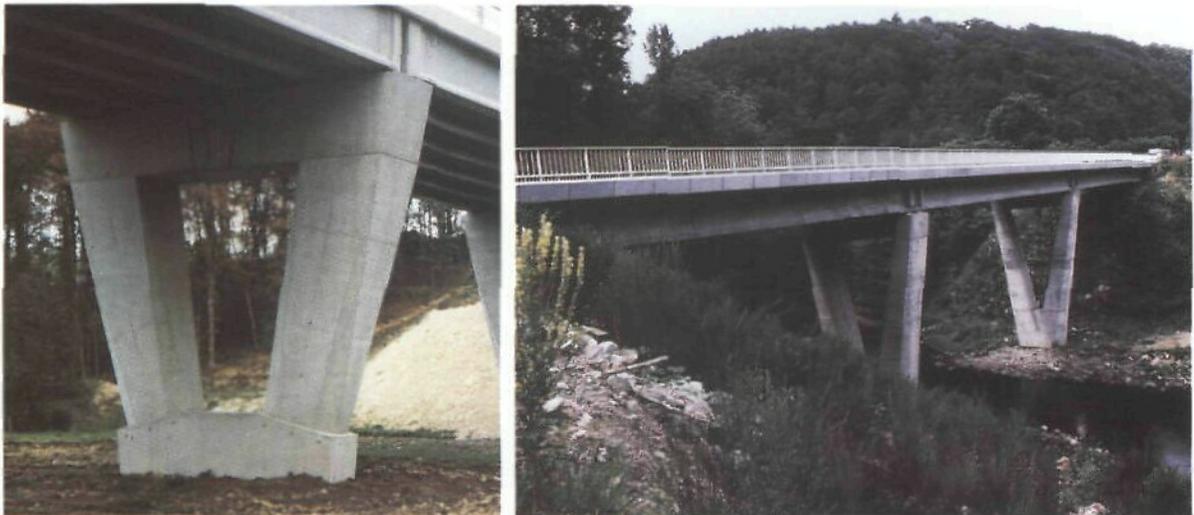
Dans sa forme la plus simple, les fûts et le chevêtre sont rectangulaires, ce qui constitue la solution la plus facile à réaliser.

*FIGURE 33 :*

*Portique en Pi à base d'éléments rectangulaires*



La forme des fûts et leur inclinaison peuvent être très diverses, que ce soit pour des raisons architecturales ou pour une question d'emprise au sol. On rencontre ainsi couramment des formes en V.



*FIGURE 34 : Portiques en V*

Les fûts d'une même pile sont impérativement fondés sur une semelle unique (semelle de fondation superficielle ou semelle de répartition de fondation profonde), pour parer tout risque de tassement différentiel que ne saurait supporter le chevêtre.

Les dimensions des fûts sont analogues à celles des fûts de piles-marteaux dans le sens longitudinal. Par contre, le fonctionnement en portique permet de prévoir des éléments plus fins transversalement.

De même, les dimensions des chevêtres sont assez voisines de celles des chevêtres des piles-marteaux. La zone centrale du chevêtre est souvent de section constante, la zone en console, si elle existe, allant en s'amincissant vers l'extrémité libre, comme les consoles des piles-marteaux.

FIGURE 35 :

*Pile-portique à chevêtre débordant*



### *Piles en rivière*

Lorsque les piles sont susceptibles d'être soumises à des chocs de bateaux, il est nécessaire de concevoir des piles massives afin de limiter l'effet des efforts locaux dus aux chocs. La prise en compte de telles actions a également une très forte incidence sur le dimensionnement des fondations.

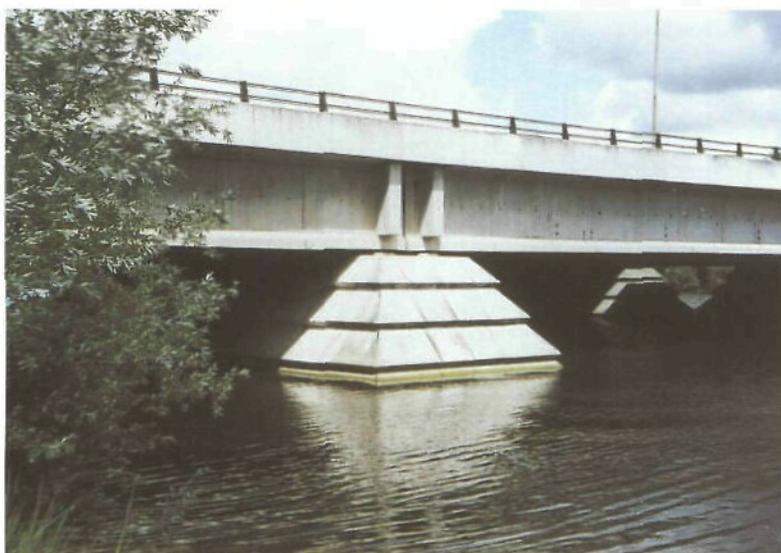


FIGURE 36 :

*Pile massive*

Ce choix peut également être dicté par des raisons architecturales.

Dans le cas où les courants peuvent être significatifs, dans le but de limiter les perturbations locales dues à la présence de la pile, il convient de profiler les fûts et de les orienter convenablement par rapport au courant, pour favoriser le bon écoulement des eaux.

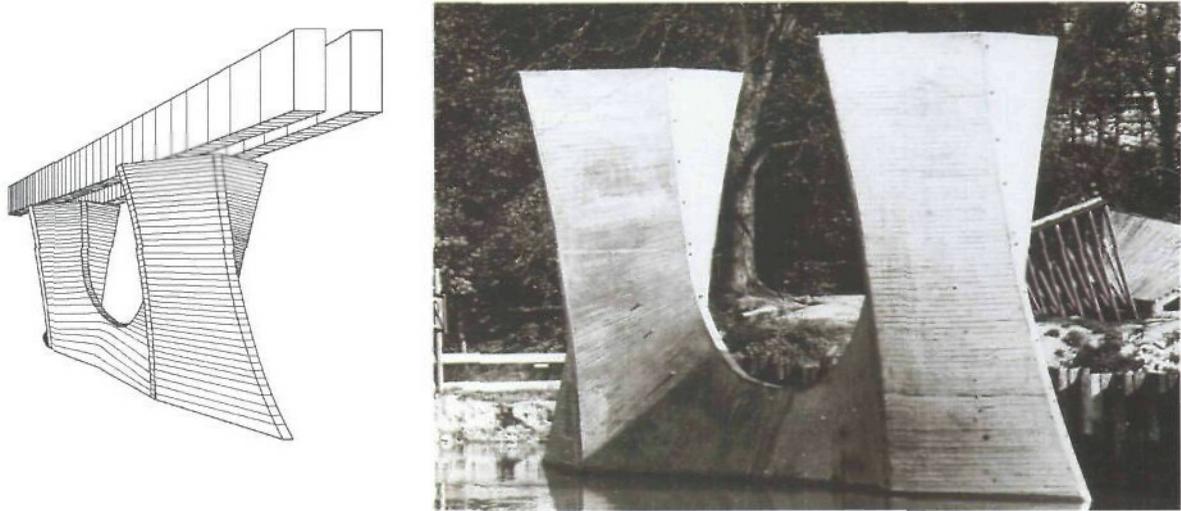


FIGURE 37 : Pile profilée en rivière

### *Piles de grande hauteur*

Dès que la hauteur des piles est importante, les efforts horizontaux appliqués en tête de pile engendrent des moments importants et il est nécessaire d'adapter l'inertie des piles aux efforts.

On a alors recours à des piles en H ou en forme de caisson de section constante ou variable, présentant un bien meilleur rendement mécanique que les sections pleines. Il est assez difficile de définir la hauteur à partir de laquelle l'emploi de ce type de pile est intéressant, mais il semble qu'il convient de l'étudier à partir d'une vingtaine de mètres, même si des piles-marteaux de 25 mètres de hauteur ont été construites.



FIGURE 38 :

*Pile en H*



**FIGURE 39 :**  
*Pile de grande hauteur*

Ces piles sont coiffées en partie supérieure par un sommier d'appui de forte épaisseur, permettant de diffuser les charges. Ce chevêtre peut déborder transversalement pour s'adapter à la largeur du tablier, de manière analogue à une pile-marteau classique.

Dans le cas des piles creuses, l'accès à la tête de pile se fait le plus souvent par la pile et il convient de prévoir un trou d'homme dans le chevêtre.

## **2.4 - FONDATIONS**

Pour des ouvrages pouvant atteindre une cinquantaine de mètres de portée, les fondations doivent être absolument fiables, compte tenu des descentes de charges relativement importantes (réactions de 100 à 150 t par poutre pour des ouvrages dont les poutres sont espacées de 3,00 mètres environ).

C'est pourquoi les campagnes de reconnaissance géotechnique doivent impérativement comporter au moins un essai pressiométrique par appui. Ces reconnaissances permettent de déterminer les différentes possibilités de fondations (niveaux de fondation et capacité portante) et les contraintes de réalisation des fondations (blindage de fouilles, rabattement de nappes, possibilités de battage ...).

Une fondation superficielle ne peut être envisagée que sur un sol de très bonne qualité.

Lorsque la qualité du sol en surface n'est pas suffisante, le recours à des fondations profondes s'impose (pieux battus ou, plus fréquemment, pieux forés).

Les fondations profondes des culées sont réalisées sur une ou deux files de pieux selon l'importance des efforts horizontaux et donc du type de culée (culée enterrée ou culée remblayée).

Notons qu'une des caractéristiques des appuis intermédiaires de VIPP est de supporter deux lignes d'appui, et que, par conséquent, les descentes de charges sont assez excentrées par rapport à l'axe de la fondation. C'est pourquoi leurs fondations sont le plus souvent réalisées sur deux files de pieux ou encore sur une file de pieux de gros diamètre. Deux files de pieux  $\varnothing$  1000 ou une file de pieux  $\varnothing$  1500 constituent un bon ordre de grandeur.

En ce qui concerne les tassements, nous pouvons remarquer que ce type d'ouvrage est totalement insensible aux tassements différentiels entre appuis adjacents, pour les ouvrages à travées indépendantes, compte tenu de leur caractère isostatique. De tels tassements peuvent toutefois entraîner des désordres dans les équipements (corniches, dispositifs de retenue et canalisations) et modifient le profil du tablier ce qui a une incidence esthétique.

Cependant, des tassements différentiels locaux, transversaux ou longitudinaux, entraînent des déplacements d'autant plus importants en tête de pile que les piles sont hautes.

En tout état de cause, le dimensionnement et les justifications des fondations devront être conformes au fascicule 62, titre V du C.C.T.G. "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil" [19].

## 2.5 - ESTHETIQUE

Les ponts à poutres préfabriquées de type VIPP se caractérisent par une succession de travées égales, ce qui rend la silhouette de l'ouvrage quelque peu monotone. Cet aspect est toutefois atténué dans le cas d'un franchissement d'une brèche vallonnée, le tablier et les appuis délimitant des sections de hauteur variable tendant à briser cette monotonie.

Une autre caractéristique particulière est liée à leur élancement relativement faible, le rapport de la hauteur du tablier à la portée restant voisin du 1/17. Le tablier est ainsi assez massif et ne s'adapte de façon satisfaisante qu'à des tirants d'air relativement hauts, que l'on rencontre dans les brèches importantes.

Cette lourdeur apparente pourrait être atténuée en réalisant un encorbellement large qui placerait dans l'ombre le flanc des poutres. Ainsi, comme c'est le cas pour les ouvrages mixtes bipoutres ou les ponts-dalles à larges encorbellements, la hauteur apparente du tablier, correspondant à la hauteur éclairée, est fortement diminuée. Au contraire, dans le cas des ponts à poutres VIPP, il est commode de ne pas prévoir de hourdis en encorbellement des poutres qui se révèle difficile à réaliser. La distance de l'extrémité du tablier à l'axe de la poutre de rive est donc en pratique limitée à la demi-largeur de la table de compression des poutres, soit à environ un mètre, distance qui ne suffit pas à masquer le flanc des poutres par effet d'ombre.

Un autre point qui doit être traité correctement concerne la maîtrise des déformations différées. Ainsi, sous l'effet du fluage du béton, les poutres ont tendance à se cambrer vers le haut, et il convient naturellement de prévoir les flèches vers le bas à donner au fond de moule pour compenser cette cambrure vers le haut. Notons toutefois qu'il est préférable du point de vue esthétique de voir des travées présentant une cambrure vers le haut plutôt qu'une flèche vers le bas. Dans cette optique, on vise à obtenir le profil de la ligne rouge du tablier au début de la mise en service de l'ouvrage.

L'aspect esthétique de l'ouvrage est également très sensible à la qualité des parements. A la réalisation, il convient naturellement de porter un soin particulier à la mise en œuvre du béton (vibration, uniformités de teinte et de texture, ...) et de bien concevoir l'assainissement des différentes parties de l'ouvrage pour éviter coulures et salissures de ces parements (gouttes d'eau, évacuation des eaux, assainissement des têtes d'appuis ...).

### 2.5.1 - Tablier

L'inconvénient esthétique majeur de ce type de structure réside en la présence d'amorces d'entretoises extérieures aux poutres de rive, qui peuvent être nécessaires pour permettre le logement des câbles de précontrainte des entretoises.

Il n'existe guère de solution satisfaisante pour traiter convenablement ce problème dans le cas des entretoises intermédiaires, ce qui conduit à un aspect peu esthétique des ouvrages anciens. Cet inconvénient a aujourd'hui disparu puisqu'on ne conserve habituellement que des entretoises d'about.

FIGURE 40 :

*Nombreuses amorces d'entretoises extérieures aux poutres de rive dans le cas d'entretoises intermédiaires*



Il demeure toutefois lorsque les entretoises d'about, qui sont systématiquement conservées, sont précontraintes transversalement, et qu'une amorce extérieure aux poutres de rive reste alors nécessaire. On cherchera alors à la rendre aussi discrète que possible, à moins de chercher à en tirer un parti architectural.



FIGURE 41 :

*Amorces d'entretoises discrètes au droit des piles*

Mais il est également possible de masquer les amorces d'entretoises et le joint entre poutres par un masque, qui peut être réalisé par un mur dans le prolongement du chevêtre de la pile.

FIGURE 42 :  
*Muret cache sur pile-marteau*



Une autre possibilité consiste à faire descendre ponctuellement la corniche de manière à recouvrir cette partie du tablier peu esthétique. Ce point doit naturellement faire l'objet d'une étude architecturale particulière.

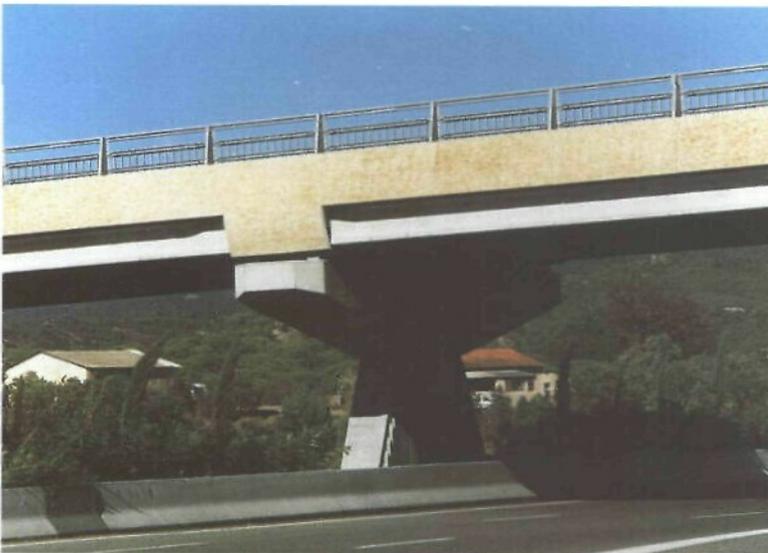


FIGURE 43 :  
*Retombée de la corniche*

Dans l'exemple schématisé ci-après, le prolongement courbe du chevêtre de pile disparaît sous la corniche haute, ce qui permet de masquer totalement le joint et les amorces d'entretoise.

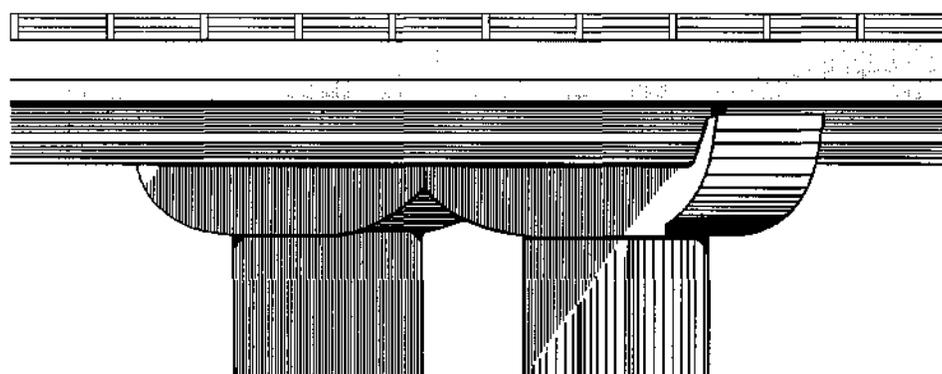
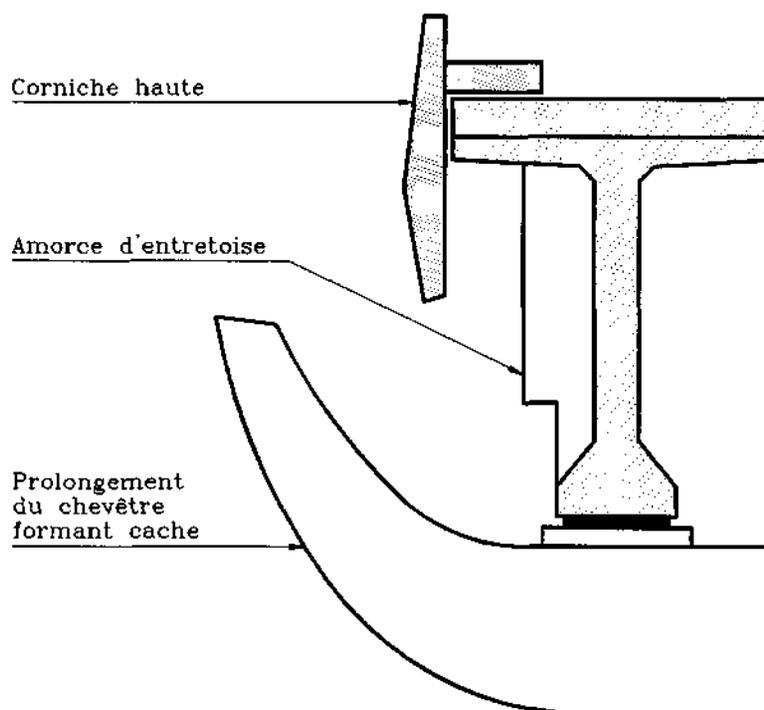


FIGURE 44 : Muret cache dans le prolongement du chevêtre d'appui

Comme pour la plupart des ouvrages, la corniche est l'élément de superstructure permettant de marquer la ligne de l'ouvrage, puisqu'il s'agit de l'élément le mieux éclairé du tablier et donc le plus visible. Compte tenu de l'épaisseur relativement importante du tablier lui-même, il importe de donner à la corniche une hauteur suffisante bien proportionnée avec la hauteur du tablier.

Des corniches très hautes, comme sur le schéma ci-avant, permettent de diminuer la surface vue en masquant le flanc de la poutre. De telles corniches en béton sont très lourdes et c'est leur principal inconvénient. On réalise aujourd'hui des corniches en matériaux légers (fibres synthétiques, bardages métalliques peints) qui sont préférables de ce point de vue et auxquelles on peut donner des qualités architecturales intéressantes.

Pour ce qui est des corniches en béton, on a de plus en plus recours à des corniches préfabriquées d'aspect généralement plus satisfaisant que celui des corniches coulées en place, qui permettent de réaliser des traitements de surface très variés et qui peuvent être assez élaborés.

Comme pour tout ouvrage, des corniches présentant un défaut d'alignement se remarquent très vite à l'œil nu, ce qui nuit à l'aspect général.

Les dispositifs de retenue interviennent également sur l'aspect du tablier. On trouvera dans le chapitre 3.9 un plus ample développement sur ce sujet.

Sur le plan esthétique, il est clair que les dispositifs du type garde-corps ou du type barrière BN4 donnent une plus grande transparence à l'ouvrage du fait de leurs barreaudages. Les dispositifs de type BN1 ou BN2 sont particulièrement opaques et augmentent la hauteur vue du tablier, ce qui ajoute encore à l'aspect massif dû au faible élanement de la structure.

Par ailleurs, le recours à la préfabrication des poutres doit normalement s'accompagner d'une plus grande qualité d'exécution, qui du point de vue esthétique se traduit par une meilleure qualité de parement. Malgré cet avantage a priori, il est prudent de commencer la réalisation des poutres par une ou plusieurs poutres intermédiaires, qui sont moins visibles lorsque l'ouvrage est terminé, ce qui s'avère moins gênant au cas où elles présenteraient des irrégularités de parements.

Il est assez rare d'envisager un traitement du parement des poutres qui sont laissées brutes de décoffrage. On a cependant réalisé des mises en peinture des flancs des poutres d'ouvrages dont les parements avaient été souillés par des venues d'eau percolant à travers le hourdis et l'étanchéité. Dans certains cas, lorsque l'architecte souhaite teinter la partie vue des tabliers, des colorations du béton lui-même peuvent être justifiées (coloration superficielle ou dans la masse du béton, peintures). Il convient de s'assurer le cas échéant que les produits utilisés ne nuisent pas à la qualité du béton. Leur tenue dans le temps est souvent incertaine.

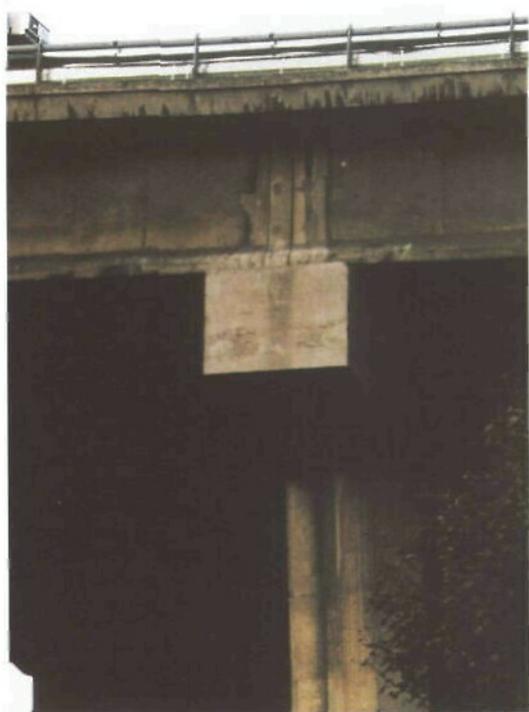
## 2.5.2 - Appuis

Comme nous l'avons vu dans le chapitre 2.3, il est possible d'envisager des formes très variées de piles, en jouant sur le nombre et la forme des fûts ainsi que sur les dimensions du chevêtre d'appui.

A partir des formes simples à base d'éléments circulaires ou polygonaux pour les fûts de piles et d'éléments rectangulaires ou trapézoïdaux pour les chevêtres, les possibilités de faire varier les formes sont innombrables.

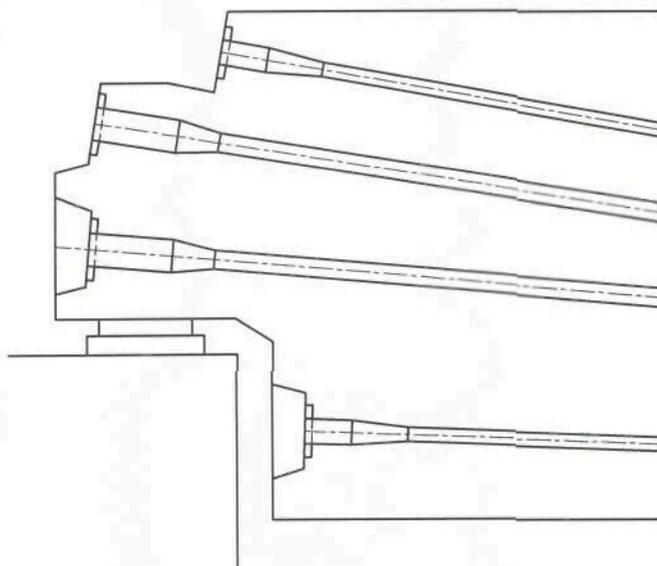
Il est possible de jouer sur la forme des fûts (cercles, rectangles, losanges, polygones plus ou moins réguliers), ainsi que sur la variation de leurs dimensions (diminution ou augmentation des épaisseurs). Dans le cas de fûts multiples, il est possible d'incliner les fûts eux-mêmes, ce qui est très fréquemment utilisé dans le cas des piles-portiques. On obtient alors des piles en forme de V, de Pi ou encore de X lorsque les fûts se croisent.

Une grande liberté de forme du chevêtre est également possible. Si la surface de la tête de pile est quasiment imposée, il est possible de jouer sur la hauteur du chevêtre - hauteur constante ou variable, linéairement ou non. Cette latitude est limitée par des considérations d'ordre mécanique, qui imposent en particulier une épaisseur notable de l'extrémité du chevêtre (1 mètre environ). La largeur du chevêtre est également assez importante (2 mètres environ) pour pouvoir recevoir deux lignes d'appui. L'extrémité du chevêtre est donc généralement assez visible, ce qui constitue un inconvénient esthétique certain. La photo ci-après illustre l'aspect peu esthétique de l'extrémité massive du chevêtre, accentué ici par les différences de teinte et des coulures sur les parements.



*FIGURE 45 :*  
*Extrémité du chevêtre*

Une solution assez peu utilisée en France, mais qui est plus répandue à l'étranger (Espagne, Italie ...), consiste à réduire la hauteur des poutres au droit des appuis de manière à engager le chevêtre dans le tablier. La conception de l'about des poutres en est fortement modifié. Une telle disposition n'étant pas classique, nous ne pouvons que conseiller d'étudier cette zone avec le plus grand soin, tant du point de vue de la résistance de la poutre, que de l'entretien et des possibilités de vérinage.



*FIGURE 46 : Echancrure de l'extrémité des poutres*

L'esthétique des appuis est également fortement influencée par la qualité des parements, qu'il s'agisse de parements bruts de décoffrage ou de parements traités (traitement mécanique de surface, parements teintés ou peints). On se reportera au guide de conception des ponts cadres et portiques du SETRA qui traite de façon assez détaillée de la question [9].

Rappelons simplement ici que, dans tous les cas, il y a lieu d'apporter un soin tout particulier à la conception de l'assainissement, de façon à éviter que les eaux d'infiltration ou de ruissellement ne viennent tacher les faces vues des parements.



## 3 - CONCEPTION DETAILLEE

Ce chapitre est consacré au dimensionnement de détail des éléments constitutifs du tablier.

- Un premier sujet traite des caractéristiques des matériaux utilisés pour ce type d'ouvrage.
- Les paragraphes qui suivent s'attachent à spécifier la géométrie des poutres, du hourdis et des entretoises. Le dimensionnement correspondant doit permettre d'évaluer l'effet des sollicitations de poids propre dans le but d'estimer le nombre de câbles de précontrainte.
- Ces indications sont complétées par la définition des principes de câblage des poutres et des hourdis, tant du point de vue du principe de dimensionnement de la précontrainte que des dispositions constructives.
- Selon la même démarche sont décrits les principes de ferrailage des poutres, du hourdis et des entretoises.
- Enfin, un dernier paragraphe est consacré aux équipements du tablier, en développant les particularités liées aux ponts à poutres.

### 3.1 - MATERIAUX

#### 3.1.1 - Béton

Nous nous limitons dans ce paragraphe aux bétons traditionnels qui sont le plus couramment utilisés.

Nous avons évoqué au paragraphe 2.2.3 les possibilités d'emploi des bétons à hautes performances, toutefois nous renvoyons le lecteur à la documentation technique spécialisée pour ce qui est des caractéristiques de tels bétons.

Le béton habituellement utilisé pour les poutres est un béton de classe B 35, dont la résistance caractéristique à 28 jours atteint 35 MPa, réalisé à partir d'un ciment de type CPA-CEM I, généralement dosé à 400 kg/m<sup>3</sup>. Le ciment utilisé doit figurer sur les listes d'agrément établies par la COPLA. Une telle résistance est couramment obtenue en toute région de France métropolitaine. Un béton de classe inférieure n'est cependant pas souhaitable pour ce type de structure, particulièrement sollicitée à un jeune âge.

Le béton de hourdis présente souvent les mêmes caractéristiques que le béton des poutres, même si une résistance moindre s'avère nécessaire.

Les particularités liées au mode de construction et à la préfabrication conduisent à solliciter le béton de poutres à un jeune âge, puisqu'on cherche à libérer les coffrages le plus tôt possible. La fabrication doit être strictement contrôlée pour s'assurer que le béton a atteint la résistance requise pour permettre la mise en tension des câbles de précontrainte de première famille. On se reportera en particulier aux chapitres correspondants du fascicule 65-A du C.C.T.G.

Pour accélérer le durcissement du béton, on peut avoir recours à un étuvage à la vapeur basse pression ou par chauffage électrique. Cette technique, largement utilisée dans les années 70, ne l'est plus guère aujourd'hui car trop onéreuse, compte tenu du coût de l'énergie. Cependant, un calorifugeage des coffrages équivaut à un étuvage doux, du fait de la réaction exothermique de prise du béton. Le cas échéant, on se reportera à l'annexe 6 du B.P.E.L. et à l'additif au fascicule 65-A précisant les règles à respecter en cas de traitement thermique.

Lorsque les contraintes du projet ne sont pas trop sévères, les dimensionnements courants, pour un béton traditionnel, conduisent à une épaisseur équivalente de 0,50 m, ce qui permet d'évaluer très sommairement la quantité de béton du tablier.

### 3.1.2 - Aciers passifs

Les aciers passifs utilisés sont le plus souvent des aciers à haute adhérence, désignés par le sigle H.A., de nuance Fe E 500, dont la limite élastique est de 500 MPa. Il convient d'utiliser de l'acier doux, de nuance Fe E 235, dans les zones où les aciers peuvent être pliés et dépliés. Ces aciers doivent bénéficier du droit d'usage de la marque NF "Armatures pour béton armé" dont les certificats NF/AFCAB sont délivrés par l'Association Française de Certification des Armatures du Béton (AFCAB), organisme mandaté par l'AFNOR.

Ils sont caractérisés en particulier par leur limite élastique  $f_e$ . Notons toutefois qu'il est souhaitable de limiter le taux de travail des armatures passives à 280 MPa environ aux états limites de service, de manière à limiter l'ouverture des fissures.

Les dimensionnements courants conduisent à un ratio de l'ordre de 100 à 120 kg/m<sup>3</sup> pour les poutres préfabriquées, et de 150 à 200 kg/m<sup>3</sup> dans le hourdis.

### 3.1.3 - Aciers de précontrainte

Le procédé de précontrainte doit être agréé ou bénéficier d'une autorisation de distribution ou d'emploi. Les armatures de précontrainte doivent être homologuées ou bénéficier d'une autorisation de fourniture ou d'emploi, et doivent donc satisfaire aux stipulations du fascicule n°4, titre II du C.C.T.G.

Les câbles couramment utilisés sont constitués de torons T13 ou T15 standard (93 mm<sup>2</sup> et 139 mm<sup>2</sup> de section) ou super (100 mm<sup>2</sup> et 150 mm<sup>2</sup> de section).

Les armatures sont principalement caractérisées par leur contrainte à la rupture ( $f_{prg}$ ) et par leur contrainte limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 % ( $f_{peg}$ ).

Les câbles sont mis en place dans des conduits métalliques en feuillard ou, plus rarement, dans des conduits rigides étanches de type tuyaux de chauffage.

Les dimensionnements courants conduisent à un ratio de l'ordre de 40 kg/m<sup>3</sup>.

## 3.2 - POUTRES

En partie courante la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires : d'une part, les âmes comportent souvent des épaissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

### 3.2.1 - Hauteur des poutres

L'élançement usuel se situe aux environs du  $1/17$  de la portée, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (poutre+hourdis). L'épaisseur du tablier varie donc habituellement de 1,80 m à 2,40 m, lorsque la portée varie de 30 à 40 mètres. La hauteur des poutres se déduira du choix adopté pour le type de hourdis et de l'épaisseur même du hourdis. Dans le cas d'un hourdis général coulé par-dessus les poutres, la hauteur de la poutre se déduit de la hauteur totale du tablier en retranchant l'épaisseur du hourdis. Dans le cas d'un hourdis intermédiaire, coulé entre les poutres, la hauteur totale du tablier et la hauteur des poutres sont identiques.

Si des contraintes de gabarit limitent la hauteur disponible, il est possible d'amincir l'ouvrage jusqu'à un élançement qu'il est raisonnable de limiter au  $1/20$ . Une telle possibilité se traduit par une augmentation sensible et rapide de la largeur des talons des poutres, associée à une augmentation de leur poids unitaire et de la quantité de précontrainte.

### 3.2.2 - Epaisseur des âmes

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum dépend du mode de vibration utilisé (externe ou interne) et indirectement du type de coffrage utilisé pour la réalisation des poutres.

Ce minimum doit également respecter les dispositions réglementaires prescrites par le BPEL, notamment les conditions d'enrobage des armatures passives (3 cm dans les cas habituels) et des armatures de précontrainte (un diamètre de conduit) dans les zones où les câbles remontent dans l'âme. Cette dernière condition peut se révéler prépondérante dans certains cas.

Lorsque le nombre de poutres à réaliser est peu important (moins d'une dizaine de poutres pour fixer les idées), on emploie habituellement un coffrage en bois. Dans le cas contraire, il est plus courant d'utiliser un coffrage métallique, plus perfectionné et dont l'amortissement ne peut être effectué que sur un plus grand nombre de poutres.

- Dans le cas d'un **coffrage bois**, la vibration est assurée par des aiguilles de pervibration pour lesquelles il convient de ménager des cheminées permettant une bonne mise en place du béton entre le ferrailage passif et les conduits des câbles de précontrainte. Dans la pratique, cette contrainte amène à une épaisseur minimale voisine de 30 cm, compte tenu des diamètres des conduits utilisés, épaisseur généralement suffisante vis-à-vis des cisaillements.



FIGURE 47 :  
Coffrage en bois

- Dans le cas d'un **coffrage métallique**, la vibration est externe et est effectuée par le fond de moule et les joues de coffrage. L'épaisseur des âmes peut donc être réduite au strict minimum et descend couramment à 20 cm ou 22 cm en zone courante. Il ne nous paraît pas prudent de concevoir des âmes plus minces pour ce type de poutres, pour des raisons liées à une bonne mise en œuvre du béton et à la résistance de l'âme elle-même.

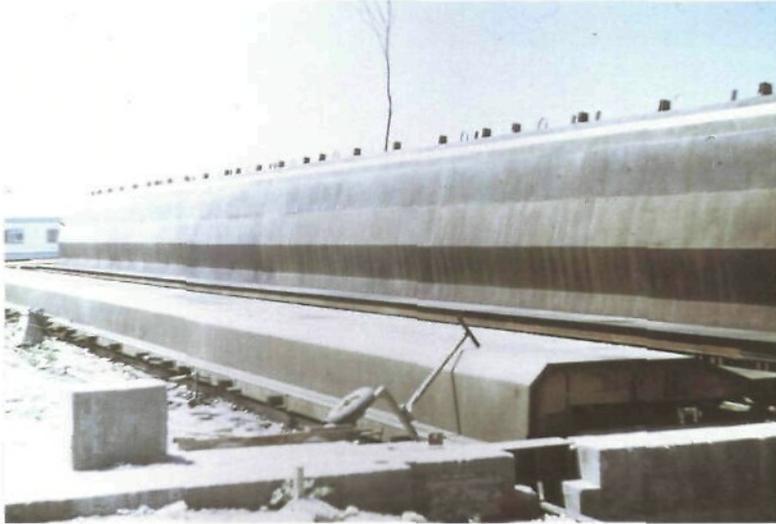


FIGURE 48 :  
Coffrage métallique

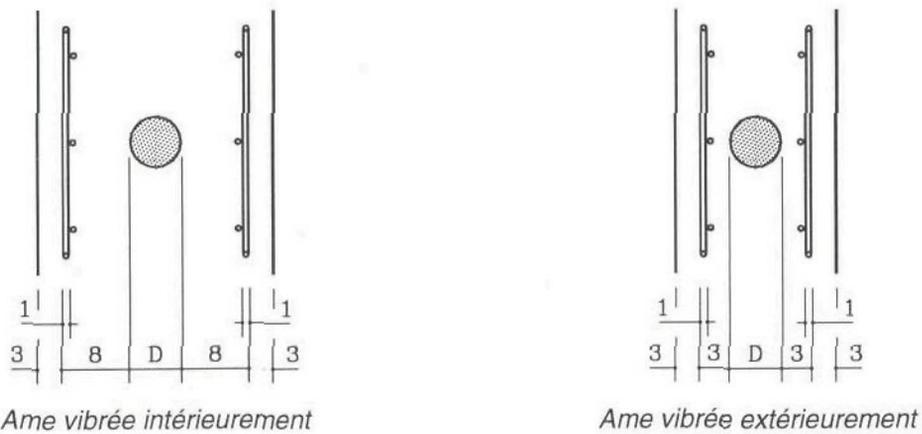


FIGURE 49 : Epaisseur des âmes

Rappelons que la plupart des problèmes de mauvaise mise en œuvre du béton des poutres est due à une mauvaise descente du béton dans l'âme du fait de difficultés de vibration qui sont souvent liées à l'étroitesse de l'âme et à une maniabilité médiocre du béton. Cet aspect doit inciter à ne pas prévoir des âmes trop minces et à effectuer un béton témoin pour mettre au point les procédures de vibration.

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaississement d'âme, appelé blochet, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée. Au droit de l'appui, l'épaisseur de l'âme atteint couramment 30 cm. L'épaisseur et la longueur du blochet doivent naturellement être adaptées aux efforts et à la puissance des unités de précontrainte utilisées (enrobage des armatures relevées).

Différentes formes d'épaississement des âmes peuvent être envisagées. La solution la plus satisfaisante sur le plan esthétique correspond à un épaississement linéaire, préférable à un épaississement discontinu qui ne peut s'envisager dans la pratique qu'au droit d'une entretoise intermédiaire. Cette dernière solution est aujourd'hui très peu utilisée. Les âmes d'épaisseur

constante, conduisant à des ouvrages un peu plus lourds, peuvent également être envisagées, ce qui est souvent le cas lorsque les âmes sont vibrées intérieurement et que l'épaisseur minimale constructive définie en travée se rapproche de l'épaisseur nécessaire près des appuis.

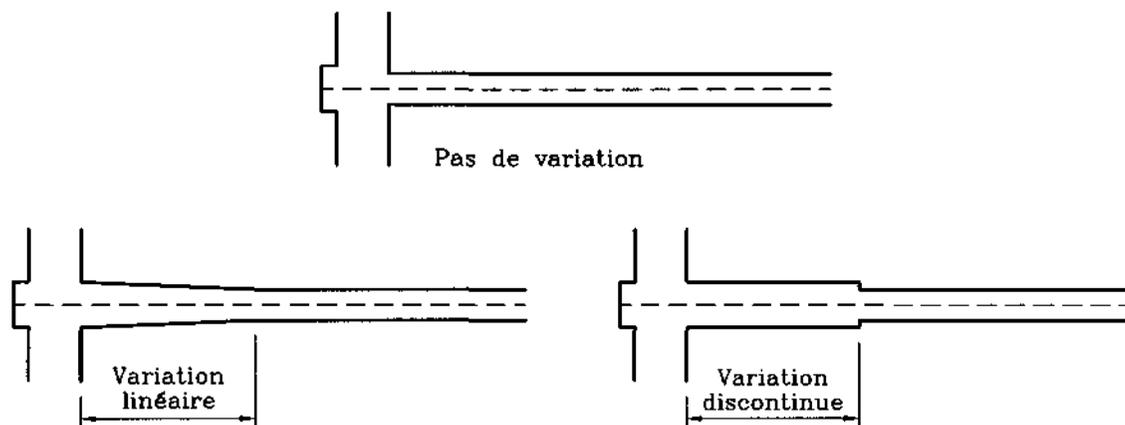


FIGURE 50 : Différentes formes d'épaississement d'âme - Vue en plan

### 3.2.3 - Tables de compression

La largeur de la table de compression dépend de nombreux critères, parfois antagonistes.

Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur, ce qui conduit à une largeur courante de 1,50 mètre.

A contrario, on est parfois conduit à augmenter cette valeur (jusqu'à 2,50 mètres et plus) pour pouvoir placer les poutres directement en rive ou pour diminuer la portée libre des coffrages du hourdis.

Des tables de compression relativement larges contribuent à augmenter l'inertie des poutres, ce qui offre l'avantage de pouvoir augmenter la part de la précontrainte de première famille, plus efficace, ce qui peut conduire à une économie sur la précontrainte totale.

Dans ces conditions, les tables de compression sont généralement surabondantes vis-à-vis de la flexion longitudinale et leur épaisseur pourra être réduite au minimum. Cette épaisseur est néanmoins fonction du parti adopté pour le hourdis.

Dans le cas d'un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres, l'épaisseur extrême de la table est celle adoptée pour le hourdis et dépend donc de l'espacement des poutres (Cf. 3.4).

Dans le cas plus fréquent d'un hourdis général coulé par-dessus les poutres, l'épaisseur extrême est aussi faible que possible, mais, en pratique, elle ne pourra guère descendre en dessous de 10 cm, dimension nécessaire pour la bonne mise en place des armatures passives (voir principe de ferrailage des poutres au paragraphe 3.6.1), compte tenu des engravures nécessaires pour appuyer les coffrages perdus.

A l'extrémité de la table, il est souhaitable de ménager une goutte d'eau sur la fibre inférieure, ce qui interrompt les cheminements d'eau éventuels le long de la sous-face de la table. Il convient de veiller à ce que l'enrobage des armatures passives soit respecté au droit de cette goutte d'eau.

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

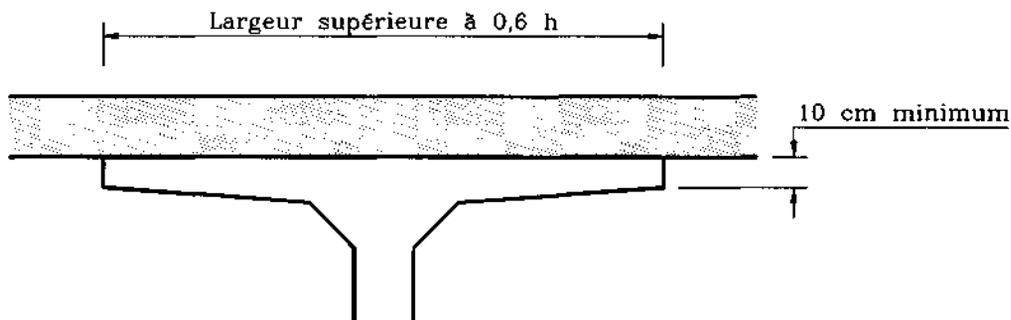


FIGURE 51 : Table de compression et hourdis général

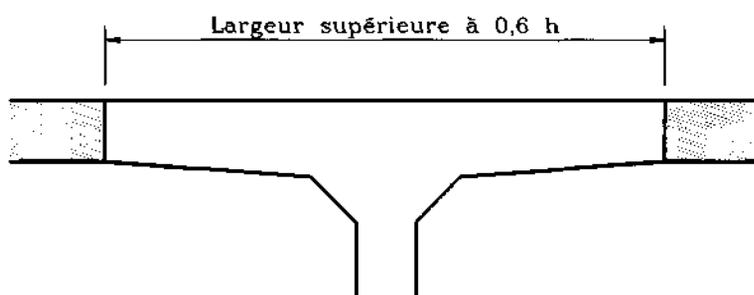


FIGURE 52 : Table de compression et hourdis intermédiaire

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,
- il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme,
- il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de 0,15 m x 0,15 m avec une inclinaison sensiblement égale à 45°. Des adaptations sont nécessaires dans la zone de blochet où, selon le cas, le gousset épaissit le nœud de jonction en débord de l'âme sur toute la longueur du blochet ou, au contraire, est progressivement absorbé par le blochet.

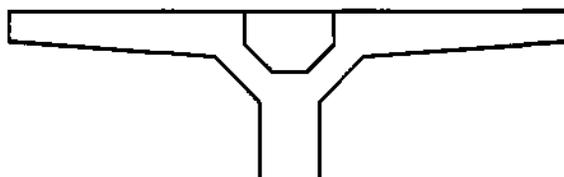


FIGURE 53 : Gousset de jonction âme-table de compression

Coupe au droit d'une encoche de câble relevé

### 3.2.4 - Talons

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

En première approximation, pour un béton de 35 MPa de résistance, on pourra déterminer la largeur totale des talons par la formule empirique suivante :

$$b_t = \frac{l L^2}{h_t^2 K} \quad \text{avec } 1100 \leq K \leq 1300$$

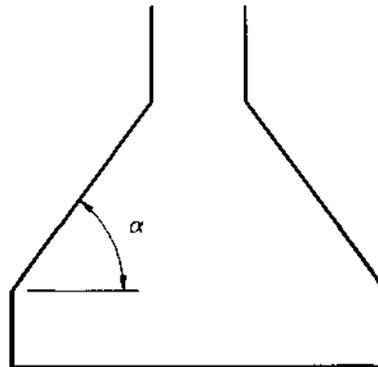
$l$  : largeur du tablier,  
 $L$  : portée de la travée,  
 $h_t$  : hauteur totale du tablier.

Cette formule montre que la largeur totale des talons varie peu et ne dépend pas de la portée. Pour un ouvrage normalement élancé au 1/17, la largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m lorsque la distance entre axes des poutres varie de 2,50 m à 4,00 m. Par contre, elle est très sensible à l'élancement et varie comme le carré de celui-ci. Le non-respect de l'élancement normal conduit à des talons très larges et à une augmentation rapide du poids unitaire des poutres et il ne semble pas raisonnable d'atteindre des talons de 1,00 m de large.

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m. La définition précise de cette dimension pourra être influencée par certains choix sur les unités de précontrainte (puissance et disposition des lits), de telle sorte que les dispositions usuelles d'espacement et d'enrobage soient bien respectées.

Le pan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Ainsi, dans le schéma ci-dessous, la tangente de l'angle  $\alpha$  est normalement comprise entre 1 et 1,5, et il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure. En tout état de cause, on exclura les talons rectangulaires.

FIGURE 54 :  
Forme des talons



### 3.2.5 - Abouts

L'extrémité des poutres, encore appelée zone d'about, est une zone relativement complexe. S'y trouvent en effet la jonction avec les entretoises, l'ancrage de nombreux câbles inclinés et la zone d'appui sur le chevêtre par l'intermédiaire d'un appareil d'appui.

Outre des considérations liées au calcul et des précautions nécessaires à une bonne exécution qui seront développées dans des chapitres spécifiques, un certain nombre d'éléments sont à prendre en compte dès le stade de la conception.

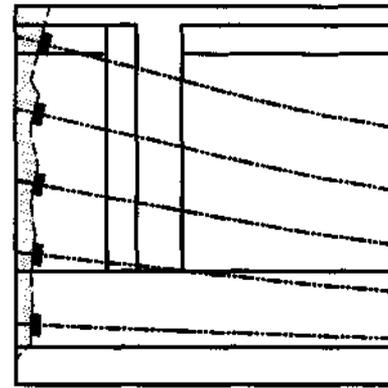
### a) Extrémité d'abouts

L'extrémité de la zone d'about, située entre l'axe de l'appareil d'appui et l'extrémité de la poutre comprend une reprise de bétonnage à la liaison avec le béton de cachetage destiné à protéger les ancrages des armatures de précontrainte. La surface de cette reprise de bétonnage doit avoir une forme permettant un bon appui de chaque plaque d'ancrage perpendiculairement à l'axe du câble en son point de sortie.

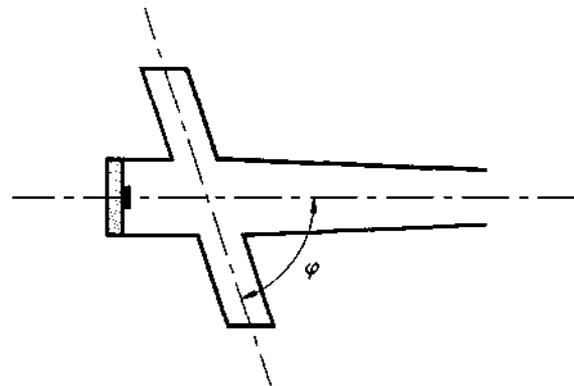
On réalise ainsi un coffrage en dents de scie présentant des méplats d'orientation variable au droit des plaques d'ancrage.

La réalisation du cachetage, en plus de son rôle essentiel de protection des ancrages, permet de réaliser un parement vertical à l'extrémité de la poutre, ce qui est plus satisfaisant du point de vue esthétique.

Lorsque l'ouvrage est biais, il convient de maintenir l'appui des plaques d'ancrage perpendiculaire à l'axe longitudinal des poutres.



Elévation



Vue en plan

FIGURE 55 : About de poutre

L'ancrage des câbles de précontrainte impose d'épaissir l'âme sur toute la longueur de l'about pour des raisons liées à la diffusion de la précontrainte, mais également pour permettre de loger les plaques d'ancrage. On se reportera aux agréments des procédés de précontrainte des câbles utilisés, qui fixent les dimensions minimales des ancrages aux parements, ce qui impose généralement la surlargeur à adopter.

La longueur de l'about est souvent voisine de 0,50 m. Cette longueur est suffisante pour permettre, selon l'expression consacrée, l'arrosage de l'appareil d'appui, c'est-à-dire la diffusion jusqu'à la fibre inférieure de la poutre de l'effort de précontrainte du câble le plus bas, au niveau du dé d'appui. Cette diffusion ne peut être assurée que si un des câbles d'about est ancré assez bas, et dans la pratique le plus bas possible.

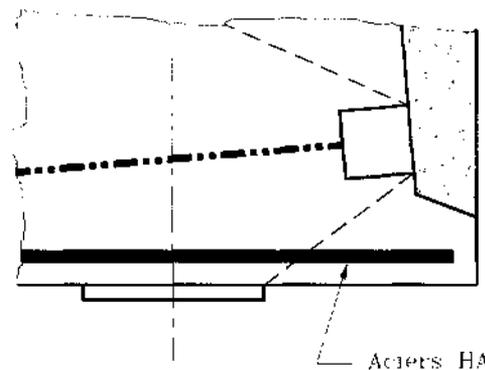


FIGURE 56 : Diffusion des efforts vers l'appareil d'appui

Cette dimension de l'about permet également de donner une portée, donc une souplesse suffisante aux dalles de continuité entre travées adjacentes (voir chapitre 3.7 sur la continuité).

Une dimension supérieure à 0,50 m est parfaitement concevable mais présente l'inconvénient d'élargir les chevêtres d'appui dont les dimensions sont déjà importantes.

### **b) Plaques d'about**

L'extrémité de l'about des poutres peut être préfabriquée et servir de coffrage d'extrémité lors du bétonnage des poutres. Cette disposition présente les avantages suivants :

En premier lieu, le fait de bétonner les plaques d'about à plat dans des coffrages spécialement conçus est favorable à une bonne mise en œuvre du béton, dans cette zone particulièrement encombrée du fait de la densité des armatures passives et des nombreux ancrages.

Un second avantage réside en la possibilité de réaliser les plaques d'about à l'avance, ce qui permet de disposer au moment des premières mises en tension d'un béton suffisamment âgé et donc suffisamment résistant dans les zones particulièrement sollicitées de régularisation des forces concentrées.

### **c) Cachetage**

Le rôle essentiel des cachetages est d'éviter les pénétrations d'eau le long des armatures de précontrainte afin de limiter les risques de corrosion des armatures. Cet aspect est traité au chapitre 4.

Ce cachetage a également un rôle esthétique de finition de l'about de poutre de manière à réaliser un flanc vertical qui matérialise le joint entre travées adjacentes. Dans le cas des ouvrages de pente longitudinale notable, dans un souci esthétique, il convient de veiller à réaliser un joint vertical, donc non perpendiculaire au profil en long, de sorte que ce joint s'harmonise avec les lignes verticales des appuis et des dispositifs de retenue.

### 3.3 - ENTRETOISES

Les entretoises, faisant fonction de poutraison transversale, sont en général réalisées en deux phases.

Une première partie, réalisée de part et d'autre des poutres, constitue une amorce d'entretoise ; elle est bétonnée en même temps que les poutres et est donc préfabriquée.

La seconde partie relie les amorces des poutres adjacentes et constitue la partie coulée en place de l'entretoise ; elle est bétonnée juste avant le hourdis. Cette réalisation en deux phases présente les avantages suivants :

- Le coffrage de la partie coulée en place de l'entretoise est facilement fixé aux amorces.
- La partie d'entretoise située sous la table de compression des poutres ne peut être correctement mise en œuvre que si elle est coulée en même temps que les poutres.

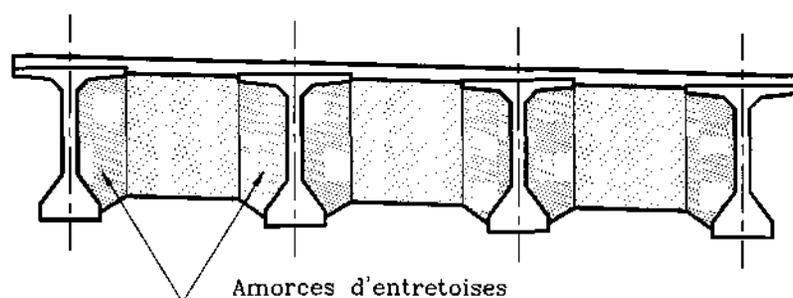


FIGURE 57 : Entretoises : Amorces et parties coulées en place

Il est également tout à fait possible de réaliser des entretoises coulées en place d'un seul tenant, sans aucune amorce.

La face inférieure de l'entretoise d'appui est le plus souvent horizontale, ce qui permet d'appuyer correctement les vérins de soulèvement du tablier.

#### 3.3.1 - Dimensionnement

Les entretoises étant coulées en place, leur épaisseur résulte de conditions de bonne mise en œuvre du béton, puisque, comme pour les âmes, on doit ménager des cheminées de bétonnage entre le ferrailage passif et les conduits d'armatures de précontrainte. Dans la pratique, cela amène à une épaisseur de l'ordre de 25 à 30 cm, ce qui suffit dans la plupart des cas du point de vue de la résistance.

Les entretoises ont une hauteur voisine de celle des poutres, ce qui leur confère une bonne rigidité. Du point de vue esthétique, il est préférable de diminuer légèrement leur hauteur, ce qui les rend moins visibles entre les poutres. En pratique, la jonction entre l'entretoise et la poutre coïncide souvent avec une des extrémités du pan incliné du talon. Sur pile - rappelons que les projets actuels ne comportent plus d'entretoises intermédiaires en travée - cette réduction de hauteur facilite l'accès aux appareils d'appuis en ménageant un espace suffisant entre le chevêtre d'appui et les entretoises. A cet égard, une distance minimale de 0,50 m semble convenable, mais il semble plus confortable de la porter à 0,80 m.

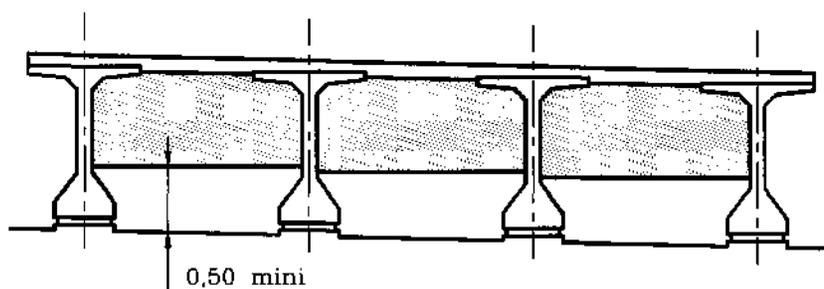


FIGURE 58 : Accès sous les entretoises d'about

### 3.3.2 - Amorces d'entretoises

Les amorces d'entretoise ont la même épaisseur que la partie coulée en place de l'entretoise.

De très nombreuses formes d'amorces d'entretoises sont envisageables ; la figure ci-après en illustre quelques exemples :

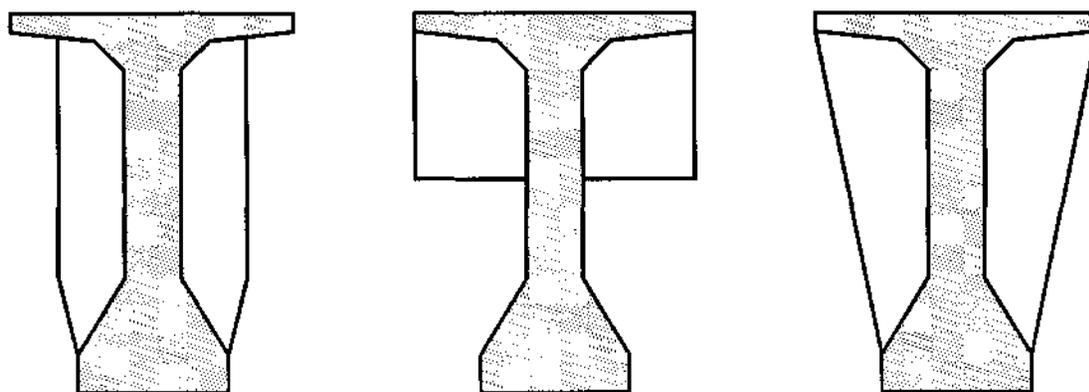


FIGURE 59 : Différentes formes d'amorces d'entretoises

Dans le cas où les entretoises sont précontraintes, le logement des organes d'ancrage nécessite de réaliser une amorce d'entretoise à l'extérieur des poutres de rive, pour éviter de placer les ancrages dans le béton de l'âme et d'affaiblir l'âme dans une zone assez sollicitée. Cette amorce, totalement inutile du point de vue du fonctionnement mécanique de l'entretoise, est particulièrement inesthétique.

Lorsque l'ouvrage est mécaniquement biais, les entretoises sont disposées suivant le biais et non perpendiculairement aux poutres. Pour l'esthétique de l'ouvrage, les amorces d'entretoises éventuelles situées à l'extérieur des poutres de rive seront disposées perpendiculairement aux âmes de poutres, ce qui peut être obtenu simplement en enveloppant par un rectangle le profil théorique. L'appui des câbles de précontrainte éventuels de ces entretoises doit naturellement rester perpendiculaire à l'axe de l'entretoise.

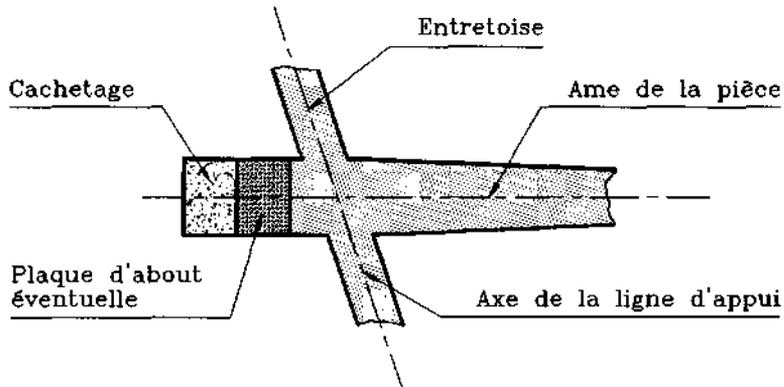


FIGURE 60 : Amorce d'entretoise biaise

### 3.4 - HOURDIS

#### 3.4.1 - Epaisseur du hourdis

Le hourdis est d'épaisseur sensiblement constante. Les variations d'épaisseur nécessaires sont faibles et sont essentiellement dues à l'adaptation au dévers transversal, comme il a été vu au chapitre 2.3.1.

Cette épaisseur est directement liée à la portée transversale du hourdis et donc à l'espacement des poutres. Elle dépend, à une moindre échelle, de l'existence ou non d'entretoises intermédiaires en travée et du choix fait pour le mode de liaison transversale (précontrainte ou en béton armé). La portée transversale à prendre en compte est explicitée sur les schémas ci-dessous en fonction de l'inclinaison du gousset d'âme.

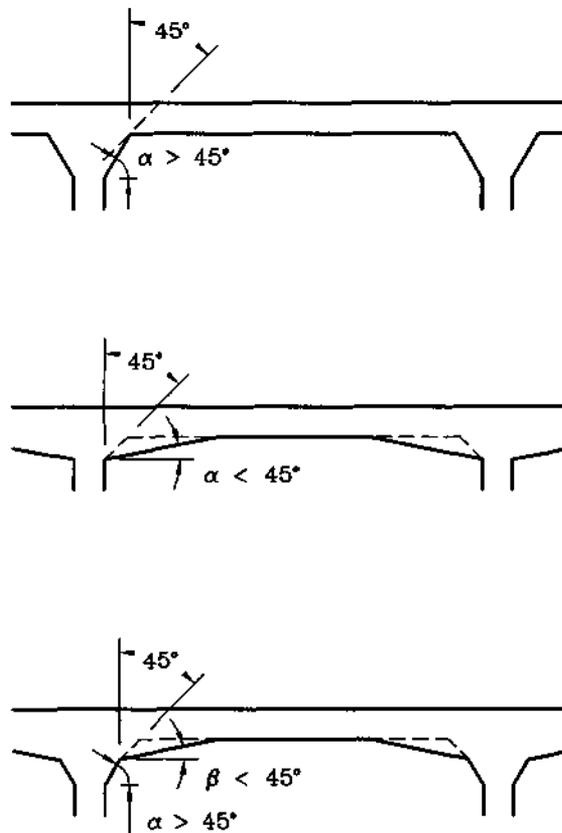


FIGURE 61 : Portée du hourdis

L'épaisseur du hourdis est voisine du 1/16 de la portée transversale. Un dimensionnement rapide permet de retenir les épaisseurs suivantes, en fonction de l'écartement  $e$  des poutres :

0,16 m pour  $e \leq 2,75$  m

0,18 m pour  $2,75 \text{ m} \leq e \leq 3,50$  m

0,20 m pour  $e \geq 3,50$  m

Toutefois, l'épaisseur minimale de 0,16 m n'est que rarement retenue, du fait du faible bras de levier des aciers.

Rappelons pour mémoire, que dans le cas où l'on a recours à une précontrainte transversale, l'épaisseur du hourdis est également conditionnée par les règles de bon enrobage des armatures de précontrainte. Aux extrémités s'ajoutent les contraintes liées à l'encombrement des ancrages qui conduisent le plus souvent à un épaissement local du hourdis.

Une surépaisseur peut également se révéler nécessaire pour s'adapter à des particularités liées aux superstructures (ancrage de barrière BN4 par exemple nécessitant une épaisseur de 0,22 m).

### 3.4.2 - Incidence du type de coffrage

Les coffrages perdus qui sont utilisés pour réaliser les hourdis généraux reposent sur les extrémités des tables de compression des poutres. Pour s'assurer d'un bon appui, il est recommandé de réaliser des feuillures d'environ 2 cm de profondeur (Cf. 4.3.1), ce qui permet de caler le coffrage transversalement et de l'engager, au moins partiellement, dans la table de compression. L'épaisseur utile du hourdis est alors réduite de la différence entre l'épaisseur du coffrage perdu et la profondeur de la feuillure, ce qui est d'autant plus pénalisant que le coffrage perdu est épais.

Les coffrages perdus utilisés pour les hourdis de VIPP sont constitués :

- d'éléments en fibre-ciment de faible épaisseur,
- de prédalles en béton armé, assez épaisses, dont on évoque ci-après le problème de la participation à la résistance de la structure.

Nous n'envisageons pas l'emploi de bardages métalliques, souvent nervurés, tels qu'on peut les utiliser pour les coffrages de hourdis de ponts mixtes, qui semblent plus adaptés à de grandes portées transversales. Ce type de coffrage perdu, à notre connaissance, n'a pas été utilisé dans le cas des VIPP.

#### a) Coffrages perdus en fibre-ciment

On a souvent recours à des coffrages perdus en fibre-ciment de faible épaisseur mais dont la portée est limitée (0,90 m au maximum pour une épaisseur de 2,5 cm). On est donc amené à diminuer cette portée libre en élargissant les tables de compression des poutres. Cette disposition est favorable pour prévenir le déversement des poutres et facilite le positionnement des poutres en rive. Elle présente néanmoins l'inconvénient d'alourdir les poutres.

Ces coffrages présentent également l'inconvénient d'être constitués d'un matériau fragile pouvant se rompre de manière brutale. Ils posent donc un problème vis-à-vis de la sécurité des personnels. Il convient de s'assurer que toutes les dispositions sont prises au moment du bétonnage du hourdis, pour éviter qu'on ne circule sur ces coffrages.

Le principal avantage de ce type de coffrage est lié à sa faible épaisseur. La légèreté des éléments constitue un avantage facilitant la manutention et la pose des coffrages et limitant par conséquent le poids mort supporté par la structure.

Le coffrage repose sur les extrémités des tables de compression dans de petites engravures qui permettent d'absorber cette faible épaisseur et ainsi de disposer facilement les aciers du hourdis.

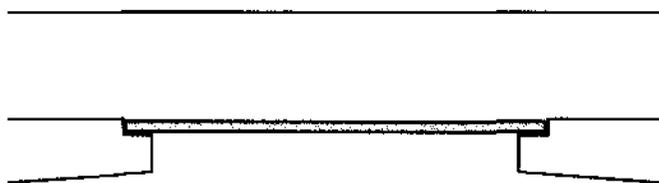


FIGURE 62 : Coffrage perdu en fibre-ciment

### b) Prédalles en béton armé

Lorsque la portée libre des coffrages perdus dépasse un mètre, il devient indispensable d'utiliser des prédalles en béton armé. En pratique, ce type de coffrage est utilisé à partir de 0,80 m de portée libre. L'épaisseur strictement minimale à lui donner est de l'ordre de 6 cm, de manière à assurer un enrobage satisfaisant de ses armatures (rappelons que, dans les cas les plus fréquents, l'enrobage minimum a été porté à 3 cm par le BPEL 91). Cette épaisseur notable ne peut pas être compensée en totalité par une engravure ménagée à l'extrémité de la table de compression des poutres, ce qui obligerait à prévoir des tables épaisses et irait à l'encontre d'un souhait d'allègement des poutres. L'épaisseur du hourdis est donc plus faible à mi-distance des poutres qu'au droit des poutres, ce qui se répercute sur la disposition des ferrailages et sur le calcul du hourdis (voir paragraphes correspondants).

On a parfois utilisé comme coffrage des prédalles précontraintes par fils adhérents telles que celles que l'on emploie couramment en bâtiment. S'il n'y a pas de contre-indication majeure à leur utilisation, leur coût semble devoir limiter leur utilisation à de grandes portées libres, qui sont exceptionnelles, ou à des conditions économiques particulières.

Dans tous les cas, ces prédalles doivent être considérées comme des coffrages perdus et à ce titre ne participent pas à la résistance de la structure. Il s'agit donc d'un poids mort et c'est là leur principal inconvénient.

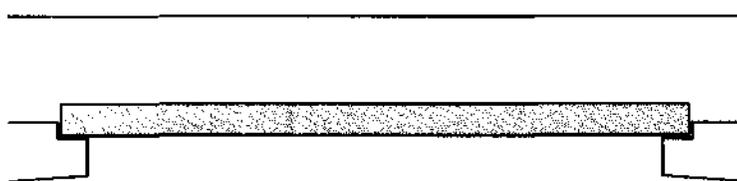


FIGURE 63 : Prédalle en béton armé

### c) Prédalles participantes

L'emploi de prédalles participantes a pu être envisagé dans les conditions détaillées dans les paragraphes qui suivent.

Tout d'abord, il convient de remarquer que la participation de la prédalle à la résistance de la structure ne concerne que la flexion transversale du hourdis puisqu'on ne peut pas réaliser de continuité des armatures longitudinales des prédalles.

De plus, la participation de la prédalle au fonctionnement transversal de la structure n'est assurée qu'à condition de réaliser une continuité par armatures entre la prédalle et le hourdis coulé en deuxième phase par-dessus les poutres. En particulier, il est nécessaire d'ancrer les aciers de flexion transversale des prédalles dans le hourdis. Il convient enfin de mettre en œuvre des aciers de connexion pour assurer le transfert des cisaillements entre la prédalle et le hourdis. Cette dernière condition est relativement contraignante au niveau de l'exécution, mais doit absolument

être imposée. En effet, en l'absence de telles armatures, la connexion par simple frottement est insuffisante, même si la rugosité de la surface de reprise est augmentée artificiellement (rainurage au râteau).

On dispose d'une plus grande liberté pour fixer l'épaisseur de ces prédalles. L'épaisseur minimale reste voisine de 6 cm, pour les questions d'enrobage qui ont déjà été évoquées. A l'opposé, il est possible de donner une épaisseur importante, si cela s'avère nécessaire, sans craindre de charger les poutres par un poids mort excessif. Il convient toutefois de conserver une épaisseur de hourdis coulé en place suffisante vis-à-vis de la flexion longitudinale.

### 3.4.3 - Hourdis préfabriqués

Certaines réalisations ont consisté à poser entre les poutres des éléments de hourdis préfabriqués en pleine épaisseur. Ces éléments sont ensuite réunis entre eux et avec les poutres par des clavages coulés en place au-dessus des tables de compression des poutres. On ne peut éviter les clavages longitudinaux. Un soin particulier doit être apporté à la conception du ferrailage passif de ces zones de clavage.

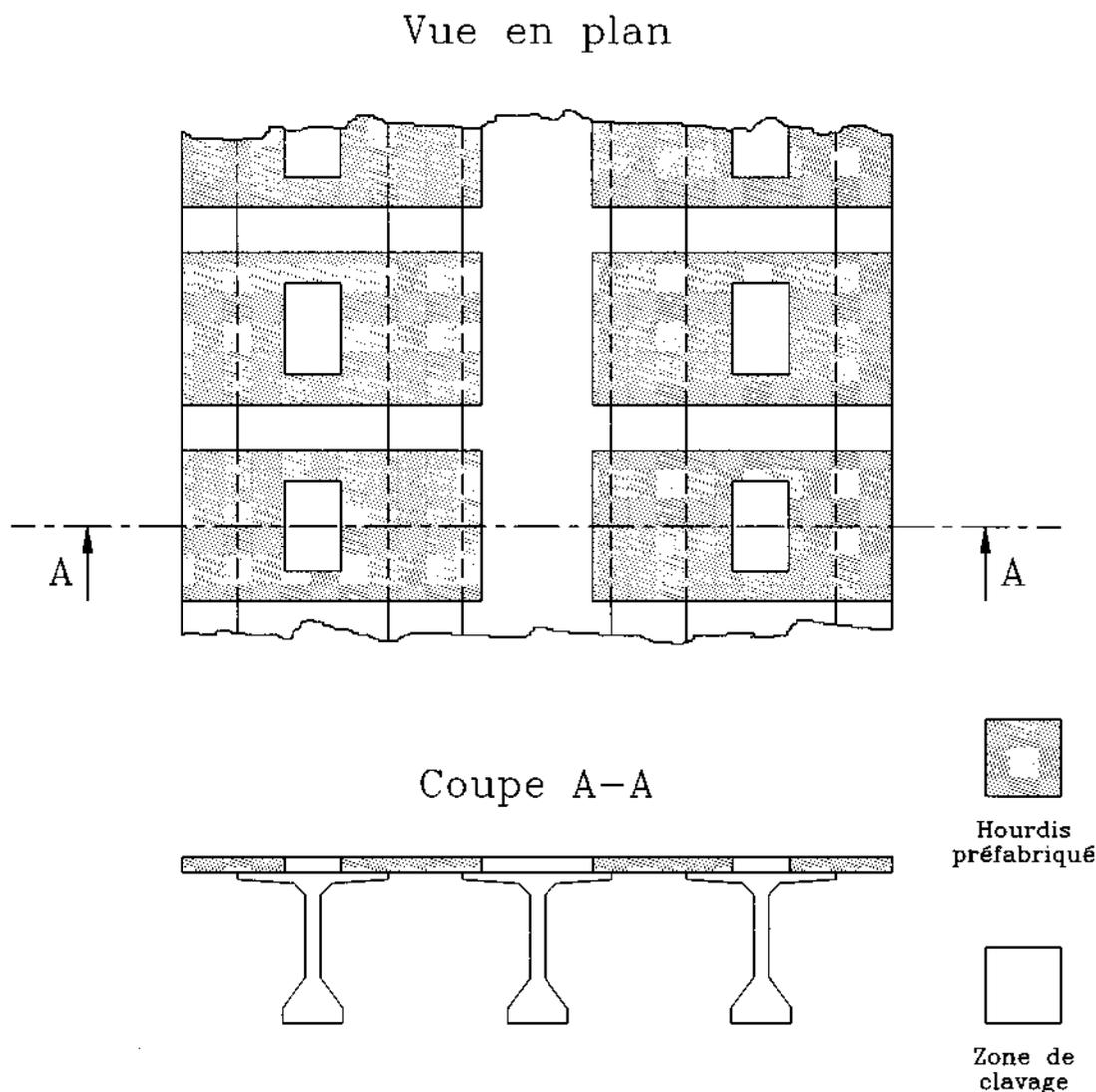


FIGURE 64 : Hourdis préfabriqué en pleine épaisseur

Cette solution ne semble pas très séduisante compte tenu de la multiplicité des reprises de bétonnage favorisant les venues d'eau en cas de défaillance, même locale, de l'étanchéité.

Une solution, à notre avis, à rejeter systématiquement est la préfabrication en pleine largeur. En effet, du fait des flèches différentielles entre poutres, inévitables compte tenu de la dispersion sur le module de déformation du béton, et du fait que les poutres ont des âges différents, il est illusoire de compter sur un alignement transversal parfait des poutres, ce qui rend tout à fait incertain l'état de flexion dans le hourdis.

### **3.5 - CABLAGE**

Le câblage principal correspond à la précontrainte longitudinale qui est mise en œuvre dans les poutres. Dans certains cas, il peut être envisagé de mettre en œuvre une précontrainte transversale dans les hourdis.

#### **3.5.1 - Précontrainte longitudinale**

##### **a) Principe de câblage**

Le câblage longitudinal des poutres comporte deux familles de câbles associées aux deux phases de bétonnage :

- une première famille de câbles est mise en tension sur les poutres seules, assez rapidement après le bétonnage des poutres ;
- la seconde famille de câbles est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une résistance suffisante.

La première famille de câbles, qui sont généralement tous ancrés à l'about, est constituée de câbles de moyenne puissance (section comprise entre 1000 et 1200 mm<sup>2</sup>). Elle représente environ les 2/3 de la précontrainte longitudinale totale. La mise en tension de cette première famille de précontrainte est en général fractionnée. Une première partie est mise en tension le plus tôt possible (1 ou 2 jours après bétonnage) pour permettre de manutentionner les poutres et ainsi de libérer les coffrages. La deuxième partie est appliquée un peu plus tard, lorsque le béton des poutres a acquis une résistance suffisante pour supporter la totalité de la précontrainte de première famille, ce qui correspond en pratique à une résistance voisine de la résistance à 28 jours.

La deuxième famille de câbles est constituée de câbles relevés en travée, mis en tension sur la section complète poutre+hourdis. Elle représente environ le 1/3 de la précontrainte longitudinale totale. Les câbles utilisés sont de plus petite puissance (500 à 600 mm<sup>2</sup> de section) pour éviter de trop fortes discontinuités d'effort tranchant dans les sections d'arrêt de câbles, qui entraîneraient des variations de cisaillements non admissibles, ou nécessiteraient une augmentation de l'épaisseur des âmes.

En ce qui concerne les unités de précontrainte, il convient de déconseiller l'emploi de câbles de trop forte puissance qui pourraient être proposés par l'entreprise, et de se limiter à des câbles de moyenne puissance de type 12 T 13. En effet, si le nombre de câbles diminue dans de trop fortes proportions, il devient très difficile de répartir correctement les câbles entre les deux familles de précontrainte et de concevoir un câblage régulier, assurant une bonne réduction d'effort tranchant le long de la poutre. De plus, l'ancrage de fortes unités dans des pièces minces apporte d'importants efforts de diffusion. Il paraît donc souhaitable de prévoir au moins trois câbles dans chacune des deux familles de précontrainte, les câbles de deuxième famille étant de petite puissance.

## **b) Principe de dimensionnement de la précontrainte**

La précontrainte de première famille doit comporter un nombre maximum d'amatures de précontrainte, compte tenu de la capacité résistante des poutres. En effet cette précontrainte de première famille est plus efficace puisqu'elle est exercée sur une section réduite (section de la poutre seule), un effort de précontrainte apportant davantage de compression s'il est exercé sur une section de faibles caractéristiques mécaniques.

C'est pourquoi le critère de dimensionnement de cette précontrainte correspond au respect de la contrainte de compression du talon des poutres. Remarquons que la contrainte maximale de compression n'est pas atteinte en section médiane, mais dans la section de début de relevage du premier câble de première famille. Dans cette section, l'effet de la précontrainte est plus fort (excentricité identique et maximale des câbles et pertes par frottement moindres qu'en section médiane) et l'effet de poids propre est plus faible qu'en section médiane.

On aboutit ainsi à un câblage de première famille identique pour toutes les poutres d'une même travée ou de toutes les travées, si les travées sont de portée égale, ce qui est le plus fréquent, et ce qui est favorable du point de vue de la préfabrication.

La précontrainte de deuxième famille est dimensionnée pour reprendre les actions supplémentaires (superstructures et actions variables) au plus juste, dans un souci économique évident. Le critère de dimensionnement correspond donc au respect de la contrainte de traction sur la fibre inférieure du talon des poutres. C'est cette fois en section médiane des poutres que cet état limite risque d'être atteint.

Les poutres n'étant pas sollicitées de la même façon, du fait de la répartition non uniforme des charges supplémentaires appliquées, le nombre de câbles et le câblage qui en résultent peuvent être différents d'une poutre à l'autre. Il est ainsi fréquent que les poutres de rive comportent un câble de plus ou de moins que les poutres centrales. Pour faciliter la préfabrication des poutres, il est souhaitable de conserver les mêmes tracés pour des câblages différents. Ainsi le câblage de deuxième famille de la poutre la moins sollicitée se déduira du câblage de la poutre la plus sollicitée en supprimant un (ou plus rarement plusieurs) câble(s), les câbles communs ayant rigoureusement le même tracé.

## **c) Tracé des câbles**

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi, l'angle de relevage de ces câbles varie de quelques degrés (1 à 2 degrés) pour le câble le plus bas, à une vingtaine de degrés pour le câble le plus haut, ce qui correspond à une inclinaison moyenne de 10 à 12 degrés, apportant une bonne réduction d'effort tranchant. Le câble inférieur est ancré au plus bas de manière, et selon l'expression consacrée, à arroser l'appareil d'appui.

Les câbles de deuxième famille sont généralement tous relevés en travée. Pour faciliter l'exécution, on cherchera à adopter un espacement constant entre points de sortie et à conserver un même angle de sortie pour tous les câbles. L'angle de sortie des câbles relevés est voisin de 20 degrés ( $\text{tg}(20^\circ) \approx 0,4$ ), ce qui permet d'une part de limiter la longueur des encoches et d'autre part d'apporter une bonne réduction d'effort tranchant.

Habituellement, le câble le plus court sort au voisinage du quart de portée et le câble le plus long est ancré assez près de l'about de sorte que l'ensemble du hourdis soit précontraint.

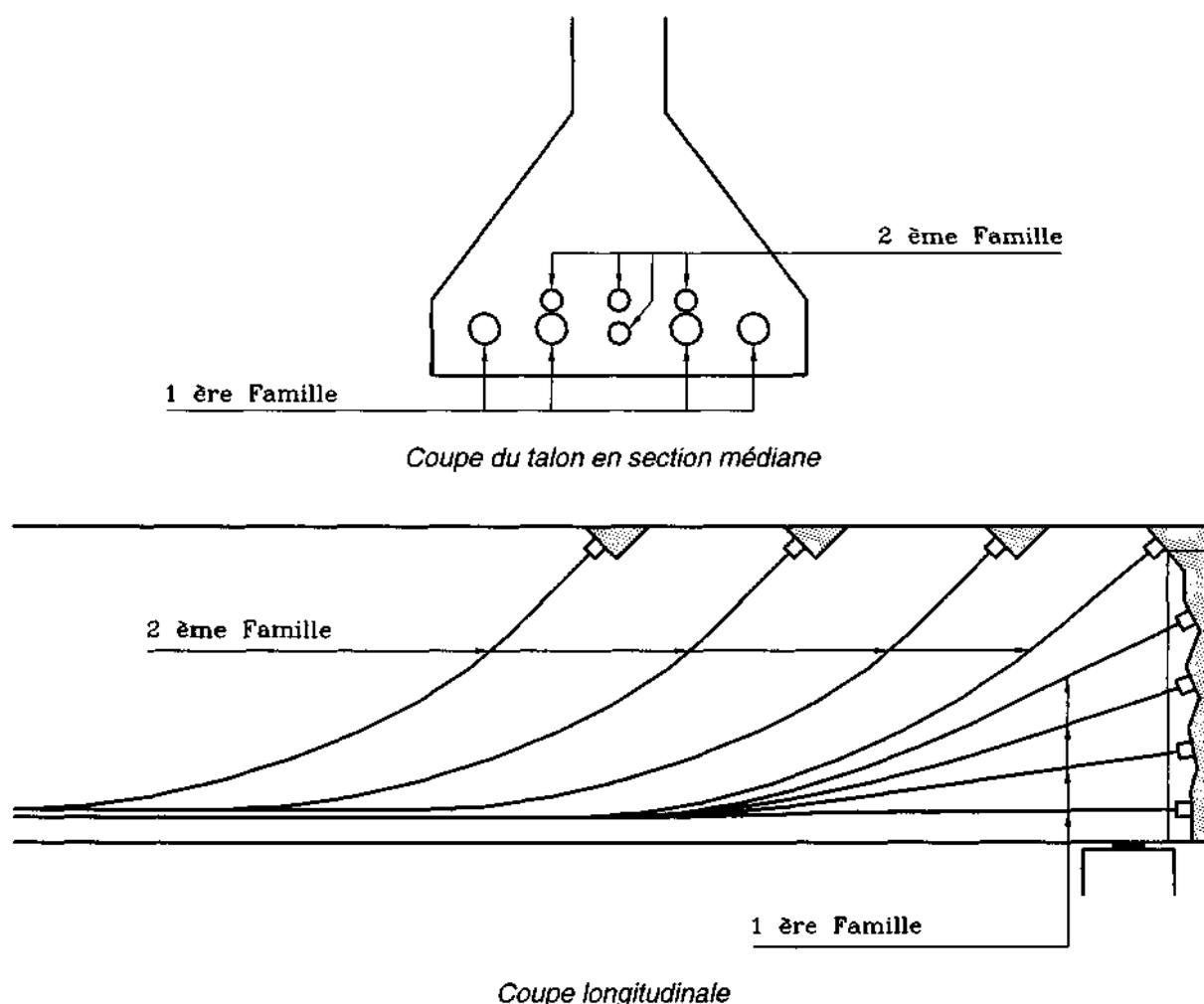


FIGURE 65 : Principe de câblage des poutres

Les déviations en plan nécessaires au centrage du câble dans l'âme avant relevage, sont habituellement réalisées par deux paraboles tangentes. On veillera à ce que cette déviation en plan soit effectuée sur une distance suffisante pour limiter la perte de précontrainte en courbe. A titre d'ordre de grandeur, nous pouvons indiquer qu'un excentrement de 0,30 m (e) rattrapé sur 3,00 m de longueur ( $l_d$ ) correspond à une déviation angulaire de l'ordre de 25 grades ( $2\alpha$ ), ce qui est comparable à l'angle de déviation dans le plan vertical.

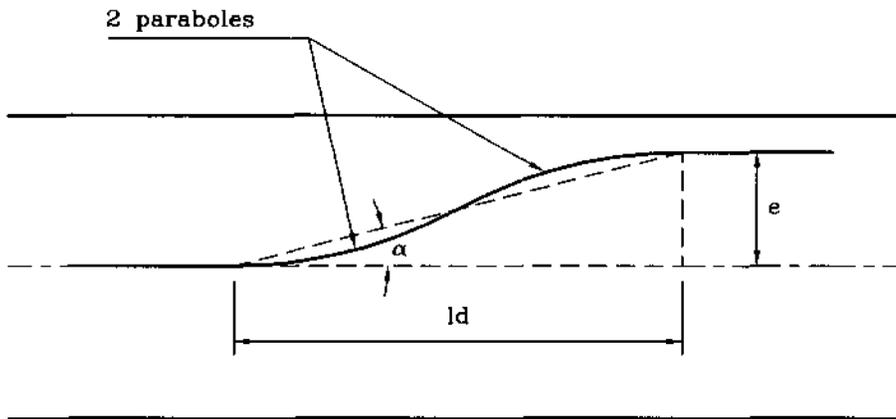


FIGURE 66 : Déviations dans le plan horizontal

Les déviations dans les plans vertical et horizontal peuvent être séparées ou présenter des zones de recouvrement.

La première solution est préférable du point de vue de l'exécution, puisque les déviations sont d'abord effectuées dans un plan horizontal puis dans un plan vertical. Le réglage des conduits des câbles en est facilité, ce qui réduit le risque d'erreur de positionnement. C'est celle que nous préconisons dans la mesure du possible, même si elle est plus difficile à concevoir.

La deuxième solution, plus délicate à mettre en œuvre, présente l'avantage de réduire les pertes de précontrainte au strict minimum.

#### d) Encoches des câbles relevés

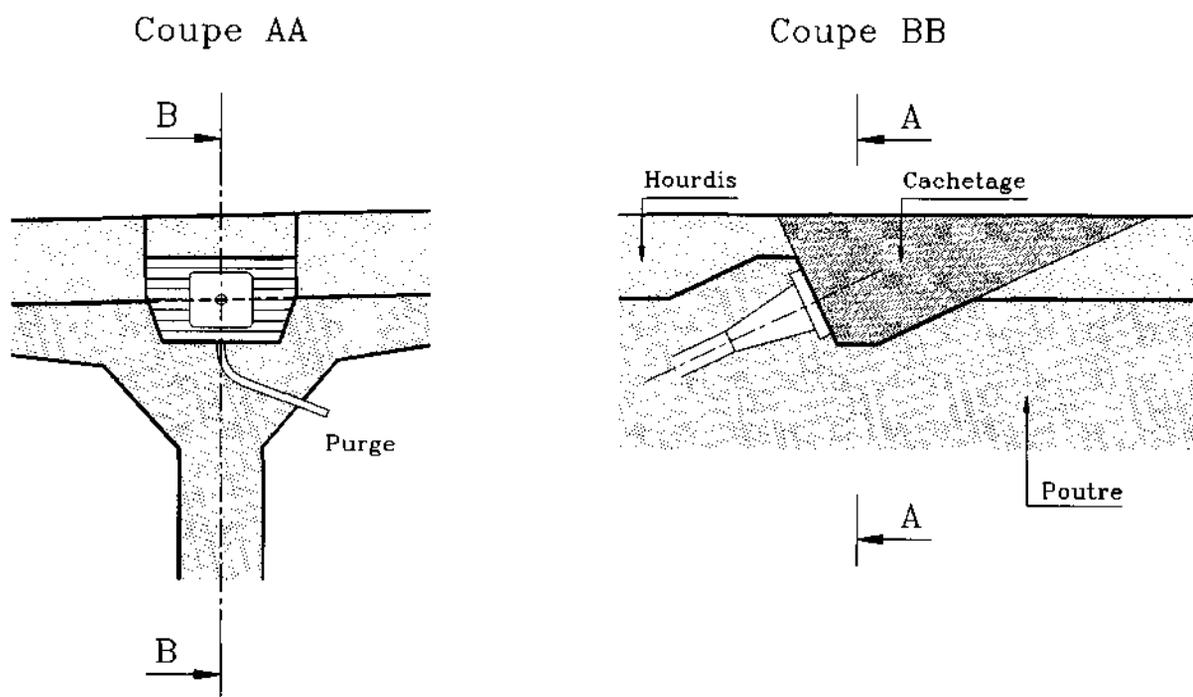
Les câbles relevés sont ancrés dans des encoches situées en fibre supérieure de la table de compression des poutres. Ces encoches diminuent localement la section résistante du tablier et leurs dimensions doivent être limitées au strict nécessaire.

La géométrie de ces encoches doit permettre d'appuyer la plaque d'ancrage perpendiculairement à l'axe du conduit à l'extrémité du câble. La taille de l'encoche est donc proportionnelle aux dimensions des plaques d'ancrage et dépend donc de la puissance des unités de précontrainte utilisées. Rappelons qu'il est prudent de limiter la puissance de ces armatures à des câbles de 500 à 600 mm<sup>2</sup> de section, ce qui limite par conséquent les dimensions à donner aux encoches.

Ces dimensions dépendent également de l'angle d'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale. Une faible inclinaison conduit à allonger la taille des encoches, ce qui n'est pas souhaitable. C'est pourquoi il est courant de conserver un angle de relevage relativement important, de l'ordre de 20 degrés.

Dans le but évident de simplifier les coffrages et les adaptations de ferrailage au voisinage des encoches, on cherchera à conserver les mêmes angles de relevage pour tous les câbles relevés.

Lorsque l'on a opté pour un hourdis intermédiaire, la totalité du volume de l'encoche est prise sur le béton de poutre préfabriquée, ce qui conduit à une encoche relativement importante qui entame fortement le nœud de jonction âme-table.



### Vues en plan

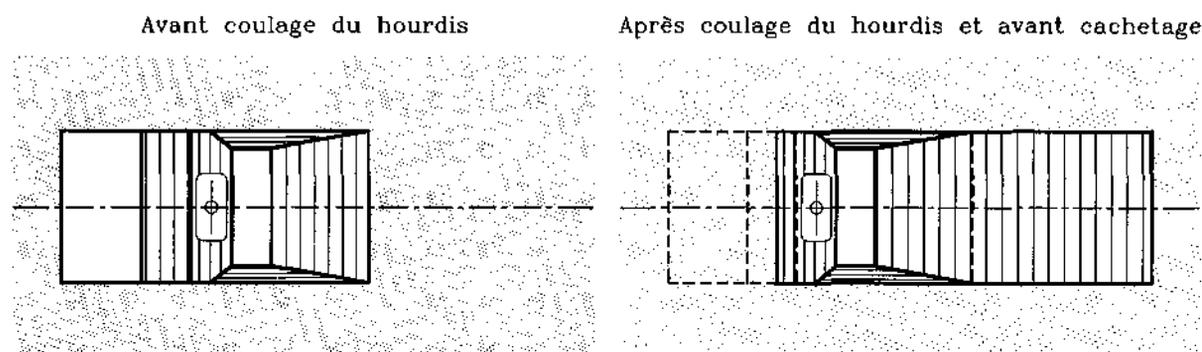


FIGURE 67 : Principe d'une encoche de câble relevé dans le cas d'un hourdis général

Au contraire, dans le cas d'un hourdis général, coulé par-dessus les poutres, on réalise habituellement un compromis entre une encoche à l'avant entamant la section de la poutre et un bossage à l'arrière. (Cf. dessin ci-avant). Dans ces conditions, l'ordonnée du point de sortie du câble relevé correspond sensiblement à la fibre supérieure de la poutre.

Cette encoche constitue un point faible sur la table de compression vis-à-vis des risques de venue d'eau. Pour limiter ce risque, il est souhaitable de prévoir une purge au point bas de l'encoche et de permettre ainsi l'évacuation de cette eau.

### 3.5.2 - Précontrainte transversale

Comme nous l'avons déjà mentionné, la précontrainte transversale est de moins en moins utilisée pour les tabliers de type VIPP, pour des raisons de coût et du fait qu'on a de plus en plus recours à des hourdis généraux pour lesquels la continuité transversale peut être assurée simplement par des aciers passifs.

Néanmoins, dans le cas d'ouvrages très larges ou dans le cas d'un tablier à hourdis intermédiaire, la précontrainte transversale peut être envisagée.

Une précontrainte transversale des entretoises peut également se révéler utile, en particulier pour résister aux efforts développés lors du vérinage du tablier.

#### a) Précontrainte transversale du hourdis

Les câbles transversaux sont rectilignes et sont le plus souvent disposés perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'ouvrage, à espacement constant. Des adaptations mineures sont à effectuer au voisinage des encoches des câbles longitudinaux relevés en travée, de telle sorte qu'il n'y ait pas d'interférence entre le tracé des câbles transversaux et ces encoches, ce qui pourrait se produire si le pas des câbles transversaux était très serré. Une telle disposition est facilement réalisable dans le cas d'un ouvrage droit.

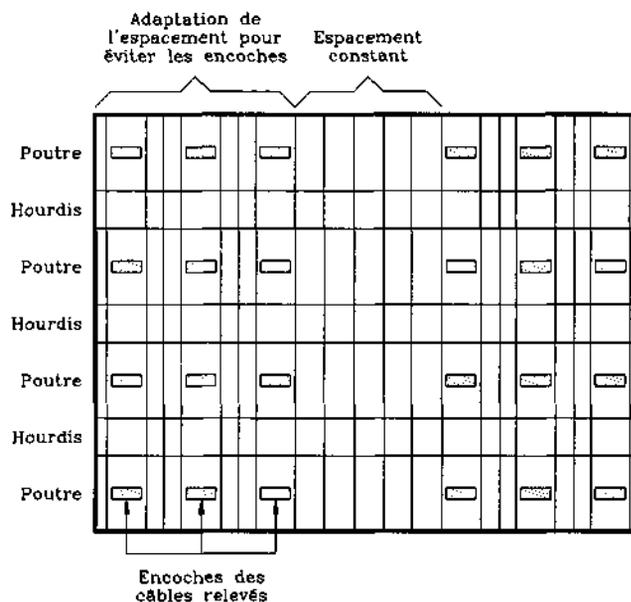


FIGURE 68 : Principe d'une précontrainte transversale

Lorsque l'ouvrage est biais, il est plus délicat de concevoir le tracé des câbles transversaux qui pose deux sortes de difficultés. D'une part, il convient de traiter le problème de l'interférence entre les câbles transversaux et les encoches des câbles relevés. D'autre part, pour faciliter la préfabrication des poutres, il est souhaitable de prévoir les réservations pour les câbles transversaux aux mêmes abscisses longitudinales, ce qui va dans le sens de la standardisation recherchée et permet l'interchangeabilité des poutres. Ces deux points sont plus sensibles pour les tabliers à hourdis intermédiaires.

Si on réalise une précontrainte transversale droite, le problème d'interférence entre les câbles transversaux et les encoches des câbles relevés devient plus difficile à résoudre. En effet, dans un tel cas, la direction des câbles transversaux n'est pas parallèle aux lignes de points de sortie des câbles longitudinaux relevés en travée. Il faut donc placer les encoches entre les câbles transversaux et par conséquent prévoir des câblages différents pour les différentes poutres, ce qui va, cette fois, à l'encontre de la standardisation recherchée et interdit l'interchangeabilité

des poutres. Près des appuis, dans les angles aigus de la travée, on devra assurer la continuité transversale par des armatures passives, à moins de prévoir dans cette zone une précontrainte rayonnante difficile à réaliser. De façon à disposer des passages de câbles transversaux identiques pour toutes les poutres, il convient de retenir un espacement dont la distance  $E_c$  est égale à la distance entre axes des poutres  $E_p$  divisée par  $n \operatorname{tg} \varphi$ ,  $n$  étant un entier et  $\varphi$  l'angle du biais de l'ouvrage.

$$n = \frac{E_p}{E_c \operatorname{tg} \varphi}$$

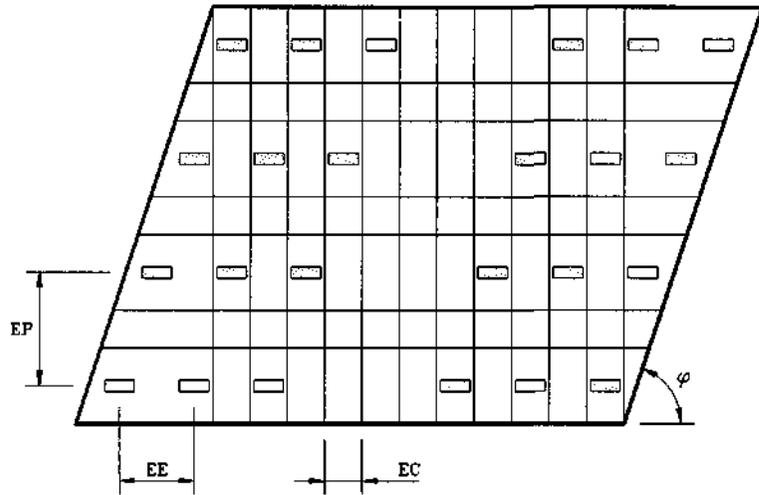


FIGURE 69 : Précontrainte transversale droite

On peut également concevoir une précontrainte biaisée, ce qui limite les problèmes d'interférence puisque les câbles transversaux et les lignes d'encoches sont parallèles. Dans ce cas, les câbles transversaux développent un effort longitudinal entraînant une légère compression du hourdis donc une légère décompression du talon, ce qui peut être néfaste en zone médiane.

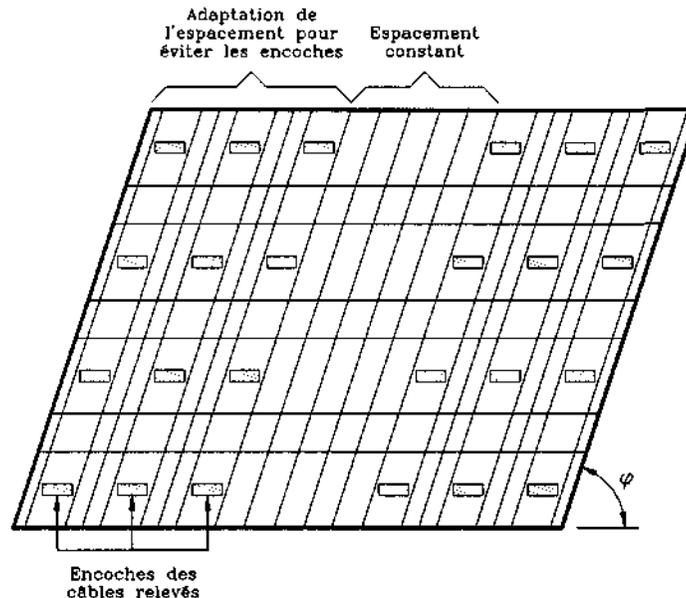


FIGURE 70 : Précontrainte transversale biaisée

Les câbles utilisés sont de faible puissance et on peut utiliser en pratique les mêmes unités que pour les câbles de deuxième famille. Le recours à de trop grosses unités, mises en œuvre dans des conduits de fort diamètre, conduirait à épaissir le hourdis inutilement pour respecter les conditions d'enrobage.

Dans le plan vertical, le tracé des câbles est rectiligne à mi-épaisseur du hourdis. Il paraît en effet illusoire de chercher à excentrer le câble vers la fibre supérieure au droit des poutres et vers la fibre inférieure en travée. En effet, compte tenu, d'une part de la faible excentricité possible et d'autre part de l'incertitude sur la position réelle des câbles à la mise en œuvre, il semble préférable de ne compter que sur l'effort normal de précontrainte.

Ces câbles transversaux ont une longueur relativement faible, il est donc intéressant de prévoir une mise en tension d'un seul côté pour limiter l'effet des pertes par rentrée d'ancrage. Les ancrages actifs et passifs sont généralement disposés en quinconce, de chaque côté du tablier.

### b) Précontrainte des entretoises

La précontrainte des entretoises d'about peut être envisagée pour reprendre les efforts qui se produisent lors du vérinage du tablier.

Compte tenu des faibles distances entre poutres, il est difficile de faire onduler les câbles et on réalise plutôt une précontrainte rectiligne. Les câbles sont ancrés dans des amorces d'entretoises extérieures aux poutres de rive, afin de pouvoir loger les ancrages sans entamer la section de l'âme. Cette amorce, totalement inutile du point de vue de la résistance de l'entretoise, doit rester le plus discrète possible pour ne pas trop nuire à l'esthétique de l'ouvrage.

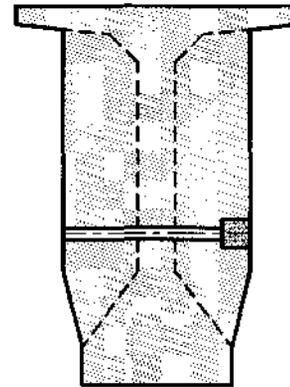


FIGURE 71 :

*Logement des ancrages dans l'amorce d'entretoise.  
Coupe dans l'axe de l'entretoise*

Les câbles utilisés sont en général de puissance voisine de celle des câbles de première famille. On doit veiller à ne pas utiliser de trop fortes unités, non adaptées à l'épaisseur modeste des entretoises.

Le tracé de ces câbles peut interférer avec les câbles d'about, il faut naturellement éviter les télescopages de conduits.

## 3.6 - FERRAILLAGE

Nous abordons dans ce paragraphe les principes de ferrailage des différents éléments du tablier, dans le cadre le plus courant d'un tablier à hourdis général.

### 3.6.1 - Principe de ferrailage des poutres

Les sections d'aciers passifs à mettre en œuvre résultent des prescriptions des règles BPEL 91. Il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferrailage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques.

#### a) Ferrailage transversal

Le ferrailage transversal comporte les étriers d'âme, les cadres de talon et les armatures de couture de l'âme sur la table de compression. Les principes qui sont évoqués dans les paragraphes qui suivent doivent être adaptés ponctuellement pour laisser le passage aux conduits des armatures de précontrainte qui remontent dans l'âme jusqu'à la fibre supérieure de la poutre pour les câbles de deuxième famille. Ces adaptations de façonnage doivent être convenablement consignées pour éviter toute improvisation sur le chantier.

#### *Etriers d'âme*

Le ferrailage transversal est principalement constitué par les cours d'étriers d'âme dont l'espacement est adapté aux sollicitations tangentes. Dans la zone centrale, où ces sollicitations sont faibles, les étriers sont habituellement dimensionnés au ferrailage minimum, et il convient d'avoir recours à des armatures de petit diamètre (HA 10 par exemple), pour éviter un espacement trop important et respecter les conditions d'espacement maximal réglementaires. Au voisinage des appuis, les cours d'étriers se rapprochent et leur espacement peut être ramené à une dizaine de centimètres. En deçà, il convient d'augmenter localement le diamètre de ces armatures pour augmenter l'espacement des étriers. En pratique, les conditions de diamètre maximal sont très facilement respectées (1/10 de l'épaisseur ou 1/35 de la hauteur de poutre).

Ces étriers sont parfois constitués de 2 U inversés, reconstituant le cadre par recouvrement dans l'âme. Un tel façonnage présente l'inconvénient de disposer les recouvrements dans la zone la plus sollicitée vis-à-vis des cisaillements de l'âme. C'est pourquoi nous préférons une solution s'inspirant de celle présentée sur le dessin de ferrailage de la figure 72, constituée de deux longues épingles, solidement ancrées dans le talon des poutres et à travers le gousset supérieur (fers 1 sur le dessin).

En fibre supérieure, les étriers sont prolongés au-dessus de la table de compression des poutres pour participer à la couture de l'effort de glissement à la jonction poutre-hourdis. Cette couture est complétée par de petits cadres, des épingles ou des étriers, ancrés dans la table de compression, de façon à assurer une bonne répartition transversale de la couture (fers 2). Cette disposition existe sur toute la zone où le hourdis doit être accroché aux poutres. Par contre, au droit des dalles de continuité, cette jonction doit être supprimée et les étriers sont arrêtés au niveau de la fibre supérieure de la poutre.

Il est important de faire descendre les étriers jusqu'à la fibre inférieure du talon de manière à bien couder la partie massive de la poutre qu'il constitue. Une telle disposition permet en outre de s'opposer à des poussées au vide verticales dues à un festonnage accidentel des conduits qui pourrait entraîner un feuilletage du talon, faute d'armatures.

Il convient de porter une attention particulière au 'télescopage' des étriers avec les conduits de précontrainte. Il n'y a en général pas de problème lorsque le nombre de paquets de câbles est impair, l'étrier trouvant facilement un passage de part et d'autre de la colonne de conduits centrale (cas représenté sur le dessin). Par contre, lorsque le nombre de paquets de câbles est pair, il est fréquent que les colonnes de conduits situées de part et d'autre de l'axe de la poutre entrent en conflit avec le prolongement de l'étrier de l'âme.

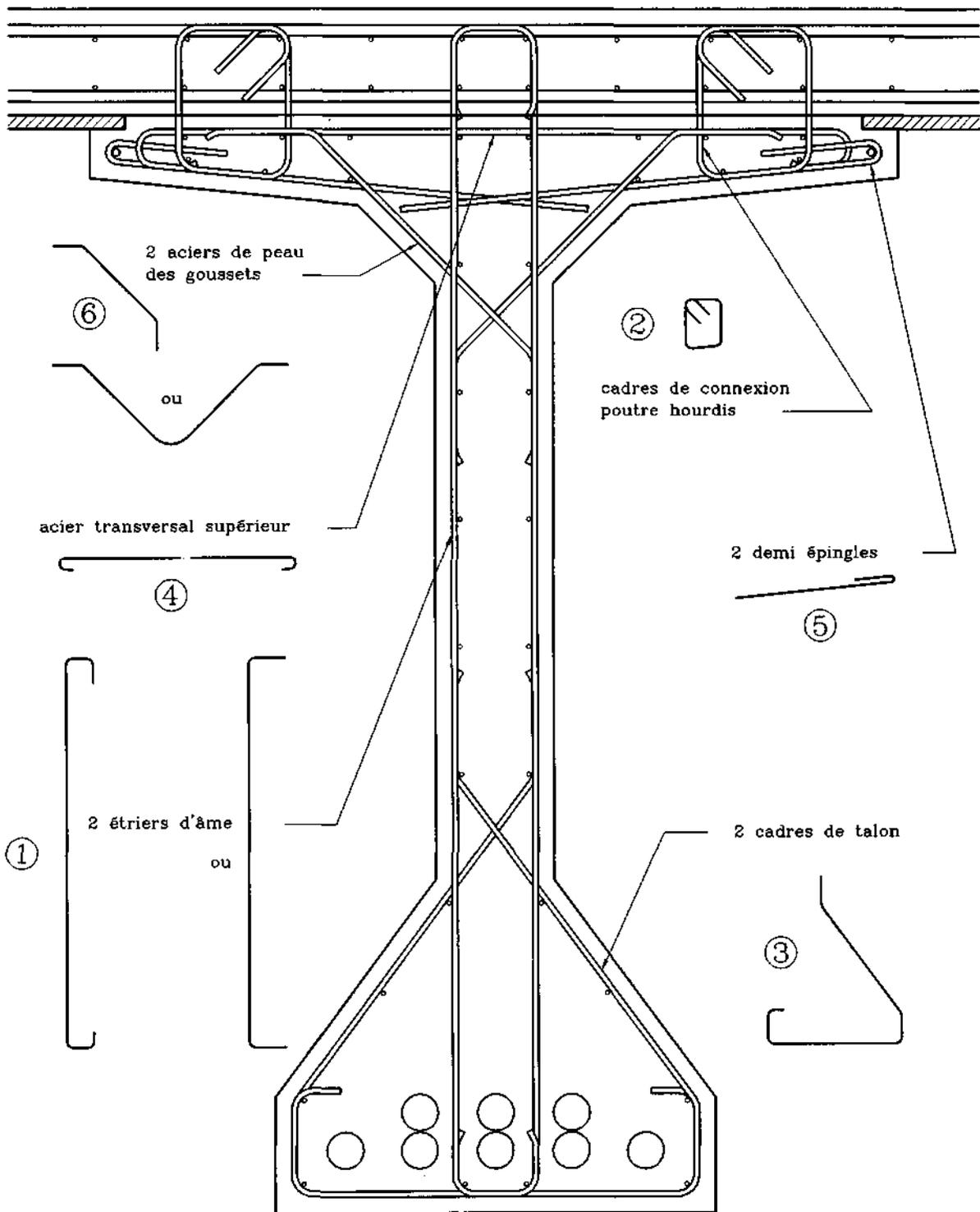


FIGURE 72 : Principe de ferrailage d'une poutre

Lorsque la largeur du talon le permet, il est simple d'augmenter l'excentrement transversal des câbles pour éluder le problème, même si la perte de précontrainte due à la déviation en plan est légèrement augmentée. Les solutions conduisant à éviter les conduits en déviant le façonnage des étriers en dessous de la jonction âme-talon sont possibles. Ces déviations peuvent être faites vers l'intérieur, ce qui ne pose aucun problème, ou vers l'extérieur, à condition de bloquer la poussée au vide par une épingle, solution qu'il y a lieu d'éviter dans la mesure du possible.

Quel que soit le parti adopté en zone courante, des adaptations du façonnage des étriers sont nécessaires pour permettre les déviations en plan des armatures de précontrainte.

### *Cadres de talon*

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et à reprendre les poussées au vide dues aux déviations dans le plan horizontal des câbles. Ces armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon, ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme (fers 3). Un scellement efficace dans le talon est assuré par un ancrage en croise le long du pied de talon.

Pour ces armatures, on conserve en général le même diamètre que pour les étriers. L'espacement nécessaire est en général moindre, toutefois, pour faciliter la mise en œuvre, il est commode d'adopter un espacement identique ou multiple de celui des étriers.

Là encore, des adaptations du façonnage sont nécessaires pour permettre la remontée des armatures de précontrainte dans l'âme.

### *Armatures de couture de la membrure supérieure*

Ces armatures sont destinées à équilibrer le glissement à la naissance de la membrure supérieure sur l'âme. Elles assurent également la résistance à la flexion transversale de la table de compression.

Du point de vue des dispositions de détail, il convient de soigner la conception de l'extrémité de la table de compression qui comporte une engravure pour permettre l'appui des coffrages perdus. Pour éviter tout fendage, cet appui doit être correctement ferrailé et on peut adopter un principe inspiré du façonnage des fers 4 et 5.

Des aciers de peau bordent le gousset supérieur et se croisent dans l'âme ou ont une forme en V, pour éviter toute poussée au vide (fers 6).

Un façonnage particulier de ces armatures ainsi qu'un renfort de ferrailage doivent être prévus au droit des encoches ou des bossages des câbles relevés (Cf. paragraphe 3.6.3).

### **b) Ferrailage longitudinal**

Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée à l'enrobage minimum. On dispose des armatures de faible diamètre de façon à bien répartir le ferrailage.

Sur les fibres extrêmes, le ferrailage doit être renforcé en tant que de besoin, pour participer à la flexion générale de poutres, dans les sections où apparaissent des tractions (classe II et III du BPEL). Ce ferrailage de renfort peut être important pour un ouvrage justifié en classe III du BPEL, et peut poser des problèmes d'encombrement dans des sections dimensionnées au plus juste en béton.

Aux extrémités de la table de compression, un renforcement constitué par exemple de 2 HA 16, est mis en œuvre pour stopper toute fissuration due à une flexion parasite d'axe vertical, qui pourrait dégénérer en déversement de la poutre.

### **c) Ferrailage de la zone d'about**

La zone d'about est une pièce très sollicitée où sont concentrées un grand nombre d'armatures passives.

A l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte. Conformément aux prescriptions de l'annexe 4 du BPEL, les aciers à mettre en œuvre se décomposent en aciers de première régularisation, à faible profondeur, et en aciers de diffusion pure situés un peu plus en arrière.

Les aciers de première régularisation comprennent les aciers de surface et les aciers d'éclatement. Ces aciers constituent une adaptation des frettages représentés dans les fascicules d'agrément des procédés utilisés.

Rappelons que le BPEL précise les règles à adopter pour cumuler les armatures de diffusion aux armatures d'effort tranchant et de torsion.

#### ***Aciers de surface***

Les aciers de surface sont placés immédiatement à l'arrière des ancrages, à la distance d'enrobage des parements, et permettent de couder l'onglet de surface dans les deux directions horizontale et verticale.

Les armatures horizontales sont habituellement constituées d'épingles ou de frettes (fers 1).

Le ferrailage vertical doit être mécaniquement continu sur toute la hauteur de la poutre. En pratique, compte tenu de la forme en dent de scie de l'extrémité de l'about, ce ferrailage ne peut pas être réalisé par des armatures continues et il est usuel de prévoir des fers interrompus et scellés individuellement, d'un façonnage inspiré des fers 2. La continuité mécanique est ainsi assurée.

Compte tenu de faibles rayons de cintrage nécessaires pour réaliser le façonnage de ces armatures, on a souvent recours à des aciers doux.

#### ***Aciers d'éclatement***

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrage, sur la profondeur du prisme de première régularisation associé à chaque ancrage.

Si, comme il est conseillé, les câbles sont régulièrement espacés et suffisamment nombreux (armatures de puissance modérée), la profondeur des prismes est de l'ordre d'une quarantaine de centimètres, ce qui correspond à la zone d'épaississement de l'about à l'arrière de l'entretoise. Il est alors possible de disposer des cadres horizontaux sur la largeur de l'âme permettant de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement (fers 3).

La reprise des efforts verticaux est assurée par des cadres verticaux répartis sur la profondeur du plus grand prisme. Ces armatures sont impérativement continues sur toute la hauteur du panneau et sont réparties de telle sorte que chaque prisme soit traversé par la section le concernant (fers 4).

#### ***Aciers d'équilibre général de diffusion pure***

Les aciers participant à l'équilibre général de diffusion pure permettent de couder l'effort tangent horizontal dû à la discontinuité de l'effort de précontrainte, sollicitant différents plans horizontaux de l'âme ou sollicitant le plan vertical à la jonction âme-table de compression.

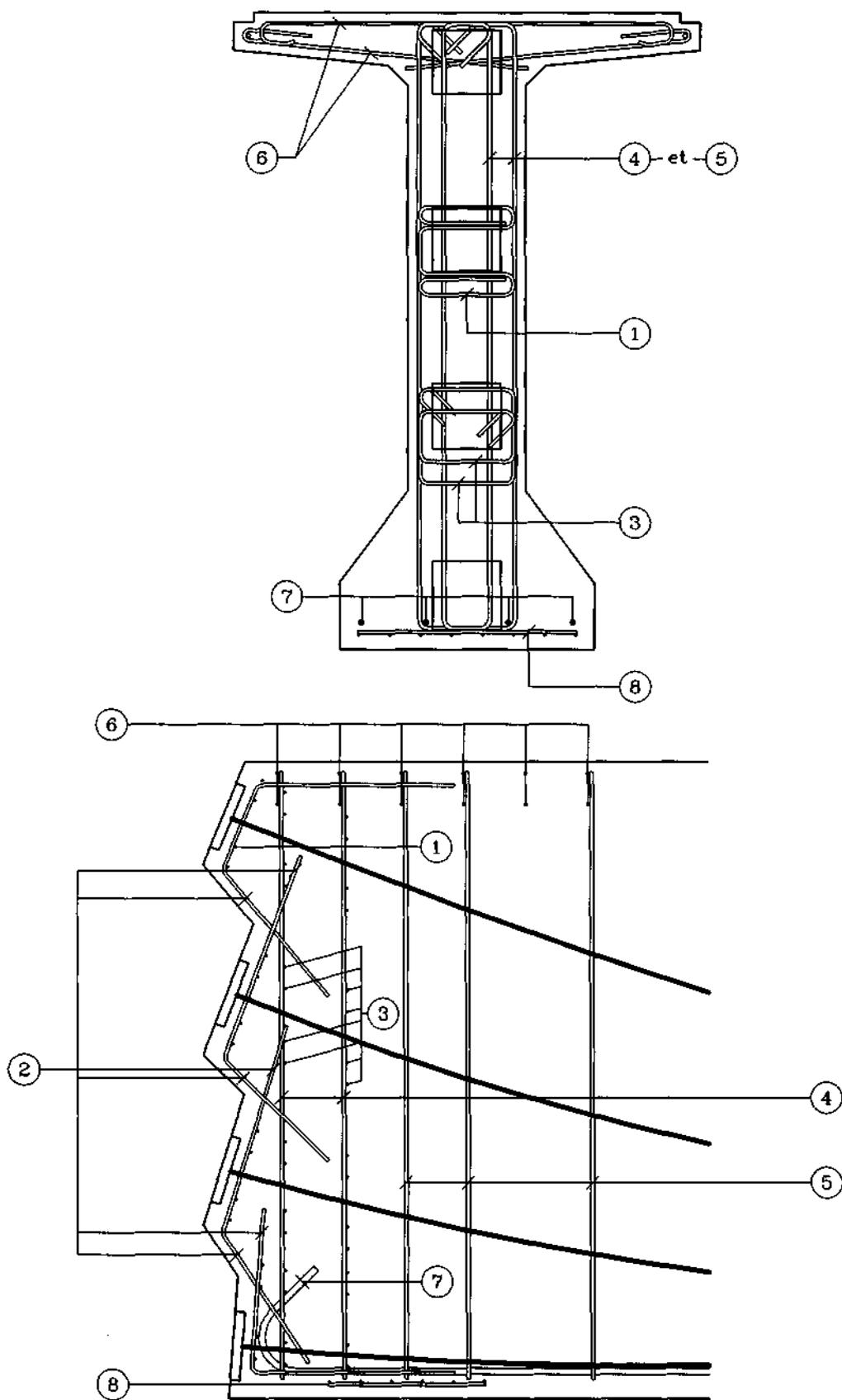


FIGURE 73 : Principe de ferrailage de la zone d'about  
(seuls les aciers de diffusion sont représentés)

Un ferrailage constitué de cadres verticaux assure la couture de l'âme. Ces armatures ont un façonnage analogue aux armatures verticales d'éclatement, qu'elles complètent en tant que de besoin. Ce complément éventuel est ajouté à l'arrière des prismes de régularisation, jusqu'à une profondeur des  $\frac{2}{3}$  de la hauteur de la poutre (fers 5), comptée à partir de la section d'ancrage.

Des aciers horizontaux permettent de couvrir l'effort tangent de diffusion sollicitant le plan de jonction de la table de compression et de l'âme. Ces armatures sont également réparties en une nappe supérieure et nappe inférieure (fers 6) sur la longueur de régularisation.

### ***Autres armatures***

Au droit de l'appui, les armatures longitudinales de fibre inférieure doivent être renforcées pour assurer la couture du coin inférieur de la poutre et participer à l'équilibre de la bielle d'effort tranchant en complément des armatures de précontrainte (fers 7). Compte tenu de la longueur courante de l'about, ces armatures peuvent être ancrées par scellements droits. Lorsque l'about est court, il est toujours possible d'adopter un scellement en croise. Remarquons que l'équilibre de la bielle d'effort tranchant est habituellement assuré longitudinalement par les seules armatures de précontrainte lorsque, ce qui est préférable, un câble est ancré à faible distance au-dessus de l'appui et que l'ancrage est situé suffisamment au-delà de celui-ci. Dans certains cas, il peut être également nécessaire de disposer des étriers supplémentaires sur la zone correspondant à la bielle d'about.

Un frettage au droit de l'appareil d'appui assure par ailleurs la diffusion correcte de la réaction d'appui (fers 8).

Il convient également de prévoir une liaison du béton de cachetage et du béton de poutre. Les armatures correspondantes doivent être bien réparties, ce qui nécessite d'avoir recours à de petits diamètres.

### **3.6.2 - Principe de ferrailage du hourdis**

Le hourdis est ferrillé en deux nappes inférieure et supérieure, dans les deux directions longitudinale et transversale. Sauf exception, le hourdis est réalisé sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur et est faiblement sollicité en cisaillement. Il ne comporte donc pas d'étriers.

Le ferrailage transversal est le ferrailage principal. S'agissant des armatures d'une dalle, leur diamètre est limité au dixième de l'épaisseur, soit en pratique à des HA 20. Pour profiter au mieux du bras de levier, ces aciers principaux sont placés à la distance minimale d'enrobage fixée par le BAEL et constituent donc les nappes extérieures. Le dimensionnement de ces armatures relève des règles BAEL, sauf dans le cas, aujourd'hui rare, d'une précontrainte transversale. La jonction des barres s'effectue par recouvrement rectiligne, dans une proportion qui ne doit pas dépasser le  $\frac{1}{3}$ , puisqu'il s'agit de la nappe extérieure d'une dalle, à moins de justifier les armatures de couture de ces recouvrements.

Les aciers longitudinaux, parallèles aux poutres, constituent le ferrailage secondaire et forment les nappes intérieures. Leur section est donc relativement faible, sans pour autant descendre en dessous du tiers du ferrailage transversal, ni du ferrailage minimum. Dans les zones susceptibles d'être tendues (zone centrale à la mise en tension des armatures de deuxième famille), un renforcement du ferrailage longitudinal peut être nécessaire pour participer à la flexion générale du tablier (voir paragraphe précédent). Le dimensionnement de ces sections relève du BPEL. Pour ces armatures, la proportion de barres intéressées par un recouvrement rectiligne peut atteindre la moitié, puisqu'il s'agit de la nappe intérieure du hourdis.

Dans le cas où on envisagerait des entretoises intermédiaires, le ferrailage longitudinal est renforcé au voisinage des entretoises (armatures en chapeau), où les moments sont du même ordre de grandeur que les moments transversaux.

La direction du ferrailage transversal dépend du biais géométrique de l'ouvrage. Lorsque l'angle du biais est modéré, c'est-à-dire lorsqu'il reste compris entre 70 et 100 grades, les armatures transversales sont disposées parallèlement aux lignes d'appui. Pour un biais plus important, cette disposition ne serait pas économique et on dispose habituellement les armatures transversales perpendiculairement aux poutres et aux bord libres, sauf au voisinage des appuis.

Les dispositions de détail du ferrailage dépendent du type de coffrage utilisé pour le hourdis. On se reportera également à la note d'information N° 14 du SETRA, de février 1991, intitulée "Eléments coffrants en béton armé utilisés comme coffrages perdus", reproduite en annexe.

#### a) Ferrailage sur prédalles en fibre-ciment

Lorsque l'on emploie un coffrage de faible épaisseur du type fibre-ciment, la face supérieure du coffrage se situe sensiblement au même niveau que la fibre supérieure des poutres, si l'on a pris la précaution de ménager une engravure à l'extrémité des tables de compression des poutres. Le coffrage ne gêne absolument pas la mise en place des armatures transversales qui reposent sur les coffrages et sur les tables de compression des poutres par l'intermédiaire de cales assurant un enrobage suffisant. La mise en œuvre est simple, ce qui constitue un atout important.

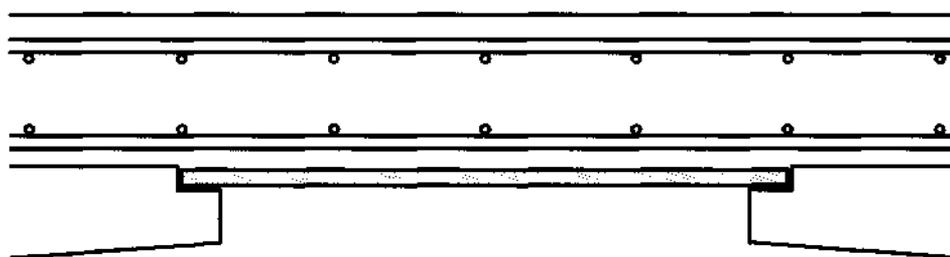


FIGURE 74 : Ferrailage du hourdis sur coffrages perdus

#### b) Ferrailage sur prédalles en béton armé

Les prédalles non participantes en béton armé, que l'on emploie pour des portées transversales importantes, ont une épaisseur strictement minimale de l'ordre de 6 cm, de manière à assurer un enrobage satisfaisant de leurs armatures. A moins de prévoir une engravure assez profonde, les armatures transversales du hourdis se trouvent surélevées par rapport à la cote qu'elles auraient dans le cas d'utilisation de prédalles en fibre-ciment, puisque la fibre supérieure de la prédalle se trouve située à 3 ou 4 cm au-dessus de la table de compression des poutres. Pour permettre un enrobage convenable de ces armatures, il convient d'interposer des cales entre le coffrage et les armatures et d'interdire la mise en place des armatures à même ces éléments coffrants. Cet enrobage minimal est le même que pour un parement quelconque du fait des condensations possibles au niveau des joints longitudinaux entre prédalles, à moins de prévoir une protection particulière des armatures.

Cette contrainte a pour conséquence une forte diminution de l'épaisseur utile du hourdis, ce qui se répercute défavorablement sur les quantités d'aciers à mettre en œuvre.

Les aciers principaux de la prédalle sont prolongés dans le béton de deuxième phase si l'épaisseur de la prédalle permet d'assurer un bon enrobage pour ces armatures (solution 1). Dans le cas contraire, que l'on rencontre fréquemment si l'on cherche à engager les prédalles non participantes le plus possible dans la table de compression des poutres, les armatures sont relevées dans le hourdis (solution 2).

Des chevelus peuvent être prévus pour renforcer l'accrochage de la prédalle au hourdis, au cas où se produirait une désolidarisation accidentelle de ces deux éléments.

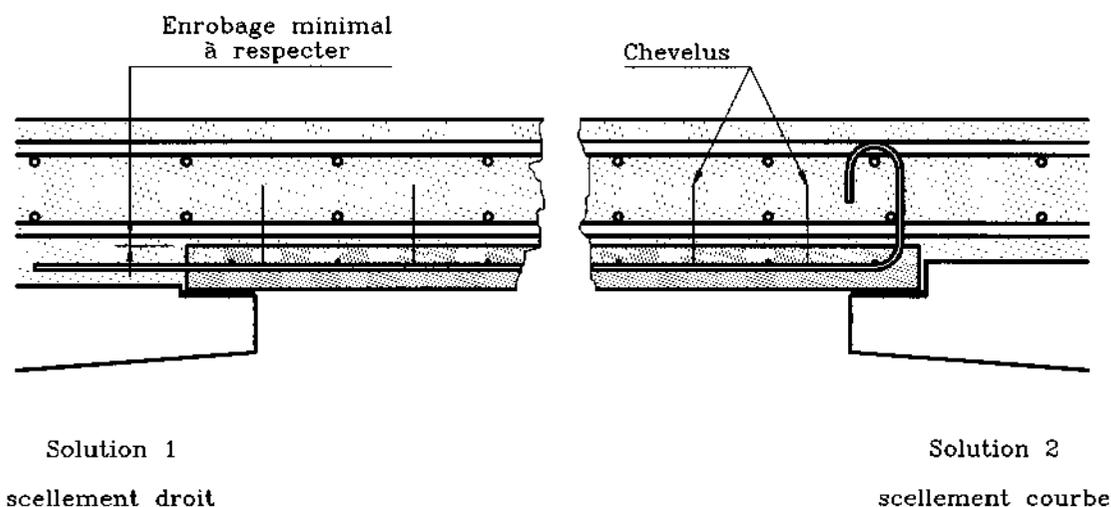


FIGURE 75 : Principe de ferrailage du hourdis sur prédalle non participante

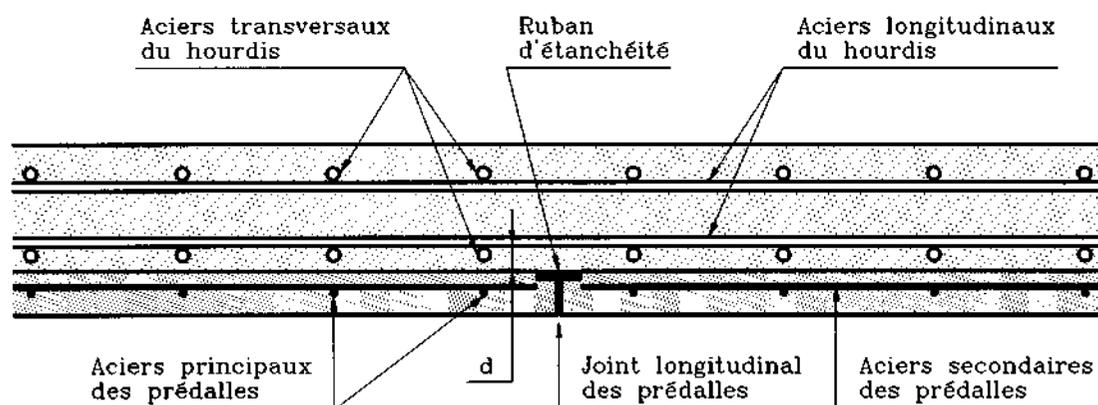


FIGURE 76 : Non-continuité des armatures longitudinales des prédalles

Dans le cas de prédalles participantes, il est intéressant de faire coïncider la cote de l'armature principale de la prédalle avec celle des armatures transversales inférieures du hourdis. On conserve alors un bras de levier maximal pour les aciers transversaux. Ces aciers sont alors pratiquement centrés dans la prédalle, ce qui ne correspond pas à un fonctionnement optimal de l'acier dans les phases où le hourdis coulé en place n'existe pas encore. Une meilleure excentricité de l'acier de la prédalle ne peut être obtenue qu'en augmentant l'épaisseur de la prédalle, ce qui se traduira par une diminution du bras de levier de l'acier longitudinal.

Les aciers principaux de la prédalle sont ancrés par scellement droit dans le béton de deuxième phase. La continuité de ces armatures avec les aciers transversaux du hourdis s'effectue par recouvrement, la proportion des barres arrêtées ne pouvant dépasser le tiers de la section (aciers de nappe proche d'une paroi), à moins de renforcer les armatures longitudinales de couture. Les zones de recouvrement règnent donc sur trois longueurs de scellement, ce qui est très important à l'échelle de l'entraxe des poutres.

Les connecteurs peuvent être réalisés par de petits cadres ou des chaises ; ils pourront être utilisés comme armatures de montage pour faciliter la mise en place des armatures longitudinales et transversales. Il est également souhaitable de renforcer la connexion en réalisant une surface rugueuse.

Il résulte de ces considérations que la conception du ferrailage des prédalles participantes est assez délicate à réaliser (recouvrements, connexion ...).

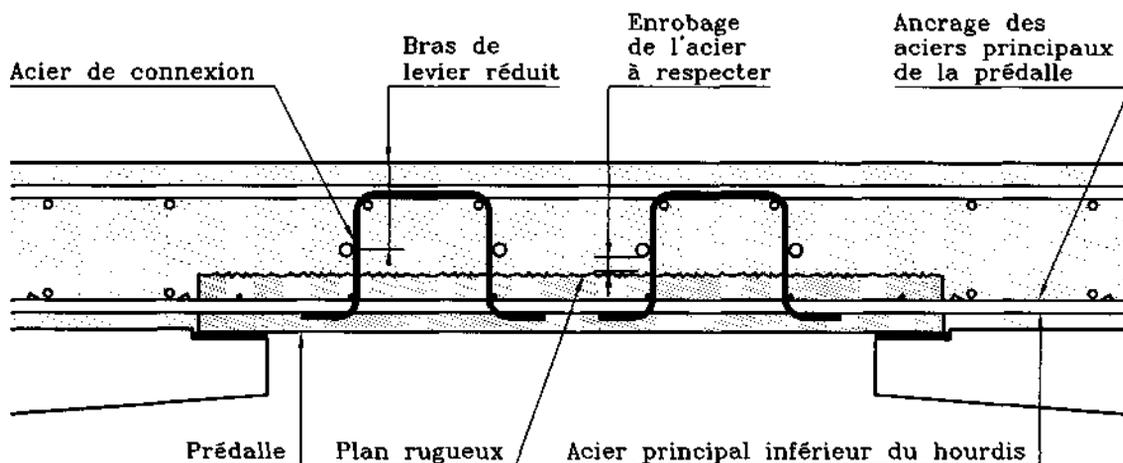


FIGURE 77 : Principe de ferrailage du hourdis sur prédalle participante

Le ferrailage des prédalles, qu'elles soient participantes ou non, est complété par des armatures de non-fragilité dans la direction perpendiculaire à la direction principale (treillis soudé par exemple). Des crochets de levage sont également nécessaires pour manutentionner les prédalles.

### 3.6.3 - Principe de ferrailage des encoches

A proximité des sections d'ancrage des câbles relevés en travée, le ferrailage doit être adapté pour tenir compte des particularités suivantes :

- Tout d'abord, le façonnage du ferrailage courant doit tenir compte de la géométrie des encoches, ce qui concerne essentiellement les étriers et le ferrailage de peau.
- En second lieu, il convient de mettre en œuvre des armatures complémentaires pour reprendre les effets de la diffusion de l'effort de précontrainte ancré dans ces sections.
- Enfin, les aciers longitudinaux et transversaux du hourdis sont interrompus pour permettre l'accès du vérin de mise en tension à la plaque d'ancrage. La continuité de ces armatures est rétablie après la mise en tension en dépliant des fers en attente et en réalisant le béton de cachetage.

Les dessins des pages suivantes illustrent des façonnages et des dispositions de principe dont on pourra s'inspirer. L'ensemble des fers n'est pas représenté sur toutes les vues dans un souci de lisibilité des dessins. En zone courante, le façonnage est tel qu'il a été représenté en figure 72 (Cf. paragraphe 3.6.1).

#### a) Adaptation du ferrailage courant

Les étriers d'âme sont raccourcis sur toute la longueur de l'encoche de manière à laisser libre de tout ferrailage cette zone occupée par le vérin à la mise en tension (fers a). La continuité des armatures verticales est alors réalisée par des étriers latéraux longeant le gousset d'âme de part et d'autre de l'encoche (fers b). Les armatures de peau bordant le gousset en zone courante (fers b') sont supprimés. On retrouve le façonnage de zone courante de ces étriers à l'aval et à l'amont de l'ancrage (fers c).

Les cadres (ou épingles) de connexion de la poutre sur le hourdis (fers d) et l'armature inférieure de couture de la table de compression (fers e) ne sont en général pas modifiés, sauf éventuellement pour s'adapter à la largeur ou à la profondeur de l'encoche (ici le cadre d au droit de l'encoche est élargi par rapport au fer équivalent en zone courante (fer d'), les fers e au

droit de l'encoche et l'équivalent e' en zone courante ont même façonnage). Par contre, l'armature transversale supérieure de la table de compression est interrompue au droit de l'encoche (fers f) alors qu'elle est continue en amont et à l'aval de l'encoche (fers g).

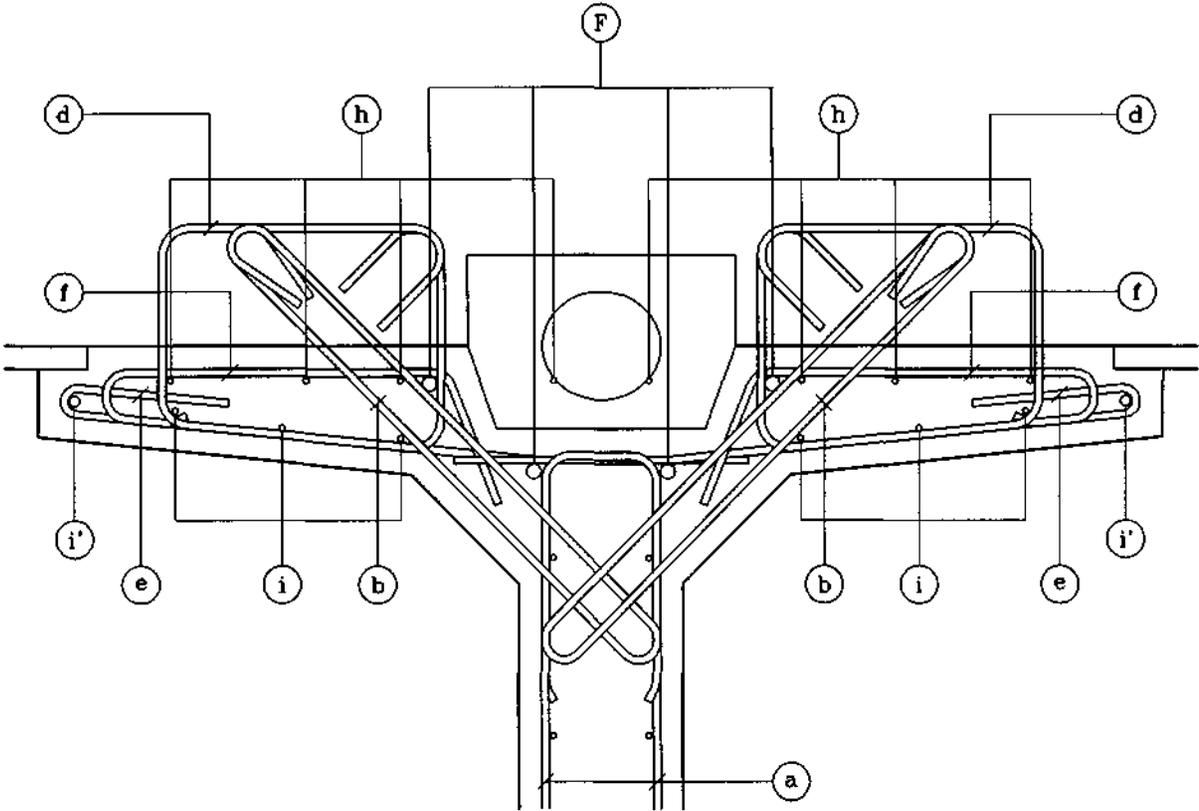


FIGURE 78 : Coupe transversale au droit d'une encoche

Coupe A-A

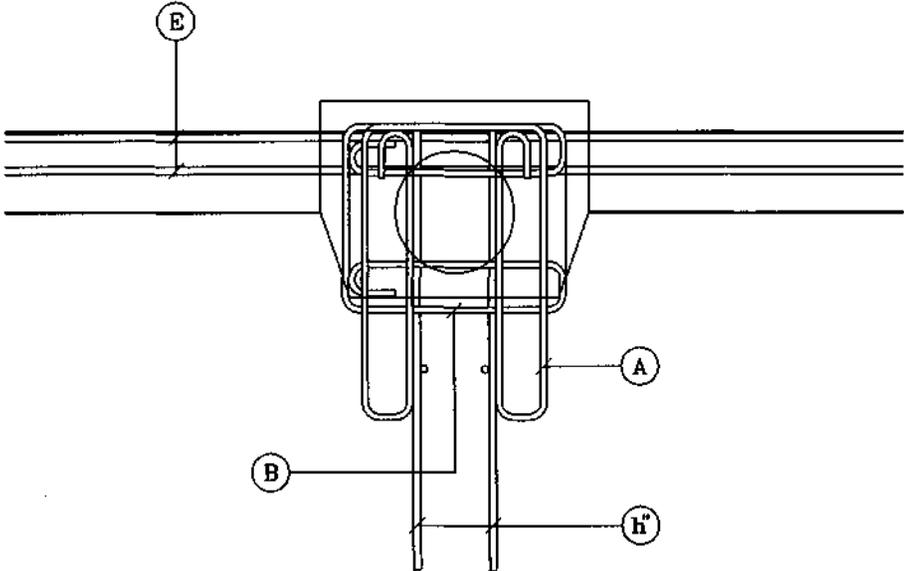


FIGURE 79 : Détail dans le plan de la plaque d'ancrage

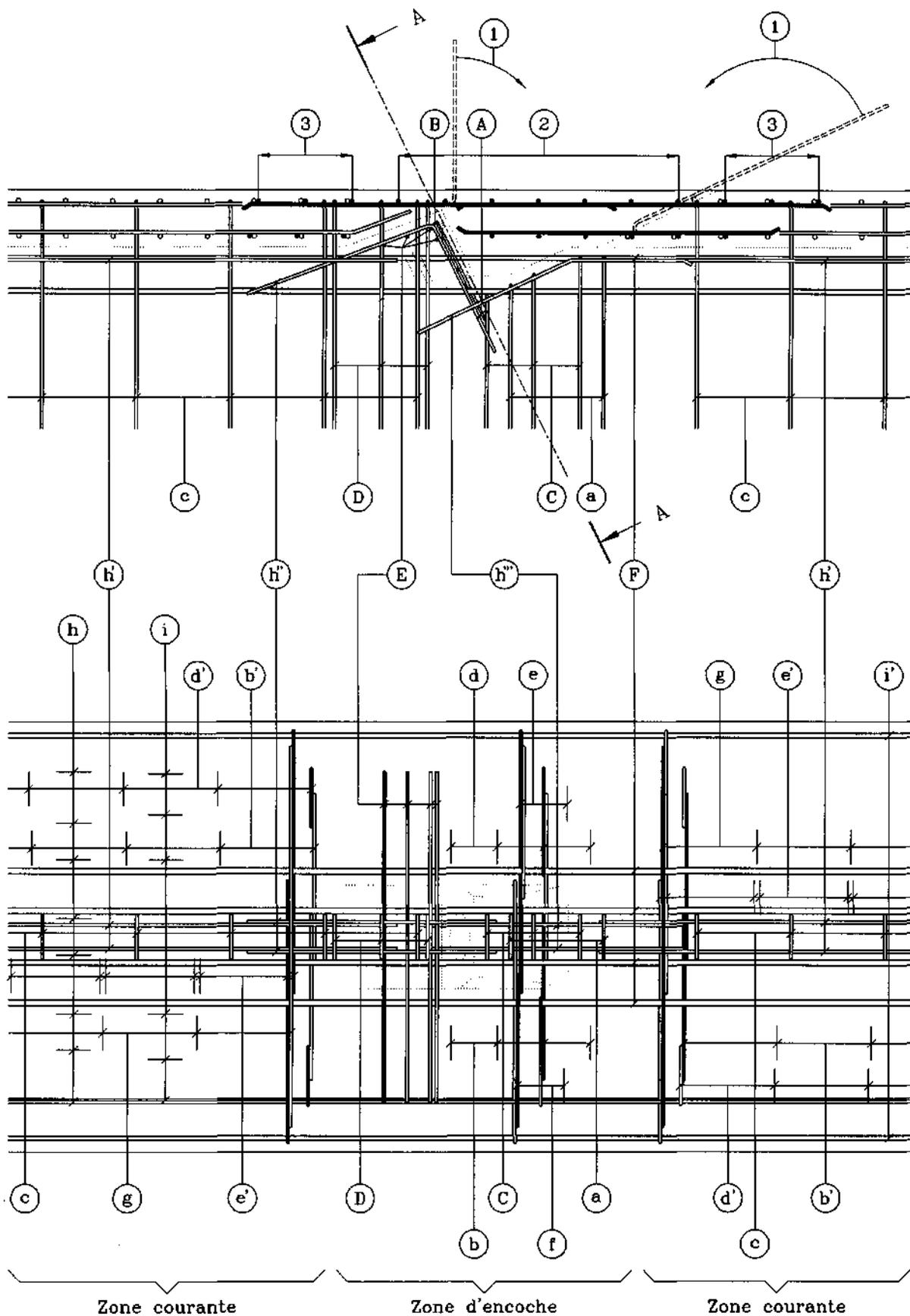


FIGURE 80 : Coupe longitudinale et vue en plan au droit d'une encoche

Les armatures longitudinales de la table de compression sont prolongées dans les ailes en fibre supérieure et inférieure (fers h, i et i'). En fibre supérieure ces fers sont interrompus au droit de l'encoche (fers h'), la continuité du ferrailage étant assurée par des aciers de peau épousant le contour du bossage et de l'encoche (fers h'' et h''').

### **b) Ferrailage de diffusion**

La diffusion de l'effort de précontrainte ancré dans cette section nécessite de mettre en œuvre des ferrailages de diffusion, qui sont dimensionnés selon les règles BPEL 91 et qui sont disposés à l'amont et à l'aval de l'ancrage. Ce ferrailage comporte des aciers de surface, d'éclatement, de diffusion pure et d'entraînement.

Le ferrailage de surface est constitué de frettes perpendiculaires (fers A et B) qui sont placées immédiatement sous l'ancrage.

Le ferrailage d'éclatement est constitué d'aciers verticaux sur la profondeur du prisme de première régularisation, en amont et en aval de la section d'ancrage. Ces aciers s'ajoutent aux aciers de flexion générale (effort tranchant et torsion) selon les règles de cumul définies par le BPEL. Leur façonnage est le même que celui des étriers et est différent selon que l'armature se trouve au droit de l'encoche (fers C) ou en aval de l'ancrage (fers D). Des armatures horizontales assurent la reprise de l'effort d'éclatement horizontal (fers E).

Le ferrailage de diffusion pure, de même façonnage, est disposé en complément éventuel au-delà et en deçà des ferrailages d'éclatement, jusqu'à une distance égale à 2/3 de la hauteur des poutres.

Un ferrailage d'entraînement, qui peut être important, permet de solidariser les parties situées en amont et en aval de l'ancrage. Transversalement, les armatures correspondantes sont placées à la périphérie immédiate de l'ancrage (fers F), de manière à couvrir l'effort d'entraînement le plus tôt possible. Longitudinalement, elles sont nécessaires, donc ancrées, sur une distance égale à la demi-hauteur de la poutre, de part et d'autre de la section d'ancrage ; leur longueur totale est donc voisine de la hauteur de la poutre majorée de deux longueurs de scellement.

### **c) Reprise du ferrailage du hourdis**

La continuité des armatures longitudinales et transversales du hourdis au droit de l'encoche est assurée par des aciers qui sont dépliés après la mise en tension et qui constituent le ferrailage du béton de cachetage (fers 1 et 2). Il s'agit naturellement d'aciers doux. Des aciers longitudinaux et transversaux de renfort bordent cette encoche (fers 3).

### 3.6.4 - Principe de ferrailage des entretoises

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le platelage. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier, comme lors d'un changement des appareils d'appui.

Les entretoises d'appui ont un comportement différent selon qu'elles prennent appui sur les appareils d'appui situés sous les poutres, dans la situation de fonctionnement normal de la structure, ou, au contraire, qu'elles reposent sur des vérins placés sous les entretoises dans des situations transitoires mais prévisibles.

Dans le premier cas, les réactions d'appui sont directement transmises à l'appui, ce qui n'engendre aucun effort dans les entretoises. Le ferrailage nécessaire est donc peu important.

Dans le second cas, les réactions d'appui transitent par les entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position des vérins par rapport à l'axe des poutres. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins (positionnement, dés d'appuis, frettage), pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage du tablier.

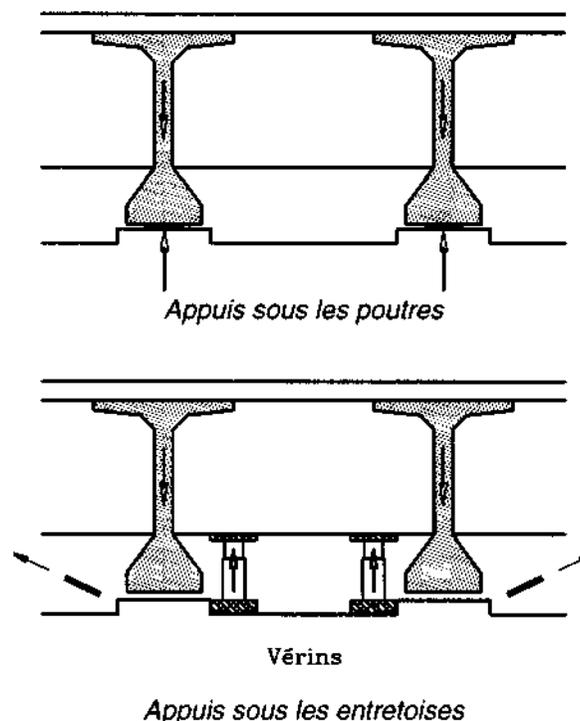


FIGURE 81 : Fonctionnement des entretoises d'about

Le ferrailage est constitué d'armatures de flexion longitudinale et d'armatures d'effort tranchant verticales. Des armatures de peau sont également réparties sur la hauteur des voiles.

Le dessin ci-après correspond à une entretoise d'about située au droit d'une dalle de continuité. L'entretoise n'est pas précontrainte et comporte une reprise de bétonnage au droit de ses amorces. Les emplacements de vérinage sont prévus sous les amorces et permettent de soulever la poutre pendant les opérations de manutention et de vériner le tablier en situation définitive. Il s'agit d'une poutre de rive comportant une amorce d'entretoise extérieure.

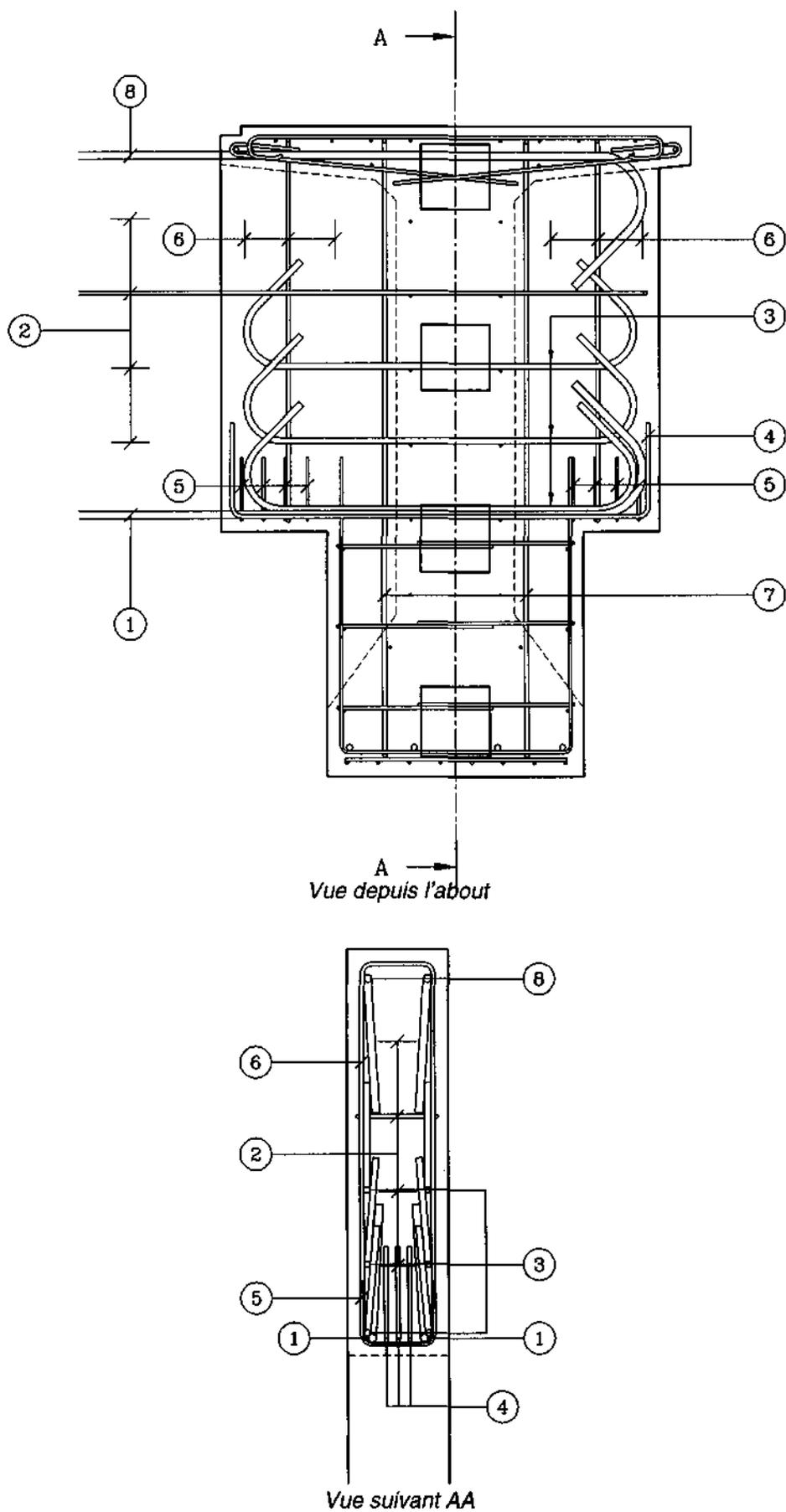


FIGURE 82 : Principe de ferrailage d'une entretoise

Les armatures de flexion sont concentrées en deux nappes dont l'importance dépend de la présence ou de l'absence de précontrainte de l'entretoise et des conditions de vérinage par l'entretoise.

Les aciers inférieurs sont situés à l'excentricité maximale. Ils sont ancrés par crochets à l'extrémité de l'entretoise, ce qui est facilement réalisable lorsque l'entretoise comporte une amorce extérieure à la poutre de rive, comme représenté sur le dessin. Rappelons que lorsque l'entretoise est précontrainte, cette amorce extérieure est nécessaire pour permettre le logement des ancrages. Lorsque cette amorce extérieure est absente, le crochet d'ancrage interfère avec les armatures de l'âme, et la conception de détail du façonnage est plus délicate.

Compte tenu de la reprise de bétonnage à la jonction de l'amorce et de la partie coulée en place de l'entretoise, la continuité des armatures est rétablie par recouvrement d'armatures en attente (fers 1 et 8). Il en est de même des aciers de peau (fers 2).

Lorsque les amorces d'entretoise sont utilisées pour soulever les poutres pendant les phases de manutention, un ferrailage adapté (fers 3) de type console courte doit être mis en place pour reprendre les efforts au soulèvement.

Aux emplacements de vérinage (entretoise ou amorce d'entretoise), des armatures de diffusion renforcent localement le ferrailage (fers 4 et 5). Il est toutefois possible de prévoir d'interposer des plaques métalliques pour diffuser l'effort de vérinage si aucun frettage n'a été prévu.

Des armatures de diffusion (frettage, éclatement et équilibre de diffusion pure) sont également à prévoir lorsque les entretoises sont précontraintes.

La position de la nappe supérieure du ferrailage longitudinal de l'entretoise dépend du type d'entretoise, et, plus exactement, de l'existence ou non d'une dalle de continuité au droit de l'entretoise.

Le premier cas correspond aux entretoises d'about des appuis intermédiaires ne comportant pas de joints de chaussée. La désolidarisation des poutres et du hourdis, nécessaire pour le bon fonctionnement de la dalle de continuité, règne jusqu'aux entretoises d'about. L'entretoise est de ce fait réduite à une section rectangulaire sans hourdis participant. Les armatures supérieures se situent alors dans l'entretoise proprement dite (fers 8).

Le second cas correspond aux entretoises intermédiaires éventuelles et aux entretoises d'about d'extrémités de zones attelées. Le hourdis fait office de table de compression des entretoises (en T pour des entretoises intermédiaires et en L, à table dissymétrique, pour des entretoises d'about). La nappe supérieure de l'entretoise se trouve alors en fibre supérieure du hourdis, pour profiter au mieux du bras de levier.

Les armatures d'effort tranchant sont des étriers ou des cadres rectangulaires. Dans le cas d'entretoises sur culée ou d'entretoises intermédiaires, ils réalisent la couture de l'entretoise et du hourdis et remontent dans le hourdis. Dans le cas d'entretoises d'appuis intermédiaires, du fait de la présence de la dalle de continuité, ils sont arrêtés en fibre supérieure de l'entretoise (fers 6 et 7).

L'entretoise est soumise à une torsion due aux rotations différentielles des poutres sous l'effet des surcharges, torsion d'autant plus importante que le chargement est excentré, les poutres étant de ce fait différemment sollicitées en flexion. Il peut être nécessaire de renforcer les sections d'armatures verticales.

### 3.7 - LIAISON LONGITUDINALE

Comme nous l'avons déjà mentionné, les ponts à poutres sous chaussée font l'objet de nombreuses critiques pour les inconvénients qu'ils présentent du fait de la multiplicité des joints de chaussée. Outre l'inconfort indéniable ressenti par l'utilisateur au franchissement de chaque joint, le coût initial et le coût d'entretien sont très importants, surtout lorsqu'il s'avère nécessaire de procéder à un rechargement de la chaussée entraînant la dépose de tous les joints.

Différentes solutions ont été envisagées pour pallier cet inconvénient. De part leur fonctionnement différent, elles sont classées dans les deux catégories suivantes :

- Solutions établissant une continuité mécanique de la structure porteuse.
- Solutions établissant une continuité apparente au niveau du hourdis.

#### 3.7.1 - Principe de la continuité mécanique

La continuité mécanique de la structure porteuse consiste à réaliser un clavage des poutres préfabriquées sur appuis intermédiaires et à mettre en œuvre des armatures passives ou actives, réalisant ainsi une continuité en béton armé ou en béton précontraint.

Le noyau de béton ainsi réalisé est suffisamment résistant pour transmettre les efforts d'une travée à l'autre par continuité mécanique. Cependant, compte tenu du mode de construction par phases, le bénéfice apporté par la continuité ne concerne que les superstructures et les charges d'exploitation, charges appliquées à l'ouvrage après réalisation de cette continuité. L'intégralité des charges du poids propre des poutres et du hourdis ainsi que l'effet de la précontrainte de première famille demeurent appliqués sur la structure isostatique et ne bénéficient pas de l'effet de continuité.

Cette solution a fait l'objet de tentatives assez peu nombreuses, qui ont consisté à réaliser une précontrainte supérieure par des câbles intérieurs au béton, mis en tension dans le hourdis, et complétée par des câbles inférieurs filants d'une travée à l'autre et logés dans les talons (cas du pont du Lac à Bordeaux et du pont d'Empalot sur la Garonne à Toulouse). Des solutions à base de coupleurs situés dans la zone de clavage ont également été imaginées.

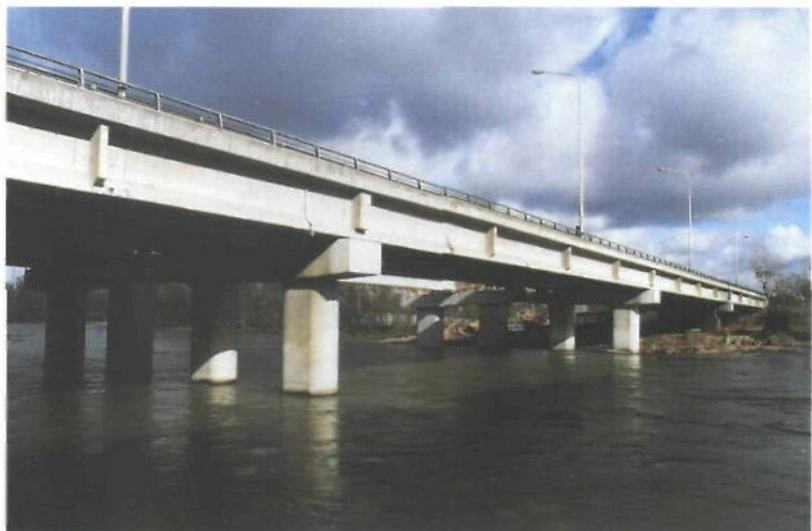


FIGURE 83 :

*Ouvrage rendu continu  
mécaniquement sur appuis*

De telles solutions sont complexes à réaliser et nécessitent de prévoir des conduits vides dans les poutres ou d'utiliser des coupleurs dans une zone très sollicitée ou encore de tendre des

câbles dans le hourdis. Se posent rapidement des problèmes d'encombrement des armatures de précontrainte dans les talons et aux ancrages, à moins d'avoir recours à des armatures de forte puissance, ce qui est peu adapté à des pièces relativement minces.

La réalisation d'une continuité en béton armé consiste à prévoir des armatures en chapeaux dans le hourdis et des armatures inférieures en attente dans les talons de poutres. L'importance des efforts à équilibrer conduit à des sections d'aciers très importantes, qui obligent à avoir recours à une forte densité d'armatures de gros diamètre, ce qui n'est pas très satisfaisant du point de vue constructif.

De ce fait, nous portons un jugement assez négatif sur ce type de continuité qui est d'ailleurs à peu près abandonné, sauf en ce qui concerne les poutres PRAD, précontraintes par adhérence, dans lesquelles les efforts sont nettement moins importants.

En effet le bilan "avantages-inconvénients" semble nettement pencher du côté négatif.

Un des principaux avantages est évidemment la suppression des joints de chaussée. Citons également les aspects suivants :

- légère économie de précontrainte longitudinale,
- possibilité de réaliser des ouvrages un peu plus élancés,
- réduction de la largeur du chevêtre de tête de pile, puisqu'il ne subsiste qu'une seule ligne d'appui,
- augmentation de la résistance et de la ductilité de l'ouvrage, aspect particulièrement intéressant dans les zones de forte sismicité.

Par contre les inconvénients sont très nombreux et rendent le bilan de l'opération discutable. En particulier :

- ouvrage rendu particulièrement sensible aux dénivellations d'appuis du fait de sa rigidité importante,
- nécessité de prévoir des appuis provisoires dédoublés et un transfert d'appui par vérinage,
- incertitude sur la redistribution des efforts par fluage du béton, surtout dans le cas de la solution précontrainte,
- introduction d'efforts supplémentaires de gradients thermiques et de tassements différentiels d'appuis.

Du point de vue des efforts, l'apparition des moments positifs de gradient thermique et de redistribution par fluage compense la diminution due à la continuité des moments de superstructures et de charges d'exploitation. Le bilan semble globalement négatif.

La seule solution qui reste envisageable, mais qui n'a, à notre connaissance, encore pas été mise en œuvre, serait de réaliser une précontrainte de continuité extérieure au béton, de conception analogue à la précontrainte extérieure des ponts à nervures. La difficulté réside en la réalisation d'un ou de plusieurs déviateurs en travée, qui constituent de véritables entretoises coulées en place entre les poutres. Or c'est justement des difficultés de réalisation en place équivalentes qui ont conduit les entreprises à supprimer les entretoises intermédiaires.

### 3.7.2 - Continuité apparente par dalle

La solution la plus classique aujourd'hui et qui est employée de façon quasi-systématique pour les ouvrages neufs consiste à atteler les travées par le hourdis supérieur. Il s'agit d'une continuité de roulement, qui du point de vue mécanique n'est capable de transmettre que les efforts et les déplacements horizontaux par le hourdis, les rotations de poutres aux extrémités restant libres, la rigidité du hourdis étant négligeable par rapport à celle des poutres.

#### a) Principe de la continuité

Le principe de cette continuité apparente consiste à assurer une liaison entre deux travées adjacentes en prolongeant le hourdis entre les poutres. Pour permettre une libre rotation des poutres, les poutres et le hourdis sont désolidarisés sur une longueur d'un mètre environ (dans la pratique entre les entretoises d'about des deux travées) par l'interposition d'un élément souple tel qu'une mince couche de polystyrène.

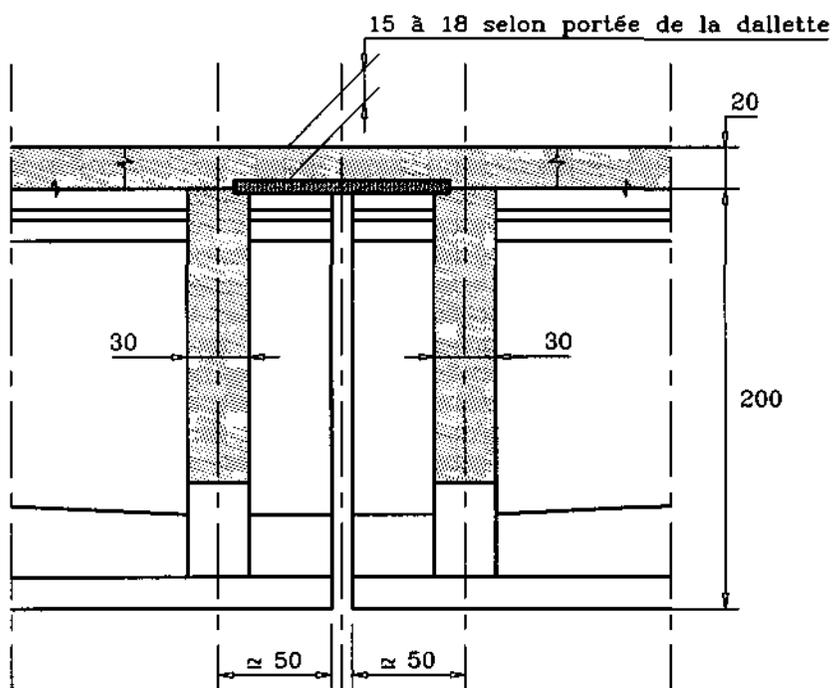


FIGURE 84 : Principe de continuité apparente par dalle de continuité (cotes indicatives)

Cette réduction d'épaisseur, qu'il convient d'adapter à la portée de la dalle de continuité, la rend assez souple pour subir les rotations différentielles des travées adjacentes. Malgré cette souplesse, la fissuration de la dalle est inévitable et il convient de bien répartir cette fissuration en utilisant des fers de faible diamètre et peu espacés. Le ferrailage correspondant est habituellement assez important (10 à 15 cm<sup>2</sup>/m). En outre, il peut être souhaitable de prévoir une protection anti-corrosion de ces armatures, qui peut être réalisée par galvanisation, et il convient de soigner particulièrement l'étanchéité de cette zone.

Par ailleurs, pour éviter l'apparition d'une fissure au droit de la jonction dalle-hourdis, il est préférable de bétonner la dalle avec une bande de hourdis contigu, afin de ne pas faire coïncider la reprise de bétonnage avec l'encastrement de la dalle.

L'attelage de travées ne peut être réalisé sur de trop grandes longueurs sans risque de trop solliciter certains appuis. La longueur attelée a également une incidence sur le dimensionnement des appareils d'appuis. C'est pourquoi, dans le but d'éviter le recours à des appareils d'appuis

glissants, de moindre durabilité et dont le coût serait prohibitif, on limite habituellement les longueurs attelées à 150 ou 200 mètres, ce qui correspond à un maximum de quatre à cinq travées.

### b) Principe de ferrailage des dalles de continuité

Le ferrailage de la dalle de continuité prolonge le ferrailage du hourdis. Cependant, alors que le ferrailage principal du hourdis est le ferrailage transversal, le ferrailage principal de la dalle de continuité est le ferrailage longitudinal. En effet, la dalle est principalement sollicitée par les rotations imposées par les travées adjacentes, ce qui entraîne sa flexion longitudinale. Le ferrailage transversal de la dalle représente donc le ferrailage secondaire, qui ne doit pas descendre en dessous du tiers du ferrailage longitudinal.

Le décrochement dû à la différence d'épaisseurs de la dalle et du hourdis ne permet pas d'arrêter les armatures longitudinales inférieures du hourdis par scellement droit. Ces armatures sont donc ancrées par crochets (fers 1). Par contre, les armatures longitudinales supérieures du hourdis sont ancrées par scellement droit (fers 2).

Pour profiter au mieux d'un bras de levier efficace des aciers, il serait intéressant de placer le ferrailage longitudinal de la dalle en nappe extérieure.

Cette disposition est facilement réalisable pour la fibre inférieure, aussi les armatures longitudinales de la dalle, en tant que nappe principale, sont-elles placées en lit extérieur inférieur (fers 3), à la distance d'enrobage du coffrage perdu. Les armatures transversales inférieures (fers 4) sont placées immédiatement au-dessus de cette nappe.

Pour les armatures supérieures de la dalle, par contre, il n'est pas possible de placer les armatures longitudinales à l'extérieur, car elles entreraient en conflit avec les armatures transversales du hourdis situées également en nappe extérieure. Bien que cette configuration ne soit pas la plus performante, on conserve la même disposition qu'en zone courante, en plaçant le ferrailage transversal à l'extérieur (fers 5) et le ferrailage longitudinal à l'intérieur (fers 6).

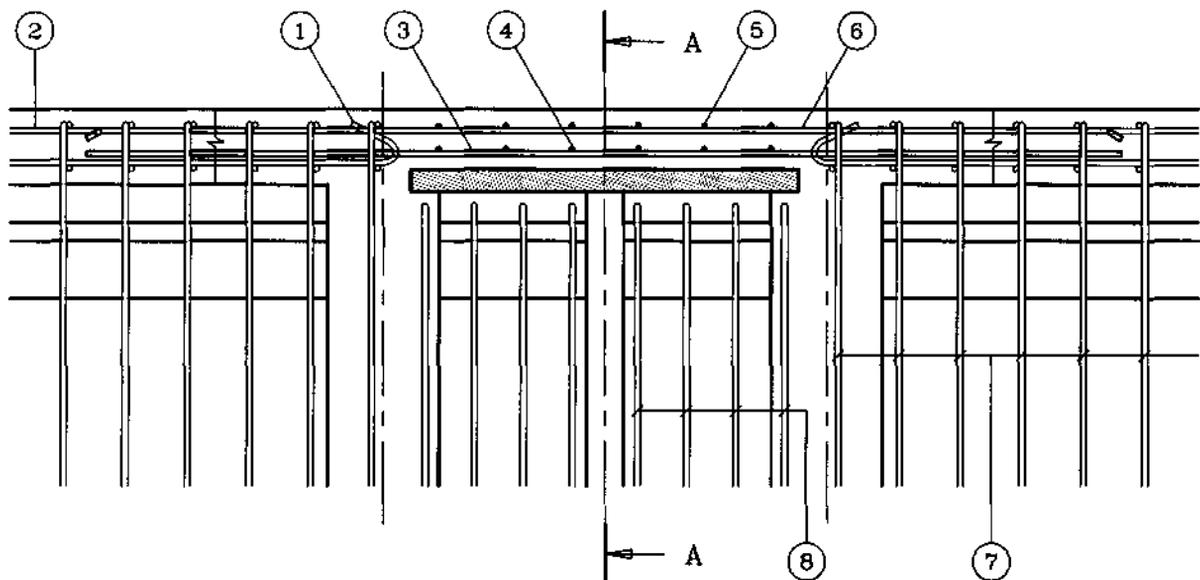


FIGURE 85 : Ferrailage des dalles : Coupe longitudinale à mi-distance des poutres

Les armatures transversales (étriers et cadres de connexion) assurent la jonction entre la poutre et le hourdis en dehors de la zone de la dalle (fers 7). Au droit de la dalle, cette jonction est impérativement interrompue (fers 8), de sorte que les mouvements des poutres et de la dalle sont indépendants, ce qui autorise un fonctionnement correct de la dalle.

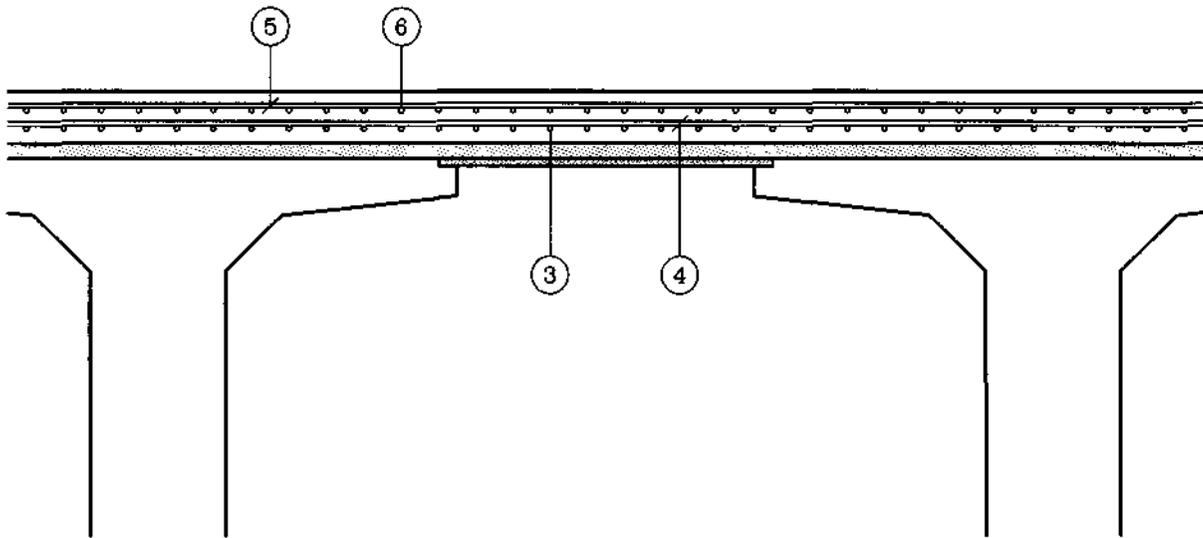


FIGURE 86 : Ferrailage des dalles : Coupe transversale selon AA

### 3.7.3 - Continuité apparente pour les ouvrages anciens

Dans le cas des ouvrages anciens, qui ont été construits sans attelage par dalle de continuité, le vieillissement des appareils d'appui ou des joints de chaussée nécessite souvent une intervention d'entretien ou de remplacement au cours de la vie de l'ouvrage.

Il est alors courant et opportun de profiter de cette intervention sur l'ouvrage pour réaliser une continuité apparente et ainsi de constituer des attelages de travées. On évite ainsi de reproduire le défaut majeur de ce type de structure d'une succession de joints inconfortables.

Ces deux opérations sont habituellement jumelées, d'une part pour limiter le nombre d'interventions sur l'ouvrage, et surtout du fait qu'il s'avère nécessaire de changer les appareils d'appui, qui doivent absorber des déformations longitudinales plus importantes après attelage.

En effet, les différents dispositifs qui ont été imaginés pour réaliser ces attelages ont pour point commun la transmission de l'effort normal. C'est pourquoi, comme dans le cas de la dalle de continuité, pour éviter d'avoir recours à des appareils d'appui glissants, on limite les longueurs attelées à 150 à 200 mètres environ.

#### a) Attelages par plats métalliques

Cette solution est la plus ancienne. Elle a été utilisée sur de nombreux ouvrages parmi lesquels on peut citer le viaduc de Roberval, sur l'autoroute A1 et le viaduc de la Porte de Versailles sur le boulevard périphérique de Paris.

Le principe de l'attelage est le suivant :

La première étape consiste à démonter les joints de chaussée existants et à découper le revêtement au droit des attelages. Puis on met en place des plats métalliques à cheval sur les joints supprimés qui sont solidarisés au hourdis par des boulons à haute résistance, ce qui assure une transmission d'effort horizontal par frottement acier-béton. L'intervalle entre extrémités des travées est garni en force par un matériau souple (on a utilisé des cordes bitumées, des boudins de caoutchouc), de sorte qu'on puisse reconstituer l'étanchéité puis le revêtement de chaussée.

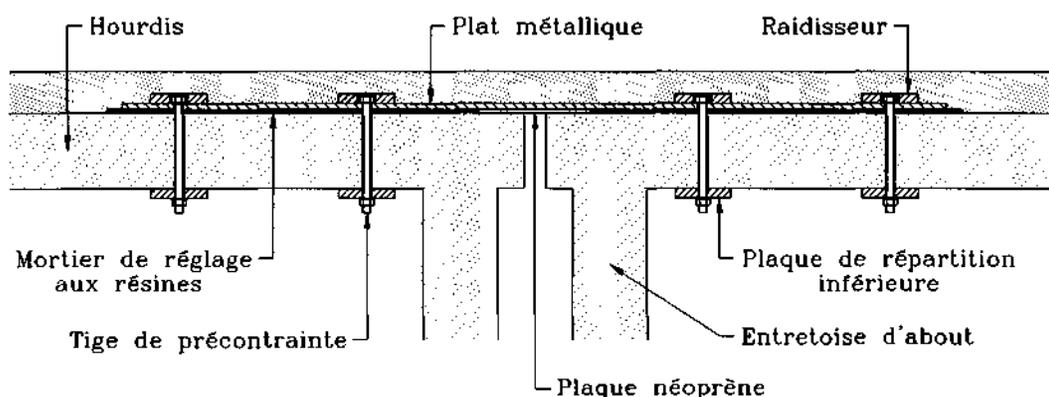


FIGURE 87 : Exemple d'attelage par plats métalliques boulonnés

Certaines réalisations ont nécessité une démolition partielle ou totale du hourdis dans la zone de fixation des plats, de manière à réaliser l'attelage sans surépaisseur et à garantir un bon contact acier-béton. Les armatures passives et les câbles de précontrainte transversale éventuels du hourdis doivent être dégagés avec soin sur toute cette zone.

Dans d'autres procédés, le hourdis est simplement foré pour la réservation des boulons HR et on réalise éventuellement dans le hourdis une engravure de l'épaisseur du plat au droit de chaque plat. Les plats métalliques reposent sur le béton du hourdis par l'intermédiaire d'un mortier de résines.

De petits plats transversaux percés servent de logement aux têtes de boulons ou aux écrous des boulons HR, afin d'éviter qu'ils ne poinçonnent l'étanchéité.

Une plaque souple (plaque néoprène par exemple) permet de désolidariser le plat métallique de part et d'autre du joint, de manière à autoriser la flexion du joint qui subit les rotations différentielles des travées adjacentes.

Ce procédé est intéressant du fait de sa simplicité d'exécution. Il présente toutefois l'inconvénient d'une intervention par la chaussée, ce qui conduit à des restrictions de circulation.

## b) Attelages par tirants-butons

Ce dispositif est constitué d'une barre de précontrainte formant tirant, qui traverse les entretoises d'about et est ancrée sur leur face externe. Entre les entretoises, cette barre est placée à l'intérieur d'un tube métallique, constituant le buton, qui est appuyé sur la face interne des entretoises. Ce système est complété par le remplissage du joint par un matériau compressible (boudin d'élastomère fretté, par exemple). Après mise en tension de l'armature, le buton métallique est ensuite injecté en fin d'opération.

Ce type d'attelage transmet les efforts horizontaux tout en laissant libres les rotations des travées attelées, grâce à un appui articulé sur les entretoises. Le principe d'appui des ancrages de la barre de précontrainte ainsi que celui du buton fait l'objet de variantes dont certaines sont brevetées.

Le dessin ci-après correspond au système utilisé pour atteler le viaduc d'accès au Pont d'Aquitaine de Bordeaux et mis au point par le CETE de Bordeaux. L'articulation du buton est réalisée par une pièce métallique.

L'attelage comporte plusieurs de ces systèmes groupés deux à deux de part et d'autre des poutres, sans qu'il soit nécessaire de prévoir une paire de tirants-butons par poutre, bien qu'il s'agisse de la disposition la plus courante.

Pour solliciter le moins possible les entretoises qui n'ont pas été prévues pour cet attelage, il convient de placer les systèmes tirants-butons le plus près possible des âmes, compte tenu de l'encombrement des différentes pièces. Si les entretoises ne peuvent supporter les efforts induits par l'attelage, il est possible d'ancrer ces systèmes d'attelage sur des bossages rapportés serrés contre les âmes par précontrainte (barres courtes), de manière analogue à ceux qui sont réalisés pour ancrer ou dévier une précontrainte extérieure en renforcement.

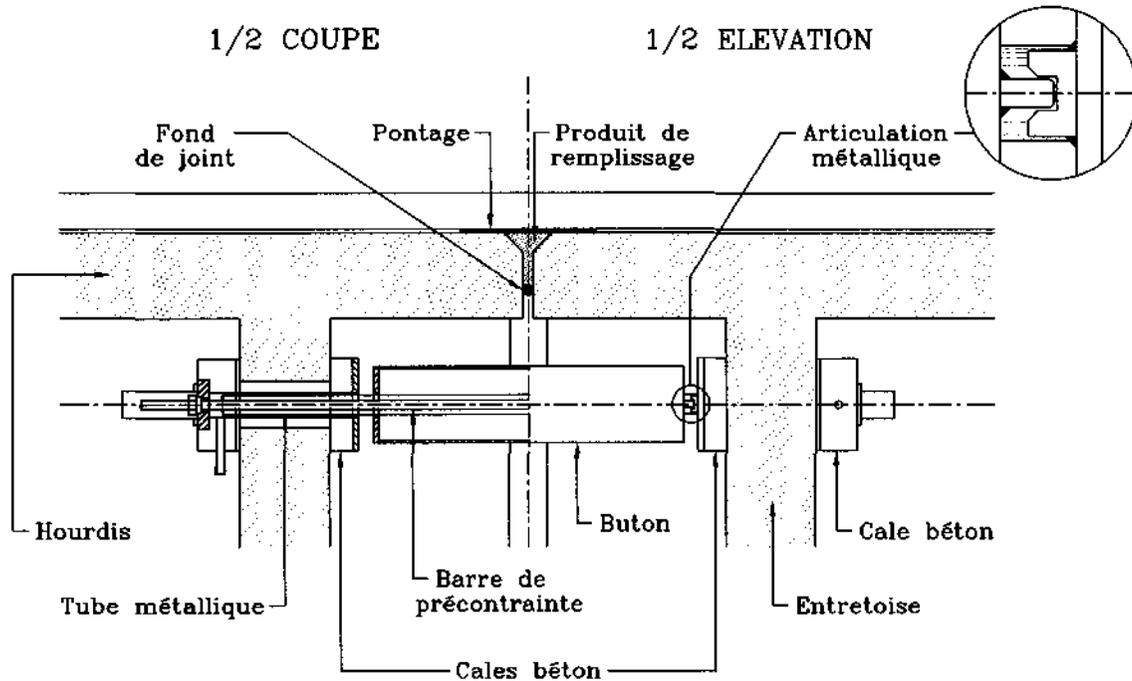


FIGURE 88 : Principe d'attelage par tirants-butons  
Exemple de l'attelage utilisé au pont d'Aquitaine

Ce dispositif est visible à l'extérieur des poutres de rive, ce qui constitue un petit inconvénient esthétique. Par contre, la mise en œuvre de ce procédé n'implique aucune restriction de circulation et ne nécessite aucune démolition du hourdis, et c'est là son atout principal.

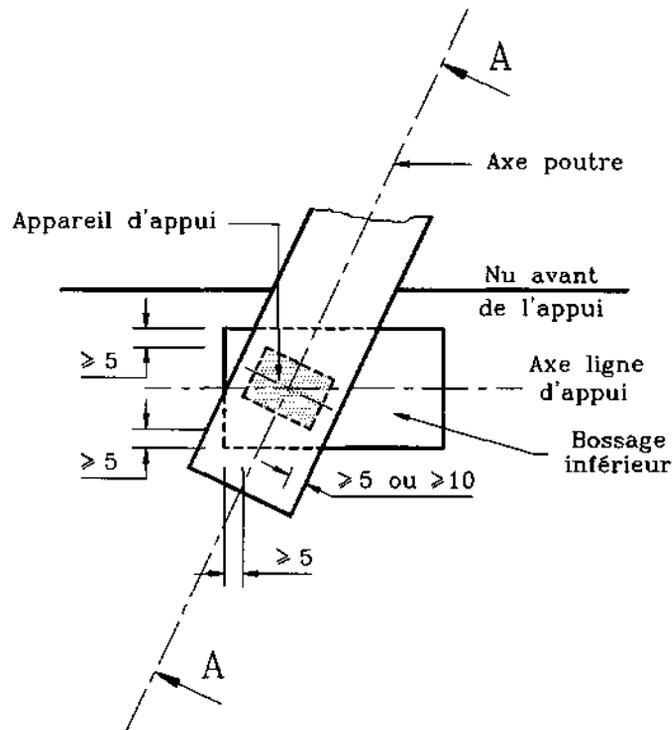
### 3.8 - APPAREILS D'APPUI

Chaque poutre repose sur l'appui par l'intermédiaire d'un appareil d'appui. Compte tenu de l'intensité relativement faible des réactions transmises par les poutres et du grand nombre de ces appareils, on utilise habituellement des appareils d'appuis fixes en caoutchouc fretté.

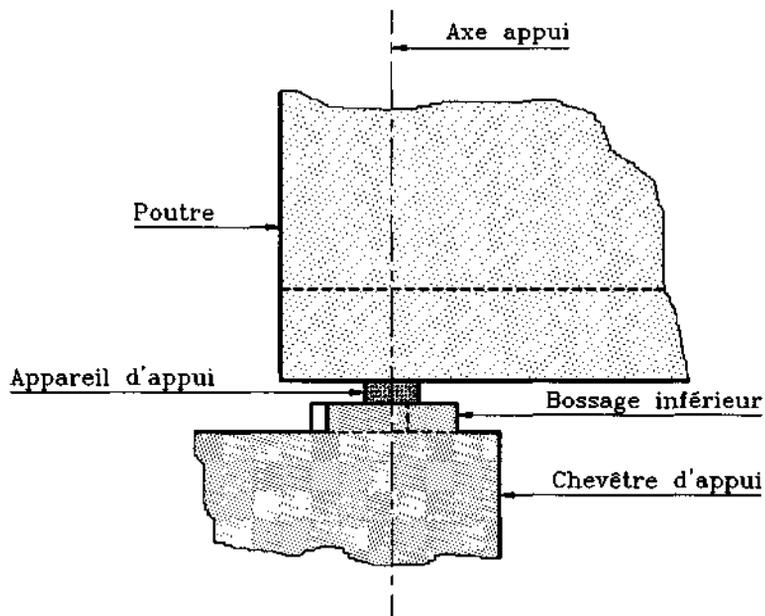
Les déplacements du tablier sont donc absorbés par les distorsions du caoutchouc, et l'on évite ainsi d'avoir recours à des appareils d'appui glissants, bien plus coûteux, qui de plus sont bien plus sensibles à un défaut de pose ou d'entretien.

Ces appareils d'appui doivent être conformes à la norme NFT 47.815 qui a entériné l'abandon de la fabrication des appareils d'appui non totalement enrobés. De plus cette norme en précise les dimensions normalisées de fabrication pour les appareils d'appui à feuillettes d'élastomère de 8, 10 et 12 mm. Leur dimensionnement relève du chapitre III du Bulletin Technique N°4 du SETRA [11], dans l'attente de la mise à jour de ce document.

Le document 'Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté' [12] réalisé par le SETRA et le LCPC traite des dispositions à ménager autour des appareils d'appui pour permettre leur bon fonctionnement, et donc celui de la structure.



Vue en plan (seul le pied du talon des poutres est représenté)



Coupe AA

FIGURE 89 : Disposition des appareils d'appui

Les appareils d'appui sont généralement rectangulaires, les grands côtés étant perpendiculaires à l'axe longitudinal des poutres.

Les dispositions constructives habituelles relatives aux appareils d'appui doivent naturellement être respectées, ce qui a une légère incidence sur la géométrie des têtes de piles pour ce qui est des dispositions en plan.

Le fonctionnement correct des appareils d'appui (répartition des contraintes et non cheminement) est étroitement lié à la bonne réalisation de la surface d'appui. Les deux surfaces de contact de l'appareil d'appui avec la poutre d'une part, et avec le sommier d'appui d'autre part, doivent donc être parfaitement horizontales et planes, aux tolérances de réalisation près.

Au niveau inférieur, compte tenu des pentes du sommier d'appui, pente longitudinale pour l'évacuation des eaux et pente transversale pour le dévers, on prévoit systématiquement la réalisation en place de dés d'appui inférieurs.

Ce choix présente de nombreux avantages. Il permet en particulier de réaliser un bon réglage de la face inférieure, garantissant une bonne horizontalité et également, en rehaussant l'appui, de mettre l'appareil d'appui hors d'eau.

La surface des dés d'appui inférieurs est adaptée à celle des appareils d'appui. Comme nous l'avons déjà évoqué, il est préférable de prévoir les emplacements de vérinage qui nécessitent également une surface d'appui plane et horizontale. Ces emplacements sont situés sous les entretoises à une distance minimale des poutres, de manière à solliciter le moins possible les entretoises. Il est alors fréquent de concevoir un dé d'appui suffisamment large pour recevoir les emplacements de vérinage, disposition qui présente en outre l'avantage de matérialiser physiquement le positionnement des vérins. La grande dimension du dé d'appui inférieur est de ce fait parallèle à la direction commune de l'entretoise et de la ligne d'appui. Les niveaux d'appui de l'appareil d'appui et de l'emplacement de vérinage peuvent éventuellement être décalés en altitude.

Classiquement, il convient de conserver une distance d'au moins 5 cm entre le nu de l'appui (pile ou culée) et le nu du bossage d'appui, et une distance de 5 cm également, entre le nu du bossage et les appareils d'appui. Cette distance est suffisante pour permettre le ferrailage du coin du bossage et de l'arête de l'appui et ainsi éviter toute épaufrure de fendage.

Au niveau de la face supérieure de l'appareil d'appui, il convient de rattraper la pente longitudinale éventuelle du profil en long de l'ouvrage pour conserver un plan de contact horizontal.

Une façon simple de procéder consiste à prévoir sur le fond de moule un élément de coffrage réglable permettant de réaliser un méplat sur la face inférieure du talon de la poutre, qui compense la pente longitudinale dans la zone de l'appareil d'appui (cas 1). Au moment du bétonnage, la poutre est horizontale et les méplats sont inclinés ; en situation définitive, la poutre est inclinée et les méplats sont horizontaux.

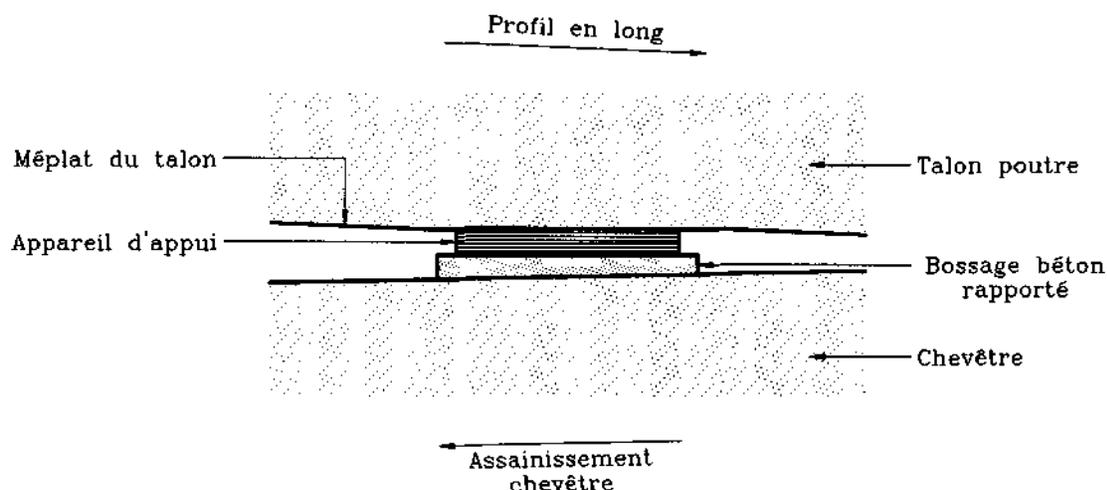


FIGURE 90 : Cas 1 - Méplat de la fibre inférieure du talon

Il est également possible de faire appel à des dés supérieurs préfabriqués en béton, d'épaisseur suffisante pour pouvoir être frettés, qui sont positionnés dans le fond de moule à la préfabrication à l'orientation adéquate. Des dés préfabriqués de forme trapézoïdale, 'collés' par un film de résine, ont également été utilisés (cas 2).

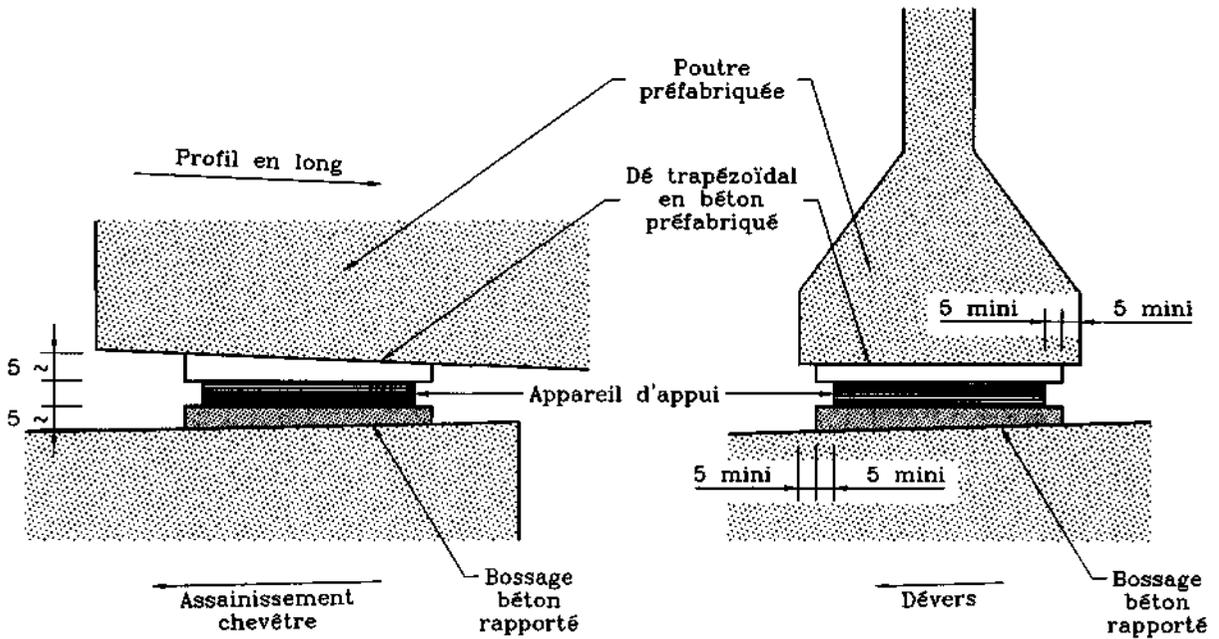


FIGURE 91 : Cas 2 - Dé préfabriqué supérieur

Néanmoins, pour ces deux cas, les risques de défaut d'horizontalité sont nombreux du fait que, d'une part on ne maîtrise pas la valeur du cambrement des poutres entre la mise en tension et la pose et que, d'autre part, le positionnement des dés d'appui ou le réglage des méplats sont difficiles à réaliser. Pour limiter ces inconvénients, une solution consiste à réaliser un calage par un béton maté sous la poutre (cas 3), de manière à compenser les pentes et les défauts de pose, ce qui est favorable du point de vue du dimensionnement des appareils d'appui (non prise en compte de la rotation du défaut de pose). C'est cette dernière solution qui nous paraît la plus satisfaisante.

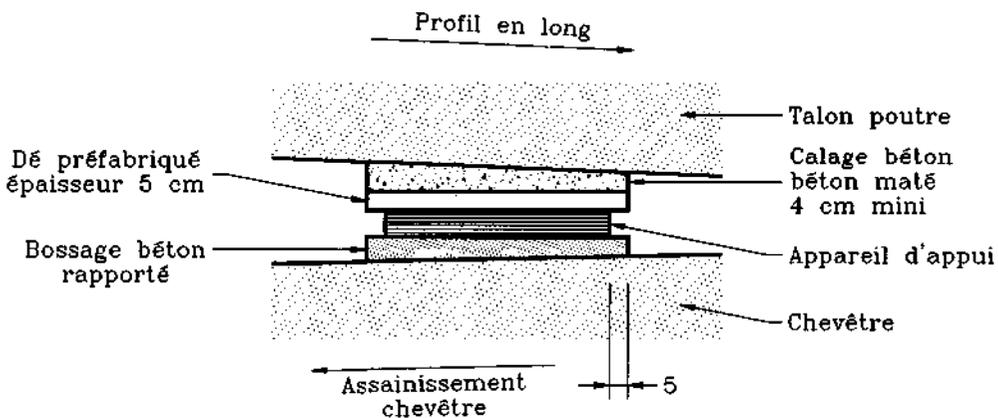


FIGURE 92 : Cas 3 - Calage de l'appareil d'appui par matage

Il est également souhaitable de procéder à un vérinage juste avant la mise en service de l'ouvrage de manière à ramener à zéro la distorsion des appareils d'appui.

La dimension transversale de l'appareil d'appui est choisie aussi grande que possible, de manière à autoriser des rotations aussi grandes que possible. La dimension maximale s'obtient en déduisant de la largeur du talon 10 cm ( $2 \times 5$  cm) dans le cas des méplats (cas 1) ou 20 cm ( $2 \times (5 \text{ cm} + 5 \text{ cm})$ ) dans le cas de bossages supérieurs (cas 2 et 3). On retient une dimension normalisée inférieure à cette valeur.

La dimension longitudinale minimale se déduit des critères de dimensionnement de l'appareil d'appui (Cf. BT 4). On retient une dimension normalisée.

Dans le sens vertical, il convient de respecter une distance minimale de 15 cm entre la face supérieure de l'appui et la face inférieure du talon des poutres, dans le souci de faciliter les visites de contrôle des appareils d'appui.

### **3.9 - EQUIPEMENTS**

Par définition, ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage. Leur incidence est par contre majeure sur l'aspect du tablier, en particulier pour les corniches et les dispositifs de retenue. Ils jouent également un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

Le SETRA complète et met à jour régulièrement des dossiers complets relatifs aux différents types d'équipements auxquels il convient de se reporter (Cf. Bibliographie). Nous avons cherché dans les paragraphes qui suivent à répertorier les particularités propres aux ponts à poutres de type VIPP.

#### **3.9.1 - Dispositifs de retenue**

Les dispositifs de retenue modifient la face vue du tablier et ont donc une forte incidence sur l'aspect de l'ouvrage.

Leur choix doit satisfaire à la fois à des critères de sécurité et d'esthétique.

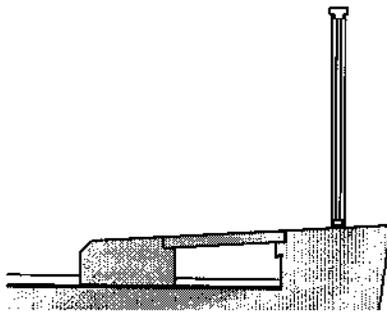
Pour ce qui est de la sécurité, les critères de choix et d'implantation sont conditionnés d'une part par la destination de l'ouvrage (ponts-routes ou ponts-rail, ...) et d'autre part par la définition des objectifs à atteindre (catégories de véhicules et conditions de choc pour lesquelles le dispositif doit être efficace).

La démarche à mener, basée sur la notion d'indice de danger, est largement développée dans le dossier G.C. du SETRA. [15]

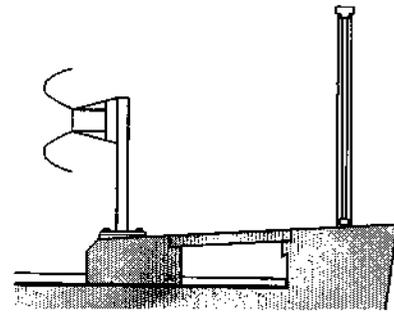
Sans entrer dans les détails, on peut dire que l'application des recommandations de ce dossier aboutit dans les cas courants aux dispositions types présentées par les dessins de la page ci-contre, classées par ordre croissant d'efficacité en tant que dispositifs de retenue (LU, LR et D désignent respectivement la largeur utile, la largeur roulable et la largeur de débattement du dispositif).

Dans le cas d'un passage inférieur portant une chaussée d'autoroute en rase campagne, une disposition courante est la disposition (b), composée d'une glissière et d'un garde-corps. S'agissant d'une simple protection du passage de service, le garde-corps sera généralement de conception assez rustique dans ce cas.

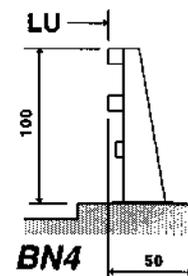
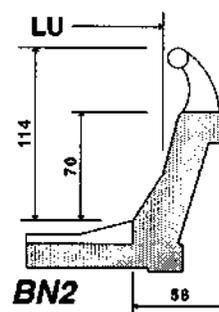
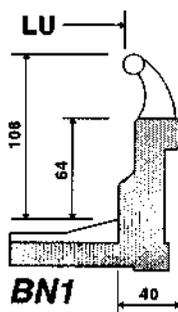
Lorsque l'ouvrage franchit une brèche assez importante en hauteur, des dispositifs du type barrières normales deviennent indispensables et l'on rencontre alors fréquemment les types c) et d).



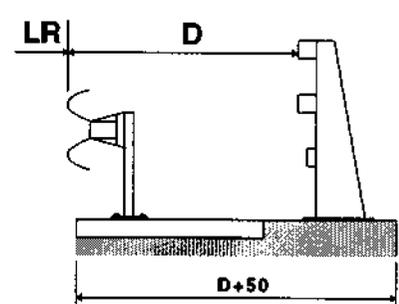
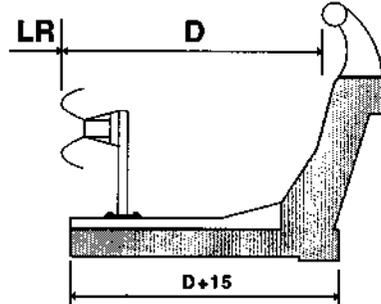
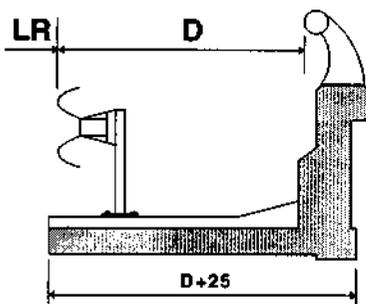
a) *Garde-corps seul*



b) *Garde-corps et glissière*



c) *Barrières seules*



d) *Barrières et glissières*

FIGURE 93 : Diverses combinaisons de dispositifs de retenue

Signalons le poids très important des dispositifs de type BN1 et BN2 qui sollicitent très fortement les poutres de rive. Dans certains cas, on a réalisé des barrières en béton léger pour des ouvrages dont la capacité portante était limitée et lorsque de tels dispositifs n'avaient pas été prévus à l'origine.

On peut signaler au passage que les glissières montées sur longrine non ancrée sont à préférer à l'ancien modèle de scellement, pour des raisons de facilité d'entretien, de remplacement et de continuité de l'étanchéité.

Dans certains cas exceptionnels, les barrières normales peuvent être complétées par une rehausse destinée à retenir des chargements dont la chute pourrait présenter un danger grave pour des installations en contre-bas ou pour l'environnement.

Par ailleurs, comme pour tout ouvrage, la transition avec les dispositifs de retenue en section courante doit être étudiée pour éviter tout "point dur", suivant les règles de l'art en la matière.

### 3.9.2 - Etanchéité

Ce choix se portera sur des systèmes conformes aux normes et aux spécifications du fascicule 67 [13]. Une procédure d'avis techniques pour les chapes d'étanchéité est en cours de mise en place et l'on choisira, à terme, parmi les systèmes ayant été validés.

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérant au support, de feuilles, préfabriquées ou non, ou encore d'asphalte gravillonné. Leurs avantages et inconvénients sont résumés dans le tableau ci-après. Ce tableau, issu du Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées et du document STER du SETRA (sous-dossier E, page 12) [14], compare les différents systèmes d'étanchéité.

Une attention particulière doit être apportée à la continuité de l'étanchéité sur toute la surface du tablier, ce qui nécessite en particulier des recouvrements suffisants des lés de feuilles préfabriquées, ainsi que la réalisation des relevés d'étanchéité dans les engravures ménagées à cet effet et une bonne liaison de l'étanchéité avec les joints de chaussée.

Le dessin ci-dessous illustre ces principes.

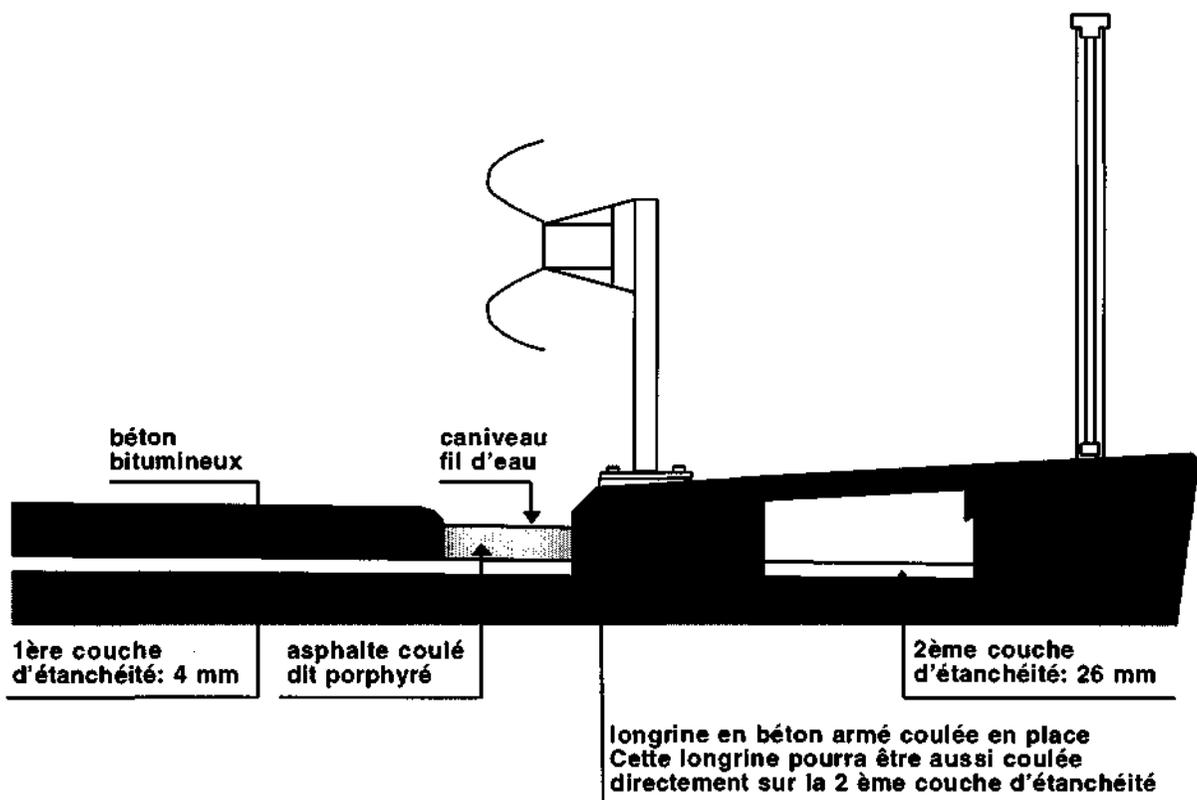


FIGURE 94 : Continuité de l'étanchéité

**AVANTAGES ET INCONVENIENTS COMPARES DES TROIS  
PRINCIPAUX SYSTEMES D'ETANCHEITE**

	<b>ASPHALTES COULES</b>	<b>BRAIS-RESINES</b>	<b>FEUILLES</b>
<b>SUPPORT</b>			
Géométrie	éviter les trop nombreux relevés dans le projet	aucun problème pour les relevés et les gargouilles	éviter les trop nombreux relevés dans le projet
Surfaçage : texture superficielle (hauteur au sable)	accepte certains défauts de planéité $\leq 1,5\text{mm}$	nécessite une très bonne planéité (ragréage) $\leq 1,0\text{mm}$	nécessite une très bonne planéité (ragréage) $< 1,5\text{mm}$
Préparation, nettoyage	peu importante	très importante (élimination de la laitance et des poussières)	moyenne
Adéquation surfaces (produit/support)	bonne	très bonne	difficile dans les courbes
Présence d'engravures	nécessaire	inutile	nécessaire
<b>ENTREPRISE</b>			
Qualification du personnel	moyenne	très élevée	élevée
Qualité de la fabrication en usine	susceptible de variations, difficile à contrôler	peu de variations, facile à contrôler avant travaux	peu de variations, facile à contrôler avant travaux
Qualité du produit sur le site	peu de variation après fabrication	susceptible de variations importantes	pas de risque de variation
<b>CHANTIER</b>			
Matériel d'application	lourd (camions-pétrins)	très réduit (agitateur, raclette, machines légères)	assez réduit (fondeur, chalumeau, machines légères)
Cadence d'application	70 à 100 m <sup>2</sup> /j	300 à 400 m <sup>2</sup> /j	50 à 100m <sup>2</sup> /j
Conditions météorologiques à l'application	peu sensible	sensible aux basses températures et à l'humidité	peu sensible
Épaisseur	25 à 35 mm. Problème dans les cas où l'épaisseur est à prendre au détriment de la couche de roulement	2,5 mm	4 à 8 mm
Accrochage	le plus souvent posé en semi-indépendance, risque de circulation d'eau sous la chape	très bon	moyen
Continuité de l'étanchéité	peu de joints, réalisés par collage à chaud, pas de surépaisseur	pas de joints, quelques recouvrements sans surépaisseur mais risque de feuilletage entre couches	nombreux recouvrements transversaux et longitudinaux avec surépaisseur
Défauts possibles en cours de chantier (à surveiller)	excès ou séchage insuffisant du vernis d'accrochage	bullage, trous d'aiguilles, mauvais accrochage du gravillon	mauvais collage, cloquage, décollements des joints, plissement
Délai minimal avant couche de roulement	24 h	7 jours	24 h
Risque de dégradations exposition prolongée au soleil sans protection	important (cloquage)	faible à inexistant pour les produits présentant un bon comportement au vieillissement	très important (cloquage)
Circulation de chantier	possible sous réserve	prohibée	à éviter même pour les produits autoprotégés
Solidarité avec la couche de roulement	faible à nulle	inexistante (sauf cas particulier)	très forte
Influence possible sur le comportement de la couche de roulement	fluage	glissement	glissement
<b>ENTRETIEN</b>			
Réparation locale	assez facile	délicate	assez facile
Dépose pour sélection	délicate	difficile	difficile

Il convient de remarquer que les systèmes adhérent au support présentent une meilleure sécurité vis-à-vis des risques de pénétration d'eau en cas de défaut localisé de la chape. En outre, les systèmes comportant une protection par un asphalte gravillonné qui a l'avantage de compléter l'étanchéité et de protéger la première couche pendant la phase de chantier, sont préférables.

Il est également conseillé de prévoir une étanchéité sur les corniches, les contre-corniches et autres parties d'ouvrages comme les longrines d'ancrage de barrières. Celle-ci pourrait être du type film mince adhérent au support conforme au fascicule 67.

### **3.9.3 - Corniches**

Le document 'Corniches' de la collection du guide technique GC du SETRA [15], récemment mis à jour, détaille les éléments nécessaires au choix de la corniche (forme, matériau ...).

Nous avons déjà évoqué le rôle sensible des corniches dans l'aspect esthétique de l'ouvrage. Rappelons cependant qu'un des rôles tout aussi essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries.

Elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique).

La fixation des corniches sur le tablier s'effectue classiquement par une liaison de type béton armé pour les corniches préfabriquées à base de béton, le réglage étant assuré par un mortier de pose permettant une certaine latitude de positionnement, autorisant, le cas échéant, un rattrapage de la ligne de l'ouvrage. La réalisation de corniches coulées en place demeure rare.

Les corniches métalliques ou à bardage métallique sont généralement fixées par l'intermédiaire de visseries et de boulonneries sur l'extrémité du hourdis. La bonne tenue de ces éléments de fixation nécessite une protection (acier inoxydable ou galvanisation). Des précautions sont à prendre pour éviter les problèmes de corrosion bimétallique entre métaux de potentiel différent (isolations par des rondelles isolantes par exemple).

### **3.9.4 - Assainissement**

Il est bien sûr indispensable de bien drainer les tabliers ainsi que leurs accès, particulièrement pour les ouvrages longs.

Ce problème est traité en détail dans le document du SETRA "Assainissement des ponts routes" [16].

Signalons simplement ici que le drainage du tablier doit répondre à la fois à des critères d'efficacité et d'esthétique.

En ce qui concerne l'efficacité, on peut noter, à titre d'exemple, qu'un drainage efficace nécessite une gargouille  $\varnothing$  150 mm tous les 5 m pour une pente de 0,2 % et tous les 25 m pour une pente de 1 %.

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

Rappelons ici le problème de l'interférence entre la position du fil d'eau et donc des descentes d'eau et la position de la poutre de rive, problème qui doit être vu dès le stade de la conception générale de l'ouvrage (Cf. 2.2.2). Pour les mêmes raisons, il est peu souhaitable de faire traverser une âme à un collecteur d'eau.

Si la position du fil d'eau est telle que les descentes d'eau se trouvent à l'extérieur de la poutre de rive, il semble préférable de faire circuler le collecteur sous l'encorbellement, malgré le préjudice esthétique, vu les risques de pénétration d'eau que représentent le percement de l'âme. Indiquons que le collecteur peut être placé assez près du hourdis et être ainsi masqué par la retombée de la corniche, à moins que le tablier ait une pente trop faible et qu'il faille augmenter la pente du collecteur, et par conséquent écarter progressivement le collecteur du hourdis supérieur.

En complément de l'assainissement du tablier lui-même, il est souhaitable de placer en tête de talus un dispositif assurant le guidage des eaux de ruissellement de la plate-forme.

### 3.9.5 - Joints de chaussée

Les viaducs du type VIPP peuvent comporter de grandes longueurs dilatables du fait de l'attelage de travées. Rappelons que, dans le but de ne pas avoir recours à des appareils d'appuis glissants, on limite habituellement les longueurs attelées, donc les longueurs dilatables, à 150 à 200 mètres.

Compte tenu de l'importance de ces longueurs, les extrémités de ces tronçons sont équipés de joints de chaussée qui assurent un confort pour l'utilisateur, en maintenant la continuité de roulement, tout en permettant une liberté de mouvement du tablier.

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage, qui est la plus importante, mais aussi des composantes verticale et transversale. Ces dernières sont dues à la géométrie de l'ouvrage (biais et courbure), et au tassement des appareils d'appui. Dans le cas d'attelage d'ouvrages anciens, qui nécessite le plus souvent le remplacement des joints de chaussée, le retrait et le fluage se sont presque totalement effectués, et ne doivent, par conséquent, pas être pris en compte.

Le dossier "Joints de Chaussée des Ponts-Routes" du SETRA [17] ainsi que les avis techniques qui y sont associés, traitent en détail de tous ces aspects, et on s'y reportera utilement.

Les réservations pour ces joints sont ménagées aux extrémités des hourdis et en fibre supérieure des murs garde-grève des culées. La présence des entretoises d'about aux extrémités des poutres, souvent renforcées par une nervure destinée à supporter le joint de chaussée, d'une part, et d'un corbeau d'appui du côté du garde-grève, d'autre part, permet une bonne rigidité transversale assurant un bon maintien du joint. Rappelons que les dimensions de ce corbeau doivent être suffisantes pour dégager un passage entre le mur garde-grève et l'about des poutres, ceci dans le but de pouvoir visiter l'extrémité des poutres, zone particulièrement sensible.

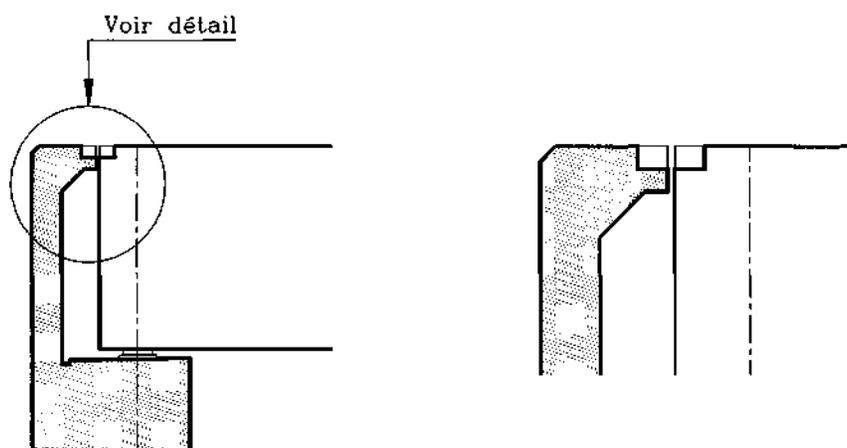


FIGURE 95 : Réservations pour joints de chaussée

Par ailleurs, les dispositions assurant une bonne liaison avec l'étanchéité générale du tablier doivent absolument être respectées, compte tenu de la présence des ancrages des câbles de première famille situés aux abouts des poutres, donc sous les joints de chaussée.

### **3.9.6 - Passage de canalisations**

Les réservations pour des canalisations ou conduites diverses peuvent être faites comme pour beaucoup d'ouvrages, dans les trottoirs, à condition que les réservations correspondantes ne soient pas trop volumineuses.

Par contre, il est courant de faire circuler les canalisations volumineuses (assainissement, conduites d'eau potable ...) sous le tablier, entre les poutres intermédiaires. Il convient alors de prévoir des réservations à travers les entretoises. Ces canalisations sont suspendues aux poutres ou peuvent être portées par des berceaux s'appuyant sur les talons de poutres. Il est également courant de faire reposer sur les talons de poutres des platelages ou caillebotis de service facilitant l'accès et l'entretien de ces canalisations. La conception des attaches doit être soignée, en particulier du point de vue de leur durabilité.

Le poids de telles canalisations peut être très important (canalisations proprement dite et leur contenu) et c'est là leur principal inconvénient. Il convient naturellement d'en tenir compte dans les calculs.

### **3.9.7 - Dalles de transition**

Les dalles de transition sont destinées à éviter tout risque de formation de dénivellation entre l'ouvrage, qui constitue un point dur, et la chaussée courante.

Là encore, ces problèmes sont traités en détail dans le document "Dalles de Transition des Ponts-Routes" du SETRA [18]. On s'y reportera pour plus de détails.

Pour des ouvrages de l'importance des VIPP, le coût des dalles de transition est relativement marginal, et leur suppression ne doit être envisagée que si elle ne fait aucun doute. On se reportera utilement au tableau de la page 11 du document "Dalles de transition des ponts routes" permettant d'orienter ce choix au cas par cas.

Si on a opté pour une solution avec dalle de transition, le mur garde-grève doit comporter un corbeau arrière servant d'appui à la dalle de transition. Ce corbeau doit être placé suffisamment bas pour libérer l'épaisseur nécessaire du corps de chaussée. Si la nature du corps de chaussée n'est pas connue, on prévoit habituellement 0,50 m entre l'appui de la dalle de transition et l'arase supérieure du mur garde-grève. La dalle de transition repose sur un béton de propreté.

Pour être efficace, sa longueur doit être suffisante et le remblai (en matériau drainant et résistant) situé juste derrière les culées doit être compacté dans de bonnes conditions. Il est ainsi possible d'éviter à la dalle de transition toute rotation nuisible à la tenue du revêtement de chaussée.



## 4 - EXECUTION

Comme pour tout ouvrage, la conception et le mode d'exécution sont intimement liés.

Ce chapitre reprend les différentes étapes de construction du tablier sous l'aspect plus particulier de l'exécution, même si certains points ont déjà pu être évoqués dans les chapitres précédents.

Il ne saurait naturellement se substituer au fascicule 65-A du Cahier des Clauses Techniques Générales et à son additif [29], auxquels il convient de se reporter. De plus, la note d'information N°18 du SETRA de janvier 1995 [30] précise les incidences de l'évolution de la normalisation et de la réglementation sur le fascicule 65-A, son additif et les CCTP.

### 4.1 - MODE DE REALISATION DES POUTRES

Comme nous l'avons déjà mentionné, le recours à la préfabrication des poutres permet de rentabiliser des coffrages élaborés.

L'amortissement des matériels impose le emploi des coffrages et des cadences de fabrication élevées. Indiquons, à titre d'ordre de grandeur, que lorsqu'on dispose d'un seul banc de préfabrication, on peut réaliser environ six poutres par mois. Dans des chantiers importants, en période de croisière, on a pu réaliser jusqu'à une poutre par jour en ayant recours d'une part au traitement thermique du béton et d'autre part en utilisant plusieurs bancs de préfabrication.

#### 4.1.1 - Coffrages

Les coffrages doivent être aptes à assurer leurs fonctions essentielles permettant de réaliser les formes géométriques prévues, d'obtenir la qualité d'aspect spécifiée pour les parements et d'assurer une mise en œuvre soignée des armatures et du béton. Le chapitre V du fascicule 65-A détaille les différentes exigences relatives aux parements.

##### a) Coffrage des poutres

Le choix du type de coffrage est le plus souvent dicté par le nombre de poutres à réaliser, pour des raisons économiques évidentes.

Lorsque le nombre de poutres à réaliser est peu important (une dizaine de poutres), il est courant d'utiliser un coffrage bois. Dans le cas contraire, il est possible d'utiliser un coffrage métallique, plus élaboré et dont l'amortissement ne peut être effectué que sur un grand nombre de poutres.

Le coffrage des poutres faisant l'objet d'un grand nombre de remplois, il importe de s'assurer qu'il conserve les mêmes qualités au fur et à mesure des utilisations successives. En particulier, il convient de veiller au maintien dans le temps de la résistance et de la rigidité du coffrage, notamment sous la poussée du béton frais, d'une bonne étanchéité entre panneaux et de l'état de propreté de ces panneaux.

Dans le cas des coffrages métalliques, l'entreprise pourra chercher à réutiliser un coffrage ayant servi pour un autre ouvrage. Les conditions de stockage n'étant pas toujours idéales, les temps d'attente entre deux utilisations pouvant être importants, on a pu assister à des ruptures des joues de coffrage métalliques au moment du bétonnage, ce qui peut retarder considérablement le chantier.



FIGURE 96 :

*Rupture de coffrage métallique sous la poussée hydrostatique du béton*

### b) Fond de moule

La conception du fond de moule dépend du mode de vibration et donc indirectement du type de coffrage.

Le fond de moule non vibré extérieurement est généralement en bois et repose sur une longrine en béton constituant un appui continu.

FIGURE 97 :

*Fond de moule fondé sur une longrine en béton*



Le fond de moule vibré extérieurement est toujours métallique. Il repose sur des appuis ponctuels par l'intermédiaire d'amortisseurs destinés à limiter la transmission à distance de la vibration.

Dans les deux cas, le fond de moule doit être parfaitement fondé, en particulier aux extrémités où se reporte le poids de la poutre lors de la mise en précontrainte.

Sa définition géométrique résulte bien entendu du profil en long adopté pour l'ouvrage. Il faut également prendre en compte les flèches instantanées et différées que subira la poutre au cours du temps de manière à donner au fond de moule la flèche nécessaire. Cette flèche, **vers le bas**, atteint plusieurs centimètres, alors que l'on aurait donné une contre-flèche, vers le haut, à la même poutre en béton armé. Pour la détermination des ces flèches, on se basera en principe sur

le fait que l'ouvrage respecte la "ligne rouge" en phase de service. Compte tenu de l'évolution de ces déformations pendant la phase de service, on cherche à atteindre le profil théorique à la mise en service ou une date intermédiaire entre la mise en service et le temps infini.

L'extrémité du fond de moule doit être conçue de telle sorte que la poutre puisse se raccourcir et se cambrer lors de la mise en tension des premiers câbles. Afin de prévenir la détérioration des talons à l'about des poutres, il est conseillé d'une part, de décoffrer l'intrados entre l'about et l'appui pour autoriser la rotation de l'about et d'autre part, de permettre le raccourcissement de la fibre inférieure de la poutre en interposant un appui souple tel qu'un feuillet d'élastomère, par exemple.

En outre, lorsque l'ouvrage présente une pente longitudinale, le coffrage d'extrémité doit permettre les adaptations nécessaires pour rattraper cette pente au niveau de la sous face du talon afin que l'appui soit horizontal dans la position définitive de la poutre. Cet aspect a été traité au chapitre 3.8.

### c) Coffrage d'about

Un coffrage spécial est mis en place aux abouts pour permettre le positionnement précis des ancrages. Il est fréquent et même conseillé d'avoir recours à des plaques d'about préfabriquées qui sont mises en place en même temps que le ferrailage.

Le recours à la préfabrication des plaques d'about offre des avantages notables. Il est en effet commode de les couler à plat, ce qui facilite d'une part la mise en œuvre du béton dans une zone particulièrement dense en ferrailage passif et garantit d'autre part le positionnement précis des ancrages, réduisant ainsi les risques d'erreur. La préfabrication à l'avance permet en outre d'obtenir une meilleure résistance à la mise en tension des câbles de précontrainte dans cette zone fortement sollicitée par la diffusion des forces concentrées. Une mise en tension à un jeune âge est ainsi favorisée, ce qui permet une meilleure rotation des coffrages.

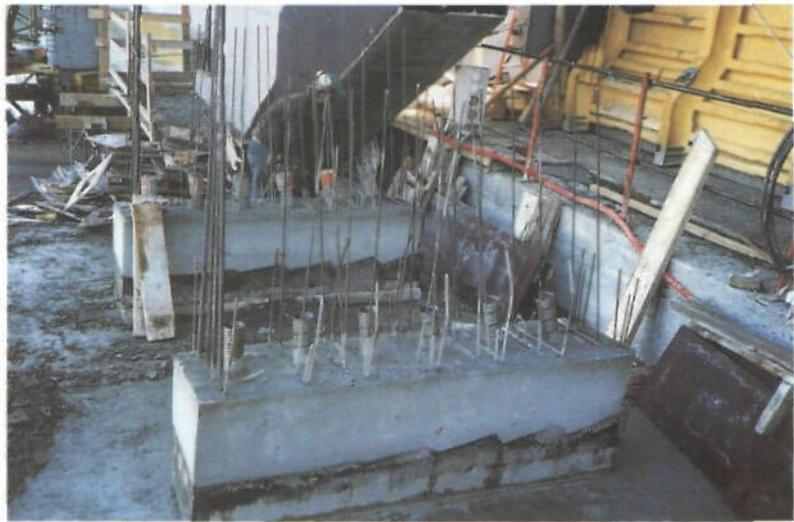


FIGURE 98 :

*Plaques d'about  
préfabriquées à plat*

La partie préfabriquée à l'avance formant plaque d'about est plus ou moins importante, et sa géométrie précise résulte des habitudes de l'entreprise. Elle comprend en général au moins la zone d'about située à l'arrière de l'entretoise (photo ci-dessus). Il est également possible de préfabriquer un élément plus important englobant les amorces d'entretoises et même parfois une amorce de l'âme du côté de la travée.



*About préfabriqué sur fond de moule*



*Ferrailage en place contre l'about préfabriqué*

**FIGURE 99 :** *About préfabriqué*

La plaque d'about est placée à l'**extrémité** du fond de moule et fait office de coffrage de cette extrémité (photo de gauche). Les armatures passives et les conduits de précontrainte sont ensuite mis en place contre cet about préfabriqué (photo de droite). Les joues de coffrage sont ensuite plaquées sur cet about, ce qui en facilite le positionnement et le réglage (photo ci-dessous).

**FIGURE 100 :**

*Mise en place d'un élément de joue de coffrage*



#### **4.1.2 - Réalisation du ferrailage**

Le chapitre VI du fascicule 65-A détaille les différentes exigences relatives aux armatures de béton armé.

La réalisation du ferrailage doit naturellement être soignée, **ce qui n'est pas spécifique** à ce type d'ouvrage. Il convient en particulier de prendre toutes les précautions pour garantir le positionnement prévu des armatures (cales, ligatures), surtout du point de vue de l'enrobage.

Pour la fixation des armatures, il convient d'interdire les soudures à l'arc d'éléments ne participant pas à la résistance de la structure, ce qui pourrait se traduire par une diminution de la section de l'élément support, occasionnée à l'amorçage de l'arc électrique.

Le ferrailage peut être assemblé contre une joue de coffrage, directement sur le fond de moule. Cependant, pour accélérer les cadences de fabrication, il est courant de réaliser ces cages de ferrailage sur des gabarits de montage de manière à ne pas mobiliser les coffrages, ni les fonds de moule pendant cette opération. On réalise ainsi une aire de fabrication ou d'assemblage des cages d'armatures indépendante de celle de bétonnage. Dans un tel cas, les cages d'armatures sont déplacées en prenant toutes les précautions pour éviter une déformation irréversible au cours des manutentions.

On a également de plus en plus recours à la préfabrication de cages d'armatures qui sont assemblées sur le chantier. L'entrepreneur fait alors assez souvent appel à une usine d'armatures industrielles pour le béton qui devra bénéficier d'un certificat AFCAB. Dans le cas où il n'existerait pas d'usine certifiée, l'usine de façonnage sera soumise à l'acceptation du maître d'œuvre sur les critères du Règlement de la Certification et du Contrôle des Armatures Industrielles pour le béton de l'AFCAB.

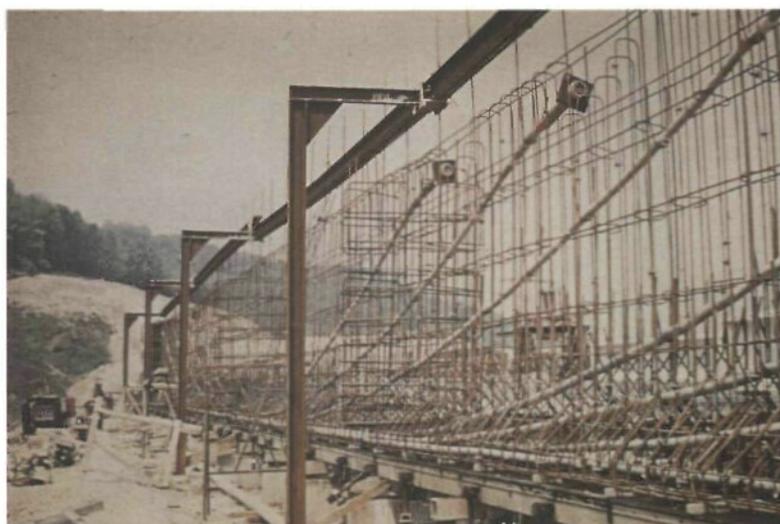


FIGURE 101 :

*Ferrailage d'une poutre sur banc de préfabrication*

La mise en place et le réglage des conduits de précontrainte fait également l'objet des soins les plus attentifs. Nous évoquons certains aspects au paragraphe 4.1.7 ci-après, consacré à la mise en œuvre de la précontrainte.

### **4.1.3 - Bétonnage des poutres**

Le bétonnage des poutres doit être conduit avec le plus grand soin de manière à obtenir un béton de qualité pour des poutres qui, rappelons-le, sont très sollicitées à leur jeune âge. Le chapitre VII du fascicule 65-A détaille les différentes exigences relatives aux bétons.

La conduite du bétonnage est définie par le programme de bétonnage du PAQ. Elle consiste habituellement, de manière assez classique, à progresser d'une extrémité à l'autre de la poutre en talus à l'avancement, le bétonnage par couches horizontales successives devant naturellement être interdit. Ainsi, le béton ne tombe pas verticalement en chute libre sur la hauteur de la poutre, ce qui limite les risques de ségrégation du béton. Le gousset supérieur, en plus de sa fonction d'encastrement de la table de compression sur l'âme, facilite la mise en œuvre du béton de par sa forme d'entonnoir. Dans le même ordre d'idées, pour obtenir un bon serrage du talon, il convient de prévoir un pan incliné de talon assez pentu (à 2/3 environ), d'éviter des pentes à 45° et d'exclure les talons rectangulaires.

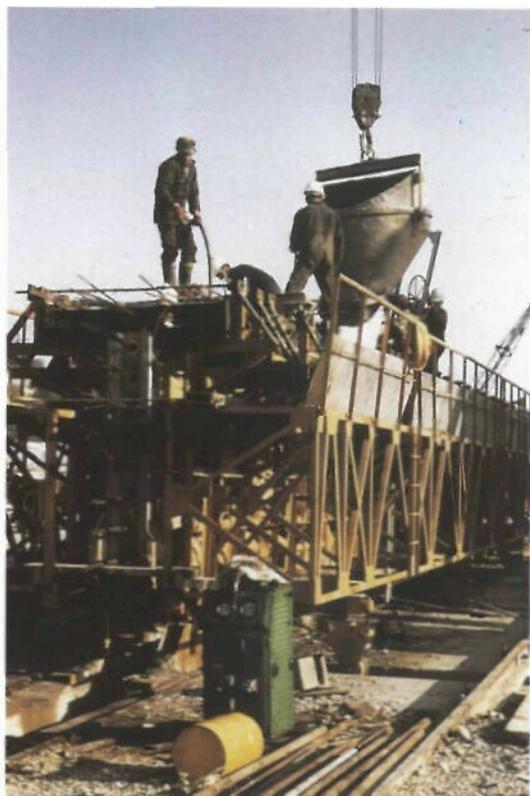


FIGURE 102 :

*Bétonnage d'une poutre*

Les problèmes de bétonnage les plus importants sont liés à la vibration et la maniabilité du béton. Le programme de vibration doit être soigneusement étudié de manière à éviter les inconvénients dus à une sous-vibration (nids de cailloux) ou à une sur-vibration (marbrage, chute de résistance).

Comme nous l'avons déjà évoqué, la nature du coffrage a des répercussions sur le mode de vibration utilisé et, par contre-coup, sur l'épaisseur des âmes.

Dans le cas d'un coffrage bois, la vibration est le plus souvent assurée par des aiguilles vibrantes pour lesquelles il convient de ménager des cheminées entre le ferrailage passif et les conduits de précontrainte. La vibration des talons de poutres est également assurée par des pervibrateurs au travers de fenêtres de pervibration aménagées dans le pan incliné du talon, la descente des aiguilles dans l'âme jusqu'au bas du talon étant pratiquement impossible. Ces fenêtres doivent être en nombre suffisant, compte tenu du rayon d'action des vibrateurs, et judicieusement disposées, en quinconce sur les deux faces, sans qu'elles soient masquées par des cours d'armatures.



FIGURE 103 :

*Fenêtres de vibration*

La vibration externe des coffrages bois peut être envisagée mais ne semble pas très adaptée. En effet, la puissance de vibration nécessaire est assez importante compte tenu du pouvoir d'amortissement du bois. Le coffrage lui-même a alors tendance à se déformer et devra être régulièrement contrôlé pour éviter des imperfections géométriques.

Dans le cas d'un coffrage métallique, la vibration est externe et est effectuée par des vibreurs de coffrages disposés sur le fond de moule et sur les joues de coffrage. Le métal transmet très bien les vibrations à distance et il est donc nécessaire d'avoir terminé le bétonnage avant que le béton mis en place en premier lieu ne commence à faire prise. Cette nécessité conditionne les cadences de bétonnage et peut conduire à prévoir deux postes de bétonnage simultanés se rejoignant au milieu de la poutre.

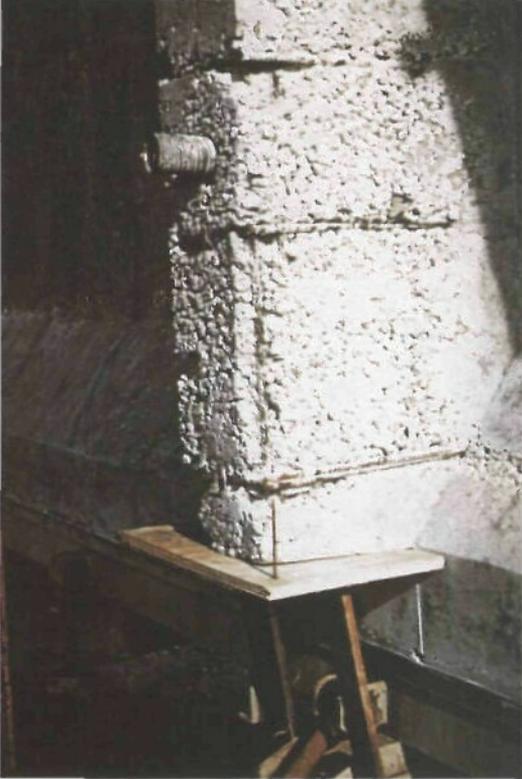


FIGURE 104 :

*Nids de cailloux dus à une insuffisance de vibration*



FIGURE 105 :

*Marbrage et ségrégation dus à une survibration*

La table de compression des poutres et la partie supérieure de l'âme reçoivent le plus souvent un complément de vibration par aiguilles, principalement pour favoriser la descente du béton dans les âmes.

Devant l'importance que revêt la mise au point du programme de vibration, il est utile de prévoir au marché la réalisation d'un béton témoin d'une partie d'ouvrage représentative vis-à-vis des dimensions de la poutre et des difficultés de bétonnage. Pour cela, il est assez courant de réaliser une zone d'about de poutre, élément relativement ferrailé qui paraît représentatif. En tout état de cause, il est préférable de ne pas préfabriquer les poutres de rive en premier, de sorte que d'éventuels défauts de parement qui pourraient survenir lors des premières préfabrications ne concernent pas les poutres les plus visibles lorsque l'ouvrage est terminé.

FIGURE 106 :

Tronçon témoin



Dans le cas où la réalisation du béton témoin met en évidence des difficultés de mise en œuvre du béton, un certain nombre de moyens permettent d'améliorer la situation. En particulier, il est possible d'adapter la formule du béton (courbe granulométrique, taille des granulats ...), d'envisager le recours à des adjuvants, de revoir les procédures de vibrations, d'augmenter l'épaisseur de l'âme ... Ces adaptations éventuelles nécessitent de prévoir des délais suffisants pour mener à bien les études et réaliser une nouvelle épreuve de convenance.

Dans le cas, rare aujourd'hui, où l'on a recours à un traitement thermique actif, il convient de veiller au respect d'un cycle de température conformément aux prescriptions du BPEL et de l'additif au fascicule 65-A. Il est recommandé en particulier d'observer un temps de pré-prise du béton, de limiter la vitesse de montée en température avant atteinte de la phase isotherme, et enfin d'éviter un refroidissement brutal.

#### 4.1.4 - Mises en tension de la première famille de précontrainte

Après avoir vérifié par une épreuve d'information que le béton a atteint la résistance requise, on procède à la mise en tension des armatures de précontrainte. Cette opération est effectuée sous la direction du CMP (chargé de la mise en œuvre de la précontrainte). Rappelons que le chapitre IX du fascicule 65-A détaille les différentes exigences relatives à la précontrainte par post-tension.

Les câbles de première famille, mis en tension sur la poutre seule, font généralement l'objet d'une mise en tension fractionnée dans le temps.

Une première partie de ces câbles est mise en tension le plus tôt possible pour permettre de manutentionner les poutres afin de libérer les coffrages et fonds de moule rapidement. La précontrainte à mettre en œuvre doit permettre de reprendre le poids propre des poutres, majoré pour effet dynamique au cours de la manutention.

Cette mise en tension à un jeune âge permet, par ailleurs, de limiter le risque de fissuration dû au retrait du béton.

La date de cette première mise en tension est conditionnée par l'évolution de la résistance du béton dans le temps, qui est validée par les résultats de l'épreuve d'information. En outre, et indépendamment des critères de résistance, une mise en tension sur un béton ne présentant pas les caractéristiques minimales prévues conduira à des déformations anormales des poutres (cambrure excessive), nuisibles du point de vue esthétique.

Un autre aspect important concerne l'ordre de mise en tension des câbles. Classiquement, le premier câble tendu est l'un des câbles dont le point de sortie se trouve sensiblement à mi-hauteur de la poutre, ce qui produit une précontrainte relativement centrée. La mise en tension suivante concerne habituellement un câble ancré dans le talon, de manière, et selon l'expression consacrée, à arroser l'appui et à participer à l'équilibre de la bielle d'effort tranchant. Les câbles restants sont ensuite tendus par alternance de manière à bien répartir l'effort normal pour des raisons de diffusion et de flexion générale. On veillera donc à ce que l'ordre de mise en tension soit bien défini et que l'ordre prévu soit bien respecté. Ces indications doivent figurer sur les dessins d'exécution et être reprises par le programme de précontrainte.

Dans le même ordre d'idées, on veillera également à équilibrer les efforts transversaux dus à l'excentricité transversale des câbles en section médiane, en évitant de tendre successivement des câbles excentrés du même côté.

La mise en tension de la première famille de câbles est complétée, le cas échéant, sur l'aire de stockage, lorsque le béton a acquis une résistance suffisante pour supporter l'ensemble de la précontrainte de première famille. Cette deuxième mise en tension est conduite de la même façon que la première et nécessite les mêmes précautions.

#### **4.1.5 - Manutention**

Dès que l'opération de mise en tension d'une fraction des câbles de première famille est terminée, la poutre peut être déplacée de manière à libérer les coffrages et à procéder à la fabrication d'une nouvelle poutre.

De nombreuses possibilités de manutention s'offrent à l'entreprise qui procède selon ses habitudes et ses moyens spécifiques. Pendant cette phase, toutes les précautions doivent être prises pour garantir la stabilité des poutres au déversement ou au basculement et pour limiter les effets dynamiques dus à la manutention.

Une solution simple, qui ne nécessite que peu de matériel, consiste à extraire la poutre du banc de préfabrication en la soulevant successivement par chacune de ses extrémités. La poutre est alors transférée sur des plateaux ou chariots de ripage sur lesquels elle sera déplacée. Dès que la poutre est reposée, on met en place un système de butons assurant un solide maintien latéral des extrémités des poutres afin de prévenir tout risque de déversement ou de basculement.

Le soulèvement est effectué par les amorces d'entretoises, lorsque les poutres en comportent, ou par l'intermédiaire de fausses amorces métalliques rapportées, faisant office de consoles de manutention. Ces fausses amorces sont serrées contre les âmes par des barres traversant les âmes et transmettent ainsi l'effort vertical par cisaillement sur les âmes.

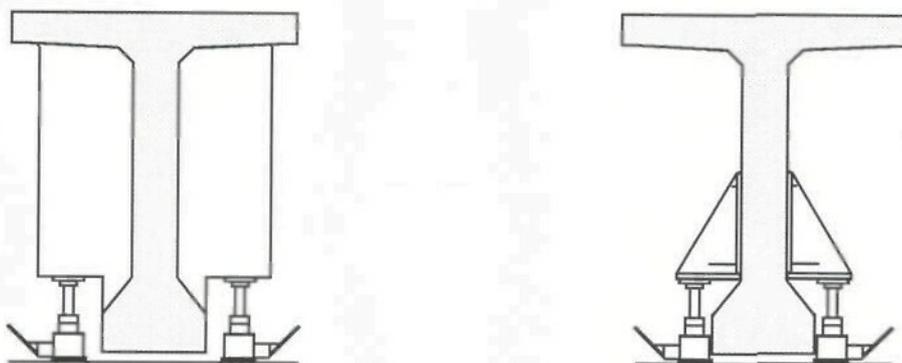


FIGURE 107 : Soulèvement des poutres par amorces ou fausses amorces

La solution consistant à soulever les poutres par des axes non précontraints à travers les âmes nécessite des précautions (réservation par un tube métallique et frettage de diffusion) faute de quoi elle est à l'origine de fissuration dans les âmes par arrachement.

Le ripage proprement dit est effectué sur des longrines en béton ou sur des chemins de roulement constitués de rails jusqu'à l'aire de stockage ou à l'aire de lancement.

Les systèmes de levage utilisés pour le lancement peuvent naturellement être employés pour ce transfert du banc de préfabrication vers l'aire de stockage. Une telle solution nécessite la présence des moyens de lancement pendant la phase de préfabrication, ce qui constitue son principal inconvénient.

#### 4.1.6 - Aire de stockage

L'aire de stockage est une zone destinée à accueillir les poutres à la sortie du banc de préfabrication en attendant de les placer en position définitive dans le tablier.

Sa superficie et son agencement dépendent des plannings de préfabrication et de pose des poutres et du nombre maximal de poutres en attente. Pour des chantiers importants, l'aire de stockage peut contenir plusieurs dizaines de poutres. Dans d'autres cas, lorsque l'emprise du chantier est réduite, les poutres sont posées au fur et à mesure de leur préfabrication et l'aire de stockage n'est pas nécessaire.



FIGURE 108 :  
Aire de stockage

Les raisons de cette mise en attente sont nombreuses :

- La raison principale est liée à l'évolution de la résistance du béton au cours du temps, qui impose le plus souvent le fractionnement de la mise en tension de la précontrainte de première famille. Le mûrissement du béton nécessite alors un délai incompatible avec les cadences de fabrication sur les bancs de préfabrication.
- Une autre raison résulte du souhait de dissocier la fabrication des poutres de leur mise en place sur appuis définitifs. Ainsi, les matériels de manutention importants et par conséquent coûteux, qui sont nécessaires à cette mise en place, ne sont mobilisés que pour une durée réduite.

C'est donc habituellement sur l'aire de stockage que sont effectués le complément de mise en tension des câbles de première famille, les injections de l'ensemble des câbles de première famille ainsi que le cachetage de leurs ancrages.

On y effectue également toutes les opérations de préparation des poutres avant le lancement : préparation des surfaces de reprise de bétonnage éventuelles, déploiement d'armatures en attente, menues réparations ...

Sur l'aire de stockage, les poutres reposent le plus souvent sur des longrines en béton armé qui doivent être parfaitement fondées, compte tenu du poids important des poutres.

Il est important d'éviter un contact béton/béton qui engendrerait inévitablement des épaufrures des arêtes des poutres et de prévoir un appui sur une cale de bois dur ou un feuillet de caoutchouc. Cet élément intermédiaire joue le rôle d'un appareil d'appui rudimentaire et permet d'absorber les déformations que subissent les poutres pendant leur période de stockage (déformations différées et mise en précontrainte). Les dimensions de ces cales et leurs positions relatives par rapport aux poutres doivent être conformes aux prévisions de manière à éviter des fissurations à 45° dans les talons si les cales sont trop proches des extrémités.

Pendant cette phase d'attente au stock, les poutres doivent impérativement rester étayées pour éviter tout risque de déversement.

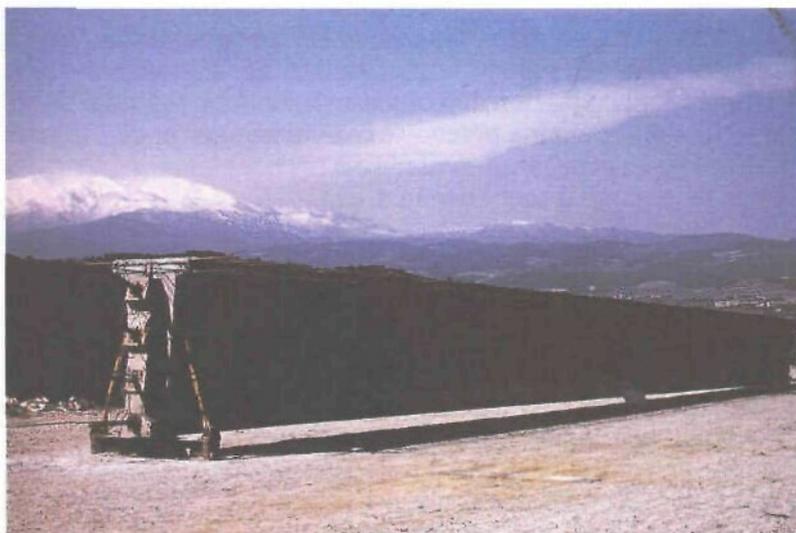


FIGURE 109 :

*Etalement au stock*

#### **4.1.7 - Mise en œuvre de la précontrainte**

Les deux familles de câbles ne présentent pas de différence significative en ce qui concerne la mise en œuvre de la précontrainte. Les particularités de chacune de ces deux familles sont principalement dues au tracé des câbles, ce qui est décrit dans les paragraphes concernant les mises en tension ( § 4.1.4 ci-avant pour la première famille et § 4.3.4 ci-après pour la deuxième famille). Rappelons que le chapitre IX du fascicule 65-A détaille les différentes exigences relatives à la précontrainte.

##### **a) Mise en place des conduits**

La bonne mise en place des conduits de précontrainte et des ancrages est essentielle. Elle permet d'assurer un positionnement correct des armatures, garantissant en particulier un enrobage et des conditions de bétonnage satisfaisants. De plus, un bon maintien des conduits permet d'éviter le festonnage ou l'affaissement des conduits qui pourraient se produire au moment du bétonnage et qui se traduiraient par des poussées au vide parasites et par l'augmentation des frottements. Il convient donc de ne pas trop espacer les supports de câbles, qui, selon la souplesse des conduits sont habituellement distants de 0,50 m à 1 m. Il est rappelé que les arrêtés d'agrément des systèmes de précontrainte consacrent une rubrique à l'espacement des supports de câbles et définissent les espacements maximum en fonction du type de conduit.

La réalisation d'une plaque d'about préfabriquée est très favorable à un positionnement correct des ancrages permettant en particulier une bonne coaxialité des ancrages et des armatures des câbles de première famille. Pour les câbles de deuxième famille, la standardisation des angles de relevage est également avantageuse et permet de réaliser des gabarits de pose interchangeables.

##### **b) Protection des armatures**

La protection provisoire des armatures doit être maintenue avant mise en œuvre de la protection définitive par le coulis d'injection. Il peut être prévu de renouveler la protection provisoire des armatures, si les délais avant réalisation des injections sont importants. Cette situation peut se rencontrer si l'ordre de préfabrication des poutres est différent de l'ordre de pose, et si, par conséquent, certaines poutres demeurent au parc de stockage pendant un laps de temps important.

La protection définitive des armatures est classiquement assurée par un coulis de ciment et par le cachetage des ancrages. On a constaté sur certains ouvrages anciens une corrosion importante des armatures de précontrainte du fait de dégradations des cachetages, souvent associées d'ailleurs à une injection défectueuse. Il est donc essentiel de s'entourer de toutes les précautions garantissant une bonne pérennité des cachetages et de l'injection. Pour ce type de structure, en effet, le risque d'infiltration d'eau est particulièrement dangereux, du fait que le tracé même des câbles rend captive toute venue d'eau.

##### **c) Précautions visant à limiter les risques de venue d'eau**

Les risques de corrosion des armatures du fait des venues d'eau concernent autant les câbles de première famille, ancrés aux abouts et dont les cachetages sont directement soumis aux intempéries, que les câbles de deuxième famille, relevés en travée dans des encoches, immédiatement concernés en cas de défaillance de l'étanchéité. Il convient également de protéger les poutres contre les effets du gel, qui provoque l'éclatement du béton en cas d'accumulation d'eau aux points bas des conduits.

Les recommandations qui suivent sont destinées d'une part à renforcer l'étanchéité au voisinage des ancrages, cherchant ainsi à s'opposer à la pénétration de l'eau, et d'autre part à évacuer l'eau qui aurait traversé cette étanchéité. Il s'agit de :

- placer des purges aux points bas des tracés de câbles pour permettre une évacuation efficace de l'eau avant injection. Procéder à un soufflage régulier des conduits, surtout lorsque le chantier se déroule en période de gel.

FIGURE 110 :

*Purges aux points bas*



- éviter que l'eau ne puisse stagner dans les encoches avant réalisation des cachetages, en disposant des évacuations aux points bas des encoches, traversant le gousset. (Cf. § 3.5.1)
- réaliser une étanchéité totale des conduits consistant à utiliser des capots métalliques de protection fixés mécaniquement sur la plaque d'ancrage et munis d'un joint étanche. Ces capots sont eux mêmes protégés contre la corrosion. Ce choix semble s'imposer pour les ancrages des câbles relevés ; il est très souhaitable pour les câbles ancrés à l'about.
- réaliser une protection provisoire des encoches le plus tôt possible, ce qui peut être réalisé par un cachetage provisoire ou la mise en place dès cette phase provisoire du capot étanche s'il est prévu en phase définitive.

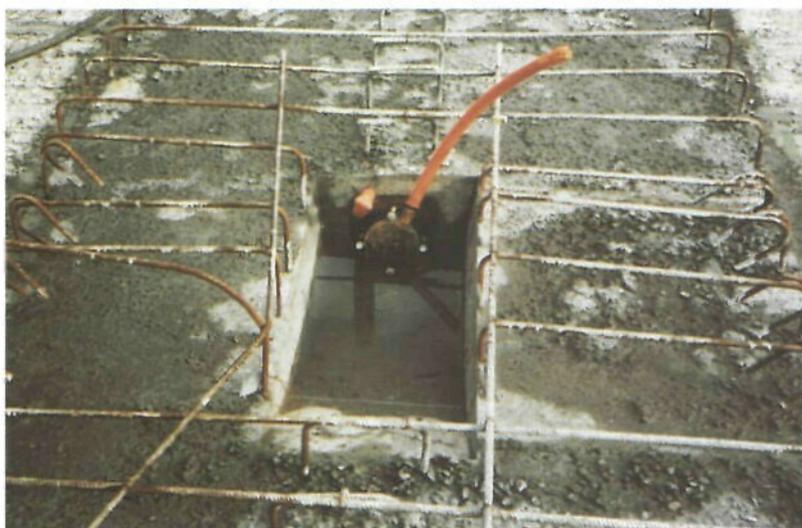


FIGURE 111 :

*Capot étanche mis en place en phase provisoire, bien utile en la circonstance.*

- pour les câbles d'about, il paraît souhaitable de réaliser une étanchéité de la zone de cachetage, en ayant recours à des produits d'étanchéité de type chape mince, qui ne présentent pas l'inconvénient esthétique des produits utilisés pour les chapes épaisses (produits noirs).

- utiliser un mortier sans retrait pour le béton de cachetage et prévoir des armatures (chevelus) permettant une bonne reprise sur le béton de poutre. Cette reprise peut être améliorée par un repiquage léger et par utilisation d'une résine époxy de façon à assurer une bonne adhérence entre les différents bétons.
- dès que possible, réaliser la chape d'étanchéité du tablier avec le plus grand soin, ce qui devrait être toujours le cas.

Dans certains cas, on a pu utiliser des conduits rigides en acier permettant un assemblage par soudage de l'ancrage, de la trompette et du conduit. Si l'efficacité de ce type d'étanchéité est bonne, la difficulté de cintrage de tels conduits rend néanmoins cette solution assez onéreuse.

L'injection des conduits est habituellement réalisée en deux opérations associées à chacune des deux familles de câbles. Pour éviter d'obstruer les conduits des câbles de deuxième famille au moment des injections des câbles de première famille, il importe de s'entourer de toutes les précautions garantissant une bonne étanchéité des conduits. Il paraît donc nécessaire de prévoir au marché un essai d'étanchéité.

A l'issue des injections des câbles de première famille, il convient d'interdire toute manutention des poutres avant la fin de prise du coulis.

## 4.2 - ENTRETOISES

Le bétonnage en place des entretoises ou de parties d'entretoises est une sujétion importante du chantier, puisqu'il ne s'agit plus d'un élément préfabriqué. C'est d'ailleurs la raison essentielle de la suppression des entretoises intermédiaires dans la conception actuelle qui fut d'ailleurs à l'initiative des entreprises.

La solution la plus simple pour coffrer l'entretoise consiste à accrocher les coffrages sur des amorces d'entretoises qui ont été coulées en même temps que les poutres.

Si on a renoncé à réaliser des amorces d'entretoises qui compliquent le coffrage des poutres, la fixation du coffrage des entretoises est plus délicate. Ce coffrage devra soit prendre appui sur les talons des poutres, soit être suspendu aux ailes des tables. Dans ce cas également, il est nécessaire de prévoir une réservation dans les tables de compression pour permettre le bétonnage et la vibration de la partie d'entretoise située immédiatement sous les tables.

La solution consistant à prévoir des amorces d'entretoises semble la meilleure, tant du point de vue de la simplicité de réalisation des entretoises que de la bonne mise en œuvre du béton.



FIGURE 112 :

*Entretôises d'about :  
amorces et parties  
coulées en place*

La continuité mécanique de l'entretoise est assurée par des armatures passives lorsque l'entretoise est en béton armé. Les armatures en attente sont assez encombrantes et peuvent procurer une certaine gêne au cours des manutentions, ce qui présente un risque pour le personnel d'exécution. La solution de les replier n'est pas très simple puisqu'elle conduit à augmenter les sections d'acier en substituant des aciers doux à des aciers à haute adhérence.

Pour les entretoises précontraintes, le problème de la continuité des armatures passives demeure mais est moins accru. Les précautions habituelles à la mise en œuvre de la précontrainte doivent être prises (Cf. paragraphe 4.1.7).

## **4.3 - MODE DE REALISATION DU HOURDIS**

Le mode de réalisation du hourdis dépend principalement du type de hourdis, selon qu'il s'agit d'un hourdis intermédiaire, coulé entre les poutres, ou d'un hourdis général coulé par-dessus les poutres. Comme nous l'avons mentionné dans le chapitre sur la conception, les hourdis généraux en béton armé sont aujourd'hui les plus employés.

Le type de hourdis utilisé a une incidence sur la nature des coffrages et également sur les principes et la réalisation du ferrailage, comme nous allons le voir.

### **4.3.1 - Coffrages**

Les coffrages utilisés pour couler les hourdis sont des coffrages traditionnels ou des coffrages perdus en béton ou en fibre ciment. La bonne mise en œuvre des coffrages permet de respecter les épaisseurs prévues, ce qui d'une part garantit la section résistante du tablier et d'autre part limite les majorations de charge permanente dues à des surépaisseurs imprévues.

De même, la qualité du revêtement du tablier ne peut être obtenue qu'à la condition de réaliser un bon surfacage.

Il importe évidemment de bien maîtriser la géométrie du hourdis et par conséquent la géométrie des poutres sur lesquels reposent ou sont accrochés les coffrages. Les poutres peuvent présenter des dénivelées différentielles en particulier pour les raisons suivantes :

- lorsque les poutres présentent un câblage de première famille différent (poutre de rive et poutre intermédiaire), les flèches instantanées sont différentes.
- lorsque les mises en tension sont effectuées sur un béton présentant des caractéristiques différentes d'une poutre à l'autre (dates de mise en tension différentes ou non homogénéité de production du béton).
- lorsque les poutres adjacentes d'une même travée ont un âge assez différent et qu'elles ont subi des déformations différées différentes au moment du bétonnage du hourdis.

Ces défauts sont d'autant plus difficiles à rattraper que la portée du coffrage est faible.

Par ailleurs, la bonne résistance des coffrages est un gage de sécurité pour le personnel amené à circuler sur les coffrages aux cours des phases de mise en place des ferrillages et de bétonnage. Les coffrages doivent être dimensionnés pour supporter des charges de chantier (se reporter à la note d'information N° 14 du SETRA).

### a) Hourdis intermédiaires

Les coffrages employés pour bétonner les hourdis intermédiaires sont des coffrages 'classiques'. Ils sont fixés aux extrémités des tables de compression des poutres :

- par des tiges traversant les ailes des poutres dans des réservations prévues à cet effet, ce qui constitue la meilleure solution,
- par l'intermédiaire de traverses simplement appuyées sur les ailes des poutres et qui supportent le coffrage.

La seconde solution engendre une gêne importante pour le surfacage du hourdis à moins que les traverses ne soient suffisamment surélevées par l'intermédiaire de cales.

FIGURE 113 :

*Accrochage des coffrages de hourdis intermédiaire par tiges traversantes*



La récupération du coffrage des hourdis intermédiaires n'est pas aisée, notamment dans le cas d'ouvrage situés au-dessus de l'eau ou à une grande hauteur.

Dans certains cas on a eu recours à des coffrages reposant sur un chemin de roulement fixé sur les talons des poutres. Ces coffrages " tiroirs " peuvent se déplacer d'une extrémité à l'autre de l'ouvrage et franchissent les entretoises qui sont évidées en partie supérieure. Cependant ces coffrages plus coûteux ne permettent de coffrer qu'une longueur limitée et obligent à multiplier les reprises de bétonnage, ce qui constitue un inconvénient certain.



FIGURE 114 :

*Coffrage tiroir*

L'emploi de moins en moins fréquent des structures à hourdis intermédiaire traduit cette complication de réalisation et l'inconvénient d'une moindre durabilité du fait de la multiplicité des reprises de bétonnage.

## b) Hourdis généraux

Les hourdis généraux sont plus faciles à coffrer puisque les coffrages peuvent être simplement appuyés sur les extrémités des tables de compression.

Comme il a déjà été dit, on a habituellement recours à des coffrages perdus en fibre ciment pour les portées transversales les plus modestes et en béton armé pour les plus grandes portées.



FIGURE 115 :

*Prédalles en béton armé*

Pour éviter la chute accidentelle de ces éléments de coffrages perdus, au cours de la construction comme au cours de la vie de l'ouvrage, on devra veiller aux points suivants :

- L'appui des coffrages aux extrémités des tables de compression des poutres doit être réalisé dans des feuillures de dimensions suffisantes. A cet égard, il est prudent de prévoir une largeur de 5 à 6 cm, de sorte que l'élément coffrant repose sur une partie de la poutre correctement armée, ce qui évitera le fendage du coin de l'appui. La hauteur minimale de cette feuillure est de l'ordre de 2 cm, ce qui correspond sensiblement à l'épaisseur d'un coffrage perdu de type fibre-ciment.
- En ce qui concerne les prédalles en béton armé, il convient de prévoir des armatures de liaison avec le béton du hourdis pour éviter la chute accidentelle de tout ou partie de cet élément coffrant, qui pourrait se désolidariser du hourdis au cours de la vie de l'ouvrage. *Des armatures nécessaires aux manutentions sont également prévues (crochets de levage).*
- Les défauts de planéité inévitables des surfaces d'appui doivent être compensés par des procédés appropriés, comme la pose des éléments coffrants sur bain de mortier ou bandes résilientes, qui assurent de plus une étanchéité du coffrage perdu vis-à-vis des fuites de laitance au moment du bétonnage.
- L'étanchéité doit également être assurée au niveau des joints transversaux entre coffrages (fibre-ciment ou prédalle) et peut être réalisée par mise en œuvre d'un ruban adhésif compressible, mis en place dans une engravure.
- Les coffrages perdus de type fibre-ciment sont très légers et sont donc sensibles à des sous-pressions dues au vent ou au souffle de circulation passant sous l'ouvrage en construction. Elle doivent être correctement fixées pour éviter d'être soulevées.

### 4.3.2 - Ferrailage

Là encore, la mise en œuvre du ferrailage est plus ou moins facilitée en fonction du type de hourdis.

Elle est relativement compliquée dans le cas d'un hourdis intermédiaire, compte tenu de la multiplicité des reprises. En effet, la continuité du ferrailage transversal est réalisée par recouvrement, ce qui nécessite des armatures en attente dans les tables de compression des poutres, rectilignes ou dépliées. La densité du ferrailage passif dépend de l'existence ou non d'une précontrainte transversale.



FIGURE 116 :

*Ferrailage d'un hourdis intermédiaire entre poutres*

Dans le cas d'un hourdis général, la réalisation du ferrailage est au contraire relativement simple. La mise en place des armatures est facilitée du fait des grandes longueurs des barres à poser. Toutefois les quelques interférences avec les prédalles et les aciers de connexion des poutres méritent une certaine attention.



FIGURE 117 :

*Ferrailage d'un hourdis général*

En rive, le ferrailage peut être renforcé par rapport à la zone courante pour reprendre les efforts transmis par les dispositifs de retenue. Au droit des encoches de câbles relevés, ce renforcement peut être significatif.

### 4.3.3 - Bétonnage des hourdis

Le bétonnage ne pose aucune difficulté particulière du fait de la grande facilité d'approvisionnement par le dessus du tablier.



FIGURE 118 :

*Bétonnage d'un hourdis général*

Le respect des tolérances sur les épaisseurs est très important pour une pièce mince. L'application du fascicule 65-A conduit à la valeur minimale de 1 cm, qui représente 5% du poids propre du hourdis, ce qui correspond à une valeur relative très forte.

L'obtention d'une bonne finition de la surface du tablier permettra de mettre en œuvre la chape d'étanchéité dans de bonnes conditions. Nous renvoyons le lecteur sur le sous-dossier ST du dossier STER du SETRA [14] pour de plus amples détails sur les prescriptions à retenir.

Pendant le bétonnage, il convient de prendre les précautions adéquates pour limiter les accumulations de béton frais et ne pas solliciter l'élément coffrant davantage qu'il n'a été prévu, pour éviter les chocs de la benne sur les coffrages, et également pour limiter la hauteur de chute du béton de manière à éviter toute ségrégation.

De manière classique, à l'issue du bétonnage, est appliquée une cure du béton.

### 4.3.4 - Mise en tension de la deuxième famille de câbles

Lorsque le béton du hourdis a atteint une résistance suffisante, ce qui doit naturellement être validé par une épreuve d'information, on procède à la mise en tension des câbles de deuxième famille qui sont, sauf exception, des câbles relevés en travée dans des encoches.

Comme pour les câbles de première famille, l'ordre de mise en tension des câbles a une grande importance.

Il convient de respecter l'ordre prévu qui sera défini de manière à éviter des dissymétries transversales importantes. Par ailleurs, de manière à ne pas solliciter inutilement le hourdis en créant des dénivelées différentielles importantes entre poutres, il est préférable de tendre successivement les câbles homologues des différentes poutres d'une même travée.

## 4.4 - MISE EN PLACE DES POUTRES

Le procédé de construction des ouvrages à poutres préfabriquées nécessite la mise en place des poutres à leur emplacement définitif. Cette opération est assez délicate du fait du poids important des poutres, qui varie couramment de 80 à 200 tonnes. Elle nécessite par conséquent des moyens de levage et de manutention importants.

La pose des poutres comprend classiquement les étapes suivantes :

- la reprise des poutres sur le stock,
- le franchissement de la travée pour atteindre l'emplacement longitudinal définitif,
- le positionnement transversal des poutres.

La reprise de la poutre au stock est généralement effectuée de la même façon et avec les mêmes matériels que le ripage sur stock (Cf. 4.1.5). Elle ne sera donc pas développée ici.

Les moyens de pose proprement dits ont beaucoup été basés sur le lancement, faisant appel à des poutres de lancement ou lanceurs. Aujourd'hui ce mode de lancement est moins systématiquement employé. En effet, peu d'entreprises françaises disposent encore de lanceurs spécialisés pour les poutres. Le coût de ces engins de pose est important et les entreprises hésitent à en faire l'investissement devant la faible probabilité de réutilisation de ce matériel à brève échéance dans le contexte actuel.

D'autres méthodes de pose se sont développées faisant appel à des moyens de levage à base de grues terrestres ou flottantes. La capacité portante de ces grues en limite l'emploi. De façon plus marginale, certains ouvrages ont été réalisés sur cintres reposant sur les appuis définitifs de l'ouvrage.

### 4.4.1 - Méthodes basées sur le lancement

La pose des poutres reste assez souvent basée sur le lancement.

Les lanceurs sont généralement constitués de deux poutres principales métalliques à treillis, entretoisées entre elles. Leur longueur totale avoisine le double de la portée à franchir. Pour faciliter l'accostage des piles, les poutres principales sont généralement munies d'un avant-bec et également d'un arrière-bec pour les manœuvres de retour.



FIGURE 119 :  
*Lanceur métallique*

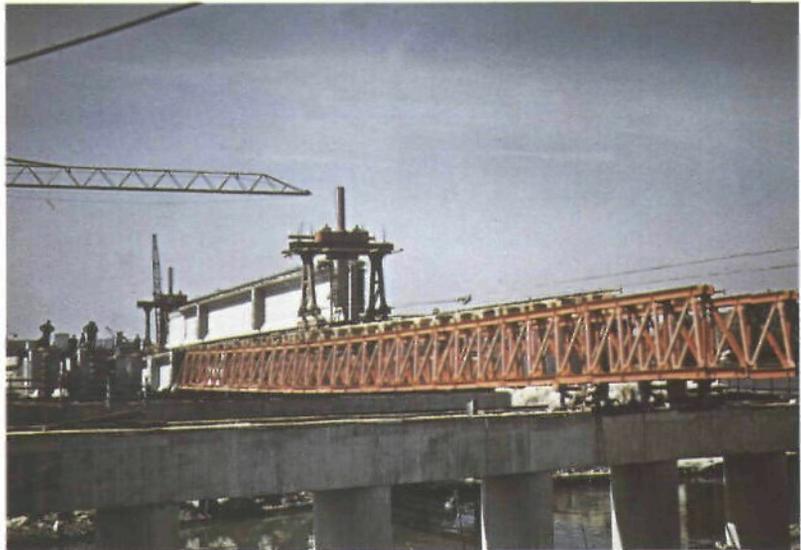
Pour franchir une nouvelle travée, le lanceur s'appuie sur les parties d'ouvrage déjà construites, le plus souvent au droit des piles, par appui direct ou par l'intermédiaire d'un chevalet métallique. Les poutres du lanceur glissent ou roulent alors sur ces appuis jusqu'à l'accostage sur la pile suivante, ces mouvements étant assurés grâce à des systèmes à câbles. Dès que le lanceur a atteint la pile, il peut être arrimé sur ce nouveau point d'appui.

C'est dans cette position de lancement que la poutre préfabriquée à mettre en place va pouvoir franchir la nouvelle travée.

Pour les lanceurs les moins élaborés, les poutres du lanceur permettent la circulation des moyens de manutention. Il s'agit bien souvent de portiques de manutention se déplaçant sur le lanceur et qui sont munis de treuils capables de hisser ou de déposer la poutre.

FIGURE 120 :

*Lancement par-dessus le lanceur à l'aide de portiques*



Les lanceurs les plus performants et les plus modernes sont munis d'un système de treuils ou de mouflage, qui permet la manutention et le levage des poutres préfabriquées prises en charge à l'arrière de la travée à franchir. Ces treuils intégrés au lanceur se déplacent sur celui-ci et permettent de positionner la poutre à son emplacement longitudinal définitif.



FIGURE 121 :

*Portique automoteur équipé de treuils*

Bien souvent, ce type de lanceur est capable de prendre en charge la poutre préfabriquée depuis l'aire de préfabrication pour cheminer sur le tablier déjà construit dans un fonctionnement cyclique comprenant une succession d'avancées du lanceur, la poutre demeurant fixe, puis de translations de la poutre préfabriquée lorsque le lanceur est fixé.

A la dernière étape, la poutre est descendue à son emplacement longitudinal définitif.

FIGURE 122 :

*Descente d'une poutre sur le chevêtre de pile*



L'intérêt principal du recours à un lanceur provient du fait qu'on ne prend appui que sur les parties de l'ouvrage déjà réalisées, tablier ou piles, ce qui rend la solution totalement indépendante de la brèche à franchir (site accidenté, site aquatique ...).

### **a) Positionnement transversal**

Le positionnement transversal des poutres peut nécessiter une manutention supplémentaire. En effet, la conception des lanceurs ne permet pas toujours de poser les poutres à leur emplacement transversal définitif. Deux solutions sont alors possibles :

La première possibilité consiste à décaler transversalement l'axe de lancement de sorte que la poutre est déposée directement à son emplacement définitif. Cette solution nécessite de prévoir autant de chemins de roulement du lanceur que de poutres dans la travée. Elle n'est pas toujours envisageable pour les poutres de rive.

La seconde possibilité consiste à déposer la poutre dans l'axe du lancement puis à procéder à un ripage transversal indépendant du lancement. Cette solution est assez couramment employée. Il est alors nécessaire de mettre en place un chemin de ripage sur les chevêtres des piles, ce qui peut poser des problèmes d'encombrement.

La configuration la plus agréable se rencontre lorsque le lanceur est capable de poser les poutres à leur emplacement transversal définitif. Cet avantage peut être dû au grand espacement entre les poutres du lanceur, de sorte que la passerelle métallique couvre pratiquement la largeur de l'ouvrage et peut translater les poutres en position suspendue.



FIGURE 123 :

*Disposition des poutres du lanceur facilitant la pose directe des poutres de rive en rive*

Le déplacement transversal de certains lanceurs est réalisé grâce aux chevalets d'appui métalliques qui constituent un chemin de roulement transversal pour les poutres latérales du lanceur. Ainsi, lorsque la poutre a atteint son emplacement longitudinal définitif, le lanceur est arrimé longitudinalement et l'ensemble poutre et lanceur est déplacé transversalement grâce à des câbles transversaux.



FIGURE 124 :

*Chevalet d'appui du lanceur permettant un déplacement transversal*

Cependant, la pose directe des poutres de rive n'est bien souvent pas possible, du fait des conditions d'appui du lanceur. Les poutres de rive sont alors posées dans la position la plus excentrée du lanceur et il est nécessaire de procéder en deuxième phase à un ripage ou à une reprise de la poutre sous l'une des poutres du lanceur pour la translater à sa position définitive.

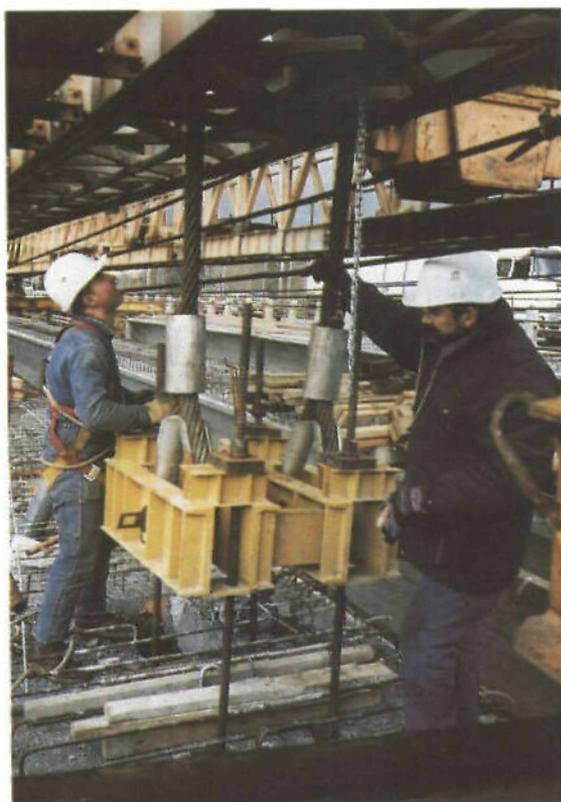


FIGURE 125 :

*Reprise de poutre de rive  
sous une poutre latérale du lanceur*

## b) Modalités de lancement

Ce chapitre concerne l'ordre de lancement des poutres et la façon dont les travées sont complétées.

### *Lancement par travées successives*

Toutes les poutres d'une même travée sont lancées successivement en commençant le plus souvent par les poutres de rive, mais seulement après que la travée précédente ait été entièrement achevée. On ne peut donc travailler que sur une travée à la fois. Cette méthode ralentit l'avancement du chantier et monopolise le lanceur pendant toute la durée des travaux.

### *Lancement de toutes les poutres de toutes les travées.*

Dans ce cas, on commence en principe par poser, d'un bout à l'autre de l'ouvrage, deux files de poutres qui serviront de voies de lancement. Ce sont en général les poutres de rive qui sont lancées les premières. Une fois le chemin de roulement établi, le lanceur peut être libéré.

Les travées sont alors remplies successivement en sens inverse, c'est-à-dire à partir de la travée la plus éloignée du stock. Les poutres sont ripées transversalement les unes après les autres et le chemin de roulement est transféré sur la nouvelle poutre mise en place à l'exception de la dernière poutre de chaque travée, ce qui représente une sujétion importante. Le hourdis et les entretoises peuvent être réalisés dès qu'une travée est achevée. Cette solution présente l'avantage de pouvoir travailler sur plusieurs travées à la fois et ainsi de réduire le délai d'exécution de l'ouvrage. En contrepartie, les poutres de la dernière travée réalisée ont en général un âge très différent (premières et dernières poutres lancées), ce qui peut poser des problèmes de flèches différentielles.

## 4.4.2 - Autres méthodes de pose

### a) Utilisation d'un cintre

La préfabrication des poutres a parfois été réalisée sur un cintre de manière à bétonner les poutres à leur cote définitive et à économiser ainsi l'emploi d'un lanceur.

Ce cintre supporte les coffrages d'une seule poutre et des plates-formes de travail attenantes. Par rapport à une construction classique sur cintre général qui règnerait sur toute la surface du tablier, ses dimensions sont par conséquent plus réduites.

Les opérations de préfabrication sont identiques à celles qui sont ordinairement effectuées sur l'aire de préfabrication. Le décintrement s'effectue à la mise en précontrainte des premiers câbles de première famille. Dès qu'elle a reçu cette précontrainte, la poutre est apte à être manutentionnée, et, pour ce cas particulier, il suffit de procéder à un ripage transversal pour la placer à son emplacement transversal définitif. Dès que la poutre nouvellement construite est dégagée, le coffrage est disponible pour réaliser une autre poutre.

Lorsque toutes les poutres d'une même travée ont été réalisées, le cintre est démonté et la construction du tablier se termine de manière classique. Si l'ouvrage comporte plusieurs travées, le cintre doit être démonté et remonté pour chaque travée.



FIGURE 126 :

*Coffrage reposant sur cintre*

La conception du cintre n'est pas spécifique à cette variante de construction de poutres VIPP. Les appuis définitifs du tablier sont couramment utilisés pour supporter le cintre, et, compte tenu des portées habituelles, il est difficile de pouvoir se passer d'une palée intermédiaire. Dans quelques cas particuliers, le tablier d'un ouvrage à remplacer a pu remplir ce rôle de cintre.

Une autre variante consiste à préfabriquer les poutres sur une aire de préfabrication de manière plus habituelle et à utiliser un cintre comme "lanceur" fixe, les poutres n'étant jamais suspendues à ce cintre.

L'utilisation d'un cintre demeure toutefois une variante importante au procédé de construction et ne peut être acceptée qu'en toute connaissance de cause. Elle présente en effet un certain nombre d'inconvénients :

- Cette solution perd tous les avantages de l'aire de préfabrication qui permet en particulier de réaliser les poutres 'à hauteur d'homme' et à poste fixe.

- Elle conserve les inconvénients de la construction sur cintre qui sont liés d'une part aux contraintes de la brèche (difficultés spécifiques au site) et d'autre part à la complication d'approvisionnement des matériaux au niveau du tablier.
- La maîtrise des flèches est plus difficile sur un cintre déformable que sur un banc de préfabrication rigide.

### **b) Mise en place par levage**

On a également recours à des grues ou à des bigues flottantes en site aquatique, pour soulever les poutres. Sauf dans le cas des bigues qui peuvent supporter des charges importantes, ce cas est limité aux poutres de poids modéré.

Une autre solution consiste à transporter les poutres parallèlement à l'ouvrage puis de les hisser le long des piles pour les riper transversalement à leur emplacement définitif.

Ces solutions peuvent se révéler très économiques lorsqu'elles sont possibles.

*FIGURE 127 :*

*Pose de poutre à la grue*



### **c) Mise en place par pontons flottants**

Réservée aux seuls sites aquatiques, cette solution consiste à installer les poutres sur des pontons flottants qui sont remorqués jusqu'à l'ouvrage. Là, les poutres peuvent être hissées sur le tablier ou déposées par ballastage des flotteurs ou en profitant, le cas échéant, de la marée. On peut ainsi mettre en place des poutres d'un poids très important, ce qui serait impossible par les moyens traditionnels. Citons comme exemple les ponts réalisés à Abidjan, mis en place de cette façon, pour lesquels les poutres pesaient 250 tonnes pour le pont Charles de Gaulle, et 800 tonnes pour les poutres caissons du pont Houphouët Boigny.

## 4.5 - STABILITE DES POUTRES EN PHASES PROVISOIRES

Comme nous l'avons évoqué à de nombreuses reprises au cours des chapitres qui précèdent, les poutres préfabriquées précontraintes par post-tension du type VIPP sont des poutres minces, présentant des caractéristiques mécaniques de flexion transversale (inertie de flexion par rapport à un axe vertical) et de torsion relativement faibles.

Elles sont donc susceptibles de présenter des risques d'instabilité élastique au déversement latéral entraînant la rupture et la chute de la poutre avec toutes les conséquences que cela implique tant pour les personnels d'exécution que pour les usagers, surtout si l'on franchit des voies en service.



FIGURE 128 :

*Rupture de poutre après une chute*

L'article de P. Lebelle paru dans les annales de l'ITBTP (bulletin n° 141 de septembre 1959) [28] traite en détail de la sécurité vis-à-vis de ce phénomène pour différentes conditions d'encastrement et nous invitons le lecteur à s'y reporter. Nous rappellerons ci-dessous les précautions à prendre pour limiter les risques de déversement.

Nous avons vu au chapitre de la conception générale qu'il convenait de prévoir une table de compression suffisamment large pour renforcer l'inertie de flexion transversale.

Nous avons vu également qu'il convenait de prévoir un butonnage des extrémités des poutres de manière à encasturer, au moins partiellement, les poutres vis-à-vis de la torsion. Ce contreventement est absolument indispensable à toutes les phases provisoires avant réalisation des entretoises et du hourdis qui remplissent ultérieurement ce rôle.

### 4.5.1 - Encastrement des poutres à la torsion

L'encastrement des poutres à la torsion est le plus souvent réalisé par des butons bridant les poutres latéralement de chaque côté et à chacune de leurs extrémités.

Ces butons sont généralement métalliques et sont habituellement articulés en tête sur la poutre par une attache prévue spécialement, qui est placée assez haut sur l'âme, et également articulés en pied sur l'élément supportant la poutre (chariot de manutention, longrine d'aire de stockage, chevêtre de pile). Les déplacements latéraux sont ainsi bloqués et la poutre peut être considérée comme encastree à la torsion à ses extrémités. Par contre les rotations correspondant à la flexion longitudinale des poutres ne doivent pas être bridées, de façon à ne pas engendrer des efforts d'encastrement non prévus.

Pendant les phases de manutention, le butonnage ne peut pas toujours être maintenu et il souhaitable de brider les sections d'extrémité de manière à limiter les rotations de torsion. Dans le cas des manutentions par suspension, les points d'attache des suspentes sont situés assez haut pour profiter du couple de rappel favorable dû au poids propre.

En tout état de cause, le butonnage doit être rétabli le plus tôt possible après les manutentions, et il paraît raisonnable de considérer que cette opération constitue un point sensible de la construction, sinon un point d'arrêt lorsque les poutres sont situées au-dessus de zones circulées.

### 4.5.2 - Calages provisoires

La pose des poutres au niveau des appuis définitifs est parfois faite sur des appuis provisoires. Cette solution permet de préserver les appareils d'appui définitifs qui risqueraient d'être endommagés pendant les phases provisoires (ripages, rotations des poutres...). Les appareils d'appui définitifs sont mis en place ultérieurement après soulèvement des poutres une à une ou après vérinage complet du tablier.

Le calage provisoire doit être absolument fiable, qu'il s'agisse des qualités intrinsèques du matériau ou de dispositions constructives à adopter. La rupture d'un calage provisoire peut évidemment être à l'origine d'une rupture de poutre. Sans être exhaustif, nous citerons certains aspects sur lesquels il convient de porter une attention particulière :

- Lorsque les éléments de calage sont à base de profilés métalliques, les ailes des profilés doivent être correctement raidies.
- Lorsque les éléments de calage sont en bois (cales de bois dur généralement en chêne), il convient de veiller à l'homogénéité des éléments du calage (modules de déformation voisins, même essence) et à la qualité de ces éléments (absence de fentes ou de gerçures, absence de pourriture ou d'attaque d'insectes...)
- Les calages doivent autoriser les rotations et les dilatations dues aux déformations différées des poutres et aux effets thermiques, faute de quoi les poutres pourraient échapper à leurs appuis ou les appuis pourraient se rompre ou se renverser.
- Le positionnement relatif de la poutre et des cales doit respecter les dispositions prévues et on doit s'assurer en particulier que les cales ne sont pas placées trop près des arêtes des talons, ce qui risquerait d'entraîner des éclatements de fendage des angles.

## 5 - PATHOLOGIE

### 5.1 - INTRODUCTION

Les VIPP représentent une population assez importante qui dépasse le millier d'ouvrages.

Les défauts et les désordres que l'on rencontre dans ces ponts à poutres sont nombreux et ont des origines très diverses. Ils sont imputables pour partie aux défauts de jeunesse de cette structure mais également aux défauts de jeunesse du béton précontraint lui-même.

• Certains ouvrages sont relativement anciens, cette technique ayant été utilisée dès la fin de la seconde guerre mondiale, comme première application de la précontrainte. On peut citer, parmi les plus anciens, des ouvrages de grande portée comme les ouvrages suivants :

Pont de l'Hermillon sur l'Arc en 1947	portée 41 m
Pont de la Denise en 1948	portée 41 m
Pont de Saint-Waast à Valenciennes entre 1947 et 1951	portée 64 m
Pont de l'Hippodrome à Lille entre 1947 et 1951	portée 66 m

• Par la suite, la technique s'est largement développée entre les années 1955 (viaduc d'accès au pont de Tancarville) et 1975 et plus particulièrement dans les années 1970, période qui coïncide avec le développement des programmes autoroutiers.

• Après les années 1980, le nombre d'ouvrages a fortement diminué, du fait de la concurrence des autres procédés de construction, en particulier des tabliers métalliques, mais également du fait des inconvénients esthétiques de la structure VIPP.

Ce sont naturellement les ouvrages les plus anciens qui présentent le plus grand risque de pathologie.

De nombreuses publications traitant de pathologie, nous nous bornerons dans ce qui suit à sensibiliser le lecteur sur les conséquences d'erreurs de conception ou d'exécution sur la durabilité des structures VIPP. Sans pouvoir être exhaustifs, nous citerons les quelques documents suivants (Cf. Bibliographie) :

- Le fascicule 32.1 "Ponts en béton précontraint" de l'instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art [32] consacre de nombreux paragraphes aux ponts à poutres VIPP.
- La documentation réalisée pour l'enquête IQOA [33] comprend un catalogue des principaux désordres des ponts à poutres précontraintes par post-tension où sont illustrés les défauts et où est définie une classification permettant d'évaluer l'état apparent des ouvrages.
- Un "Guide méthodologique de surveillance et de diagnostic de la précontrainte des VIPP" [36] est en préparation dans le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Ce guide traite de l'historique de l'évolution des techniques de construction des VIPP, principalement pour les ouvrages d'avant 1967, des désordres apparents graves, des causes de pertes anormales de précontrainte, d'aide au diagnostic de l'état de la précontrainte et des méthodes d'investigation et de surveillance spécifiques à ces ouvrages. Ce guide est naturellement complémentaire du présent chapitre et nous invitons le lecteur à s'y reporter pour plus de détails.

La plupart des désordres peuvent être évités moyennant certaines précautions relevant de la conception, du calcul, de l'exécution ou de l'entretien. La conception et l'exécution sont largement développées dans les chapitres qui précèdent. Les dispositions relatives à l'entretien ou aux méthodes d'investigation sont traitées par les documents cités ci-dessus. Quant à la réparation, elle sera évoquée sommairement en conclusion du présent chapitre.

## 5.2 - EVOLUTION DE LA CONCEPTION DES OUVRAGES

Depuis la construction des premiers VIPP, leur conception a fortement été influencée par l'amélioration des connaissances, les évolutions de la réglementation, le développement des techniques (de la précontrainte en particulier) et des procédés de construction, ainsi que l'évolution des conditions économiques.

### 5.2.1 - Evolution de la réglementation

La première circulaire relative au béton précontraint date de 1953. Elle est donc postérieure aux premières réalisations. Puis sont parues successivement :

En 1965 : l'Instruction Provisoire N°1 (IP1), [23]

En 1973 : l'Instruction Provisoire N°2 (IP2), [22]

En 1983 : Les règles aux Etats Limites (BPEL) qui ont été modifiées en 1991. [21]

Avant 1965, les justifications effectuées ainsi que les connaissances sur le comportement de la structure et des matériaux étaient insuffisantes. En particulier, les notes de calculs restaient très sommaires et ne comportaient qu'une vérification pour l'ensemble du tablier en service au temps infini. Le calcul par phase et la répartition transversale des charges n'était bien souvent pas pris en compte. De plus, les pertes de précontrainte étaient largement sous-estimées (méconnaissance des phénomènes de fluage et de relaxation, sous-estimation des frottements).

En outre, l'enthousiasme qu'avait suscité cette technique assez nouvelle s'était traduit par une foi aveugle en la précontrainte totale (absence de fissuration). C'est pourquoi, si le ferrailage passif mis en œuvre comportait habituellement une quantité satisfaisante d'étriers, le ferrailage longitudinal de flexion était en général très faible et correspondait à un simple ferrailage de peau. Par ailleurs, les ouvrages de cette génération ne comportaient pas en général de chape d'étanchéité.

A partir de 1965, la parution de l'IP1 a permis un calcul plus rigoureux des tabliers. Le calcul des pertes de précontrainte s'est nettement amélioré, du fait d'une meilleure connaissance des phénomènes. Un exemple de calcul par phases, directement appliqué à l'exemple d'un VIPP, est fourni par cette instruction. Les ratios d'aciers demeurent encore faibles.

La sortie en 1967 du dossier pilote VIPP 67 du SETRA [1] et du programme de calcul qui lui est associé, a permis d'améliorer la qualité des ouvrages, en précisant les règles de bonne conception et en offrant des moyens de calculs très puissants pour l'époque.

Publiée en 1973, l'IP2, basée sur les états limites, a été assez peu utilisée pour le dimensionnement des ouvrages. Toutefois, les règles de ferrailage de peau et de diffusion de la précontrainte ont été appliquées, ce qui s'est traduit en pratique par une augmentation sensible des quantités d'aciers passifs.

A partir de 1983, la justification de ces ouvrages relève des règles BPEL. Par rapport à l'IP2, les règles BPEL ont affiné le calcul des pertes de précontrainte. La possibilité d'accepter des tractions modérées reprises par des armatures passives conduit à nouveau à une augmentation du ratio de ferrailage passif.

## 5.2.2 - Evolution de la structure

- Les ouvrages anciens ont été assez souvent sous-dimensionnés, ce qui s'est traduit par des structures grêles, caractérisées par des âmes minces (âmes de 12 cm du Pont de l'Hermillon) et des talons réduits (50 à 60 cm), dans le but de ne pas alourdir 'inutilement' les poutres.

Le hourdis était le plus souvent du type intermédiaire coulé entre les poutres. On mettait en œuvre presque systématiquement une précontrainte transversale, sans aucune liaison par armatures passives.

L'entretoisement des tabliers est habituellement assez abondant. Il comprend le plus souvent 5 entretoises (3 entretoises intermédiaires et 2 entretoises d'about), ce nombre ayant pu être plus important. En revanche, il existe quelques ouvrages sans aucune entretoise. Cet entretoisement constitue plutôt un élément favorable, puisqu'il permet une bonne répartition des charges entre les poutres, surtout en cas de défaillance de l'une d'entre elles. Toutefois, les poutres de rive sont habituellement assez sollicitées par un tel entretoisement rigide, ce qui n'a pas toujours été pris en compte correctement dans les calculs. Lorsque les entretoises sont précontraintes, ce qui fut souvent le cas, la jonction transversale est effectuée sans aucun ferrailage passif.

Les tabliers de cette époque sont donc caractérisés par une multiplicité de reprises de bétonnage.



FIGURE 129 :

*Multiplicité des reprises de bétonnage.  
Jonction poutre-entretoise-hourdis intermédiaire*

Un autre défaut majeur des ouvrages anciens a été l'absence de chape d'étanchéité, leur mise en place n'a été obligatoire qu'à partir de 1966, mais l'efficacité des étanchéités mises en œuvre n'a pas toujours été satisfaisante.

- A partir de la parution du dossier VIPP 67, les épaisseurs des âmes et des talons ont été renforcées pour passer à des valeurs minimales plus raisonnables de 18 à 20 cm pour les âmes et de 0,70 m à 0,80 m pour les talons (pour un élancement normal).

- A partir des années 1970, les entretoises intermédiaires ont de plus en plus souvent été supprimées, les moyens de calculs permettant de cerner avec une précision satisfaisante ce comportement transversal. A la même époque, on a vu se généraliser les hourdis généraux coulés par-dessus les poutres, réalisés en béton armé et sans précontrainte transversale.

En résumé, les ouvrages VIPP peuvent être classés en deux catégories en fonction de leur date de construction par rapport aux années 1965-1967, les ouvrages construits avant cette date présentant davantage de risques de malfaçons.

### 5.2.3 - Evolution de la technologie de la précontrainte

L'évolution de la technologie de la précontrainte porte à la fois sur les caractéristiques de l'acier de précontrainte, sur les systèmes de précontrainte (ancrages, conduits ...) ainsi que sur la mise en œuvre (dispositions constructives, mise en tension, injection...).

- L'amélioration des caractéristiques des aciers de précontrainte s'est portée vers une production d'aciers présentant un meilleur comportement vis-à-vis de la relaxation et une augmentation de leurs limites élastique et de rupture. Certains aciers susceptibles de développer une corrosion sous tension ont hélas été utilisés (Cf. 5.3.1).

- Les systèmes de précontrainte utilisés dans les ouvrages anciens (avant 1965) étaient constitués d'un grand nombre de câbles de petite puissance. On rencontrait ainsi couramment des câblages constitués de 20 à 25 câbles par poutre, le nombre de câbles relevés en travée pouvant atteindre la quinzaine.

Les groupements de câbles par paquets de 4 ou de 6 étaient ainsi fréquents, ce qui ne facilitait pas la mise en œuvre du béton. Le grand nombre d'ancrages constituait un nombre élevé de points faibles vis-à-vis des venues d'eau.

Les câbles utilisés ont d'abord été constitués de fils parallèles Ø 5, puis, plus couramment de fils Ø 7 ou Ø 8 groupés en unités dont les plus courantes ont été les câbles 12 Ø 7 de 461 mm<sup>2</sup> de section ou 12 Ø 8 de 603 mm<sup>2</sup>.

- La tension de ces armatures était élevée, puisque le règlement de l'époque (l'IP1) autorisait une tension à l'origine égale à la limite élastique ( $\sigma_{p0} = f_{peg}$  - la limite élastique était notée  $T_g$  par l'IP1). A la mise en tension des armatures, de nombreuses ruptures de fils ont pu se produire et elles n'ont pas souvent été détectées. Par ailleurs, ces aciers étaient caractérisés par une relaxation importante correspondant à une relaxation à 1000 heures de 8% environ, relaxation dite normale.

Les ouvrages étaient généralement précontraints transversalement par des câbles à base de fils ondulants dans le hourdis. Dans certains cas on a utilisé des barres de précontrainte.

A partir de 1970, l'emploi d'armatures à très basse relaxation s'est peu à peu généralisé (relaxation à 1000 heures de 2,5 %).

L'IP2 a par la suite limité la tension à l'origine des armatures actives qui fut réduite à  $\sigma_{p0} = \text{Min} ( 0,95 f_{peg} ; 0,85 f_{prg} )$ .

L'avènement du BPEL s'est traduit par une nouvelle diminution de la tension à l'origine :  $\sigma_{p0} = \text{Min} ( 0,90 f_{peg} ; 0,80 f_{prg} )$ .

En ce qui concerne la mise en œuvre de la précontrainte, le gainage des câbles a dans les premiers temps été réalisé à partir de conduits en papier kraft bitumé. Le défaut majeur de ce type de conduits est un manque d'étanchéité au bétonnage, ce qui s'est traduit le plus souvent par des difficultés aux mises en tension résultant de frottements très importants. Les conduits en feuillard métallique, quant à eux, n'ont été généralisés qu'à partir des années 1960.

Parallèlement à cette évolution, les dispositions visant à protéger les armatures en phase provisoire (huilage) ou de façon définitive (injections), inexistantes pour les ouvrages très anciens, se sont peu à peu améliorées (produits et techniques d'injection). A partir de 1973, la directive provisoire sur les injections (SETRA-LCPC) a permis d'obtenir des injections de qualité.

L'évolution des dispositions constructives implique également de limiter le groupement de conduits par paquets, de favoriser le bétonnage en prévoyant des espacements suffisants entre paquets et de protéger les armatures par augmentation de l'enrobage minimum.

### 5.3 - NATURE ET CAUSES DE DESORDRES

Le vieillissement des matériaux constitutifs de l'ouvrage est un phénomène inéluctable qui est fortement aggravé par la présence d'eau plus ou moins agressive. Des défauts de conception ou d'exécution initient souvent ce vieillissement et l'accélèrent.

De mauvaises conditions d'exploitation et d'entretien des ouvrages sont également à l'origine d'un certain nombre de pathologie.

#### 5.3.1 - Désordres inhérents à la durabilité des matériaux

Les causes d'altération du béton sont essentiellement liées à des infiltrations d'eau, aggravées par la présence d'éléments agressifs tels que les chlorures ou les sulfates, à l'effet du gel, voire au phénomène d'alcali-réaction.

La diminution des qualités protectrices du béton et la présence d'humidité rendent possible le développement des mécanismes de corrosion de l'acier, ce qui concerne les armatures passives et les armatures de précontrainte. En outre, la carbonatation du béton se traduit par une réduction du pH qui diminue la passivation naturelle des armatures en milieu basique, ce qui accentue les risques de corrosion pour les ouvrages anciens, du fait de la progression de la carbonatation vers l'intérieur du béton.

La corrosion des aciers est accélérée en présence d'agents agressifs tels que des chlorures développant une corrosion caractérisée par des piqûres.

Dans certains cas, une corrosion dite bimétallique (effet de pile) a pu se développer à partir de conduits de précontrainte recouverts de plomb qui ont été utilisés dans le but de limiter les frottements. De tels conduits ont été utilisés entre 1950 et 1975.

La corrosion fissurante sous tension des armatures de précontrainte provient de l'action conjuguée de contraintes mécaniques et du milieu corrosif. Des aciers de précontrainte à haute teneur en cuivre, qui ont été largement utilisés entre 1950 et 1972, présentent ce risque d'une rupture brutale sans striction.



FIGURE 130 :

*Corrosion importante des armatures de précontrainte : fils rompus*

Les premières manifestations de corrosion sur les parements sont des taches de rouille, qui peuvent être dues à la corrosion de ligatures tombées en fond de coffrage ou à la corrosion des armatures passives, ce qui est plus grave. Si la **corrosion** continue à se développer, le gonflement dû à l'expansion de la rouille entraîne l'éclatement des parements.

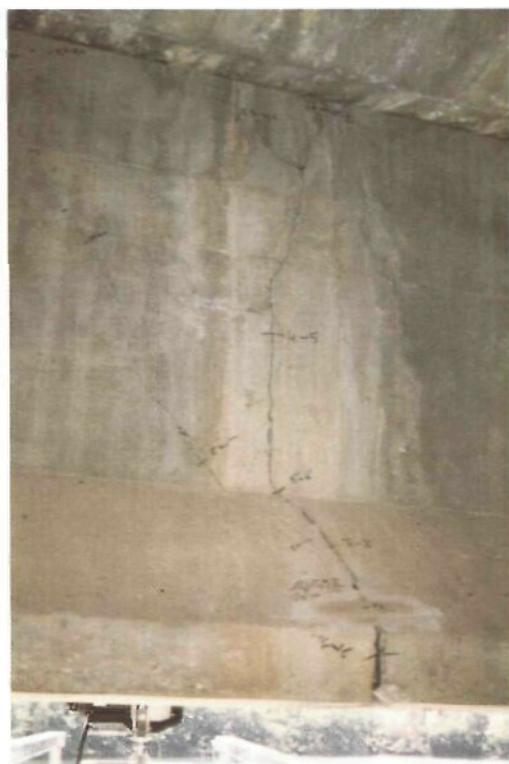
La corrosion des armatures de précontrainte ne se manifeste que rarement au niveau des parements, si ce n'est par des coulures de couleur rouille provenant de fissures longeant les câbles. Elle est donc plus difficile à déceler.

Si la corrosion se généralise, la diminution des sections d'aciers finit par engendrer une insuffisance **structurelle de l'ouvrage** pouvant conduire à terme à la ruine de la structure.

Notons en premier lieu que la corrosion des armatures de précontrainte peut être importante sans qu'une fissuration traduisant une insuffisance de capacité résistante ne se manifeste et permette de donner l'alerte.

Indiquons également que le report des charges sur des poutres saines **peut s'effectuer** dans de bonnes conditions lorsque les ouvrages comportent de nombreuses entretoises intermédiaires et ainsi masquer la défaillance d'une poutre.

Remarquons enfin que les fissurations par insuffisance de flexion ne peuvent se manifester que dans les sections où les aciers de précontrainte sont corrodés ou rompus, ce qui ne coïncide pas nécessairement avec les sections proches de la section médiane. En effet, à moins que l'injection soit totalement inexistante, l'effort de précontrainte est très vite réancré par adhérence au-delà de la section de rupture et la disparition de la précontrainte n'est que locale.



*FIGURE 131 :*  
*Fissuration de flexion*

Cette fissuration, lorsqu'elle existe, correspond à des fissures transversales s'amorçant dans le talon des poutres et pouvant remonter jusque dans l'âme. Les fissures peuvent s'incliner dans les zones proches des abouts du fait de l'influence de l'effort tranchant.

Si la corrosion a atteint des sections voisines de la section médiane, très sollicitées par les charges routières, l'insuffisance de capacité résistante est assez vite atteinte, et une fissuration de flexion a plus de chance de se produire. Une déformation anormale du profil en long de l'ouvrage peut également témoigner d'une telle insuffisance.

Au contraire, si la corrosion atteint les sections proches de l'about, très peu sollicitées, la manifestation de la disparition de l'effort de précontrainte par fissuration apparaîtra à un stade très avancé de corrosion, et se traduira par une fracture importante à quelques mètres de l'about. Cette fracture présente un caractère fragile ; elle est donc extrêmement dangereuse. Quelques ouvrages ont présenté récemment une telle pathologie, les câbles ayant été corrodés par infiltration d'eau à partir des têtes d'ancrages des câbles d'about.

Nous n'évoquerons dans les paragraphes qui suivent que des remèdes préventifs à ces désordres et qui relèvent pour la plupart d'une bonne conception, d'une bonne exécution et d'un entretien satisfaisant des ouvrages. Ils sont pour la plupart communs à toutes les catégories d'ouvrages, en béton comme en métal.

### 5.3.2 - Désordres inhérents à la conception

Les erreurs de conception comprennent des erreurs de dimensionnement (erreurs de calcul ou méconnaissance de certains phénomènes) et des choix de dispositions constructives ou techniques inadaptés.

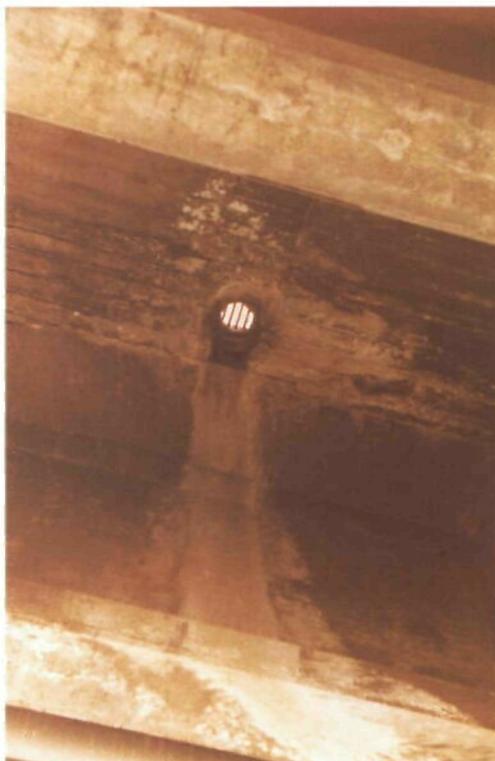
#### a) Conception générale

Les erreurs de conception conduisant à une mauvaise protection du tablier se traduisent par un vieillissement anormalement rapide des matériaux et par des désordres du type de ceux que l'on vient d'évoquer.

Du point de vue de la géométrie générale de la structure, les formes grêles, telles qu'on a pu en réaliser dans les ouvrages anciens, offrent une surface d'attaque importante aux agents agressifs et doivent être évitées. De plus, de telles formes ne facilitent pas le bétonnage et se révèlent par ailleurs plus sensibles aux chocs transversaux.

FIGURE 132 :

*Mauvaise conception de l'évacuation des eaux*



La protection du béton est assurée par la réalisation d'une bonne étanchéité et d'une bonne évacuation des eaux. Elle conduit à soigner l'étanchéité générale, la jonction de l'étanchéité générale avec les joints de chaussée et les avaloirs, l'étanchéité des joints de chaussée ou la récupération des eaux en provenance des joints de chaussée, le drainage, la réalisation de gouttes d'eau et de larmiers, la protection du tablier par la corniche, la position du fil d'eau par rapport au tablier.

La protection des armatures de précontrainte est assurée par le soin apporté à la réalisation des ancrages (câbles d'about et câbles relevés), à la protection provisoire et définitive des armatures (injection et cachetage) et au respect d'un enrobage minimal.

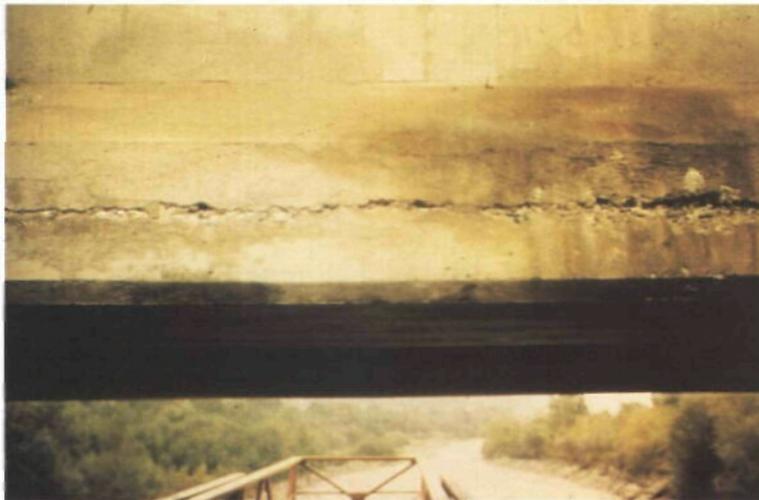
De même, la protection des armatures passives est assurée par un enrobage suffisant, à adapter aux conditions ambiantes spécifiques à l'ouvrage.

La protection des armatures et du béton est également étroitement liée à la qualité du béton qui dépend de sa composition (limitation des teneurs initiales en sulfates et en chlorures, type de ciment, quantité minimale de ciment, formule du béton, potentiel réactif des granulats ...) et de l'exécution du béton garantissant en particulier une compacité suffisante (vibration, cure ...).

## **b) Conception du ferrailage et du câblage des poutres**

Une mauvaise conception du façonnage des armatures passives peut entraîner des poussées au vide conduisant à des éclatements locaux des parements, sources de pénétration d'eau.

Un dimensionnement insuffisant des cadres de talon, réalisant la couture du talon sur l'âme, a pu conduire à une désolidarisation du talon par une fissuration horizontale, souvent assez ouverte et active au passage de la circulation. Il s'agit d'une insuffisance grave de la structure qui nécessite la prise de mesures de sauvegarde.



*FIGURE 133 :  
Désolidarisation du talon*

Des poussées au vide dues aux déviations horizontales des câbles provoquent une fissuration tendant à séparer la partie du talon située à l'extérieur des âmes, si les cadres de talons n'ont pas été dimensionnés en conséquence.

Une mauvaise prise en compte des phénomènes de diffusion peut engendrer des fissures assez fines mais en général assez courtes à l'arrière des ancrages. Ces fissures suivent le tracé du câble. L'origine d'un tel désordre est le recours à des armatures de précontrainte inadaptées du point de vue de leur puissance ou à une mise en tension trop précoce ou non fractionnée. Lorsque le

ferrailage passif mis en œuvre est insuffisant ou mal adapté, les fissures correspondantes peuvent être assez ouvertes. Néanmoins, cette fissuration n'est pas préoccupante en tant que telle à moins qu'elle ne soit généralisée à tous les câbles ou qu'elle soit l'objet de circulations d'eau.

On peut également rencontrer une fissuration qui correspond à la rupture de fendage du coin lorsque l'appareil d'appui est situé trop près de l'extrémité de la poutre et que l'angle inférieur de l'about n'est pas suffisamment armé ou comprimé. Cette fissure largement ouverte, a généralement été initiée à la préfabrication. Si elle ne met pas en péril directement la structure, les risques de pénétration d'eau sont évidemment importants dans cette zone sensible proche des ancrages.



FIGURE 134 :

*Fendage de l'extrémité de la poutre*

Hormis les aspects qui ont été évoqués ci-avant, les défauts de conception des câblages relèvent le plus souvent du calcul.

Pour les ouvrages anciens, un certain nombre de phénomènes ont mal été pris en compte. Les pertes par relaxation et par fluage étaient souvent sous évaluées par méconnaissance des phénomènes, les pertes par frottement l'étaient également pour des raisons davantage liées à l'exécution. Le retrait différentiel a de plus souvent été négligé. Tous ces éléments ont conduit à un dimensionnement insuffisant de la précontrainte pouvant se traduire par une insuffisance de résistance à la flexion dans les phases de service, lorsque les pertes différées ont eu lieu.

De même, les justifications aux diverses mises en tension n'ont pas toujours été effectuées correctement et l'on n'était pas suffisamment conscient des fortes compressions appliquées sur un béton jeune. Certains talons de poutres ont été excessivement comprimés, ce qui a pu se traduire par une fissuration longitudinale de ces talons.

### **c) Conception des hourdis**

Les principaux désordres dans les hourdis proviennent des reprises de bétonnage multiples dans les hourdis intermédiaires coulés entre les poutres.

L'insuffisance de ferrailage passif à la jonction entre la table de compression des poutres et le hourdis coulé en place (de nombreux hourdis précontraints transversalement ne comportent aucune liaison par armatures passives transversales) se traduit par une fissuration longitudinale au droit de la reprise, qui est visible sur la face inférieure. Des fissurations transversales de retrait gêné entre le béton de hourdis et le béton plus ancien des poutres se rencontrent également.

Le hourdis peut présenter une insuffisance en flexion, du fait d'une épaisseur ou d'un ferrailage insuffisants. Dans le cas des hourdis à précontrainte transversale à tracé ondulé, l'effet hyperstatique de précontrainte transversale, limitant l'effet des ondulations des câbles, a pu être sous estimé. Une fissuration longitudinale est alors visible en face inférieure au voisinage de la mi-distance des poutres.

En ce qui concerne les hourdis généraux, coulés par-dessus les poutres, les désordres apparents concernent les éléments coffrants qui ont pu présenter une insuffisance de résistance à la flexion qui se manifeste par une fissuration longitudinale. Cette insuffisance a concerné la phase de bétonnage, donc une phase de construction, puisque le plus souvent ces coffrages ne sont pas participants.

Ces coffrages perdus peuvent également se désolidariser du hourdis lorsque des armatures de liaison n'ont pas été prévues (il ne s'agit pas d'armatures de connexion visant à rendre les prédalles participantes). La chute de morceaux de prédalles peut alors être dangereuse.

#### **d) Conception des entretoises**

Les erreurs de conception des entretoises concernent une insuffisance de dimensionnement se traduisant par une fissuration de flexion et/ou d'effort tranchant. Elle peut être due à une mauvaise prise en compte de cas de charge de vérinage ou à une sous-estimation des efforts dus au biais.

La fissuration correspondante est en général initiée au droit des reprises de bétonnage entre les amorces et les parties coulées en place des entretoises.

### **5.3.3 - Désordres inhérents à l'exécution**

Les défauts d'exécution sont malheureusement assez nombreux. Les précautions à prendre pour éviter ces défauts sont détaillées par le fascicule 65-A, pour ce qui est des ouvrages en béton armé et en béton précontraint et par les documents techniques relatifs aux équipements. En ce qui concerne les VIPP, le chapitre 4 du présent document fournit de nombreux conseils d'exécution.

Les mauvaises conditions de mise en œuvre du béton conduisent à des défauts de qualité du béton (nids de cailloux, cassure de béton frais, fissuration par absence de cure), qui, le plus souvent, ne mettent pas directement en cause la résistance de la structure. Néanmoins, ces défauts sont des voies de pénétration des agents agressifs extérieurs. Les zones présentant des risques de défauts de bétonnage dans la masse sont principalement :

- les zones d'about, du fait de la densité d'armatures qui y règne,
- les parties inférieures des talons où la mise en œuvre du béton est gênée par les nombreux conduits,
- les âmes, du fait de la minceur des éléments rendant difficile la vibration.

La photo ci-après montre le mauvais remplissage d'un talon de poutre comprenant de nombreux conduits. Quelques coups de marteau donnés aux endroits sonnants le creux suffisent pour découvrir de telles lacunes généralement masquées par un cache-misère formé d'une croute de laitance de faible épaisseur.

FIGURE 135 :

*Mauvais remplissage d'un talon*



Les conditions de mise en œuvre du béton peuvent également affecter sa résistance. Il peut s'agir d'un traitement thermique mal conduit ou de mauvaises conditions de serrage du béton (insuffisance ou excès de vibration).

Dans les zones présentant ces défauts, surtout en cas d'insuffisance d'enrobage, le développement de la corrosion des armatures de peau entraîne à terme des éclatements du parement. Un tel désordre peut être local ou plus ou moins généralisé et peut concerner toutes les parties de l'ouvrage.

Le défaut de positionnement des armatures peut engendrer un défaut d'enrobage propice à la corrosion, qui peut se manifester au droit des étriers qui sont généralement les armatures passives les plus proches des parements.

Des poussées au vide parasites verticales dues au festonnement des conduits entraînent des fissurations souvent locales des talons des poutres (fissures horizontales longitudinales). Ces fissures sont analogues aux fissures dues à une insuffisance de cadres de talon mais sont en général moins étendues. Le gel ou plus rarement l'expansion de la rouille des conduits ou armatures de précontrainte peuvent également provoquer la fracture ou l'éclatement des talons.

Les manutentions des poutres, parfois quelque peu brutales, conduisent à des épaufrures des arêtes, le plus souvent celles des talons ou à des éclatements locaux dus à des pressions localisées sur des zones non frettées (fixations de suspentes ou de barres de levage, appuis de vérins ...).

La mise en œuvre de la précontrainte peut également présenter de nombreux défauts :

- des ruptures de fils ou de torons à la mise en tension, des frottements excessifs dus à un festonnement des conduits, des défauts de pose conduisant à une diminution de l'excentricité des câbles peuvent mettre en cause la capacité résistante initiale théorique des poutres.
- des mises en tension sur un béton trop jeune peuvent conduire à des sollicitations excessives du béton entraînant sa fissuration.

- une mauvaise réalisation de la protection des armatures (protection provisoire ou définitive) ou des cachetages peut mettre en cause la pérennité de la précontrainte.



FIGURE 136 :

*Cachetages des ancrages des câbles d'entretoises*

FIGURE 137 :

*Remplissage partiel des conduits  
(vue de l'extrémité inférieure d'un  
talon scié)*



### 5.3.4 - Désordres inhérents à l'exploitation, à l'entretien et à l'environnement.

Les conditions d'exploitation de l'ouvrage peuvent avoir des conséquences importantes sur l'état de l'ouvrage. On peut citer :

- l'accroissement des charges supportées par l'ouvrage : augmentation du trafic ou rechargement abusif de la chaussée. Rappelons que les règlements de charge ont beaucoup évolué (règlements de 1940, 1958, 1960 et 1971).
- l'accroissement de la fréquence et de l'importance des convois exceptionnels ou de convois dépassant les charges autorisées.

Les conditions d'environnement de l'ouvrage ont pu notablement évoluer depuis la construction de l'ouvrage, ce qui se traduit en général par un environnement plus agressif : proximité d'usines dégageant des fumées, eaux plus agressives principalement du fait du développement de l'utilisation des sels de déverglaçage.

L'entretien des ouvrages est essentiel surtout en ce qui concerne l'étanchéité et l'évacuation des eaux, mais également dans le but de réparer les petits désordres pour éviter les risques de corrosion et la généralisation des désordres.

La constatation et le suivi de l'évolution des désordres n'est possible qu'à condition d'effectuer une surveillance régulière des ouvrages. (Cf. Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art de 1979 [32], révisée fin 1995).

## 5.4 - REPARATIONS ET RENFORCEMENTS

Lorsqu'on est en présence d'un ouvrage présentant des signes de pathologie, et avant d'envisager une réparation ou un renforcement, il convient de procéder à une étude minutieuse qui doit permettre :

- de détecter la nature, l'importance et l'origine des désordres et de prévoir leur évolution éventuelle,
- de cerner l'état de l'ouvrage (capacité portante, état et caractère des matériaux), ce qui nécessite un recalcul de l'ouvrage en tenant compte de la façon dont l'ouvrage a réellement été construit et des connaissances nouvelles sur le comportement des matériaux qui ont pu faire défaut lors de la construction de l'ouvrage.
- de choisir les méthodes de réparation ou de renforcement les plus adaptées.

La décision d'une réparation ou d'un renforcement nécessite souvent des investigations poussées en laboratoire ou in situ qui sont destinées à affiner la connaissance de certains paramètres pour mieux évaluer l'état de l'ouvrage. Il est possible de procéder à l'analyse des matériaux prélevés, de réaliser des gammagraphies pour détecter des vides dans les conduits ou des fils rompus, enfin de procéder à des essais in situ permettant de mesurer la tension des fils ou les contraintes locales dans une poutre défectueuse (méthode de l'arbalète ou méthode de la libération de contraintes). L'étude de l'ouvrage sous circulation permet de déterminer les fissures qui sont actives. Le guide de surveillance et de diagnostic de la précontrainte des VIPP des LPC [36] propose une méthodologie de diagnostic de la précontrainte.

Le choix des méthodes de réparation à envisager dépend naturellement de l'importance des désordres.

Un premier groupe de mesures est destiné à rétablir la protection du tablier et à stopper les dégradations.

- Les dégradations superficielles dues au vieillissement du matériau, à un défaut d'enrobage ou de mise en œuvre, ou encore à une attaque chimique en surface, nécessitent des traitements de surface de type ragréage ou de régénération de matière pour des lacunes ou nids de cailloux assez importants.
- La réfection de la chape d'étanchéité est impérative pour garantir la non pénétration de l'eau en provenance de la chaussée.
- Le rétablissement de la protection des armatures de précontrainte comprend la réfection des cachetages et l'injection des conduits de précontrainte. La deuxième opération est assez délicate à réaliser. En effet, le remplissage des conduits par le nouveau coulis d'injection est contrarié par des bouchons du coulis d'origine obstruant les conduits. Meilleure a été l'injection d'origine, plus important sera le nombre de pipes d'injection à disposer.
- Il est également souhaitable d'injecter les fissures non actives d'ouverture supérieure à 0,3 mm pour éviter qu'elles puissent être sources de circulation d'eau. Rappelons que l'injection des fissures actives est illusoire sauf à réaliser une décompression par chargement préalable à l'injection ou une compression de la zone de fissuration par précontrainte additionnelle.

Les techniques destinées à reprendre les désordres structurels traduisant une insuffisance de résistance généralement due à une combinaison d'erreurs de conception, d'exécution, ou à des accidents, ont pour but de redonner à l'ouvrage sa capacité portante théorique.

Il s'agit d'un renforcement qui est réalisé le plus souvent par une précontrainte additionnelle, la mise en œuvre des tôles collées, quant à elle, ne peut être envisagée que dans certains cas très particuliers (renforts d'âmes par exemple) [34]. Il peut être étudié la possibilité de remplacement des câbles de précontrainte endommagés, au moins partiellement, si les injections d'origine sont peu importantes et permettent le démontage des câbles.

Dans le cas d'une précontrainte additionnelle, la difficulté principale est d'évaluer la précontrainte résiduelle, comme on l'a déjà dit. En effet, dans les zones où la corrosion a été décelée, il s'agit d'évaluer l'effort de précontrainte restant. En dehors de ces zones, il s'agit de savoir si la précontrainte a disparu dans les mêmes proportions ou si, comme c'est souvent le cas, un mécanisme de scellement par adhérence a permis un réancrage de l'armature de précontrainte au-delà de la zone rompue, grâce au coulis d'injection.

Le dimensionnement minimal de la précontrainte additionnelle destiné à se substituer à la précontrainte corrodée ne doit pas engendrer de compression excessive dans les zones où la précontrainte demeure efficace, ce qui, dans certains cas, n'offre que peu ou pas de possibilités.



FIGURE 138 :

*Précontrainte additionnelle ancrée sur des bossages métalliques*

La précontrainte additionnelle mise en œuvre est généralement une précontrainte extérieure au béton. L'ancrage des câbles rapportés peut être réalisé sur un renforcement des entretoises d'about à l'arrière des poutres ou par l'intermédiaire de bossage métalliques ou en béton cloués sur les âmes par des barres de précontrainte (barres courtes). Les câbles peuvent être déviés en travée par des bossages de conception analogue, de manière à obtenir un câblage performant, qui soit excentré en travée, et dont l'inclinaison permette une réduction d'effort tranchant au voisinage des appuis.

Lorsque se manifeste une insuffisance importante à l'effort tranchant, un renforcement par des étriers actifs est envisageable, en utilisant une technique analogue à celle utilisée pour les caissons précontraints. A notre connaissance, cette méthode n'a jamais été employée pour des poutres VIPP.

## **5.5 - CONCLUSIONS**

Lorsque le constat final se traduit par une insuffisance de résistance par corrosion d'armatures de précontrainte susceptibles de corrosion fissurante sous tension, le verdict est sans appel et consiste à placer l'ouvrage sous haute surveillance avec limitation de tonnage en attendant sa démolition et son remplacement.

Dans les autres cas, une réparation est théoriquement envisageable et consiste en premier lieu à stabiliser la corrosion en rétablissant la protection du tablier, lorsque cela est possible. Le renforcement consiste à injecter les éventuelles fissures de flexion et à mettre en œuvre une précontrainte additionnelle.

En tout état de cause, un bilan financier permettra de trancher entre l'opération de réparation ou de renforcement et celle d'une démolition suivie d'une reconstruction.



## **6 - BIBLIOGRAPHIE**

### **6.1 - PONTS A POUTRES**

- [1] VIPP 67 - Dossier pilote relatif aux ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (SETRA 1967).
- [2] PRAD 73 - Dossier pilote relatif aux ponts à poutres précontraintes par adhérence, conforme aux règles IP2 de 1973. (SETRA 1973)
- [3] TIBA 77 - Dossier pilote relatif aux ponts à poutres en béton armé coulés en place (SETRA 1977).
- [4] Grands Ouvrages en Béton Précontraints, (Ponts à poutres préfabriqués). Bulletin technique A.F.P.C., journées d'études C.E.I.F.I.C.I. - A.F.P.C. (24 et 25 octobre 1979).
- [5] M. CIOLINA - Continuité des hourdis des structures préfabriquées par M. Ciolina (Supplément au N° 278 des Annales de l'I.T.B.T.P. de février 1971).

### **6.2 - CONCEPTION GENERALE**

- [6] GUEST 69 - Guide d'esthétique pour les ouvrages d'art courants. (SETRA 1969)
- [7] Guide de conception des Ponts-Dalles (SETRA 1989)
- [8] PP 73 - Piles et Palées (SETRA 1973)
- [9] Guide de conception des Cadres et Portiques (SETRA 1992)

### **6.3 - EQUIPEMENTS**

- [10] Circulaire n°88-49 du 9 Mai 1988 relative à l'agrément et aux conditions d'emploi des dispositifs de retenue des véhicules.
- [11] Bulletin technique n°4 du SETRA relatif aux appareils d'appui (SETRA 1974).
- [12] Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté (SETRA/LCPC 1978).
- [13] Fascicule 67 du C.C.T.G. relatif à l'étanchéité des ponts.
- [14] S.T.E.R. : Surfaçage des tabliers, étanchéité, couches de roulement ... (SETRA 1981).
- [15] Collection du guide technique G.C. - Equipements latéraux des tabliers - Garde-corps, dispositifs de retenue, ... (SETRA).
- [16] Assainissement des ponts routes (SETRA juin 1989).
- [17] Joints de chaussée - Avis techniques (SETRA).
- [18] Dalles de transition des ponts routes (SETRA).

### **6.4 - CALCUL**

- [19] Fascicule 62, Titre V du C.C.T.G. - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- [20] Règles B.A.E.L. 91 - Fascicule 62, Titre premier, Section I du C.C.T.G.
- [21] Règles B.P.E.L. 91 - Fascicule 62, Titre premier, Section II du C.C.T.G.
- [22] IP2 - Circulaire N° 73-153 du 13 août 1973 relative à l'emploi du béton précontraint, dite Instruction Provisoire N°2.

- [23] IP1 - Circulaire N° 44 du 12 août 1965 relative à l'emploi du béton précontraint, dite Instruction Provisoire N°1.
- [24] Méthode de Courbon (Annales des Ponts et Chaussées de Novembre-Décembre 1940).
- [25] Méthode de Guyon-Massonnet (Annales de l'ITBTP N° 169 de janvier 1962).
- [26] Calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes de Bares-Massonnet (Dunod 1962).
- [27] Méthode de Cart-Fauchart (Annales de l'ITBTP N° 271-272 de Juillet-Août 1970).
- [28] P. LEBELLE - Instabilité au déversement (Annales de l'ITBTP N° 141 de Septembre 1959).

## **6.5 - EXECUTION**

- [29] Fascicule 65-A du C.C.T.G. - Exécution des ouvrages en béton armé et en béton précontraint par post-tension et son additif.
- [30] Note d'information Ouvrages d'Art N° 18 - Incidence de l'évolution de la normalisation et de la réglementation sur le fascicule 65-A, son additif et les CCTP (Janvier 1995).
- [31] Guide de chantier GGOA 70, niveau 3, pièce 3.5. Tabliers VIPP à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

## **6.6 - SURVEILLANCE, ENTRETIEN et PATHOLOGIE**

- [32] Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (Ministère de l'Équipement, Direction des Routes, du 19 octobre 1979). En particulier les fascicules 31, 32.1 et 32.2.
- [33] IQOA - Image de la Qualité des Ouvrages d'Art. Catalogue des principaux désordres.
- [34] D. POINEAU, J. THEILLOUT, F. CUSIN - Réparation et renforcement de structures de bâtiments et d'ouvrages d'art. Application des techniques de tôles collées et de précontrainte additionnelle. (Annales de l'ITBTP N° 501 de février 1992).
- [35] D. POINEAU - Origine des Pathologies, observations, diagnostic dans les ouvrages d'art (Annales de l'ITBTP N° 523 de mai 1994).
- [36] Guide méthodologique de surveillance et de diagnostic de la précontrainte des VIPP. (réseau des LPC) (à paraître).

# NOTE D'INFORMATION N°14 DU SETRA <sup>(1)</sup>

OUVRAGES  
D'ART

14

**ELEMENTS COFFRANTS EN BETON ARME  
UTILISES COMME COFFRAGES PERDUS**

Auteur : SETRA/CTOA

FEVRIER 1991

Editeur : SETRA

## RESUME

*Pour le bétonnage des hourdis généraux coulés au-dessus de poutres préfabriquées, on a fréquemment recours à des coffrages perdus. Bien que ces éléments ne participent pas à la résistance de la structure, ils doivent cependant résister aux sollicitations qui leur sont appliquées en phase de construction et présenter ensuite une durabilité et un aspect satisfaisants.*

*La présente note d'information définit les actions et sollicitations appliquées à ces éléments coffrants. Elle fournit les prescriptions relatives au béton et aux armatures permettant d'assurer la durabilité des éléments dans les trois hypothèses relatives à la fissuration et explique les raisons pour lesquelles il a été nécessaire de déroger aux règles B.A.E.L. 90. Elle présente enfin des schémas explicitant d'une part des dispositions constructives satisfaisantes et des erreurs à éviter.*

*Cette note d'information a été rédigée afin de pouvoir être contractualisée dans les C.C.T.P. qui la complètent en tant que de besoin.*

## 1 - DOMAINE D'EMPLOI

Les éléments coffrants en béton armé sont utilisés pour les portées entre appuis sur les poutres dépassant 0,80 m. En dessous de cette portée, il est préférable d'avoir recours à des plaques minces en mortier de fibres (amiante-ciment...)

## 2 - TEXTES DE REFERENCE

- (A) - Dossier PRAD 73 ( S.E.T.R.A. - C.T.O.A. )
- (B) - Cahier des Prescriptions Techniques (C.P.T.) relatif aux procédés de planchers  
Titre II « planchers à prédalles » C.S.T.B. 1985
- (C) - Fascicule 62, Titre premier, Section 1 - Règles B.A.E.L 90
- (D) - Grands Ouvrages en béton précontraint (Ponts à poutres préfabriquées)  
Bulletin Technique A.F.P.C., Journées d'étude C.E.I.F.I.C.I. - A.F.P.C.  
des 24 et 25 Octobre 1979
- (E) - Recommandations relatives au démoulage des éléments préfabriqués.  
C.T.N.B.T.P. du 10 Juin 1981 - Annales de l'I.T.B.T.P. n° 405 de Juin 1982
- (F) - Fascicule 65 du C.C.T.G.

---

<sup>(1)</sup> Cette note d'information est reproduite telle qu'elle a été publiée en février 1991. Les références aux articles du BAEL 90 et du fascicule 65 doivent être remplacées par leur équivalents du BAEL 91 et du fascicule 65-A.

### **3 - CONDITIONS TECHNIQUES AUXQUELLES DOIVENT SATISFAIRE LES ELEMENTS COFFRANTS**

Les éléments coffrants qui ne participent pas à la résistance de la structure doivent cependant résister aux sollicitations auxquelles ils sont soumis en cours de décoffrage, de manutention et lors du bétonnage du hourdis. En outre, comme ils restent à demeure dans l'ouvrage, ils doivent présenter un aspect et une durabilité satisfaisants. Enfin, ils doivent être liés au hourdis coulé en place afin d'éviter la chute de tout ou partie d'un élément pendant la durée de vie de l'ouvrage.

Le fascicule 65 du C.C.T.G. est applicable à la fabrication, à la mise en place et à l'utilisation de ces éléments coffrants et en particulier les stipulations relatives aux ouvrages provisoires.

Au même titre que l'ouvrage, ils relèvent de l'Instruction sur la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art du 19 Octobre 1979.

### **4 - ACTIONS ET SOLLICITATIONS AUXQUELLES SONT SOUMIS DES ELEMENTS COFFRANTS**

#### **4.1 - Actions**

##### **4.1.1 - Généralités**

L'entrepreneur fixe les diverses actions qui s'appliquent aux éléments coffrants durant les différentes phases du chantier. Les valeurs de celles-ci ne peuvent être inférieures à celles figurant dans le présent document.

##### **4.1.2 - Actions lors du décoffrage et en cours de manutention**

- Les recommandations relatives au démoulage des éléments préfabriqués (E) évaluent l'effort de décoffrage de la façon suivante :

$$F = k \cdot a \cdot G$$

où  $k = 1,70$  valeur de référence

où  $a$  dépend du mode opératoire

- dans le cas d'un levage normal c'est-à-dire un tirage en plusieurs points, perpendiculaire au plan du coffrage :  $a = 0,8$
- dans les autres cas se reporter au document (E)

et où  $G$  est le poids propre de l'élément.

Ces formules sont applicables aux éléments plans d'épaisseur courante de 5 à 25 cm, coulés sur des coffrages revêtus d'un démoulant.

- En cours de manutention à la grue, les effets dynamiques sont du même ordre de grandeur.

Il y a lieu de tenir compte de l'âge du béton au moment du décoffrage et de la manutention, notamment pour l'évaluation de la résistance.

### 4.1.3 - Actions en cours de bétonnage du hourdis

L'article B.7.6,2 du B.A.E.L 90, le C.P.T relatif aux procédés de planchers (B) et le fascicule 65 du C.C.T.G (F) définissent les actions suivantes :

#### Actions permanentes G :

- Le poids propre de l'élément ;
- Le poids du béton du hourdis coulé en place.

#### Actions variables Q :

- Lorsque le béton est mis en place à la benne, un déversement localisé peut se produire. Dans ce cas, la pression exercée par le béton frais peut atteindre :

$$P_h = \rho h$$

avec  $\rho$  = masse volumique du béton frais (en général 2400 kg/m<sup>3</sup>)

$h$  = hauteur moyenne du tas du béton frais. Cette hauteur est fonction de la consistance, liée à l'affaissement au cône, et de la taille de la benne

- Les charges courantes de chantier appliquées en cours de bétonnage sont celles définies par le fascicule 65 du C.C.T.G. dans son annexe technique relative aux bases des justifications de résistance et de comportement des ouvrages provisoires :

- 500 kg /m<sup>2</sup> sur une surface de 3 m x 3 m disposée de la manière la plus défavorable;
- 75 kg /m<sup>2</sup> sur le reste de la surface horizontale à bétonner.

Il est précisé que la hauteur de chute ne doit en aucun cas dépasser un mètre et que l'impact violent d'une benne n'est pas pris en compte.

**Commentaire** : Les effets de ces charges sont plus défavorables que ceux développés par les charges visées à l'article B.7.6,2 du B.A.E.L. 90.

### 4.1.4 - Conditions d'appui

Les actions parasites dues aux imperfections d'exécution ne sont pas prises en compte dans les calculs, sous réserve que les défauts de planéité des surfaces d'appui des poutres et des éléments coffrants soient compensés lors de la pose.

## **4.2 - Sollicitations de calcul (article A.3.3 du B.A.E.L. 90)**

### **4.2.1 - Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance**

Les sollicitations à considérer résultent de la combinaison d'actions fondamentale suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

qui est la combinaison usuelle.

### **4.2.2 - Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service**

Les sollicitations à considérer résultent de la combinaison d'actions suivante :

$$G + Q$$

qui est la combinaison usuelle.

## **5 - CONDITIONS DE DURABILITE**

### **5.1 - Condition de non fragilité : (Article A.4.2 du B.A.E.L 90)**

La condition de non fragilité doit être respectée dans les deux directions de ferrailage.

### **5.2 - Etat-limite d'ouverture des fissures : (Article A.4.5 du B.A.E.L 90)**

Les éléments coffrants étant des pièces minces comportant des armatures de faible diamètre, la fissuration est :

- supposée peu préjudiciable dans les cas courants, si le milieu est peu agressif ; par exemple pour les ouvrages bien aérés en dehors des zones d'atmosphère agressive...

- supposée préjudiciable en milieu moyennement agressif ; par exemple pour les ouvrages situés à faible hauteur au-dessus d'un plan d'eau, donc soumis à des condensations fréquentes...

- supposée très préjudiciable en milieu fortement agressif ; par exemple pour les ouvrages situés au-dessus d'une voie à forte circulation où sont utilisés très fréquemment des sels de déverglaçage, compte tenu de l'agressivité des embruns produits par la circulation et pour les ouvrages situés au bord ou à proximité de la mer...

Le strict respect de l'ensemble des dispositions constructives afférentes aux règles de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, complétées par celles de l'article A.7.1 relatives à la protection des armatures et celles de l'article A.7.2, obligerait à donner des épaisseurs importantes aux éléments coffrants, ce qui conduirait à placer les armatures dans la partie supérieure de l'élément, c'est-à-dire dans une zone où elles n'auraient qu'une efficacité très réduite vis à vis de la fissuration, ce qui est contraire au but recherché.

En conséquence, il conviendra d'appliquer les prescriptions du tableau suivant, en dérogation aux articles sus-visés du B.A.E.L 90.

DESIGNATION DES DEROGATIONS	FISSURATION PEU PREJUDICIALE	FISSURATION PREJUDICIALE	FISSURATION TRES PREJUDICIALE
Limitation de la contrainte de traction des armatures à l'E.L.S.  (Ø diamètre de l'armature en mm)	ARMATURES LISSES  160 MPa	sans changement	sans changement
	ARMATURES HA  300 MPa	$\min \left\{ \begin{array}{l} 450 \sqrt{\frac{\eta f_y}{\varnothing}} \text{ MPa} \\ 2 / 3 f_e \end{array} \right.$	$\min \left\{ \begin{array}{l} 350 \sqrt{\frac{\eta f_y}{\varnothing}} \text{ MPa} \\ 0,5 f_e \end{array} \right.$
Diamètre des armatures	≥ 4 mm	≥ 5 mm	≥ 6 mm
Epaisseur minimale	≥ 4,5 cm	≥ 5 cm	≥ 6 cm
Enrobage minimal en intrados des armatures porteuses <sup>(2)</sup>	≥ 2 cm	≥ 2 cm	≥ 2,5 cm
Enrobage minimal en extrados des armatures de répartition	≥ 1 cm		
Espacement maximal des armatures  - porteuses  - de répartition	3 h ou 20 cm  4 h ou 25 cm		

<sup>(2)</sup> L'enrobage minimum a été sensiblement maintenu partout car il n'est pas possible de l'augmenter sans mettre en cause le dimensionnement de l'élément coffrant.

## **Commentaires :**

Le C.C.T.P fixe les règles applicables ; les dérogations au B.A.E.L. 90 de ce paragraphe doivent être récapitulées dans le C.C.A.P.

Cependant, dans le cas où l'expérience sur les ouvrages environnants montre que le milieu est particulièrement agressif et si le maître d'ouvrage souhaite imposer une durée de vie élevée aux éléments coffrants, bien qu'ils ne participent pas à la résistance de la structure, notamment pour des raisons de sécurité ou en raison d'une probabilité forte d'un mauvais entretien, il peut demander que soient mis en œuvre des procédés de protection des armatures dont l'efficacité a été démontrée. Le recours à de tels procédés autorise à considérer que l'on se trouve ramené au cas de la fissuration préjudiciable.

Une autre solution pourrait consister à utiliser des mortiers ou des bétons de fibres, insensibles à la corrosion, mais cependant renforcés par quelques armatures convenablement protégées contre la corrosion qui seraient chargées d'éviter une rupture fragile.

Enfin, le recours à des enduits de protection des surfaces exposées peut également être envisagé.

### **5.3 - Choix des matériaux**

Le béton constituant les éléments coffrants sera au moins de la même classe que celui du béton du hourdis, sans descendre en dessous de la classe B.30.

Il sera dosé à 400 kg /m<sup>3</sup> de ciment C.P.A normal ou prise mer, ou de ciment C.P.J normal ou prise mer, mais à faible teneur en fillers. En toute hypothèse, une grande compacité du béton des éléments coffrants est favorable à leur durabilité. Les éléments coffrants ne pourront être mis en œuvre que lorsqu'ils auront atteint l'âge de vingt-huit jours (28 jours).

La norme NF P18-011 donne la classification des milieux agressifs et les précautions à prendre (composition des bétons, choix des ciments, enduits de protections...).

### **5.4 - Autres dispositions constructives**

#### **5.4.1 - Appui de l'élément coffrant sur les poutres et liaisons avec le béton coulé en place**

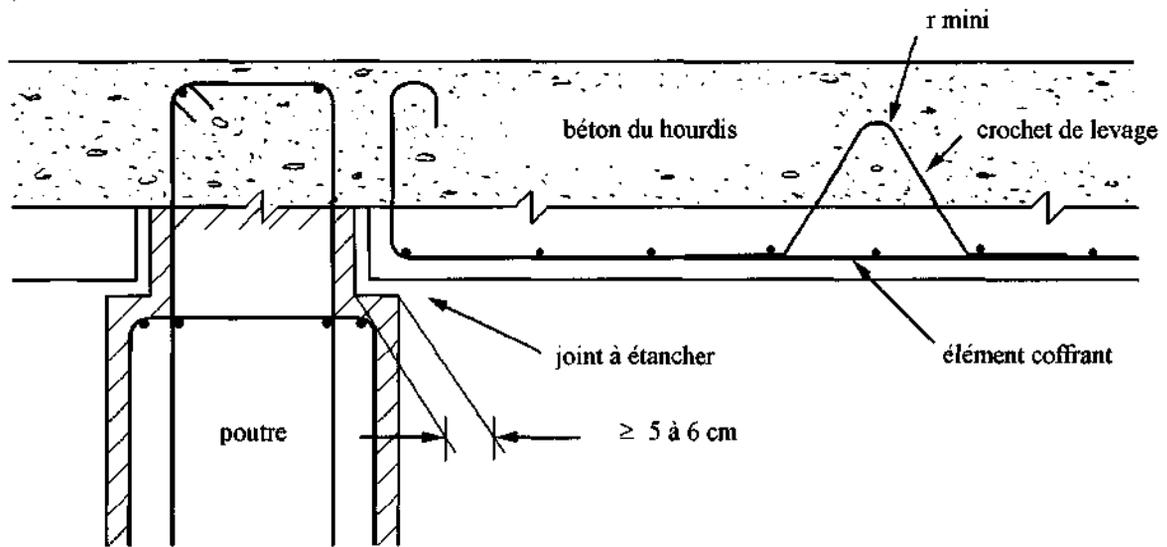
La partie de l'élément coffrant appuyée sur la poutre doit être armée, de même que la partie de la poutre servant d'appui.

Les défauts de planéité des surfaces d'appui doivent être compensés par des procédés appropriés (pose à bain de mortier, mise en place de bande résilientes...).

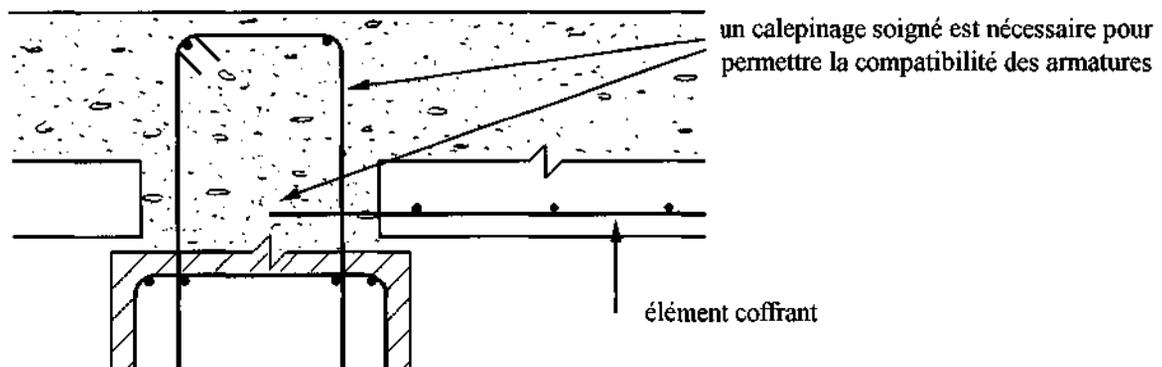
Des armatures de liaison entre l'élément coffrant et le béton coulé en place en deuxième phase doivent être mises en œuvre pour éviter la chute éventuelle de tout ou partie de cet élément coffrant si ce dernier venait à se désolidariser du hourdis au cours de la vie de l'ouvrage et se dégradait fortement.

## DISPOSITIONS CORRECTES

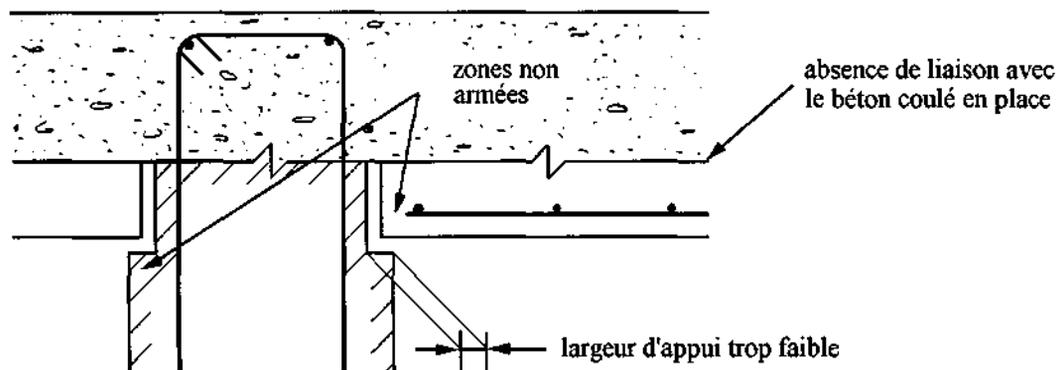
a)



b)



## DISPOSITION INCORRECTE



## 5.4.2 - Etanchéité

Des produits de calfeutrement ou de pontage (mortiers, mastics à base de liants organiques, bandes résilientes, feuilles collées...) doivent être mis en œuvre au droit des joints entre les différents éléments et entre les éléments et les poutres pour éviter les fuites de laitance.

## 5.4.3 - Calage des armatures du hourdis coulé en place

Les armatures du hourdis coulé en place doivent être convenablement enrobées de béton (enrobage supérieur ou égal à un diamètre avec une valeur minimale de 1 cm) et donc ne pas être posées directement sur les éléments coffrants.

## 6 - POINTS NON TRAITÉS PAR LA PRÉSENTE NOTE

La présente note ne traite pas des points suivants qui doivent faire l'objet de stipulations particulières dans les C.C.T.P. :

- les dispositions à prendre contre les effets du gel (1);
- les prescriptions relatives aux parements (1);
- la fabrication, le transport, la manutention, le stockage, la réception et le contrôle (2).

(1) - Consulter les rédacteurs de la présente note.

(2) - Se reporter au fascicule 65 du C.C.T.G., notamment au chapitre relatif aux éléments préfabriqués.

Cette note a été rédigée par :

VIRLOGEUX Michel, MILLAN Angel Luis, POINEAU Daniel, JAFFRÉ Yann  
Division des Grands Ouvrages et Division Ouvrages Types  
Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art  
Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

S.E.T.R.A., 46, avenue Aristide Briand, 99223 Bagneux Cedex - France  
Tél : (1) 46.11.31.31 - Télex 260 763 F  
Renseignements Techniques :  
D. POINEAU - CTOA - Tél : 46.11.32.82 et Y. JAFFRÉ - Tél (1) 46.11.32.44  
Bureau de vente - Tél (1) 46.11.31.53 - 46.11.31.55 - Référence document : F 9111  
Classification thématique au catalogue des publications du SETRA : A 02

### AVERTISSEMENT

Cette série de documents est destinée à fournir une information rapide. La contrepartie de cette rapidité est le risque d'erreur et la non exhaustivité. Ce document ne peut engager la responsabilité, ni de son auteur, ni de l'administration.  
Les sociétés citées le cas échéant dans cette série le sont à titre d'exemple d'application jugée nécessaire à la bonne compréhension du texte et à sa mise en page.

# **TABLE DES MATIERES**

<b>1 - PRESENTATION DE LA STRUCTURE .....</b>	<b>7</b>
1.1 - MORPHOLOGIE .....	7
1.2 - PRINCIPE DE CONSTRUCTION .....	8
1.3 - DOMAINE D'EMPLOI .....	9
1.4 - AVANTAGES - INCONVENIENTS .....	11
1.4.1 - Avantages .....	11
1.4.2 - Inconvénients .....	12
<b>2 - CONCEPTION GENERALE .....</b>	<b>15</b>
2.1 - ADAPTATION AUX CARACTERISTIQUES DU TRACE .....	15
2.1.1 - Choix des portées .....	15
2.1.2 - Profil en long .....	16
2.1.3 - Profil en travers .....	16
2.1.4 - Tracé en plan .....	17
a) Adaptation au biais .....	17
b) Adaptation à la courbure en plan .....	19
c) Largeur variable .....	20
2.2 - TABLIER .....	21
2.2.1 - Introduction .....	21
2.2.2 - Poutres (cas d'un béton traditionnel) .....	21
a) Nombre et espacement des poutres .....	22
b) Profil des poutres .....	23
2.2.3 - Poutres (cas d'un béton à hautes performances) .....	24
2.2.4 - Entretoises .....	26
2.2.5 - Hourdis .....	27
a) Hourdis intermédiaire .....	27
b) Hourdis général .....	28
2.3 - APPUIS .....	29
2.3.1 - Culées .....	29
a) Culées enterrées .....	29
b) Culées remblayées .....	30
c) Têtes de culées .....	30
2.3.2 - Piles .....	31
a) Têtes de piles .....	31
b) Différents types de piles .....	32
2.4 - FONDATIONS .....	40
2.5 - ESTHETIQUE .....	41
2.5.1 - Tablier .....	42
2.5.2 - Appuis .....	45

<b>3 - CONCEPTION DETAILLEE .....</b>	<b>49</b>
3.1 - MATERIAUX .....	49
3.1.1 - Béton .....	49
3.1.2 - Aciers passifs .....	50
3.1.3 - Aciers de précontrainte .....	50
3.2 - POUTRES .....	50
3.2.1 - Hauteur des poutres .....	51
3.2.2 - Epaisseur des âmes .....	51
3.2.3 - Tables de compression .....	53
3.2.4 - Talons .....	55
3.2.5 - Abouts .....	55
a) Extrémité d'abouts .....	56
b) Plaques d'about .....	57
c) Cachetage .....	57
3.3 - ENTRETOISES .....	58
3.3.1 - Dimensionnement .....	58
3.3.2 - Amorces d'entretoises .....	59
3.4 - HOURDIS .....	60
3.4.1 - Epaisseur du hourdis .....	60
3.4.2 - Incidence du type de coffrage .....	61
a) Coffrages perdus en fibre-ciment .....	61
b) Prédalles en béton armé .....	62
c) Prédalles participantes .....	62
3.4.3 - Hourdis préfabriqués .....	63
3.5 - CABLAGE .....	64
3.5.1 - Précontrainte longitudinale .....	64
a) Principe de câblage .....	64
b) Principe de dimensionnement de la précontrainte .....	65
c) Tracé des câbles .....	65
d) Encoches des câbles relevés .....	67
3.5.2 - Précontrainte transversale .....	69
a) Précontrainte transversale du hourdis .....	69
b) Précontrainte des entretoises .....	71
3.6 - FERRAILLAGE .....	72
3.6.1 - Principe de ferrailage des poutres .....	72
a) Ferrailage transversal .....	72
b) Ferrailage longitudinal .....	74
c) Ferrailage de la zone d'about .....	75
3.6.2 - Principe de ferrailage du hourdis .....	77
a) Ferrailage sur prédalles en fibre-ciment .....	78
b) Ferrailage sur prédalles en béton armé .....	78
3.6.3 - Principe de ferrailage des encoches .....	80
a) Adaptation du ferrailage courant .....	80
b) Ferrailage de diffusion .....	83
c) Reprise du ferrailage du hourdis .....	83
3.6.4 - Principe de ferrailage des entretoises .....	84

3.7 - LIAISON LONGITUDINALE .....	87
3.7.1 - Principe de la continuité mécanique .....	87
3.7.2 - Continuité apparente par dalle .....	89
a) Principe de la continuité .....	89
b) Principe de ferrailage des dalles de continuité .....	90
3.7.3 - Continuité apparente pour les ouvrages anciens .....	91
a) Attelages par plats métalliques .....	91
b) Attelages par tirants-butons .....	92
3.8 - APPAREILS D'APPUI .....	93
3.9 - EQUIPEMENTS .....	97
3.9.1 - Dispositifs de retenue .....	97
3.9.2 - Etanchéité .....	99
3.9.3 - Corniches .....	101
3.9.4 - Assainissement .....	101
3.9.5 - Joints de chaussée .....	102
3.9.6 - Passage de canalisations .....	103
3.9.7 - Dalles de transition .....	103
4 - EXECUTION .....	105
4.1 - MODE DE REALISATION DES POUTRES .....	105
4.1.1 - Coffrages .....	105
a) Coffrage des poutres .....	105
b) Fond de moule .....	106
c) Coffrage d'about .....	107
4.1.2 - Réalisation du ferrailage .....	108
4.1.3 - Bétonnage des poutres .....	109
4.1.4 - Mises en tension de la première famille de précontrainte .....	112
4.1.5 - Manutention .....	113
4.1.6 - Aire de stockage .....	114
4.1.7 - Mise en œuvre de la précontrainte .....	116
a) Mise en place des conduits .....	116
b) Protection des armatures .....	116
c) Précautions visant à limiter les risques de venue d'eau .....	116
4.2 - ENTRETOISES .....	118
4.3 - MODE DE REALISATION DU HOURDIS .....	119
4.3.1 - Coffrages .....	119
a) Hourdis intermédiaires .....	120
b) Hourdis généraux .....	121
4.3.2 - Ferrailage .....	122
4.3.3 - Bétonnage des hourdis .....	123
4.3.4 - Mise en tension de la deuxième famille de câbles .....	123
4.4 - MISE EN PLACE DES POUTRES .....	124
4.4.1 - Méthodes basées sur le lancement .....	124
a) Positionnement transversal .....	126
b) Modalités de lancement .....	128
4.4.2 - Autres méthodes de pose .....	129
a) Utilisation d'un cintre .....	129
b) Mise en place par levage .....	130
c) Mise en place par pontons flottants .....	130
4.5 - STABILITE DES POUTRES EN PHASES PROVISOIRES .....	131
4.5.1 - Encastrement des poutres à la torsion .....	132
4.5.2 - Calages provisoires .....	132

<b>5 - PATHOLOGIE</b> .....	133
5.1 - INTRODUCTION .....	133
5.2 - EVOLUTION DE LA CONCEPTION DES OUVRAGES .....	134
5.2.1 - Evolution de la réglementation .....	134
5.2.2 - Evolution de la structure .....	135
5.2.3 - Evolution de la technologie de la précontrainte .....	136
5.3 - NATURE ET CAUSES DE DESORDRES .....	137
5.3.1 - Désordres inhérents à la durabilité des matériaux .....	137
5.3.2 - Désordres inhérents à la conception .....	139
a) Conception générale .....	139
b) Conception du ferrailage et du câblage des poutres .....	140
c) Conception des hourdis .....	141
d) Conception des entretoises .....	142
5.3.3 - Désordres inhérents à l'exécution .....	142
5.3.4 - Désordres inhérents à l'exploitation, à l'entretien et à l'environnement. ...	145
5.4 - REPARATIONS ET RENFORCEMENTS .....	145
5.5 - CONCLUSIONS .....	147
<b>6 - BIBLIOGRAPHIE</b> .....	149
NOTE D'INFORMATION N°14 DU SETRA .....	151



Ce document est propriété de l'Administration,  
il ne pourra être utilisé ou reproduit, même partiellement,  
sans l'autorisation du SETRA.

ISBN 2-11 085777 3

© 1996 SETRA