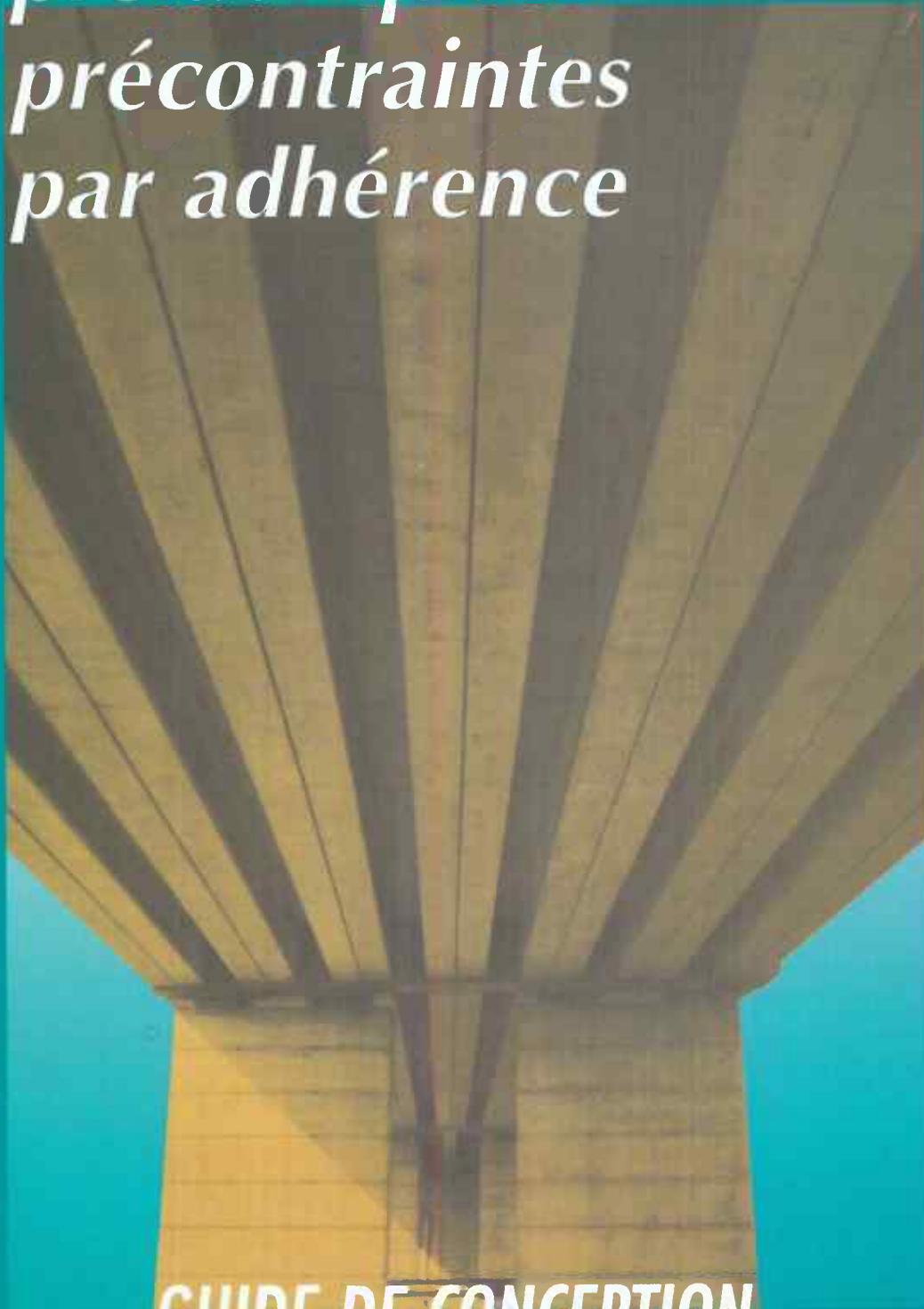


*Ponts-routes
à poutres
préfabriquées
précontraintes
par adhérence*



**P
R
A
D**



GUIDE DE CONCEPTION



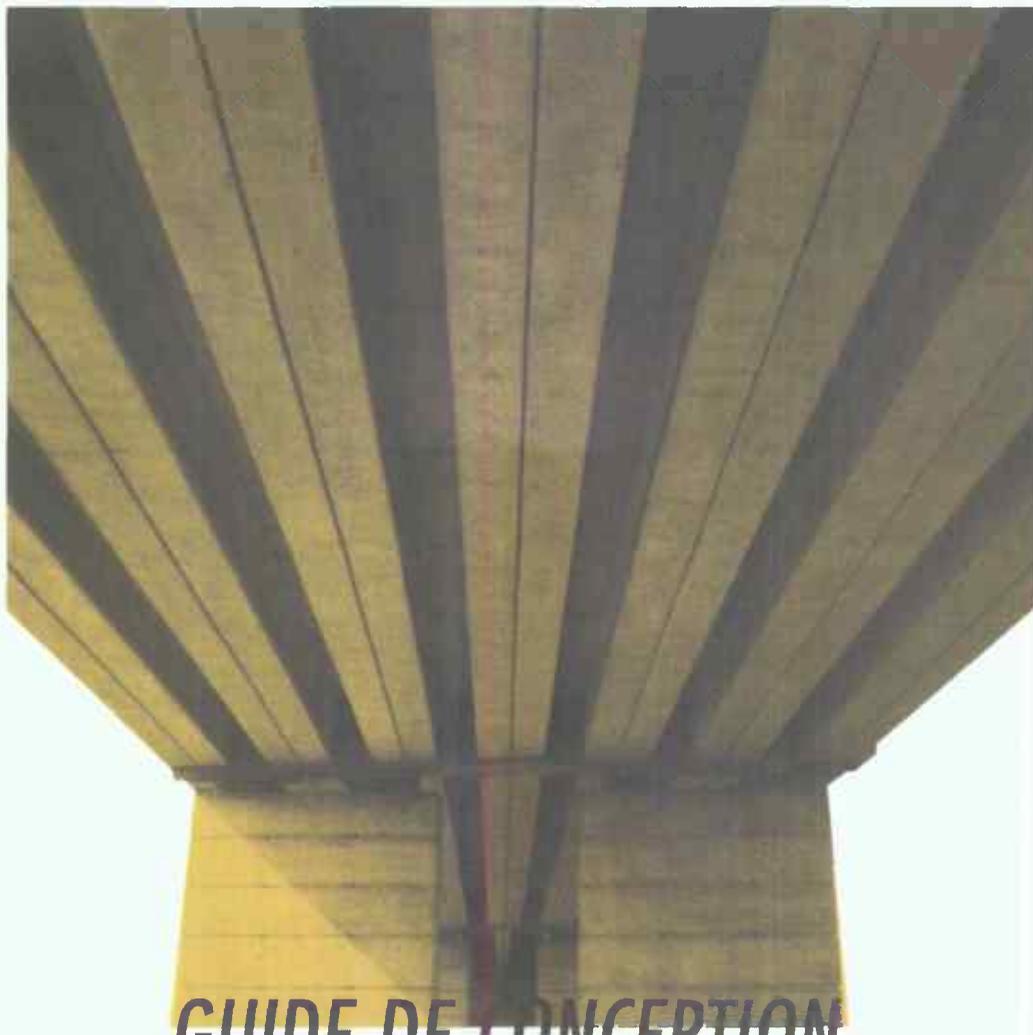
Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes



Page laissée blanche intentionnellement

*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

*Ce document a été rédigé sous la direction de
M. A. - L. Millan, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,
par :
V. Le Khac, Ingénieur E.N.P.C., et Y.- M. Jaffré, Ingénieur E.T.P.
La présentation a été assurée avec l'aide de M. J.- P. Gilcart.*

Division Méthodologie et Logiciels du C.T.O.A. du S.E.T.R.A.
Arrondissement Ouvrages courants

*La rédaction de ce document a été enrichie par des observations
et avis émanant de :*

*M. Barbaux (Cofiroute),
M. Barraquet (Groupe Bédaricienne-Doras Industrie),
M. Boileau (D.D.E. de la Haute Garonne),
M. Bousquet (S.N.C.F.),
M. Fagnat (S.E.T.R.A.),
M. Fuzier (Freyssinet International),
M. Labonne (Partek-Morin),
M. Maury (S.E.E.E.),
M. Nourisson (R/CA - Contrôle des autoroutes concédées),
M. Paillusseau (D.R.E. de l'Île-de-France),
M. Passeman (Groupe Bédaricienne-Doras Industrie),
M. Poineau (S.E.T.R.A.),
M. Rouby (S.E.T.R.A.),
M. Trouillet (R/CA - Contrôle des autoroutes concédées).*

*Les photos sont issues de la photothèque du S.E.T.R.A., à l'exception
de celles :*

- de la couverture, ainsi que des figures 7, 18, 30, 32, 40, 41, 65, 68, 71, 72, appartenant au Groupe B.D.I.,*
- de la figure 62, issue de la D.D.E. de la Haute Garonne.*

SOMMAIRE

PRÉAMBULE.....	5
1 PRÉSENTATION.....	7
1.1 - Description générale de la structure.....	8
1.1.1 - Tablier.....	8
1.1.2 - Appuis.....	10
1.2 - Domaine d'emploi.....	13
1.3 - Avantages et inconvénients.....	14
1.3.1 - Avantages liés au mode de construction.....	14
1.3.2 - Avantages liés à la préfabrication.....	15
1.3.3 - Inconvénients.....	16
1.4 - Structures concurrentes.....	17
2 CONCEPTION GÉNÉRALE.....	19
2.1 - Adaptation aux caractéristiques du tracé.....	19
2.1.1 - Profil en long.....	19
2.1.2 - Implantation des appuis et choix du type d'ouvrage.....	20
2.1.3 - Schéma statique longitudinal.....	20
2.2 - Tablier.....	22
2.2.1 - Eléments longitudinaux (poutres).....	23
2.2.2 - Eléments transversaux.....	26
2.2.3 - Liaison longitudinale.....	29
2.2.4 - Dévers.....	33
2.2.5 - Incidences de la courbure et du biais.....	35
2.3 - Appuis, appareils d'appui et vérinage.....	40
2.3.1 - Culées.....	42
2.3.2 - Piles intermédiaires.....	44
2.4 - Fondations.....	46
2.5 - Esthétique.....	47
2.5.1 - Silhouette générale.....	47
2.5.2 - Perception de détail.....	50
3 CONCEPTION DÉTAILLÉE.....	57
3.1 - Paramètres principaux de la poutraison.....	57
3.2 - Poutres.....	58
3.2.1 - Choix du type de poutres et de leurs dimensions.....	58
3.2.2 - Précontrainte longitudinale.....	60
3.2.3 - Ferrailage longitudinal des poutres.....	61
3.2.4 - Ferrailage transversal des poutres.....	62

3.3 - Dallettes de continuité	63
3.4 - Entretoises et chaînages	64
3.4.1 - Cas des travées indépendantes	64
3.4.2 - Cas des travées rendues continues.....	65
3.4.3 - Entretoises des poutres-caissons	75
3.5 - Hourdis	77
3.5.1 - Généralités	77
3.5.2 - Epaisseur.....	77
3.5.3 - Coffrage des hourdis	77
3.5.4 - Ferrailage des hourdis centraux	78
3.5.5 - Ferrailage des hourdis en encorbellement.....	79
3.5.6 - Précontrainte transversale des hourdis	80
3.6 - Equipements	80
3.6.1 - Dispositifs de retenue	80
3.6.2 - Etanchéité	82
3.6.3 - Assainissement	84
3.6.4 - Joints de chaussée	84
3.6.5 - Dalles de transition	84
3.6.6 - Corniches	85
4 EXÉCUTION DU TABLIER	91
4.1 - Préfabrication des poutres en usine	92
4.1.1 - Principe de la précontrainte par pré-tension	92
4.1.2 - Matériel	92
4.1.3 - Traitement thermique.....	95
4.1.4 - Processus de fabrication	95
4.2 - Stockage, transport, manutention et pose	96
4.2.1 - Stockage	96
4.2.2 - Transport et manutention	97
4.2.3 - Mise en place des poutres	98
4.2.4 - Stabilité vis-à-vis du déversement latéral.....	99
4.3 - Mise en place des coffrages.....	100
4.3.1 - Coffrage des hourdis centraux	100
4.3.2 - Coffrage du hourdis en encorbellement.....	100
4.3.3 - Coffrage des chaînages et des entretoises.....	101
4.4 - Exécution du hourdis.....	102
4.5 - Transfert des poutres sur leurs appuis définitifs.....	102
ANNEXE : ASSURANCE DE LA QUALITÉ	103
A 1 - Fabrication des poutres en usine	104
A 2 - Travaux sur le chantier	107
BIBLIOGRAPHIE.....	109

PRÉAMBULE

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint constituent une solution classique pour les franchissements de portées comprises entre 10 et 50 mètres. On peut distinguer deux types de tabliers, selon la nature de la précontrainte des poutres, à savoir la post-tension ou la pré-tension.

Les *poutres précontraintes par post-tension* sont généralement employées pour les portées comprises entre 30 et 50 mètres. Ce type de tablier fait l'objet d'un document technique du SETRA, appelé VIPP, et d'un logiciel de calcul portant le même nom.

Les *poutres précontraintes par pré-tension* (également dites précontraintes par adhérence, d'où l'appellation PRAD) recouvrent, quant à elles, une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres. L'avantage de ce type d'ouvrage réside essentiellement dans :

- la maîtrise de la qualité des poutres, car celles-ci sont fabriquées en usine,
- l'absence d'échafaudage pour la construction du tablier, qui procure un gain de temps appréciable, notamment pour les sites difficiles d'accès.

Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence font appel à plusieurs techniques particulières :

- la précontrainte par pré-tension,
- la préfabrication industrielle en usine,
- le traitement thermique.

Les progrès acquis en France dans la technologie des bétons à hautes performances (BHP) ont permis et permettront sans doute plus largement encore d'utiliser économiquement ce matériau dans la fabrication des produits industrialisés, les poutres PRAD en particulier. En effet, ces bétons durcissent assez rapidement et leur résistance peut atteindre, quelques heures après le bétonnage, les conditions requises pour la mise en précontrainte des poutres. Leur emploi pourrait permettre d'accélérer le cycle de fabrication des poutres, sans recourir à un traitement thermique.

Les BHP présentent également d'autres avantages :

- Leur résistance élevée permet un dimensionnement optimal des sections (tout en restant dans des limites raisonnables), d'où un allègement des poutres, particulièrement intéressant vis-à-vis du transport et de la manutention.
- Leur fluidité facilite la mise en œuvre dans les coffrages, ce qui est particulièrement appréciable pour les poutres PRAD dont la section est relativement mince.
- Leur compacité confère aux ouvrages une très bonne durabilité.

Le présent document constitue un guide de conception de ce type d'ouvrage. Il aborde également la construction du tablier en faisant entre autres un rappel des techniques particulières qui conditionnent, à la fois et pour une large part, la conception et la réalisation.

Le document initial PRAD 73, édité par le SETRA en 1973, a été depuis complété par une mise à jour en 1975, puis par quelques courtes notes d'information. La première édition coïncidait avec celle de l'IP2 (Instruction provisoire n° 2 sur l'emploi du béton précontraint) qui était déjà un règlement de calcul aux états-limites et qui servait à cette époque de base de calcul pour ce type d'ouvrage.

La nécessité d'un nouveau document est apparue pour les raisons suivantes :

- Le document initial était essentiellement orienté vers le calcul et n'accordait pas une place suffisante à la conception.
- De plus, il ne traitait que des travées indépendantes, alors que de nombreux motifs plaident en faveur d'une continuité mécanique entre les travées. Signalons à ce propos l'intérêt des expériences acquises par Cofiroute (groupement Socaso) sur A10 et A11, l'Apel (groupement Giea) sur A4, Scetauroute sur A71, ou des DDE comme la Haute-Garonne.
- Enfin, ont évolué nos connaissances relatives au béton (qu'il s'agisse des bétons traditionnels ou des bétons à hautes performances) et à la précontrainte par pré-tension, ainsi que la réglementation de dimensionnement et de calcul.

Le présent document s'efforce de combler ces lacunes et de répondre à cette évolution, en traitant des spécificités de ce type d'ouvrage sous le double aspect :

- de la *structure* ; cet aspect est notamment développé dans le chapitre 2 « Conception générale » et dans le chapitre 3 « Conception détaillée ».
- de la *technologie de la pré-tension*, qui est abordée dans le chapitre 4 « Exécution du tablier ».

CHAPITRE 1

PRÉSENTATION

Les ponts à poutres sous chaussée qui utilisent des poutres préfabriquées précontraintes constituent une solution classique pour le franchissement de travées dont la longueur peut s'échelonner entre 10 et 50 mètres.

On peut distinguer deux familles de poutres préfabriquées, selon la nature de la précontrainte exercée : post-tension ou pré-tension.

La famille des poutres précontraintes par post-tension est généralement employée pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres. Ces poutres font l'objet du dossier VIPP du SETRA.

La seconde famille est constituée des poutres précontraintes par pré-tension, encore appelées poutres précontraintes par adhérence. Elles sont dénommées PRAD dans ce qui suit et recouvrent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres.



Figure 1 : Vue générale d'un ouvrage PRAD.

1.1 - DESCRIPTION GÉNÉRALE DE LA STRUCTURE.

Les ouvrages peuvent comporter une ou plusieurs travées. Dans le cas de travées multiples, l'ouvrage peut être conçu comme une succession de travées isostatiques, ou au contraire constituer une structure hyperstatique par la réalisation d'une continuité mécanique entre les travées.

1.1.1 - Tablier.

Un tablier à poutres sous chaussée est constitué d'éléments longitudinaux, le plus souvent parallèles : les *poutres*, reliés transversalement par une dalle de béton coulé en place régnant sur toute la longueur de la travée : le *hourdis*, et par des éléments localisés, notamment au niveau des lignes d'appui : les *entretoises*.

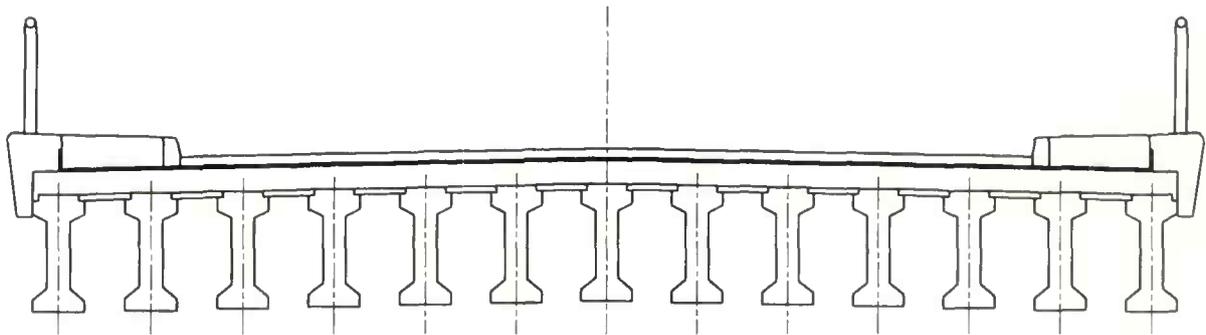


Figure 2 : Coupe transversale du tablier.

Nous indiquons ci-après les particularités de ces éléments dans le cas des tabliers de type PRAD :

- Les poutres, de hauteur constante, sont préfabriquées en usine ; leur profil doit donc être choisi sur un catalogue de produits existants. Leur espacement est modéré, généralement de l'ordre du mètre pour les élancements courants.
- Le hourdis coulé en place est de type "général", en ce sens qu'il est bétonné au-dessus des poutres, dont le faible espacement permet l'utilisation de coffrages perdus.
- Les entretoises sont disposées uniquement aux extrémités des travées. Dans le cas des travées isostatiques, il peut s'agir soit d'entretoises classiques situées au niveau de chaque ligne d'appui (voir figures 3 et 4), soit de chaînages transversaux assurant simplement la liaison en arrière des poutres (voir figure 5). Pour les travées mécaniquement continues, c'est le noyau, ou chevêtre de continuité incorporé qui joue le rôle de raidissage transversal sur les appuis intermédiaires (voir figure 6). Les entretoises et chaînages peuvent comporter une partie en saillie par rapport à la sous-poutre dont le but principal est de masquer les reprises de bétonnage en dents de scie dans le cas d'ouvrages biais (voir § 3.4.2).

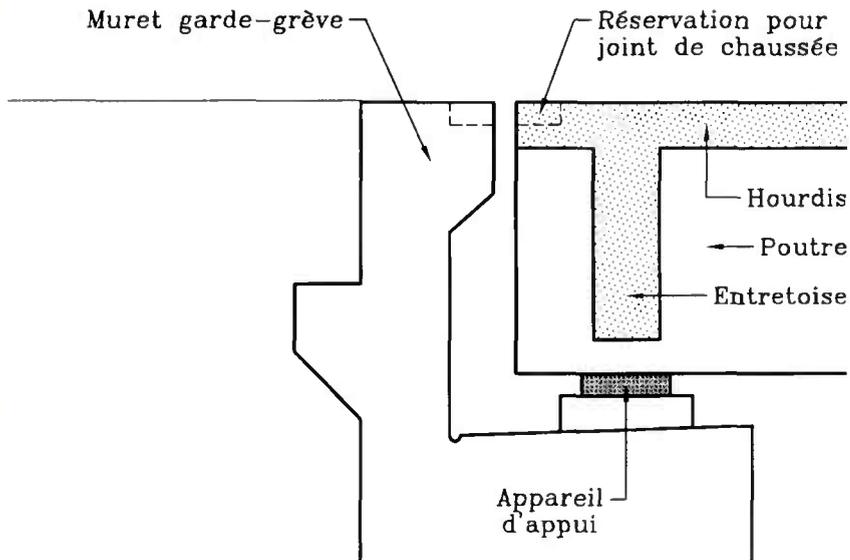


Figure 3 :
Appui d'extrémité.
Entretoise dans
l'axe d'appui.

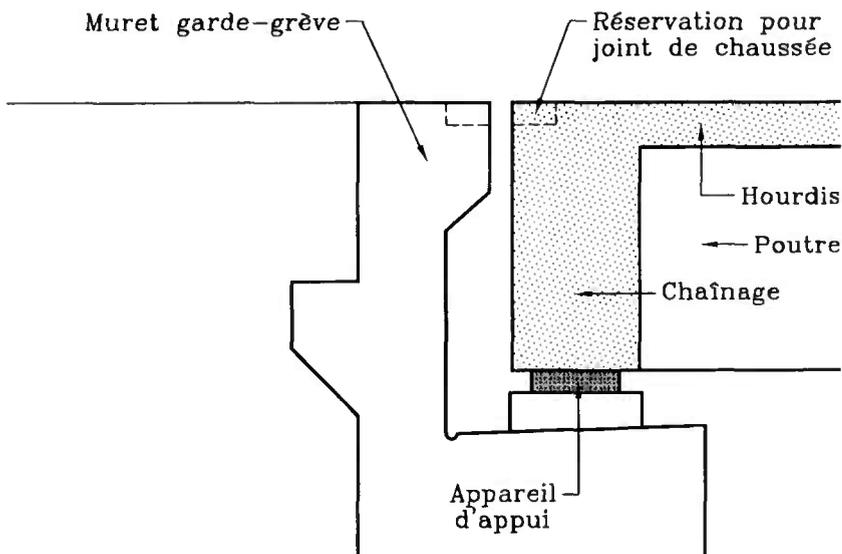


Figure 4 :
Appui d'extrémité.
Entretoise dans l'axe
d'appui (variante).

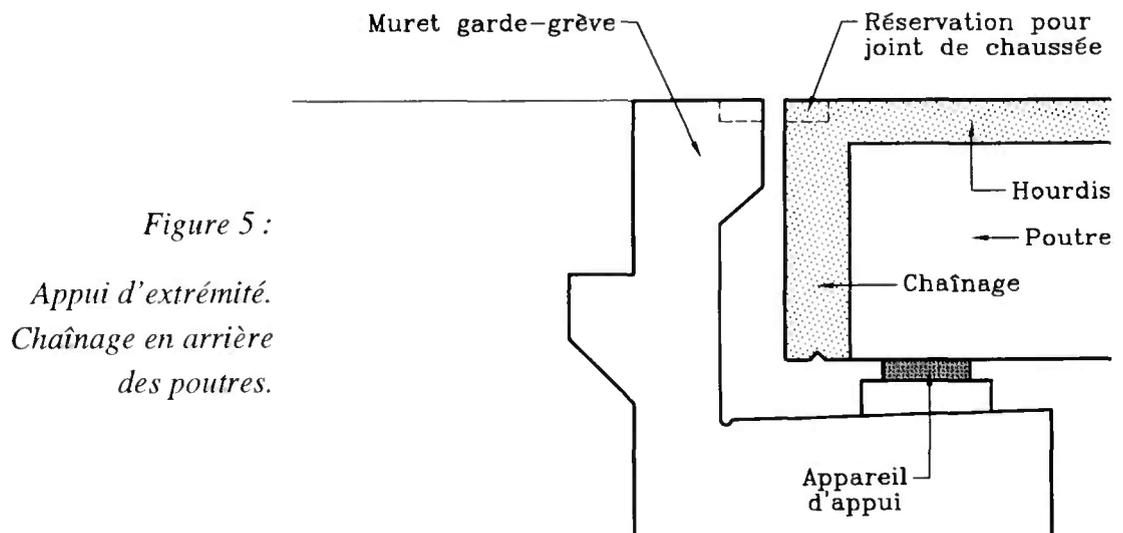


Figure 5 :
Appui d'extrémité.
Chaînage en arrière
des poutres.

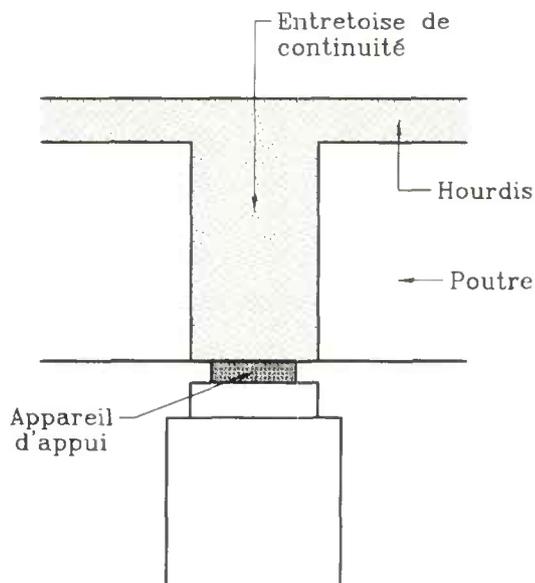


Figure 6 :
Appui intermédiaire.
Noyau de continuité.

1.1.2 - Appuis.

Il convient de distinguer :

- les appuis intermédiaires, qui transmettent aux fondations les efforts apportés par le tablier,
- les appuis d'extrémité, qui ont eux une fonction supplémentaire : porter le tablier et assurer la jonction entre l'ouvrage et ses accès.

a) - Appuis intermédiaires.

Lorsque l'ouvrage comprend plusieurs travées, les appuis intermédiaires sont en général constitués, soit par des piles de type voile (unique ou multiple), soit par des piles de type colonne (à section circulaire ou polygonale) ou de type poteau. C'est le caractère isostatique ou hyperstatique de la structure du tablier qui conditionne les dispositions à adopter en tête de pile.

Une succession de travées indépendantes nécessite deux lignes d'appareils d'appui sur chaque appui intermédiaire. Cela implique donc la réalisation en tête de pile d'un chevêtre suffisamment large pour permettre l'implantation des appareils d'appui, ce qui constitue une forte contrainte architecturale.

En revanche, si les travées présentent une continuité mécanique, il n'existe qu'une ligne d'appareils d'appui, centrée sur chaque pile. L'encombrement est ainsi réduit et le tablier peut être directement appuyé sur le voile.

*Figure 7 :
Voile supportant un
noyau de continuité.*



Figure 8 : Palée à colonnes liées en tête par un chevêtre.

D'autres types de piles sont encore possibles :

Pour les plus grandes portées, de l'ordre de 30 mètres, on utilise aussi la pile-marteau (voir figure 9) dont l'allure peut facilement être rendue esthétique, qui présente l'avantage d'une emprise au sol très limitée et qui permet le cas échéant de s'affranchir des problèmes de biais.

Pour des tabliers particulièrement larges, des piles de type portique, constituées de deux fûts surmontés d'un chevêtre, se prêtent bien à diverses interprétations architecturales.



Figure 9 : Pile-marteau.

b) - Appuis d'extrémité.

Les appuis d'extrémité sont le plus souvent des piles-culées classiques, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flanc de talus. Elles comportent généralement des murs en retour suspendus.

On peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur du tablier. Les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

Dans le cas de sols médiocres, si les solutions classiques s'avèrent trop difficiles à réaliser, il est possible d'envisager de recourir à des culées en terre armée. Cette solution est toutefois déconseillée quand le tablier est rendu hyperstatique (voir chapitre 2).

Pour des usages particuliers, tels que des passages souterrains, des tranchées couvertes, des estacades ou des couvertures de cours d'eau, ce sont des éléments filants, parois moulées, murs de soutènement ou rideaux de palplanches couronnés par un chevêtre qui jouent le rôle d'appui d'extrémité.

1.2 - DOMAINE D'EMPLOI.

Ce type d'ouvrage permet indifféremment la réalisation de franchissements :

- en passage inférieur, quand l'ouvrage doit porter la voie nouvelle,
- en passage supérieur, quand l'ouvrage doit permettre un rétablissement de communications.

Les poutres sont en général disposées dans le sens "naturel", c'est-à-dire parallèlement à la circulation. Cependant, dans certains ouvrages comme les couvertures de cours d'eau ou de tranchée couverte, les poutres peuvent être disposées dans la direction perpendiculaire à la circulation.

Dans certains pays européens, Belgique et Pays-Bas notamment, l'emploi des poutres précontraintes par pré-tension connaît un large développement, dans une gamme de portées très étendue pouvant aller jusqu'au-delà de 40 mètres. On constate qu'en France, le domaine d'emploi le plus courant se situe dans une zone de portées plus restreinte.

Il serait bien sûr arbitraire de fixer des bornes précises. On peut toutefois observer que :

- Au-dessous d'une dizaine ou d'une douzaine de mètres de portée, il n'est pas indispensable d'avoir recours à la précontrainte. Si le choix d'une solution à poutres préfabriquées est déjà fait, des poutres de béton armé seraient suffisantes. Sinon, pour les travées uniques, on s'orientera plutôt vers des structures coulées en place telles que le pont-dalle, le pont-cadre ou le portique.
- Nous ne connaissons pas en France d'exemple de réalisation dépassant 36 mètres. Cette situation tient aux possibilités des usines de préfabrication, puisque les poutres sont choisies dans une gamme de produits existants. Par ailleurs, le transport de poutres de grande longueur peut présenter des difficultés en fonction des conditions locales. C'est aussi parfois la difficulté à maîtriser la déformation des poutres (cambrure), qui conduit à limiter leur longueur aux environs de cette valeur. En effet, puisque le mode de fabrication des poutres impose d'avoir un fond de moule horizontal, la cambrure ne peut pas être compensée par une flèche vers le bas du coffrage. Différentes possibilités de limiter les effets de cette cambrure sont toutefois exposées au § 2.2.3.

Le domaine d'utilisation privilégié de ce type de structure se situe ainsi dans la zone des portées comprises entre 15 et 25 mètres. L'élanement courant du tablier (poutre et hourdis associé) est de l'ordre du 1/20 pour les travées indépendantes et peut aller jusqu'au 1/25 pour des travées rendues continues.

Ces élanements correspondent à un béton traditionnel. Les progrès accomplis en France dans la technologie des bétons à hautes performances (BHP) ont permis et permettront sans doute plus largement encore d'utiliser économiquement ce matériau dans la fabrication des produits industrialisés, les poutres PRAD en particulier. Par rapport aux bétons traditionnels, l'emploi des BHP permet, toutes choses étant égales par ailleurs, soit de réduire le nombre de poutres, soit de diminuer leur hauteur de 15 à 20 %, et d'alléger ainsi leur section, ce qui présente un intérêt certain pour leur transport et leur manutention. Elle permet également d'élargir les gammes de portées des types de poutres.

A cela s'ajoutent les nombreux autres avantages des BHP :

- Leur fluidité facilite notablement la mise en œuvre dans les coffrages, ce qui est appréciable compte tenu de la minceur des sections des poutres PRAD.
- Leur compacité confère à l'ouvrage une bonne durabilité.
- Ces bétons durcissent assez rapidement et leur résistance peut réunir, quelques heures après le bétonnage, les conditions requises pour la mise en précontrainte des poutres. Leur emploi permettrait par conséquent de se passer d'un traitement thermique tout en conservant la rapidité du processus de fabrication des poutres.
- Leur fluage (déformation axiale sous contrainte unitaire maintenue constante) est plus faible que celui des bétons traditionnels, ce qui présente un avantage tant que les contraintes normales dans les poutres restent modérées. Dans le cas contraire, les déformations totales par fluage restent en tout état de cause comparables à celles des poutres en béton traditionnel.

La limitation de la largeur maximale du tablier ne représente pas un problème spécifique à la structure puisqu'il suffirait théoriquement de juxtaposer un nombre de poutres suffisant pour parvenir à la largeur souhaitée. Il convient cependant d'éviter la réalisation de tabliers trop larges, car les effets du retrait transversal commencent à devenir sensibles pour des largeurs de l'ordre de 15 à 20 mètres. Le fractionnement de l'exécution peut alors devenir nécessaire. A ce titre, un ouvrage de type couverture, régnant sur un linéaire important, pourra par exemple être réalisé par plots d'une vingtaine de mètres.

Dans le cas des ouvrages supportant une plate-forme autoroutière comportant deux chaussées séparées par un terre-plein central, il paraît aussi préférable de construire deux tabliers séparés par un joint ou un vide central, plutôt qu'un tablier unique.

1.3 - AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS.

1.3.1 - Avantages liés au mode de construction.

Le recours à des structures utilisant des poutres préfabriquées est à envisager chaque fois que la réalisation de cintres ou de coffrages classiques s'appuyant sur le sol présente des difficultés ou risque d'être d'un coût prohibitif. Le mode de construction permet en effet de s'affranchir de la plupart des contraintes liées à la brèche.

Ce type d'ouvrage est donc bien adapté, dans la gamme de portées indiquée précédemment, à des brèches de moyenne importance pouvant aller de la travée unique à plusieurs travées. Il s'agit par exemple du franchissement :

- de cours d'eau, lorsque les contraintes de navigation le permettent,
- d'une succession d'obstacles rapprochés, de préférence à plusieurs ouvrages isolés séparés par de faibles tronçons de remblai,
- de voies ferrées,
- de routes ou d'autoroutes en service, afin de limiter les restrictions à la circulation.

Il peut également constituer une solution alternative à un remblai, dans des zones où l'exécution de celui-ci se révélerait aléatoire en raison de la présence de sols très compressibles, par exemple dans des vallées tourbeuses.

Il permet aussi la réalisation de tranchées couvertes ou de couvertures phoniques.



Figure 10 : Structure de couverture constituée de poutres PRAD.

1.3.2 - Avantages liés à la préfabrication.

Ces avantages résultent du contexte industriel dans lequel sont fabriquées les poutres. La profession est en effet familiarisée depuis de nombreuses années avec les principes et les méthodes visant à la maîtrise de la qualité. Chaque usine de préfabrication a ainsi établi un Plan d'Assurance de la Qualité (P.A.Q.), qui définit les procédures d'exécution et les modalités du contrôle interne. Les points importants de ce plan d'assurance de la qualité sont détaillés en annexe du présent document.

Pour autant que le niveau de résistance requis pour le béton des poutres soit compatible avec la production habituelle de l'usine, on peut s'attendre à une régularité des résistances mesurées, tant aux jeunes âges qu'à vingt-huit jours.

Certains profils de poutres présentent des formes élaborées, visant à tirer le meilleur parti de la matière et bien entendu de la préfabrication. Ils nécessitent des coffrages relativement complexes et permettant néanmoins d'obtenir des parements de qualité (forme, texture, respect des tolérances dimensionnelles).

La préfabrication entraîne de plus une réduction des délais d'exécution de l'ouvrage puisque les poutres peuvent être réalisées en temps masqué, indépendamment du reste du chantier.

Ces avantages sont naturellement accrus lorsque l'usine de préfabrication est située à proximité du chantier. On a toutefois pu constater, pour plusieurs ouvrages, que des distances de transport de quelques centaines de kilomètres ne constituaient pas un handicap économique pour cette solution.

1.3.3 - Inconvénients.

L'élanement habituel des ouvrages utilisant des poutres précontraintes par pré-tension, principalement dans le cas des travées isostatiques, conduit à des épaisseurs de tablier sensiblement plus fortes que celles des ponts-dalles continus. Cela contribue aux reproches fréquemment formulés, concernant l'aspect peu esthétique des tabliers PRAD, notamment lorsque le tirant d'air est limité. De plus, à gabarit dégagé identique, cette surépaisseur retentit sur le volume des remblais d'accès à l'ouvrage.

Une solution à ces problèmes consiste, dans le cas d'un ouvrage PRAD à plusieurs travées, à diminuer l'espacement des poutres, ou à rendre le tablier continu, ou encore à utiliser un béton à hautes performances pour la fabrication des poutres (voir § 1.2 et 2.5). Il convient en tout état de cause de faire un bilan économique global du tablier et de ses accès, lorsque l'on compare différents types d'ouvrages.

Le mode de fabrication des poutres, qui sont réalisées sur des bancs de préfabrication de grande longueur, nécessite un fond de moule horizontal, ce qui ne permet pas de compenser la contreflèche due aux effets de la précontrainte par une flèche initiale du coffrage, comme dans le cas des poutres précontraintes par post-tension. Cela a pour effet d'accroître, surtout si la durée de stockage est longue, la tendance naturelle des poutres précontraintes à présenter à long terme une forte cambrure due au fluage. Ces déformations sont toutefois compensées en partie par des renformis et des rechargements de chaussée, qui alourdissent cependant la charge permanente de l'ouvrage.

De ce fait, certains ouvrages PRAD présentent un aspect esthétique beaucoup moins satisfaisant que des ouvrages continus de mêmes portées, les ponts-dalles par exemple. C'était notamment le cas des PRAD à plusieurs travées indépendantes, séparées les unes des autres par des joints de dilatation. Cette conception a été abandonnée à partir des années 1970 au profit de la dalle de continuité, qui réalisait seulement une continuité de roulement au niveau du hourdis (voir § 1.1.1 et le chapitre 2). L'amélioration était importante, puisqu'elle permettait de supprimer les joints de chaussée intermédiaires, mais elle n'était pas suffisante pour supprimer les défauts le plus souvent reprochés :

- imperfection du profil en long, déjà mentionnée, due au festonnement des poutres d'une travée à l'autre,
- manque d'harmonie et de transparence, en raison d'une prééminence des chevêtres d'appui et de leur disproportion avec le tablier.

C'est principalement pour cette raison que les concepteurs s'orientent de plus en plus vers une liaison longitudinale des travées par continuité mécanique (voir chapitre 2).

Par ailleurs, en raison de leur faible rigidité dans le sens horizontal, les tabliers PRAD, comme les autres structures à poutres, sont plus sensibles aux chocs de véhicules hors gabarit que des structures plus massives, telles que les tabliers-dalles. C'est particulièrement le cas des poutres de rive qui sont les plus exposées et qui peuvent présenter des désordres graves lors de tels accidents.

Divers palliatifs permettent de minimiser ce risque. On peut par exemple, sur un tronçon d'itinéraire autoroutier, encadrer une série de passages supérieurs à poutres par des tabliers coulés en place protégeant le gabarit. La présence de tels « ponts-fusibles » est particulièrement recommandée au niveau des échangeurs.

On peut également aboutir à des résultats satisfaisants en adoptant certaines dispositions constructives particulières, comme celle de mettre en place des poutres de rive plus massives ou encore jumeler deux poutres en rive afin d'augmenter la rigidité transversale. Il est à noter que dans certains cas, ces dispositions sont complétées par la réalisation d'un intrados continu, obtenu au moyen de poutres à larges talons jointifs, ce qui permet d'éviter le coincement entre deux poutres du véhicule hors gabarit ou de son chargement.

Enfin, si ce type d'ouvrage, constitué dans le sens longitudinal de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes, il s'adapte plus difficilement aux franchissements courbes ou de biais variable. Le recours à une continuité mécanique des travées permet toutefois de s'affranchir en grande partie de ces difficultés (voir chapitre 2).

1.4 - STRUCTURES CONCURRENTES.

Il paraît intéressant de situer les tabliers de type PRAD parmi les autres structures d'ouvrages courants.

Dans le cas où une structure à poutres s'impose, on pourra aussi envisager l'emploi :

- pour les très faibles portées, de poutres de béton armé ;
- pour les portées moyennes, de poutrelles enrobées ;
- pour les grandes portées, au-delà d'environ 25 mètres, de poutres précontraintes par post-tension (de type VIPP) ou encore d'ossatures mixtes acier-béton, généralement des bi-poutres, utilisant des profilés métalliques du commerce.

Dans le cas général, les petites travées uniques peuvent souvent être réalisées au moyen de structures de béton armé coulées en place, du type pont-cadre ou portique. Pour les travées multiples, il faut naturellement penser aux dalles continues en béton armé ou en béton pré-contraint qui offrent en outre un meilleur aspect esthétique.

CHAPITRE 2

CONCEPTION GÉNÉRALE

L'objectif qui préside à la conception d'un ouvrage d'art est de lui conférer des qualités fonctionnelles, économiques et esthétiques.

Que l'ouvrage doive être adapté aux contraintes fonctionnelles (voie portée, obstacles franchis) qui lui sont imposées est une évidence. Qu'il puisse être réalisé au meilleur coût est une nécessité d'ordre budgétaire. Il est également essentiel de veiller à lui donner des formes et des proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

La démarche de conception consistera donc à fixer les choix fondamentaux avant de s'intéresser aux détails, en procédant par étapes et affinements successifs. C'est ainsi que l'implantation des appuis et le choix du type de liaison longitudinale, qui relèvent de la conception générale de l'ouvrage, doivent précéder le dimensionnement détaillé des différents éléments ainsi que les choix de parti relatifs aux équipements ou aux corniches. Aucun élément de l'ouvrage ne doit toutefois être négligé, puisque tous concourent à sa pérennité.

2.1 - ADAPTATION AUX CARACTÉRISTIQUES DU TRACÉ.

2.1.1 - Profil en long.

Pour parvenir à une solution satisfaisante, il est nécessaire d'assurer une bonne coordination entre les études géométriques de tracé et les études d'ouvrage d'art. En particulier, la définition du profil en long doit faire l'objet d'une concertation avec les auteurs du projet routier d'ensemble. Un principe général à observer pour obtenir une ligne harmonieuse consiste à ne pas associer sur un même ouvrage des profils rectilignes et curvilignes.

En tout état de cause, un profil rectiligne est préférable lorsque la voie portée présente une pente longitudinale. Si un profil circulaire est nécessaire, par exemple pour faciliter l'évacuation des eaux de ruissellement, le profil théorique est approché par une ligne polygonale dont les sommets sont situés sur les appuis. Étant donné que les rayons de courbure habituels sont très grands vis-à-vis des portées, cette approximation conduit à un profil en long généralement acceptable.

2.1.2 - Implantation des appuis et choix du type d'ouvrage.

L'implantation des appuis constitue une étape importante dans la conception de l'ouvrage, puisque la répartition des travées, la longueur totale de l'ouvrage ainsi que le choix du type d'ouvrage en dépendent pour une très large part. Cette implantation doit respecter les contraintes géométriques et topographiques liées à la brèche (gabarits routiers ou ferroviaires, obstacles divers, visibilité, etc.), et tenir compte des données géotechniques (portance et tassements éventuels du sol de fondation, etc.) ainsi que des données hydrologiques dans le cas de franchissements de cours d'eau.

Le respect de ces contraintes et de ces données permettant d'aboutir à une ou à plusieurs solutions de répartition des travées, le choix d'une solution de type PRAD est possible lorsque la longueur des travées est comprise entre une douzaine et une trentaine de mètres.

En raison des spécificités (préfabrication notamment) de ce type de structure, son emploi est particulièrement avantageux dans un certain nombre de situations, comme par exemple dans le cas des ouvrages comportant une travée unique ou plusieurs travées de longueur égale. En effet, toutes les poutres de l'ouvrage sont alors identiques, qu'il s'agisse du coffrage, des armatures de précontrainte ou du ferrailage. En outre, l'optimum économique est atteint lorsque les portées se situent dans la plage supérieure du domaine d'emploi de la structure, surtout si les fondations sont coûteuses.

Cependant, les caractéristiques de la brèche ne permettent pas toujours de réaliser l'implantation d'appuis équidistants. C'est notamment le cas des passages supérieurs qui franchissent des voies routières ou autoroutières ou encore des voies ferrées : les travées de rive sont généralement plus courtes que la ou les travées intermédiaires. Cela ne fait néanmoins pas obstacle à l'utilisation d'une solution de type PRAD.

Dans tous les cas, il est impératif, pour des considérations évidentes d'aspect général de l'ouvrage, que le tablier soit d'épaisseur constante. Dans le cas des travées inégales, il peut donc arriver que le profil des poutres, dimensionné pour la travée la plus longue, se révèle surabondant pour les petites travées. Il n'est toutefois pas difficile d'y remédier. En effet, lorsque les travées sont isostatiques, il est possible d'adapter l'espacement des poutres en fonction de la portée. En revanche, dans le cas des travées rendues continues, un non-alignement des poutres serait susceptible d'engendrer des efforts de torsion parasites dans le noyau de clavage. Il est alors préférable de conserver le même nombre de poutres dans toutes les travées ; les adaptations à effectuer concernent le nombre et la position des armatures de précontrainte ainsi que le ferrailage passif.

2.1.3 - Schéma statique longitudinal.

Lorsque l'implantation des appuis, donc la répartition des travées, ainsi que le type d'ouvrage ont été déterminés, il importe de compléter le schéma statique longitudinal en choisissant le type de liaison des travées. En effet, ce choix conditionne non seulement la conception du tablier, mais aussi et pour une large part celle des appuis et des appareils d'appui ainsi que celle des joints de chaussée. Pour cela, les deux solutions suivantes peuvent être envisagées :

La première solution est constituée de travées indépendantes, attelées par des dallettes en béton armé.

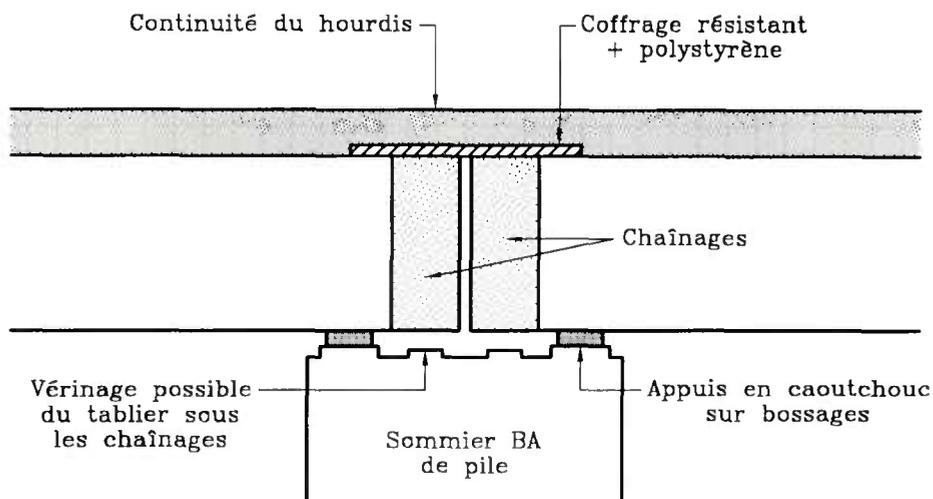


Figure 11 : Travées indépendantes attelées par dallettes.

De conception différente, la seconde solution est formée par des travées continues. La continuité est réalisée, après pose des poutres sur des appuis provisoires, par un clavage de béton coulé en place. Cette technique de clavage en béton armé a été notamment développée pour les ouvrages de nombreuses sections d'autoroutes depuis vingt-cinq ans. A ce jour, le comportement en service des tabliers dans la zone de clavage n'a pas posé de problème majeur, dans la mesure où la conception et les dispositions constructives exposées dans le § 3.4 sont respectées.

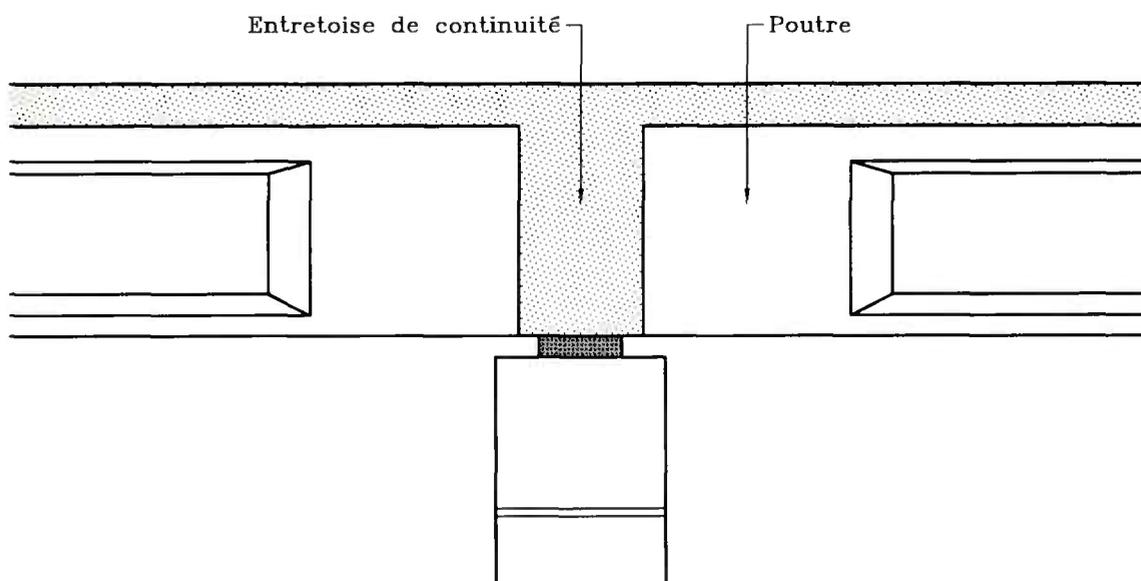


Figure 12 : Travées rendues continues.

Ces deux solutions permettent de supprimer les joints de chaussée intermédiaires. Il convient cependant de souligner dès à présent les multiples avantages apportés par la solution recourant à la continuité mécanique (voir développement aux § 2.2.3, 2.2.5, 2.5 et 3.4).

Cette solution permet en effet de :

- réduire le nombre d'appareils d'appui : une seule file d'appareils qui peuvent en outre ne pas être disposés sous toutes les poutres. De plus, en cas de changement d'appareils d'appui, le vérinage du tablier est alors beaucoup plus aisé ;
- réduire la largeur des piles et, par voie de conséquence, de mieux équilibrer les proportions entre ces dernières, le tablier et le tirant d'air.

Elle permet également :

- un comportement monolithique du tablier dans son ensemble ;
- une meilleure souplesse d'adaptation à la courbure en plan ou à la largeur variable :

En effet, malgré la variation de la portée d'un bord libre à l'autre du tablier, il reste possible d'utiliser des poutres de même longueur, en faisant varier la largeur de l'entretoise, qui épouse alors une forme trapézoïdale selon une vue en plan. Dans le cas des travées indépendantes, cette adaptation nécessite un chevêtre d'appui à la fois apparent et très peu esthétique puisqu'il doit suivre la forme trapézoïdale du vide. En revanche, dans le cas d'une continuité mécanique, il est possible de prévoir simplement un chevêtre de largeur constante, comme dans le cas courant.

Elle offre enfin la possibilité de supprimer les chevêtres d'appui :

L'avantage procuré par cette suppression est double ; en effet, la transparence de l'ouvrage est améliorée et il devient possible, le cas échéant, de lever les contraintes de gabarit liées à la présence de ces chevêtres.

Ces avantages sont donc considérables et permettent d'améliorer le comportement mécanique ainsi que l'esthétique des ouvrages utilisant des poutres PRAD. Toutes ces raisons conduisent de plus en plus les concepteurs à s'orienter vers la continuité mécanique. Cette solution consiste, dans le cas d'un franchissement comportant plusieurs travées, à les rendre toutes continues ou, lorsque l'ouvrage est très long, à réaliser des tronçons de quelques travées, séparés par des joints de dilatation. Bien entendu, la longueur des tronçons dépend de considérations de conception générale telles que les longueurs dilatables, les raideurs des appuis, etc. Il convient de noter dès maintenant que l'emploi d'appareils d'appui en caoutchouc fretté est parfaitement adapté à cette solution (voir § 2.3).

2.2 - TABLIER.

Après avoir fixé le schéma statique longitudinal de l'ouvrage, la démarche de conception du projeteur consiste à dimensionner les éléments constitutifs du tablier, en tenant compte des contraintes du projet, notamment celles relatives au gabarit.

L'élanement habituel du tablier des travées isostatiques se situe aux environs du 1/20 (voir § 1.2). L'épaisseur relativement forte du tablier qui en découle n'est pas trop gênante d'un point de vue esthétique lorsque le tirant d'air dégagé est important. En revanche l'aspect visuel est moins satisfaisant quand l'ouvrage est plus proche du sol. L'utilisation de poutres moins hautes mais plus resserrées permet alors d'affiner l'allure du tablier. D'autres solutions existent pour y parvenir (voir § 2.5).

Le recours à la solution des travées continues entraîne la répartition d'une partie des efforts entre les sections sur appuis et celles en travée, donc une diminution des efforts en travée, et permet une amélioration des élancements par rapport à la solution des travées indépendantes. Les élancements peuvent ainsi aller jusqu'au 1/25 de la portée déterminante.

Ces élancements correspondent à un béton traditionnel. L'emploi de bétons à hautes performances (BHP) permettrait, toutes choses étant égales par ailleurs, de réduire la hauteur des poutres de 15 à 20 % ou encore d'élargir les gammes de portées d'un type de poutre donné.

Rappelons que les BHP permettent :

- un bétonnage facile, grâce à leur grande fluidité, ce qui est très appréciable pour les poutres PRAD ;
- une mise en précontrainte précoce des poutres, sans avoir besoin de recourir à un traitement thermique ;
- une meilleure durabilité, en raison de leur compacité ;
- une diminution de déformations par fluage, tant que les contraintes normales dans les poutres restent modérées.

Le concepteur définit ensuite la poutraison, formée par les poutres, les entretoises ou les chaînages, ainsi que le hourdis, selon les indications des paragraphes ci-après.

2.2.1 - Eléments longitudinaux (poutres).

Rappelons en préliminaire qu'en raison du procédé de précontrainte utilisé, qui nécessite la mise en œuvre d'infrastructures importantes, les poutres précontraintes par pré-tension sont systématiquement fabriquées en usine.

Il s'agit le plus souvent d'une usine fixe, qui produit industriellement des éléments de profil déterminé. Il existe ainsi des gammes de produits prenant place dans un *catalogue*, propre à chaque préfabricant.

En revanche, la préfabrication foraine (dans une usine installée à proximité de l'ouvrage à construire) est beaucoup moins fréquente en France, pour des raisons économiques.

Les productions couramment fabriquées en France pour une utilisation dans le domaine des ponts permettent de couvrir l'ensemble du domaine d'emploi défini au § 1.2. Lorsque l'on s'élève dans la gamme des portées, on part du profil le plus rustique, la poutre rectangulaire, pour aller vers des profils plus élaborés tels que par exemple la poutre en double T.

Le projeteur choisit donc un profil de poutre, en fonction de la portée, sur un catalogue de produits existants. Par ordre de portées croissantes, les types de poutres les plus courants sont les suivants :

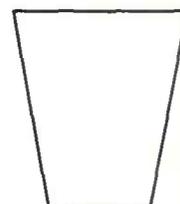
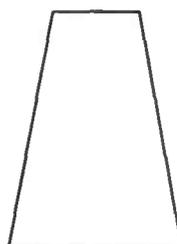
- ***Poutre rectangulaire :***

C'est bien sûr la forme la plus simple. Si le rendement géométrique de la section (1/3) est médiocre, le coffrage qui permet de la réaliser est le moins coûteux. Ce type de poutres est couramment utilisé jusqu'à des portées d'environ 15 à 16 mètres. Notons que l'emploi des bétons à hautes performances permet d'élargir les gammes de portées de ce type de poutres.

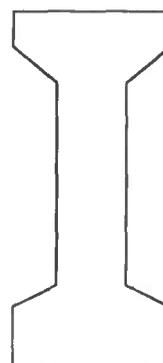


- ***Poutre trapézoïdale :***

Sa réalisation ne nécessite pas non plus de moules compliqués. La petite base peut être située soit en fibre inférieure, soit en fibre supérieure de la poutre. Le domaine d'utilisation est analogue à celui de la poutre rectangulaire.

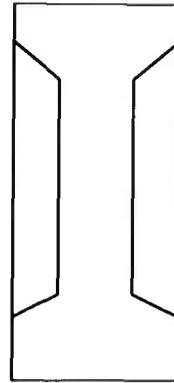


- ***Poutre en I de section constante sur toute sa longueur :***



Constituée de deux membrures (symétriques ou non) solidarisiées par une âme verticale, cette section présente un meilleur rendement, pouvant atteindre 0,45 voire 0,50. Ce type de poutres prend le relais de la poutre rectangulaire à partir d'une quinzaine de mètres jusqu'à des portées d'environ 25 mètres. Il reste néanmoins possible de les choisir pour des portées moindres. Les membrures inférieure et supérieure ont le plus souvent la même largeur, mais parfois, notamment pour réaliser une sous-face de tablier continue, on utilise des poutres à large membrure inférieure, disposées de façon jointive. Nous avons déjà indiqué que l'emploi des bétons à hautes performances permet également dans ce cas d'élargir les gammes de portées.

- *Poutre en I avec épaissement rectangulaire aux abouts (blochets) :*



Il arrive fréquemment, par exemple pour les grandes portées, ou encore quand les espacements de poutres sont importants, que l'épaisseur courante de l'âme se révèle insuffisante vis-à-vis des contraintes de cisaillement au voisinage des appuis. Un épaissement de l'âme dans cette zone est alors nécessaire. Il est obtenu par la réalisation de blocs d'about de section rectangulaire, également appelés blochets d'extrémité, qui se raccordent en sifflet (sur une vue en plan) avec la section en I courante.

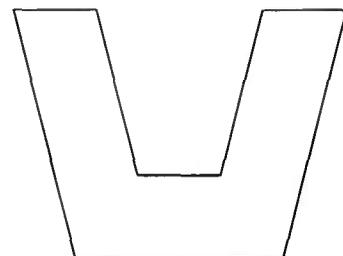
Le domaine d'emploi de ce type de poutres chevauche le précédent pour des portées comprises entre 20 et 25 mètres. Ce profil est le seul qui soit envisageable pour les très grandes portées, jusqu'aux environs de 35 mètres, ce qui constitue actuellement la portée maximale réalisée en France. L'épaissement de l'âme aux extrémités permet le cas échéant la mise en œuvre d'armatures déviées en élévation. Notons ici encore que l'emploi des bétons à hautes performances permet d'élargir les gammes de portées de ce type de poutres.

Il existe aussi d'autres types d'éléments préfabriqués, d'usage moins fréquent, caractérisés par la présence de deux ou plusieurs âmes. L'intérêt principal de ces éléments, plus larges que des poutres individuelles, étant de diminuer le nombre de manutentions, on y recourt principalement quand les surfaces à couvrir sont particulièrement importantes. On rencontre notamment les formes de sections suivantes :

- *Poutre de section en auge :*

Elle dérive de la section trapézoïdale à petite base inférieure et comme celle-ci, convient aux petites et moyennes portées.

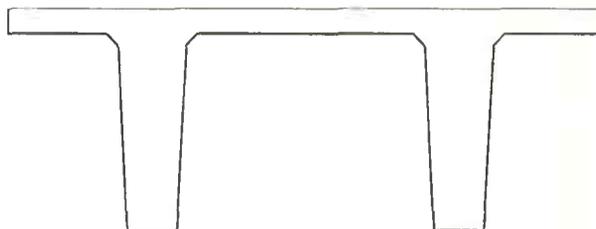
Dans ce type de poutres, ainsi que pour les caissons, il est prudent de ménager des ouvertures pour le drainage en partie inférieure, afin d'éviter les risques d'accumulation d'eau.



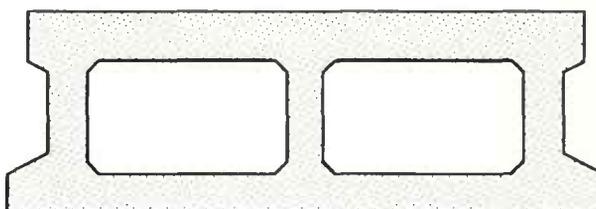
- ***Poutre de section en auge renversée, ou en pi :***

Elle peut être considérée comme le jumelage de deux poutres en T. Elle est également adaptée aux portées moyennes.

Pour les ponts-routes, elle est associée à un hourdis coulé en place.



- ***Poutre-caisson :***



Les caissons peuvent être monocellulaires ou multicellulaires ; le bon rendement géométrique de ce profil, voisin de 0,60, permet de plus la réalisation d'ouvrages particulièrement élancés. On les utilise généralement dans une gamme de portées allant de 15 à 25 mètres.

Leur particularité réside dans le fait qu'ils peuvent être utilisés sans hourdis coulé en place et peuvent ainsi recevoir directement, une fois assemblés, l'étanchéité et le revêtement de chaussée. Pour cette raison, l'assemblage transversal des caissons revêt un caractère primordial et fait l'objet d'un développement détaillé au § 3.4.3.

Rien ne s'oppose toutefois à leur utilisation, comme des poutres classiques, avec un hourdis coulé in situ.

2.2.2 - Eléments transversaux.

a) - Entretoisement.

Pour les ponts à poutres sous chaussée, le rôle mécanique des entretoises était initialement de constituer un raidissement transversal du platelage, contribuant à la répartition des charges entre les poutres et assurant leur encastrement vis-à-vis de la torsion sur appuis, hypothèse généralement retenue par les méthodes classiques de calcul de répartition transversale.

Lorsque les poutres sont préfabriquées, la réalisation d'entretoises intermédiaires coulées en place entraînerait un ralentissement et une complication (colfrages traditionnels, armatures en attente) de l'exécution du tablier. C'est pourquoi les tabliers PRAD sont systématiquement construits sans entretoises intermédiaires. Il convient naturellement de tenir compte, par des méthodes de calcul appropriées, de l'accroissement de la souplesse transversale du tablier qui en résulte.

Le maintien des entretoises aux extrémités des travées est en revanche indispensable. Outre leur rôle déjà cité d'encastrement des poutres à la torsion sur appuis, elles doivent en effet permettre le vérinage du tablier à l'occasion du remplacement des appareils d'appui. De plus, pour les appuis extrêmes, sur culées notamment, la présence de ces pièces est nécessaire pour assurer une bonne tenue aux joints de chaussée.

Dans le cas des travées isostatiques, deux dispositions sont possibles. La solution initialement utilisée consistait à réaliser des entretoises classiques, situées dans l'axe des lignes d'appui. Elle présentait l'inconvénient de nécessiter, sur le banc de préfabrication, la réservation d'armatures en attente, repliées à l'intérieur du coffrage métallique sur le flanc des poutres. Cette solution est aujourd'hui pratiquement abandonnée. Pour des raisons de commodité sur chantier, l'entretoisement est maintenant constitué par un chaînage d'about reporté en arrière des poutres, beaucoup plus facile à réaliser.

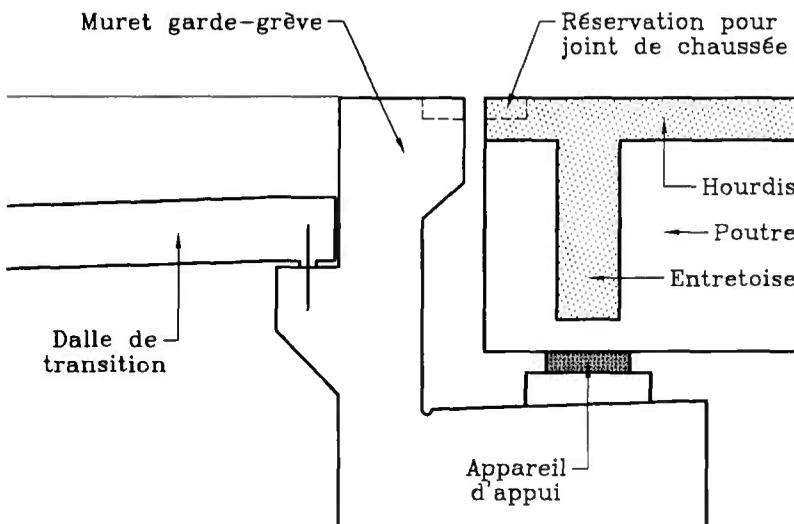


Figure 13 :

Entretoise au niveau de la ligne d'appui.

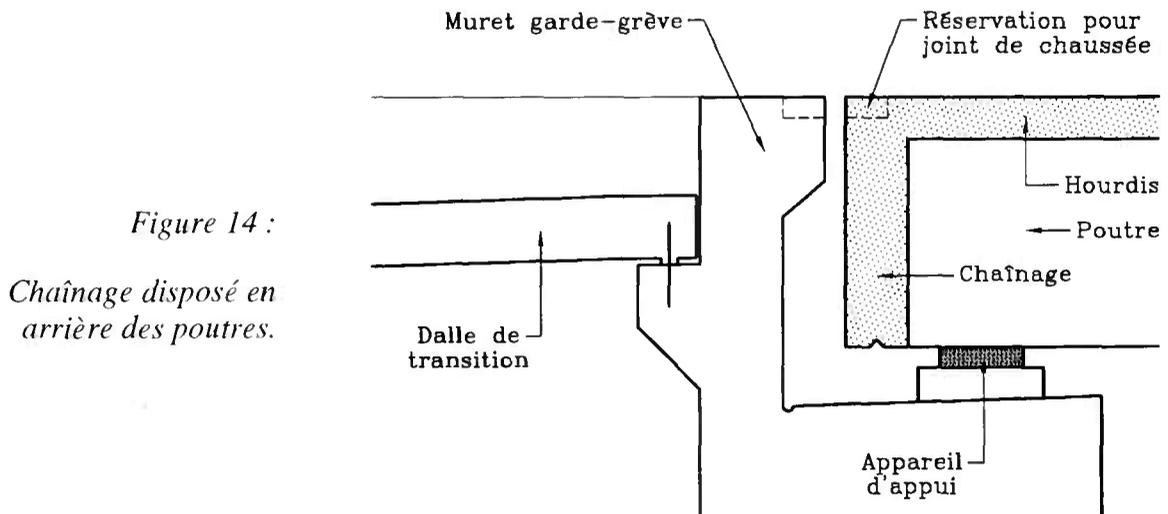


Figure 14 :

Chaînage disposé en arrière des poutres.

Les entretoises d'extrémité sont généralement réalisées en béton armé coulé en place. Leur épaisseur est comprise entre 25 cm et 40 cm selon les cas (voir § 3.4). Les entretoises et chaînages peuvent comporter une partie en saillie (appelée également retombée), de 10 à 20 cm, par rapport à la sous-poutre.

b) - Hourdis.

A l'exception des tabliers à poutres-caissons, dont la conception est exposée aux § 2.2.1 et 3.4.3, les autres tabliers PRAD comportent un hourdis en béton armé, coulé en place par l'intermédiaire de coffrages perdus.

Ce hourdis est du type général, en ce sens qu'il est placé au-dessus des poutres et n'est donc pas interrompu par ces dernières. Son rôle essentiel est d'assurer la liaison transversale entre les poutres, de servir de table de compression aux poutres ainsi que de recevoir l'étanchéité et le revêtement de chaussée.

Le choix du hourdis général résulte des commodités d'exécution qu'il apporte. Il est en effet plus facile de disposer les aciers en attente sur la fibre supérieure des poutres plutôt que sur leurs faces latérales. De plus, le coffrage de la face inférieure de ce type de hourdis est extrêmement simple à réaliser, puisqu'il suffit d'appuyer des coffrages perdus en tête des poutres.

La nature du matériau, le béton armé, s'impose à l'évidence : une précontrainte transversale serait inutile eu égard aux sollicitations relativement modérées, et coûteuse (coût des ancrages et sujétions particulières liées à la mise en tension) pour la plupart des ouvrages. Elle ne saurait être envisagée que pour des ouvrages particulièrement larges. Le cas des tabliers à poutres-caissons est un cas particulier pour lequel l'emploi d'une telle précontrainte devient indispensable (voir § 3.4.3).

Il est tentant de conserver le parti de simplicité choisi pour le coffrage du hourdis en évitant la conception des hourdis en encorbellement de grande largeur, ce qui présente toujours des sujétions d'exécution et par conséquent une augmentation du coût de l'ouvrage. Les hourdis ne comportent dans ces conditions qu'un faible débord au-delà des poutres de rive. Cette disposition ne favorise toutefois guère l'esthétique de l'ouvrage, car elle ne contribue pas à masquer le flanc des poutres par effet d'ombre. Néanmoins, des solutions à ce problème existent (voir § 2.5) pour améliorer l'aspect de l'ouvrage.

Dans le cas des ouvrages courbes en plan, il est nécessaire de rattraper la courbure au niveau du hourdis par un débord de largeur variable. Les bords libres du tablier ainsi que les corniches peuvent suivre la courbure en plan du tracé.

Il est rappelé que, par définition, les coffrages perdus ne participent pas à la résistance de la structure ; ils doivent seulement être considérés comme une charge permanente.

Ils sont constitués généralement de plaques minces en fibre-ciment. Les épaisseurs disponibles, 25 mm au maximum, limitent toutefois leur portée à 0,80 ou 0,90 mètre. Il convient de refuser les coffrages perdus ondulés, susceptibles de retenir des débris divers difficiles à évacuer, et qui conduisent à des variations d'épaisseur non fonctionnelles du hourdis. La légèreté du matériau, qui présente l'avantage de faciliter la manutention et la pose des coffrages, impose en contrepartie, tant que le hourdis n'est pas coulé, des précautions particulières de fixation pour garantir la sécurité du personnel et des tiers.

Lorsque l'espacement des poutres est important et que la portée libre du coffrage perdu dépasse les valeurs précitées, il devient indispensable de recourir à des coffrages perdus en béton armé ou éventuellement précontraint. Leur épaisseur minimale est de 6 centimètres pour permettre un enrobage satisfaisant des armatures, sauf recours à des aciers galvanisés.

L'utilisation de prédalles dites participantes n'est possible que sous certaines conditions, précisées au § 3.5.

2.2.3 - Liaison longitudinale.

Une conception ancienne consistait à disposer des joints de chaussée au niveau de chaque ligne d'appui dans le cas d'une succession de travées. Cette solution est aujourd'hui complètement abandonnée car elle suscitait, à juste titre, de nombreuses critiques.

En premier lieu, les joints de chaussée sont onéreux à la pose et surtout à l'entretien. Ensuite, ils sont source d'inconfort pour les usagers et des points faibles pour l'étanchéité du tablier. Il n'est donc pas souhaitable d'en multiplier le nombre.

Par ailleurs les poutres précontraintes préfabriquées ont une propension à manifester une cambrure plus ou moins prononcée sous l'effet du fluage, ce qui entraîne un festonnement du profil en long des ouvrages à travées multiples. Il est donc nécessaire de procéder périodiquement à des rechargements de chaussée qui impliquent la dépose puis le remontage des joints. Ces opérations engendrent un coût d'entretien important.

Pour pallier ces inconvénients, deux solutions principales sont utilisées :

- la continuité apparente au niveau du hourdis par dalle de béton armé,
- la continuité mécanique des travées.

On peut également citer, pour mémoire, les attelages de travées, réalisés par exemple au moyen de plats métalliques boulonnés dans le hourdis, ou par l'intermédiaire de dispositifs « tirants-butons ».

Signalons enfin que d'autres techniques ont pu être mises en œuvre, notamment à l'occasion du confortement de certains ouvrages existants en France ou à l'étranger. La solidarisation des travées a été réalisée par une précontrainte longitudinale constituée de câbles placés à l'extérieur des poutres et dont le tracé est, soit polygonal avec des entretoises servant de déviateurs, soit rectiligne et centré. Précisons qu'une précontrainte rectiligne exercée au niveau du hourdis serait peu efficace en raison des moments hyperstatiques de précontrainte négatifs engendrés.

a) - Continuité apparente au niveau du hourdis.

Cette solution est aujourd'hui devenue classique et on y a recours très fréquemment pour les ouvrages neufs. Si on la compare à une succession de travées indépendantes, elle présente l'avantage :

- de procurer une continuité de roulement et donc un meilleur confort pour l'utilisateur ;
- de supprimer les joints de chaussée intermédiaires ainsi que leurs problèmes (défauts d'étanchéité, entretien) ;
- d'assurer la transmission des déplacements et des efforts horizontaux d'une travée à l'autre.

La liaison entre travées adjacentes est obtenue en réalisant une dalle de continuité en béton armé, dans le prolongement du hourdis de chaque travée. La conception de la dalle doit lui permettre d'être suffisamment souple afin que les rotations des travées adjacentes puissent se produire assez librement. Pour y parvenir, il convient de lui donner une portée suffisante, de l'ordre du mètre, et une épaisseur réduite par rapport à celle du hourdis courant.

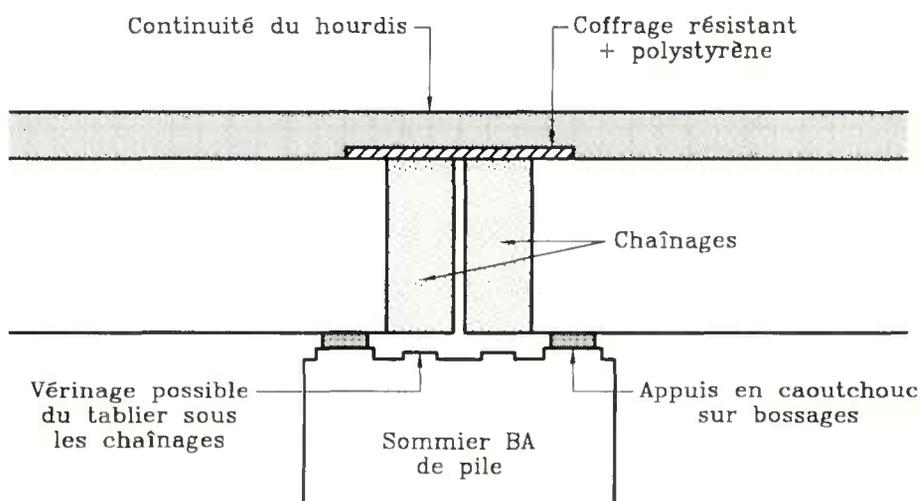


Figure 15 : Principe de la continuité apparente par dalle en béton armé.



Figure 16 : Aspect d'ouvrage résultant de la continuité par dalle.

Dans la zone intéressée par la dalle, les extrémités des poutres préfabriquées sont désolidarisées du béton coulé en place au moyen de plaques en matériau souple (polystyrène par exemple) qui permettent par ailleurs la réduction d'épaisseur de la dalle. Vis-à-vis du risque de poinçonnement, il est conseillé de ne pas descendre au-dessous d'une épaisseur de 15 ou 16 centimètres.

En dépit de la souplesse recherchée pour la dalle, il existe un fort risque de fissuration sous l'effet des déformations qui lui sont imposées. Son ferrailage doit donc être suffisant et constitué d'armatures de petit diamètre et de faible espacement, de manière à bien répartir la fissuration. Pour limiter les risques de corrosion, on a parfois utilisé des armatures galvanisées pour ferrailer les dalles. Il est à noter toutefois que le comportement d'armatures non traitées a également reçu la sanction de l'expérience. Il semble que le critère déterminant à cet égard réside dans le soin apporté à l'exécution de l'étanchéité, particulièrement dans cette zone.

Les appareils d'appui peuvent être des appareils ordinaires en caoutchouc fretté, lorsque la longueur totale des travées attelées ne dépasse pas une limite de l'ordre de 150 mètres. Au-delà de cette valeur, le recours à des appareils d'appui glissants devient indispensable, ce qui limite l'intérêt de l'attelage sur de telles longueurs.

b) - Continuité mécanique.

La continuité mécanique entre travées adjacentes est obtenue par la réalisation d'une entretoise, également appelée noyau de clavage. Il s'agit d'une pièce en béton armé, coulée au-dessus des appuis intermédiaires en même temps que le hourdis, et dans laquelle sont encastrées les poutres des travées adjacentes.

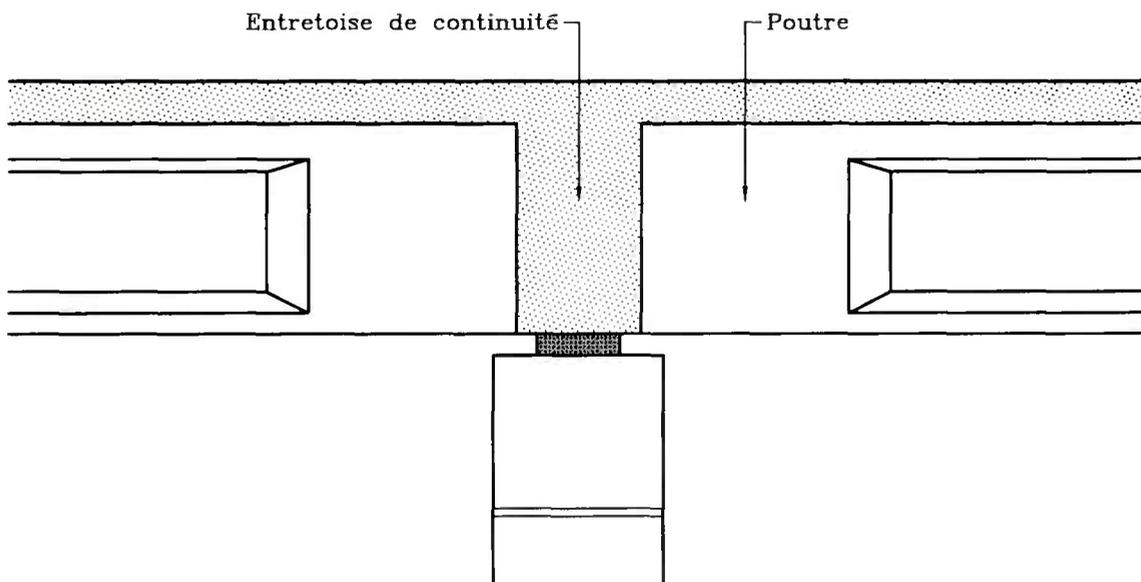


Figure 17 : Principe de la continuité mécanique.

Le principe du ferrailage longitudinal de cette zone consiste à prévoir des armatures en chapeau dans le hourdis et, à l'about des poutres préfabriquées, des armatures en attente réparties sur toute la hauteur et comportant des crochets ou retours d'équerre au niveau de la fibre inférieure (voir développement au § 3.4).



Figure 18 : Aspect d'ouvrage résultant de la continuité mécanique.

Deux modes de fonctionnement de la structure apparaissent successivement au cours de la construction.

- Dans la première phase, la structure est isostatique vis-à-vis du poids propre des poutres, de celui des coffrages perdus et du coulage du hourdis. La section résistante transversale du tablier est uniquement constituée par les poutres. La portée de calcul est comptée entre axes d'appuis provisoires.
- Dans la seconde phase, la structure devient hyperstatique pour les actions appliquées ultérieurement : transferts d'appuis, poids des superstructures et charges de service. La section transversale résistante est alors celle de l'ensemble poutre et hourdis associés et la portée de chaque travée est à prendre entre axes des appuis intermédiaires définitifs.

En raison de la diminution des moments en travée engendrée par la continuité (concernant les superstructures et les charges d'exploitation), il est possible d'envisager une réduction de l'épaisseur du tablier. L'élanement courant du tablier passerait ainsi de la plage $1/18 - 1/20$ à la plage $1/23 - 1/25$. L'économie de précontrainte longitudinale peut être évaluée quant à elle aux environs de 10%. Ces élanements correspondent à un béton traditionnel, notons que l'emploi des bétons à hautes performances permettrait de réduire, toutes choses égales par ailleurs, la hauteur des poutres de 15 à 20 % (voir § 2.2).

On bénéficie de plus, en situation définitive, de l'existence sur les appuis intermédiaires d'une seule file d'appareils d'appui disposée sous le chevêtre de continuité, au lieu de deux files disposées sous les poutres dans le cas des travées indépendantes (voir § 2.3.1). Il est donc possible de réduire la largeur du chevêtre et ainsi d'améliorer la proportion entre celle-ci et la hauteur du tablier.

En revanche, la réalisation d'une continuité mécanique nécessite de prendre des précautions à l'exécution lors du transfert du tablier sur ses appuis définitifs (voir § 4.5).

Par ailleurs, comme dans tout ouvrage continu, cette conception rend la structure sensible à des déformations imposées (tassements d'appui, gradients thermiques...).

Dans le même ordre d'idées, la prise en compte dans les calculs des effets des déformations différées du béton, qui peuvent jouer dans un sens favorable ou dans un sens défavorable, nécessite enfin une analyse détaillée des phénomènes qui se produisent.

Comme pour les travées isostatiques, le retrait du béton du hourdis est gêné par les poutres et le hourdis s'oppose aux libres déformations par fluage des poutres ; des contraintes supplémentaires en résultent à la fois dans le hourdis et dans les poutres. Mais la continuité bloque de plus la rotation des extrémités de poutres ; il apparaît donc dans chaque section de l'ouvrage des moments hyperstatiques dus au retrait et au fluage qui doivent être pris en compte dans la détermination des armatures. Ces différents points, qui dépendent également du calendrier d'exécution, font l'objet d'un développement au § 3.4.

Il a longtemps semblé préférable de réserver la solution comportant une continuité mécanique à certaines situations particulières où elle apportait des avantages indéniables. Il s'agit naturellement en premier lieu des ouvrages pour lesquels des contraintes de gabarit ne permettent pas la réalisation de travées isostatiques. On rencontre une autre indication d'emploi évidente lorsqu'il est nécessaire de centrer les descentes de charges, par exemple dans le cas d'un ouvrage de franchissement d'une autoroute en service, avec un terre-plein central de largeur réduite limitant l'emprise des fondations. De même, pour les ouvrages situés en zone sismique, l'hyperstaticité est bien plus intéressante que les travées indépendantes, car elle rend le tablier :

- plus résistant, particulièrement vis-à-vis de la composante verticale du séisme ;
- plus ductile, ce qui lui confère une meilleure capacité pour dissiper l'énergie du séisme, la ductilité d'une section du tablier étant caractérisée par le rapport de ses déformations (flèches et courbures) de rupture à celles correspondant au début de sa plastification.

En outre, cette solution offre davantage de libertés dans la conception technique et esthétique des ouvrages (voir § 2.2.5, 2.5 et 3.4), tout en facilitant l'entretien (lors du vérinage du tablier pour remplacer les appareils d'appui, par exemple). Pour toutes ces raisons, elle est de plus en plus retenue par les concepteurs.

2.2.4 - Dévers.

Pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, il est nécessaire de donner un dévers transversal aux tabliers. La pente de ce dévers est en général de 2,5% quand l'ouvrage est situé en alignement droit ; elle varie en fonction de la courbure et peut atteindre 6% pour les rayons les plus faibles.

Lorsque l'ouvrage supporte une circulation unidirectionnelle ou qu'il est courbe en plan, le tablier présente une pente transversale unique. Le hourdis est parallèle au profil de la chaussée et son épaisseur est légèrement variable car la table supérieure des poutres est généralement réalisée horizontale à la préfabrication. Les poutres ayant toutes la même hauteur, leurs appuis doivent être décalés en altitude. Naturellement, le plan médian des poutres doit rester vertical et les appuis horizontaux. Il en résulte que :

- soit le chevêtre est horizontal et les dés d'appui sont de hauteur variable,
- soit le sommier d'appui est parallèle au dévers et les dés d'appui sont tous identiques.

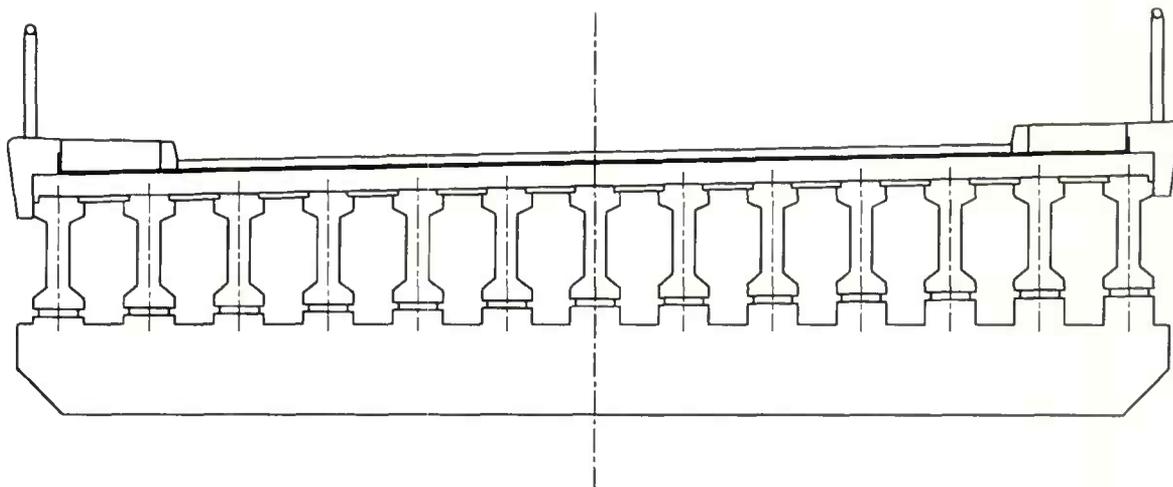


Figure 19 : Sommier horizontal, bossages de hauteur variable.

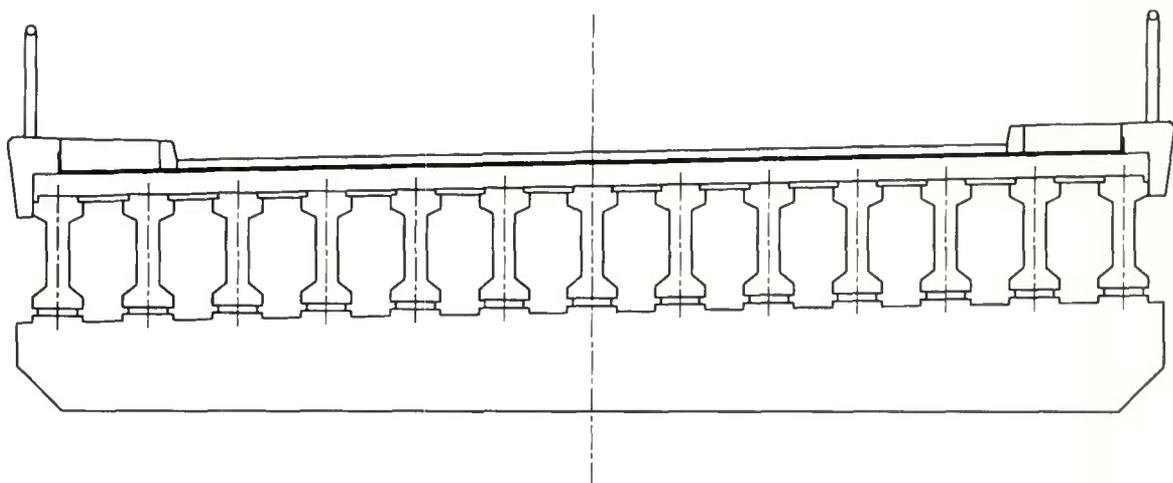


Figure 20 : Sommier déversé, bossages identiques.

Lorsque l'ouvrage supporte une circulation à double sens, le profil en travers du tablier présente une double pente ; ce profil est également appelé « profil en toit ».

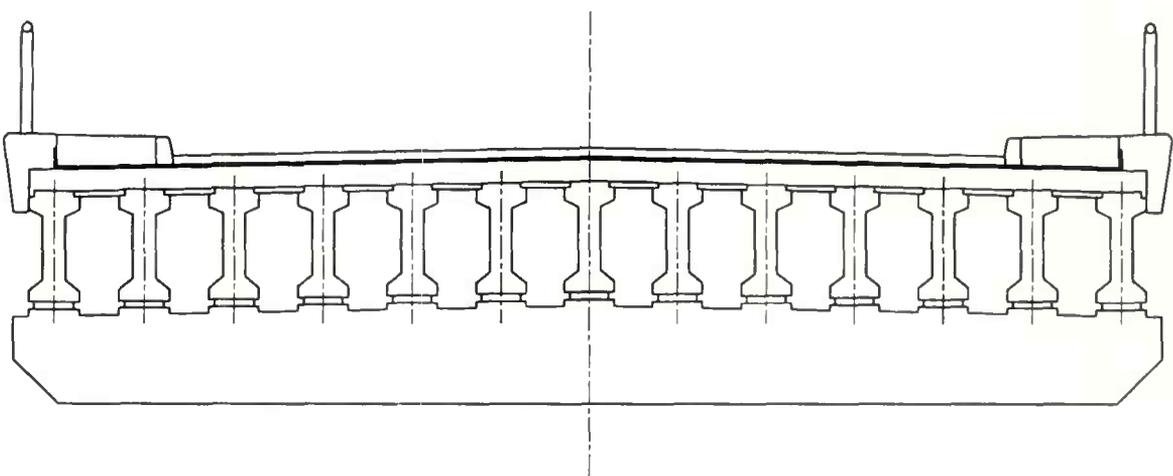


Figure 21 : Profil en toit.

Ce profil est obtenu le plus souvent avec un hourdis d'épaisseur sensiblement constante, épousant le profil en toit du tablier fini. Comme il est indiqué précédemment, les appuis des poutres sont décalés en élévation.

Plus rarement, et seulement pour des ouvrages particulièrement étroits, on peut envisager de réaliser ce profil en faisant varier l'épaisseur du hourdis. La surépaisseur non fonctionnelle qui en résulte présente toutefois l'inconvénient d'alourdir la charge permanente de l'ouvrage. Il est en revanche déconseillé de jouer sur l'épaisseur du revêtement de chaussée pour parvenir à ce résultat, en raison du risque d'ornièrage.

2.2.5 - Incidences de la courbure et du biais.

a) - Courbure.

L'utilisation naturelle des ponts à poutres sous chaussée, constitués d'éléments rectilignes, concerne en premier lieu les franchissements rectilignes. Il est toutefois possible d'adapter la structure pour réaliser des ouvrages présentant une courbure en plan.

Les poutres de rive sont disposées selon des lignes polygonales inscrites à l'intérieur du tracé et l'arrondi du tablier est obtenu en coulant le hourdis, en léger encorbellement de largeur variable, au-delà des poutres de rive. On déroge ainsi au parti habituel de simplicité d'exécution qui consiste à arrêter le hourdis au nu extérieur des poutres de rive.

En tout état de cause, la valeur maximale de ce débord reste limitée. Si le rayon de courbure descend à 15 fois la portée, ce qui est très faible compte tenu de la gamme habituelle des portées, l'encorbellement maximal atteint respectivement des valeurs de 12 et 20 cm pour des portées de 15 et 25 mètres.

Etant donné que, pour des raisons économiques, toutes les poutres d'une même travée ont en général la même longueur, les lignes d'appui de cette travée sont donc parallèles ; en revanche, sur pile intermédiaire, les lignes d'appui des travées voisines présentent une déviation angulaire égale à L/R .

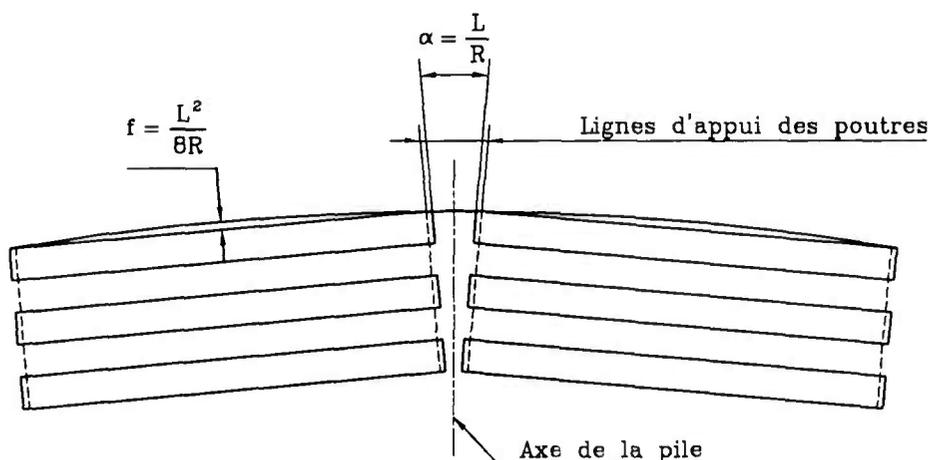


Figure 22 : Pont courbe : disposition des poutres sur un appui.

Le sommier d'appui doit alors avoir une forme trapézoïdale en plan et la dalle de continuité qui assure la liaison entre travées adjacentes est de portée variable. Pour améliorer l'aspect visuel de la zone de jonction entre deux travées, notamment du côté convexe, il paraît opportun de masquer le vide existant entre abouts de poutres par un traitement approprié de l'extrémité du chevêtre.

Sur ce point, la continuité mécanique permet de prévoir simplement un chevêtre de largeur constante comme dans le cas courant. Il est en effet possible, grâce à la continuité, de supprimer tout chevêtre d'appui dans le double but d'améliorer la transparence de l'ouvrage et, le cas échéant, de lever les contraintes de gabarit liées à la présence de ces chevêtres.

Dans un tel cas, le cheminement des charges entre le tablier et les appuis est assuré par les entretoises elles-mêmes. Il est donc nécessaire de dimensionner et de renforcer ces dernières pour reprendre notamment les réactions des poutres situées en porte-à-faux par rapport aux piles (voir figure 23).

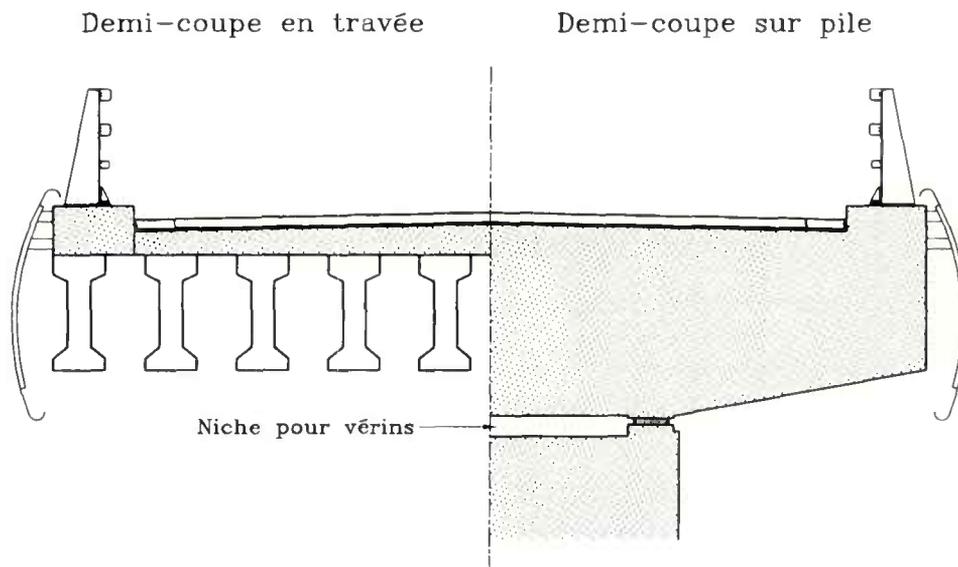


Figure 23 : Suppression du sommier d'appui dans le cas des poutres rendues continues.



Figure 24 : Aspect d'ouvrage fini sans sommier d'appui.

b) - Biais.

La plupart des franchissements ne se font pas à angle droit, mais présentent un certain biais géométrique.

Tant que le biais reste modéré, c'est-à-dire pour des angles de biais compris entre 70 et 100 grades, la conception de l'ouvrage, tant pour le tablier que pour les appuis, ne diffère pratiquement pas de celle d'un ouvrage droit. On choisit le plus souvent de réaliser l'ouvrage biais, ce qui permet de conserver les lignes d'appui parallèles aux voies franchies, disposition recommandée du point de vue esthétique.

Lorsque le biais est plus prononcé (angle de biais inférieur à 70 grades), la conception est plus complexe et il n'est plus acceptable de négliger son influence sur la structure. Cela concerne notamment l'accroissement des efforts de torsion dans les poutres (et donc de flexion dans les entretoises), l'évaluation des efforts de flexion transversale dans le hourdis (en particulier dans les angles), la répartition transversale des réactions d'appui ainsi que celle des efforts entre les poutres d'une même travée. Pour pouvoir prendre en compte de manière satisfaisante ces différents effets, il est nécessaire d'avoir recours à des moyens de calcul adéquats (programmes généraux de calcul de grillage de poutres ou éléments finis).

Pour que le fonctionnement des appareils d'appui en caoutchouc fretté demeure satisfaisant, il convient que leur grand côté reste perpendiculaire à l'axe des poutres, ce qui a pour effet d'augmenter l'encombrement du sommier d'appui (voir figure 25).

Cependant, il est possible de limiter cette augmentation en fabriquant les poutres avec une section d'about biaisé.

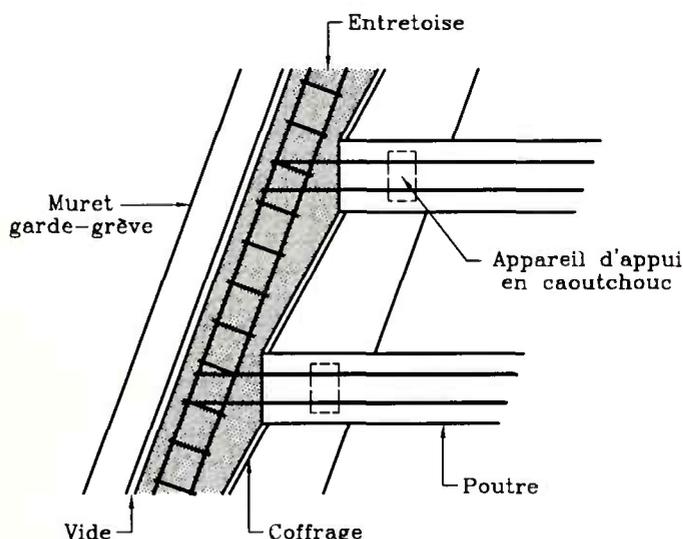


Figure 25 :

Dispositions d'appui dans le cas d'un ouvrage biais.

(Les appareils d'appui peuvent également être disposés sous les entretoises)

Cette solution devient toutefois impraticable pour les biais très importants (angle de biais inférieur à environ 50 grades). Il est alors préférable de s'orienter :

- soit vers le choix d'une structure de tablier en dalle biaisée coulée en place, dans la mesure où le site le permet ;
- soit vers une rectification du biais de la structure ; la portée des poutres diminue mais la surface de tablier est alors surabondante par rapport au strict nécessaire.



Figure 26 : About biais.



Figure 27 : Passage inférieur formé par deux demi-ouvrages biais.

Une solution aux problèmes liés à des franchissements de biais prononcé consiste à réaliser un ouvrage droit, si les conditions de gabarit le permettent, en disposant les appuis perpendiculairement à l'axe longitudinal du pont, par l'emploi des piles-marteaux. Pour les culées, cette solution ne pose pas de problème particulier, mais elle présente néanmoins l'inconvénient d'allonger les travées de rive, d'autant que, pour des raisons de transparence de l'ouvrage, les culées ne peuvent pas se situer trop près de la voie franchie.

L'attention est enfin attirée sur l'importance de la *conception détaillée* dans le cas de ponts biais (voir § 3.2.3, 3.2.4 et 3.4).

c) - Largeur variable.

La disposition en plan des poutres ne pose pas de problème particulier dans le cas des tabliers de largeur constante. Mais certains ouvrages peuvent présenter, sur une zone plus ou moins importante, une variation de la largeur du tablier ; c'est notamment le cas de l'insertion d'une voie supplémentaire sur l'ouvrage.

Si l'élargissement est modéré et ne règne que sur une faible longueur, il peut être simplement réalisé en faisant varier la largeur du hourdis en encorbellement au-delà des poutres de rive. L'espacement des poutres reste alors constant.

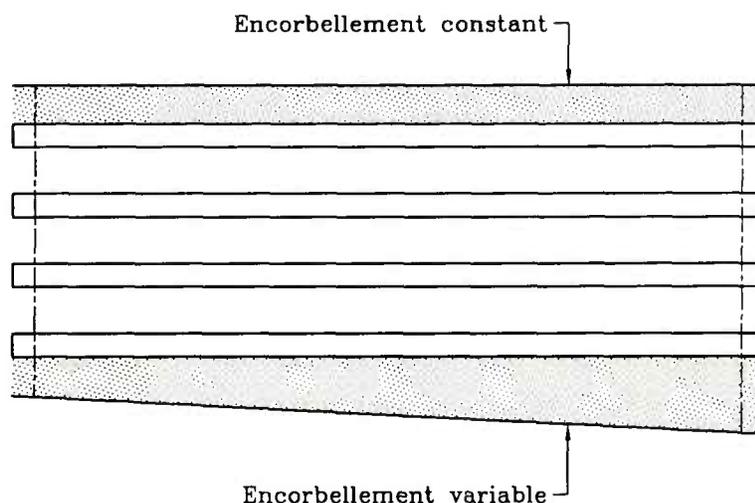


Figure 28 : Elargissement par le hourdis en encorbellement.

Pour des élargissements plus importants, la solution précédente risquerait de conduire à des encorbellements excessifs. Il est alors préférable de répartir le supplément de largeur sur l'ensemble du tablier en disposant les poutres en éventail.

Dans cette dernière disposition, il peut être avantageux de conserver dans chaque travée une longueur constante pour toutes les poutres, ou du moins pour une grande partie d'entre elles, en adaptant, selon les cas, les dimensions des dalles ou des entretoises de continuité ; de cette façon, le nombre de prédalles de largeur variable reste limité.

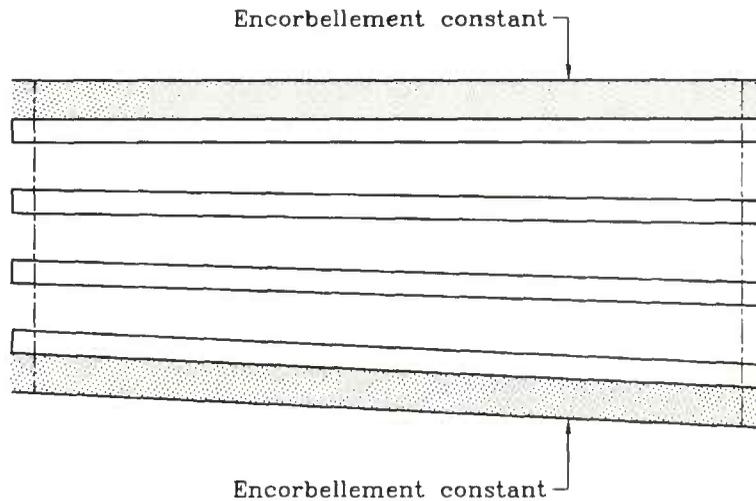


Figure 29 : Elargissement par une disposition des poutres en éventail.

En tout état de cause, les possibilités d'adaptation sont conditionnées par l'espacement des poutres à l'extrémité la plus large, qui doit rester compatible avec les caractéristiques du hourdis en zone courante.

Dans le cas des ouvrages pour lesquels une continuité mécanique est réalisée, les poutres doivent être disposées dans le prolongement l'une de l'autre dans les travées successives ; leur nombre demeure donc inchangé sur tout le pont. Lorsqu'on est en présence d'une succession de travées indépendantes, une autre solution peut consister à ajouter une poutre à la travée élargie.

2.3 - APPUIS, APPAREILS D'APPUI ET VÉRINAGE.

La conception générale des appuis, piles intermédiaires et culées, présente de nombreux points communs à différents types d'ouvrages de portées moyennes. Nous insisterons donc surtout sur les particularités spécifiques aux tabliers PRAD.

Dans le cas des travées isostatiques, les poutres sont en général appuyées individuellement sur des appareils d'appui parallélépipédiques en caoutchouc fretté. Les dimensions de ces appareils sont déterminées classiquement à partir des réactions d'appui verticales, des rotations et des déplacements horizontaux en extrémité de poutre (aux abouts de l'ouvrage ou sur appui de continuité). Ces valeurs sont susceptibles de varier d'une poutre à l'autre en raison de la flexion transversale. Quel que soit le biais, le grand axe des appareils d'appui reste perpendiculaire à l'axe longitudinal des poutres.

Dans le cas des travées continues, les poutres sont tout d'abord appuyées individuellement en phase provisoire, par exemple sur des corbeaux métalliques brêlés en tête de pile. Après la réalisation du clavage en béton armé, on procède au transfert des descentes de charge sur les appuis définitifs disposés en une seule file sous le noyau de continuité. Il s'agit encore ici d'appareils d'appui en caoutchouc fretté, mais dont les dimensions sont en général plus grandes que dans le cas précédent. On cherche en effet à en réduire le nombre, en adoptant des distances entre axes de l'ordre de 3 mètres.

Dans le cas d'emploi d'appareils d'appui en caoutchouc fretté ne comportant pas de plan de glissement, les conditions relatives à la distorsion admissible du caoutchouc conduisent à limiter la longueur d'un groupe de travées reliées aux environs de 150 mètres.

Au delà de cette longueur limite, qui reste peu fréquente pour les ponts courants, le monolithisme peut également être maintenu par l'emploi d'appareils d'appui en caoutchouc fretté, sauf pour les appuis d'extrémité où il peut être nécessaire d'utiliser des appareils d'appui glissants. Ceux-ci sont des appareils en caoutchouc fretté comportant un plan de glissement ou des appareils à pot glissants. Dans ce dernier cas, en raison du coût unitaire élevé des appareils à pot, il est avantageux d'en limiter le nombre en les répartissant sur la longueur de l'entretoise, avec un espacement compris entre 3 mètres et 5 mètres, donc sensiblement supérieur à celui des poutres.

Dans les détails, les appareils d'appui en caoutchouc fretté, qui doivent être conformes à la norme NF T 47-815, sont à choisir dans une gamme de dimensions normalisées.

Ils sont posés horizontalement sur des bossages généralement coulés en place. Pour conserver l'horizontalité du plan de contact sur la face supérieure, en cas de pente longitudinale substantielle, plusieurs possibilités sont offertes. On peut réaliser un méplat en sous-face du talon à la préfabrication, ou interposer un dé préfabriqué entre l'appareil d'appui et le talon de la poutre et réaliser un calage par béton maté sous la poutre afin de compenser les défauts de pose.



*Figure 30 : Interface tablier - appui :
(sous-poutre, appareils d'appui, bossages, niches pour vérins).*

Le mode de réalisation de ces différents dispositifs est décrit en détail dans le document du SETRA « Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté ».

2.3.1 - Culées.

Nous distinguerons le cas des ouvrages à travée unique et celui des ouvrages à travées multiples.

Comme il est indiqué au paragraphe 1.1.2.b, on peut souhaiter, notamment si la voie franchie est en déblai, limiter au strict nécessaire la portée d'une travée unique. A cette fin, on réalise des culées apparentes ou semi-apparentes constituées d'un mur de front soutenant les terres, associé à des murs en aile ou des murs en retour. L'attention est cependant attirée sur l'intérêt à placer ces culées suffisamment en retrait par rapport à la brèche franchie, de façon à éviter tout effet de goulet d'étranglement, préjudiciable à la transparence sous l'ouvrage, ou à faciliter l'entretien, ou encore à assurer l'écoulement dans de bonnes conditions. Certains ouvrages hydrauliques sont de cette conception, comme le montre la figure 31.



Figure 31 : Culée apparente.

Cette solution peut aussi se rencontrer dans certains ouvrages particuliers tels que des passages souterrains ou des couvertures diverses. Les culées sont alors parfois réalisées au moyen de parois moulées ou encore de rideaux de palplanches surmontés d'un chevêtre.

Pour les ouvrages à travées multiples, le souci de dégager la visibilité de l'utilisateur de la voie franchie d'une part et d'équilibrer les travées de rive par rapport aux travées centrales d'autre part conduit à éloigner les culées des abords de la plate-forme. On s'oriente alors vers des piles-culées semi-enterrées, implantées en crête ou en flanc de talus. Elles sont généralement constituées de fûts couronnés par un chevêtre et associées à des murs en retour suspendus (voir figure 32).

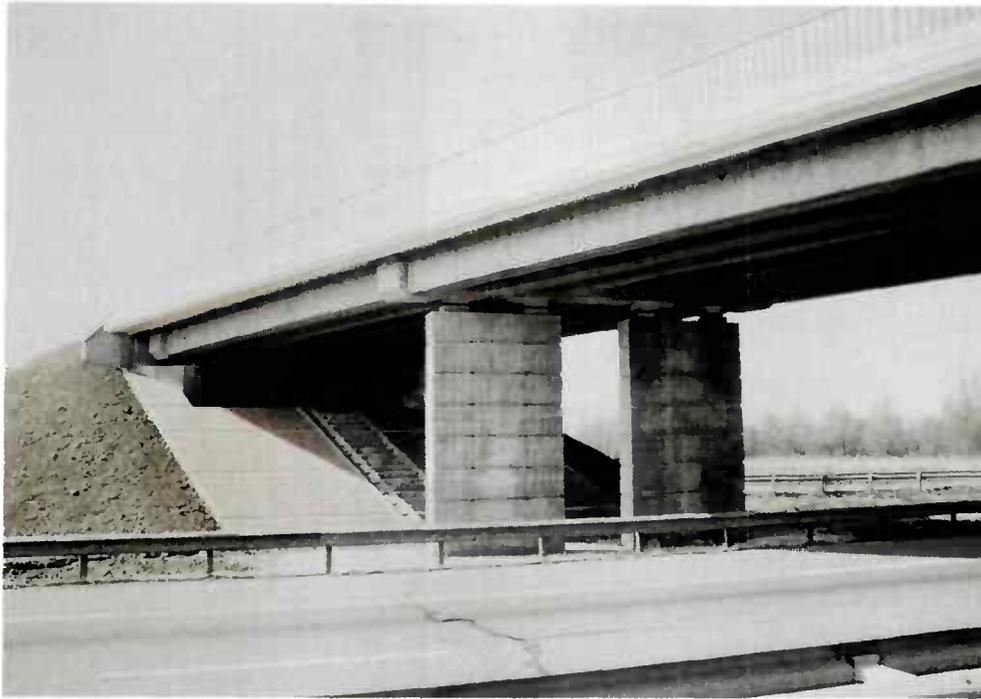


Figure 32 : Culée perchée en tête de talus.

Les éléments principaux d'une culée sont le sommier d'appui et le mur garde-grève. Leurs dispositions constructives sont représentées sur la figure 33.

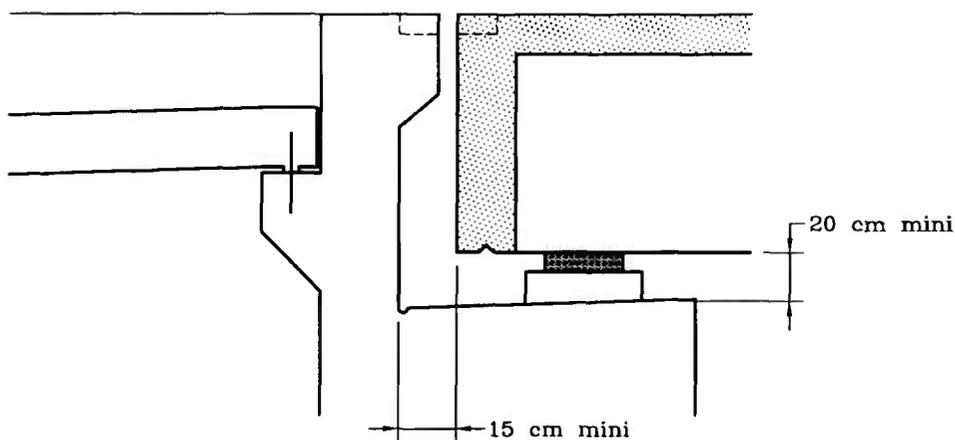


Figure 33 : Aménagement d'une culée.

La dimension du sommier d'appui selon le sens longitudinal de l'ouvrage est conditionnée par les impératifs suivants :

- respecter la distance minimale du bossage ou dé d'appui au parement du sommier ;
- permettre la mise en place des poutres avec une longueur d'about suffisante. Une valeur courante de cette longueur d'about est de 30 centimètres mesurés entre l'axe d'appui et l'extrémité de la poutre, auxquels il faut ajouter l'épaisseur du chaînage arrière éventuel, soit environ 25 centimètres ;

- éloigner la face avant du mur garde-grève de l'extrémité du tablier pour éviter l'accumulation de débris, ce qui est obtenu dès lors que la réservation pour le joint de chaussée est prévue sur un corbeau du garde-grève.

Dans le sens transversal, lorsque les poutres sont appuyées individuellement, le sommier a une largeur à peine inférieure à celle du tablier puisque, le plus souvent, le hourdis ne comporte pas d'encorbellement au-delà des poutres de rive.

2.3.2 - Piles intermédiaires.

Les appuis intermédiaires d'un ouvrage à travées multiples sont constitués en général par des piles de type voile ou des piles de type colonne.

Les poutres sont appuyées en tête de pile sur des chevêtres ou sommiers d'appui, par l'intermédiaire d'appareils d'appui en caoutchouc fretté. La dimension du chevêtre selon le sens longitudinal de l'ouvrage est particulièrement importante dans le cas des travées isostatiques, puisqu'il faut disposer les deux lignes d'appui des travées adjacentes. L'encombrement total est obtenu en tenant compte des distances minimales aux parements, des longueurs d'about des poutres, des chaînages arrière éventuels et en réservant un espace suffisant entre faces d'about en regard.

La figure 34 montre la disposition en tête de pile pour des travées isostatiques.

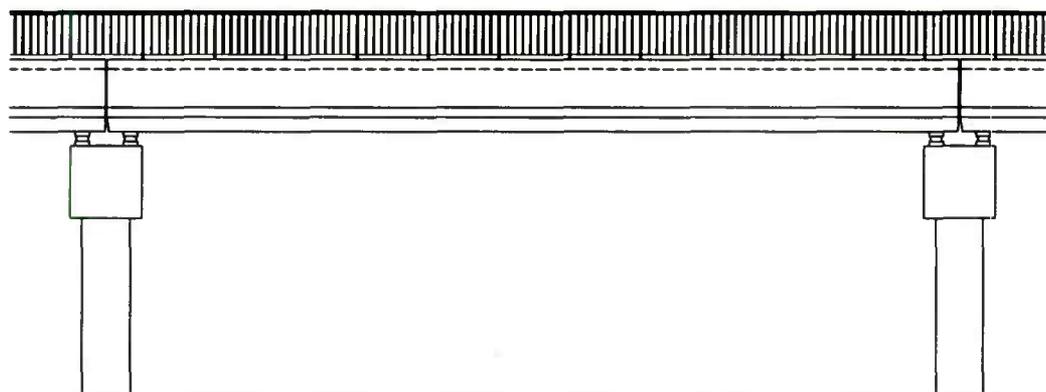


Figure 34 : Dispositions en tête de pile pour des travées isostatiques.

Lorsque les travées sont liées par continuité mécanique, une seule ligne d'appui est suffisante en phase définitive. Le vérinage des appuis, en cas de remplacement d'appareils d'appui, s'en trouve notablement facilité. En outre, la dimension du chevêtre peut être réduite, ce qui est très favorable pour l'esthétique, comme le montre la figure 35. Cette conception ouvre enfin la possibilité à d'autres avantages, dans le cas d'ouvrages biais ou courbes (voir § 2.2.5).

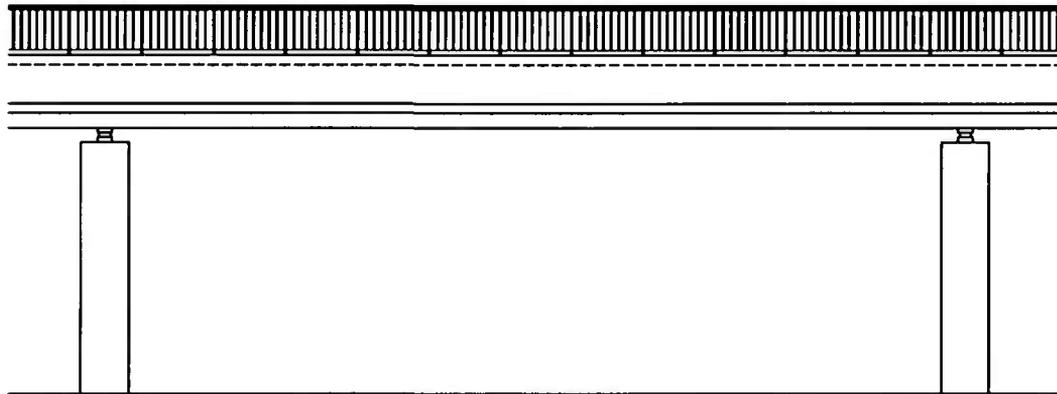


Figure 35 : Dispositions en tête de pile pour des travées continues.

Pour des ouvrages peu larges, jusqu'à environ huit mètres (l'effet d'écran, à éviter, se ferait sentir au-delà de cette limite), il est possible de se dispenser de chevêtre et d'appuyer directement le tablier sur un voile unique en béton armé, éventuellement élargi en tête. C'est également possible dans le cas d'une continuité mécanique, en faisant porter le tablier par les entretoises de continuité qui jouent le rôle de chevêtres incorporés au tablier.



Figure 36 : Piles constituées de voiles rectangulaires.

Dans le cas d'un franchissement routier ou autoroutier, on préfère en général utiliser des piles constituées de voiles rectangulaires, plus résistants aux chocs de véhicules que les colonnes. Pour être efficace à cet égard, il est conseillé de donner aux voiles une épaisseur minimale de 0,50 mètre ; leur longueur minimale est en ce cas de 2 mètres (voir figure 36). Le seul renforcement, sur une hauteur limitée, du soubassement des piles n'est pas suffisant. Au demeurant, une telle disposition n'est pas souhaitable pour l'aspect de l'ouvrage.

D'autres formes de piles, à l'architecture plus élaborée, peuvent également être envisagées, notamment en zone urbaine, lorsque la perception de l'ouvrage s'effectue principalement à distance rapprochée (voir § 2.5.2).

2.4 - FONDATIONS.

Le sol de fondation est un des facteurs de choix de l'implantation des appuis et donc de la répartition des travées. C'est en outre le principal facteur de détermination du type de fondation. De ce fait, il importe de veiller à intégrer dans son choix non seulement les conclusions de l'étude de sol mais également toutes les contraintes de réalisation des fondations (blindages de fouilles, rabattement de nappe, ...), ou celles provenant d'autres ouvrages ou parties d'ouvrage situés à proximité de l'ouvrage à construire. C'est en particulier le cas du doublement d'un ouvrage existant ou celui de la construction d'un ouvrage élargissable à terme. Il s'agit en clair d'orienter le choix vers un type de fondation qui, dans le premier cas, n'occasionne pas de gêne aux fondations existantes ou qui facilite au mieux la construction des fondations à terme, dans le second.

En fonction de ces conclusions et de ces contraintes, le choix s'effectue entre la fondation sur semelles superficielles ou la fondation profonde (pieux, puits ou barrettes).

Le type de fondation le plus simple est bien entendu la fondation superficielle lorsque le bon sol est peu profond. La semelle, qui repose alors sur une couche de gros béton non armé d'environ 10 centimètres d'épaisseur, doit être suffisamment épaisse pour résister au poinçonnement, sans que des armatures verticales (cadres et étriers) soient nécessaires. La base de la semelle doit se situer à un niveau plus bas que la profondeur de pénétration du gel (profondeur hors gel), c'est-à-dire à une profondeur comprise entre 0,50 et 1,50 mètre dans les régions à climat tempéré de la France métropolitaine.

Lorsque le bon sol est profond, la fondation sur pieux s'impose. En fonction de leur portance, les pieux peuvent être soit battus, pour des portances de l'ordre de 1000 kN, soit forés, pour des portances allant jusqu'à 5000 kN environ.

Le cas des sols affouillables mérite une attention particulière. Dans un tel cas, qu'il s'agisse de semelles ou de pieux, il est impératif d'asseoir les fondations à un niveau suffisant pour que leur stabilité soit préservée dans l'hypothèse d'un affouillement maximal. Le choix du niveau des fondations revêt donc en ce cas une grande importance. Des enrochements peuvent être prévus, mais malgré le caractère favorable de cette protection, elle ne doit pas modifier le choix du niveau de fondation.

On peut signaler que si la fondation est susceptible de supporter des étais, il convient de surdimensionner la largeur des semelles comme le montre la figure 37.

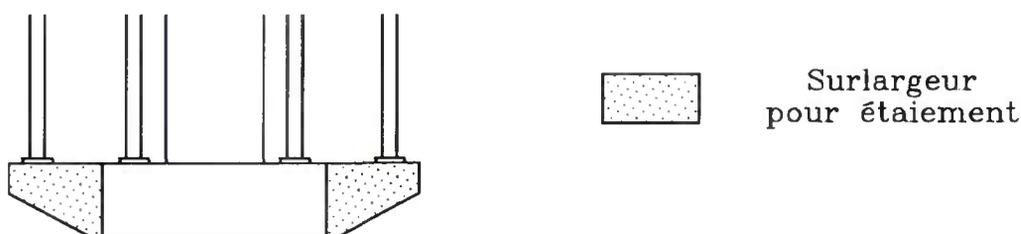


Figure 37 : Semelle élargie pour supporter des étais.

De même, il y a lieu de tenir compte, dans le dimensionnement des fondations, de la dissymétrie des descentes de charges apportées par les poutres en cours de pose (ouvrage en phase de construction), ou par les charges d'exploitation (ouvrage à plusieurs travées indépendantes en phase de service).

2.5 - ESTHÉTIQUE.

L'esthétique d'un ouvrage est un facteur indispensable dont il faut tenir compte dès les premières phases de l'étude, et notamment dans la conception générale.

Comme pour les autres ouvrages, l'aspect global des PRAD est conditionné par leur silhouette générale, c'est-à-dire la toute première image de l'ouvrage perçue par un observateur situé à distance. Cette silhouette se caractérise en particulier par la régularité du profil en long, les proportions et l'harmonie générale des lignes dégagées, l'intégration de l'ouvrage dans l'environnement...

Lorsque l'observateur s'approche de l'ouvrage, cette perception globale s'estompe pour céder la place à la perception des détails, tels que la disposition et l'architecture des appuis, l'aspect des parements, ou encore la forme, la couleur, la proportion des corniches et des dispositifs de retenue par rapport à la face vue du tablier.

2.5.1 - Silhouette générale.

L'œil est très sensible à des discontinuités observées sur les lignes principales d'un ouvrage. Il en est ainsi du profil en long, qui ne devrait jamais comporter de cassure marquée. La régularité peut être obtenue simplement ; par exemple au moyen d'un profil rectiligne dans le cas d'un ouvrage en pente, ou bien par un profil circulaire à grand rayon. Il est à noter, dans cette seconde éventualité, que les profils convexes donnent un aspect bien préférable à celui des profils concaves, qu'il convient donc d'éviter. Rappelons qu'en l'espèce, pour les PRAD, ce profil théorique ne peut être qu'approché par une ligne polygonale, ce qui reste acceptable dans le cas général, en raison de l'importance du rayon de courbure du profil en long par rapport aux portées.

Par ailleurs, l'esthétique d'un ouvrage tient aussi et dans une large mesure aux relations qui existent entre ses dimensions géométriques, aux rapports entre les zones d'ombre et de lumière, aux contrastes entre surfaces pleines et ajourées, aux proportions entre les masses des éléments qui le composent.

A cet égard, il paraît opportun de rappeler ici quelques défauts constatés sur certains ouvrages déjà construits et qu'il convient de trouver la façon d'y remédier. Ces défauts sont l'imperfection du profil en long et le manque d'harmonie de certaines parties d'ouvrage.

Dans le cas des travées indépendantes, l'imperfection du profil en long résulte d'un festonnement du tablier, dû pour l'essentiel à des déformations par fluage du béton des poutres, et qui rend difficile le maintien d'un profil en long satisfaisant dans le temps, malgré les reprofilages et rechargements de chaussée qu'on est amené à effectuer pendant la vie de l'ouvrage (voir la figure 38).

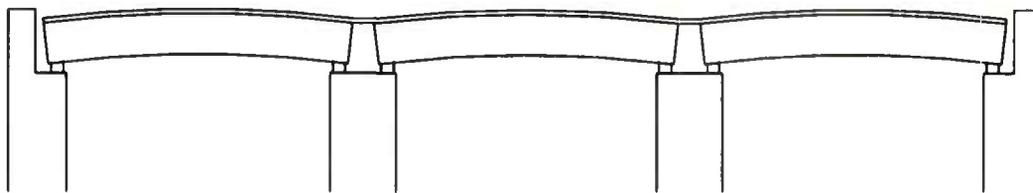


Figure 38 : Imperfections du profil en long, dans le cas d'une succession longitudinale de poutres précontraintes indépendantes (déformations amplifiées).

Des précautions sont donc à prendre pour éviter que la continuité longitudinale des faces vues latérales du tablier ne soit altérée dans le temps par ces déformations différées. Le recours à la continuité mécanique et le choix de corniches appropriées peuvent apporter une solution à ce problème.

Quant au manque d'harmonie, le dédoublement des appareils d'appui de part et d'autre d'un joint intermédiaire impose une largeur relativement importante en tête des piles, soit pour les fûts eux-mêmes, soit pour les chevêtres qui les coiffent, et cette largeur est trop souvent disproportionnée à la hauteur du tablier et à celle du tirant d'air.

Ce manque d'harmonie est mis en évidence sur la figure 39, qui présente un ouvrage dont les piles comportent deux lignes d'appui.



Figure 39 : Aspect d'ouvrage formé de plusieurs travées indépendantes.

La silhouette d'un autre ouvrage rendu continu (voir figure 40) est manifestement plus satisfaisante. La continuité mécanique apporte donc une solution pertinente à ces problèmes.

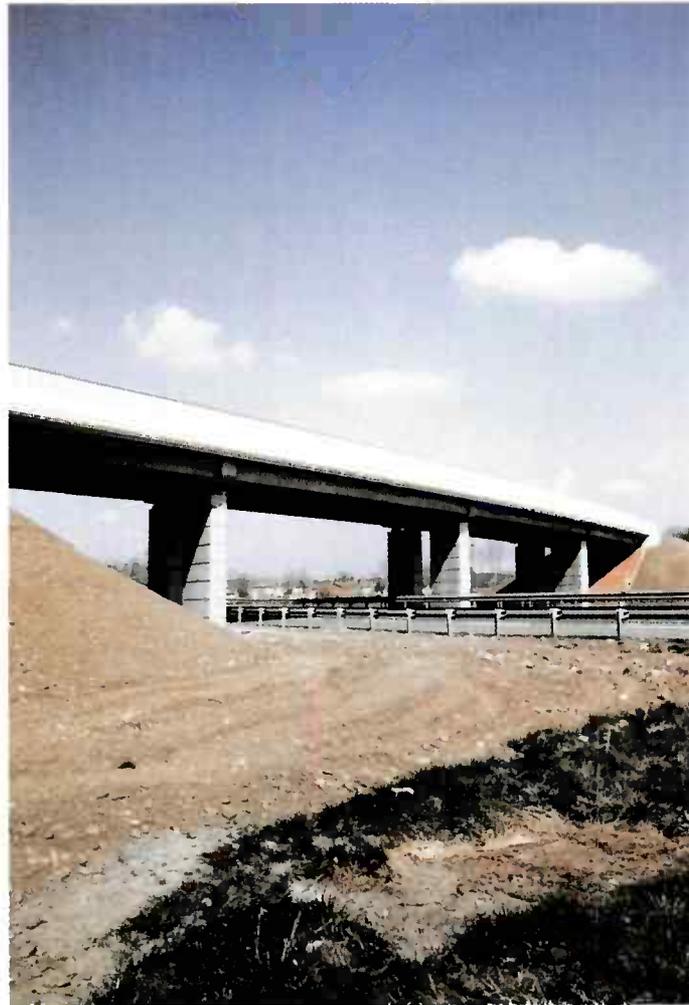


Figure 40 : Aspect d'ouvrage formé de plusieurs travées continues.

Le fonctionnement structurel des ouvrages de type PRAD est immédiatement compréhensible, puisqu'on est en présence de poutres droites de hauteur constante, simplement appuyées sur des appuis verticaux. La forme de la structure est simple et le cheminement des charges paraît clair, même au profane. Il suffit donc de donner aux têtes de piles et au tablier des épaisseurs proportionnées pour que l'ouvrage dégage une impression de stabilité et de sobriété.

Les proportions des ouvertures dégagées sous l'ouvrage dépendent du rapport existant :

- entre le tirant d'air et la longueur (ou la portée) de chacune des travées, d'une part,
- entre les différentes portées, d'autre part.

Elles résultent donc directement des choix retenus pour l'implantation des appuis. Chacun s'accorde à considérer que la forme la plus harmonieuse est représentée par une ouverture rectangulaire allongée de façon proportionnée dans le sens horizontal. Il convient naturellement d'éviter l'excès : un tirant d'air minimal, associé à une grande portée et à un tablier épais, conduirait à un manque de transparence et donnerait une impression d'écrasement. A l'inverse, si une ouverture de forme carrée paraît déjà maladroitement, un rectangle allongé dans le sens vertical est absolument disgracieux.

Dans la mesure où les ouvrages PRAD, en raison de leurs dimensions modérées, ne marquent généralement pas la nature comme les grands ouvrages, il importe de bien réussir leur insertion dans le site. Pour ce faire, il convient de veiller à assurer la meilleure transparence de l'ouvrage, ce qui va de pair avec la visibilité et donc la sécurité pour l'utilisateur. Afin d'aboutir à ce résultat, on évitera la multiplication des appuis intermédiaires ainsi que la présence de culées trop massives à proximité de la voie franchie, qui risqueraient de créer une impression d'étranglement.

2.5.2 - Perception de détail.

a) Disposition des appuis.

A l'approche de l'ouvrage, l'observateur prend conscience plus précisément de la disposition des appuis par rapport à la voie franchie. Il vient d'être dit qu'il convenait de les éloigner de la plate-forme. Pour des raisons de transparence sous l'ouvrage, il est en outre souhaitable de les disposer parallèlement à cette voie. Ils sont donc perpendiculaires à l'axe du pont dans le cas des franchissements droits et disposés selon le biais dans le cas contraire. Si le biais est très important (voir § 2.2.5.b), il peut être avantageux de s'orienter vers d'autres dispositions, par exemple une rectification du biais ou le recours à des piles-marteaux, à condition que cela ne nuise pas à la proportion entre le tirant d'air et les portées (voir ci-dessus).

b) Hauteur vue du tablier.

Les tabliers PRAD sont relativement épais et donc plus massifs que d'autres types de tabliers courants tels que les tabliers-dalles.

Si cet aspect massif s'accommode assez bien des tirants d'air importants, il n'en va pas de même pour les faibles tirants d'air. Dans ce dernier cas, il est souhaitable d'améliorer la transparence et l'harmonie de l'ouvrage en diminuant la hauteur vue du tablier. A cela plusieurs solutions sont possibles :

- diminution de l'espacement des poutres afin de pouvoir réduire leur hauteur ;
- diminution de la longueur des travées : la marge de manœuvre reste limitée, puisqu'elle dépend des possibilités d'implantation des appuis et qu'elle ne doit rompre en aucune manière l'harmonie générale (voir § 2.5.1) ;
- réalisation d'une continuité mécanique, solution qui peut réduire d'environ 10 % la hauteur du tablier, par rapport à la solution de travées indépendantes ;
- emploi de bétons à hautes performances (BHP) qui permet de réduire de 15 à 20 % la hauteur du tablier par rapport aux bétons traditionnels. Une telle démarche peut se trouver pleinement justifiée en raison des multiples autres atouts des BHP (voir § 2.2) ;
- réalisation d'encorbellements suffisamment larges pour réduire, par l'effet d'ombre, la hauteur vue du tablier. Un exemple d'ouvrage PRAD réalisé selon cette conception est présenté au § 4.3.

Dans tous les cas, il convient d'adapter le choix des équipements pour améliorer l'aspect des faces vues du tablier (voir § c et d ci-après).

c) Dispositifs de retenue.

Les dispositifs de retenue sont à choisir parmi la panoplie des solutions présentées dans le dossier GC du SETRA. Leur incidence sur l'aspect de l'ouvrage est importante puisqu'ils complètent la face vue du tablier.

Les garde-corps et la barrière BN4, en raison de leur barreaudage, donnent une impression de légèreté et améliorent la transparence de l'ouvrage.

En revanche, les barrières en béton de type BN1 ou BN2 sont opaques et accroissent l'aspect massif de la structure en augmentant la hauteur vue du tablier. En tout état de cause, elles ne seraient à envisager que pour des tirants d'air importants (voir § 3.6.1).

d) Corniches.

La corniche est l'élément de superstructure qui permet de marquer la ligne de l'ouvrage, puisqu'il s'agit de la partie la mieux éclairée du tablier, donc la plus visible. Dans le cas des tabliers PRAD, dont on a déjà dit qu'ils avaient un aspect massif, il convient de donner à la corniche une hauteur suffisante, convenablement proportionnée à l'épaisseur du tablier.



Figure 41 : Aspect du tablier fini avec ses corniches.

Différents modes de réalisation et divers matériaux sont envisageables pour la fabrication des corniches (voir développement au § 3.6.6).

Le plus rustique serait de réaliser la corniche par du béton coulé en place, ce qui ne permet pas toujours d'obtenir la teinte uniforme et la ligne régulière recherchées. De plus, cette solution oblige à intervenir à l'extérieur des poutres de rive pour accrocher un coffrage risquant d'engager le gabarit pendant la phase des travaux.

Les corniches préfabriquées en béton, qui peuvent bénéficier de parements colorés, ouvragés ou recevoir divers traitements de surface, offrent en général un aspect favorable. Des précautions sont toutefois à prendre pour éviter les risques de coulure au travers des joints.

Il est à noter que les corniches en béton de hauteur importante atteignent rapidement un poids important. C'est pourquoi on s'oriente de plus en plus vers des corniches constituées de matériaux plus légers (fibres, bardages métalliques...) pouvant faire l'objet de recherches architecturales, et qui sont reliées à la structure par l'intermédiaire de rails de fixation.

Dans tous les cas, la mise en place des corniches doit être particulièrement soignée, car les défauts d'alignement sautent aux yeux, ce qui nuit irrémédiablement à l'aspect global de l'ouvrage.

e) Architecture des appuis.

L'aspect de l'ouvrage peut également être sensiblement amélioré par une architecture adaptée des appuis, en particulier dans le cas d'ouvrages urbains.

On peut pour cela être amené à réduire l'emprise au sol en adoptant des piles-marteaux de forme appropriée.

On choisira alors de préférence des fûts de section polygonale ou oblongue, plutôt que circulaire dont l'aspect est monotone ; on recherchera également une proportion équilibrée et un raccord adouci entre le fût et le chevêtre.

Lorsque des descentes d'eaux pluviales sont nécessaires, il est souhaitable, surtout pour les ouvrages urbains, de les rendre discrètes en les dissimulant au besoin dans le corps des appuis. Des aménagements de ces derniers peuvent se révéler nécessaires ; ils sont en général limités pour les culées, mais en revanche ils peuvent être suffisamment importants pour conditionner la forme des piles.

Les culées sont généralement des culées apparentes et implantées en pied de talus, ou des piles-culées semi-enterrées et perchées en crête de talus.

Dans la première solution il est souhaitable d'éviter l'effet de goulet d'étranglement, toujours préjudiciable à la visibilité et à l'aspect (voir figure 42) et, pour les ouvrages urbains, d'animer les parements des murs.



Figure 42 : Effet de goulet dû aux culées implantées trop près de la voie.

Dans la seconde solution, qui dégage naturellement une certaine transparence et légèreté, l'aspect de l'ouvrage sera sensiblement amélioré avec des perrés de texture soignée. Une solution intermédiaire, constituée par des culées semi-apparentes et implantées à mi-hauteur du talus, peut convenir à des ouvrages à travée unique. Un certain nombre de culées de ce type ont été construites et comportent des murs de front légèrement inclinés, dans le but d'améliorer la perception dynamique de l'ouvrage par les usagers de la voie franchie.

Les piles sont constituées soit par un voile unique, soit par un ou plusieurs fûts couronnés ou non par un chevêtre. Les fûts peuvent être des voiles rectangulaires ou des colonnes à la fois solides, particulièrement pour résister avec efficacité à des chocs de véhicules, et esthétiques, notamment dans le cas des ouvrages urbains. D'autres types de piles présentent également un aspect satisfaisant et limitent en outre l'emprise au sol, par exemple les piles-marteaux ou en forme de V. La figure 43 (page suivante) en donne quelques esquisses dont le concepteur peut s'inspirer.

Dans le cas du voile unique, comme d'ailleurs dans celui des culées apparentes ou semi-transparentes (voir ci-dessus), la qualité des parements est le principal facteur qui conditionne l'aspect.

Dans le cas des voiles multiples, c'est la proportion entre les pleins et les vides qu'il est important d'équilibrer. Par ailleurs, on choisira en ce cas, pour une même ligne d'appui, des voiles identiques plutôt que des voiles de longueur inégale qui risquent de produire un effet anarchique. Pour ce qui est de la forme des colonnes, les sections polygonales ou oblongues sont préférables à la section circulaire d'aspect monotone, surtout si elle est lisse.

Enfin, lorsqu'il est nécessaire de prévoir des chevêtres en tête de piles, il est souhaitable de limiter leur taille, afin de conserver la transparence de l'ouvrage. La conception recourant à la continuité mécanique permet d'envisager la suppression de ces chevêtres d'appui, ce qui est particulièrement intéressant lorsque l'ouvrage est courbe ou de largeur variable.

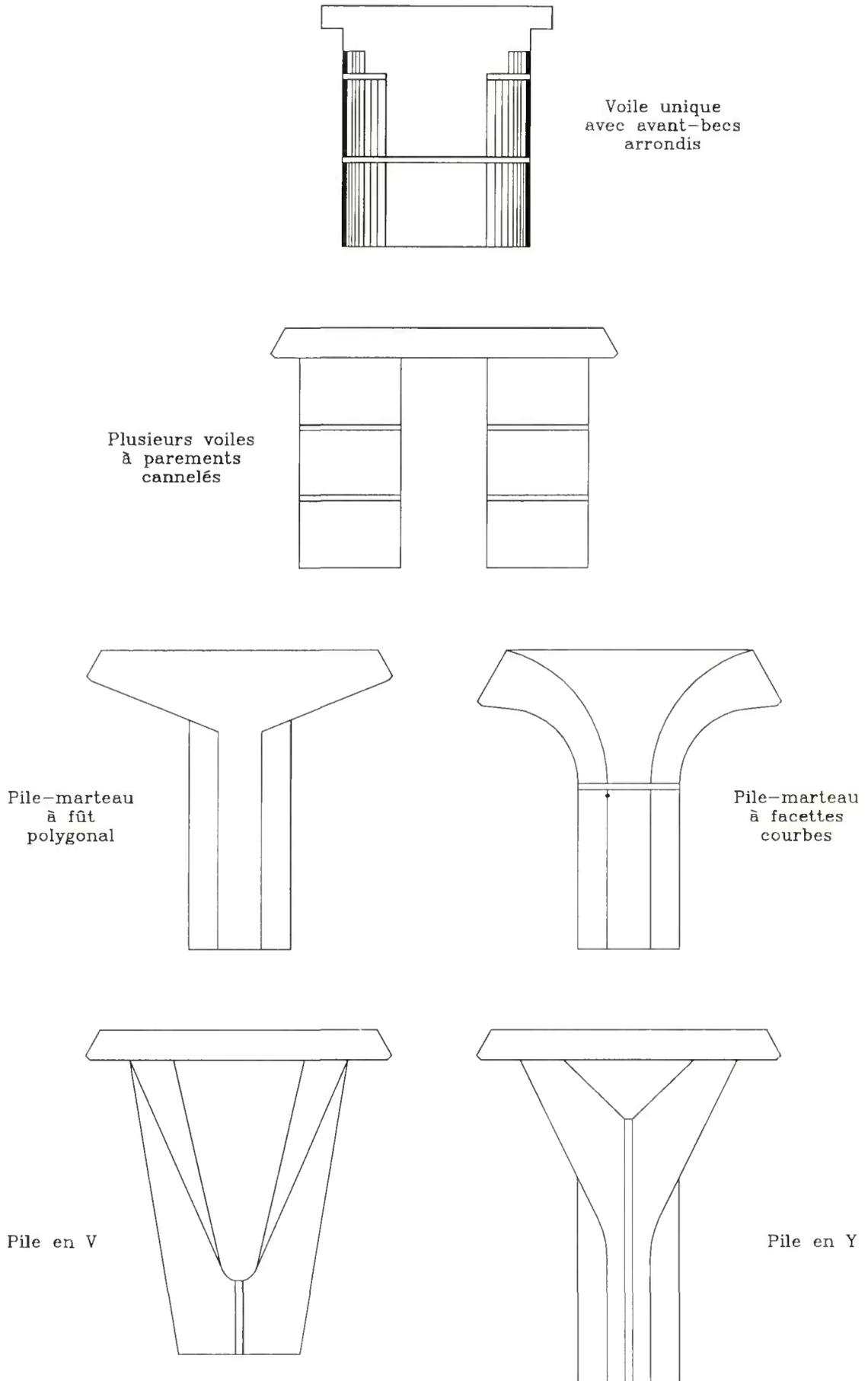


Figure 43 : Quelques formes de piles.

f) Parements.

La qualité des parements constitue un facteur important de l'esthétique des ouvrages. Elle est bien sûr fonction de l'unité de teinte et d'aspect du béton dans l'ouvrage, mais aussi de leur pérennité. S'il est donc nécessaire, au stade de l'exécution, de veiller à la qualité du béton, des coffrages et au soin apporté à la mise en œuvre (voir chapitre V du fascicule 65-A), il faut également, dès la conception, avoir prévu un système d'assainissement de l'ouvrage et des formes de corniches tels que les eaux de ruissellement ou d'infiltration ne viennent pas tacher les faces vues.

Dans le cas des PRAD, les surfaces visibles comprennent le flanc des poutres, les corniches et les appuis. Les poutres, préfabriquées en usine, présentent en général un aspect satisfaisant et sont en partie masquées par les corniches. Les parements de béton sont donc constitués principalement par les piles et, lorsqu'elles sont apparentes, par les culées.

Pour améliorer l'aspect, pas toujours satisfaisant, des parements lisses bruts de décoffrage, on peut envisager d'intervenir sur leur texture, leur couleur ou leur relief. Parmi les moyens mis en œuvre avec succès, on peut citer :

- l'utilisation de matrices dans les coffrages permettant d'obtenir des parements architecturaux ;
- les traitements mécaniques de surface (sablage, bouchardage) ;
- l'incorporation de pigments dans la masse du béton.

Par ailleurs, la continuité du tablier, qu'il convient de préserver, implique une continuité de la teinte du béton des faces latérales du tablier, notamment dans les zones de jonction poutres-entretoises. A cet effet, la première condition est d'employer pour ces éléments de structure (poutres et entretoises) la même nature de ciment avec si possible le même dosage, dans la mesure où c'est le ciment qui conditionne pour une large part la teinte du béton. Il en va de même pour la nature du coffrage. Cependant, malgré ces précautions, une différence de teinte peut subsister, du fait de la différence d'âge des bétons, au moins pendant les premières années de la vie de l'ouvrage. Il est possible de masquer ce défaut par des corniches de forme appropriée. L'emploi de telles corniches semble également judicieux, lorsque la teinte des poutres de rive paraît trop grise (dans le cas d'emploi de bétons à hautes performances par exemple).

Pour conclure, on ne peut que recommander la sobriété dans les choix esthétiques. L'ornement ajouté à la structure est certes nécessaire et permet d'agrémenter ou de souligner son architecture, à condition de rester à l'échelle de l'ouvrage, mais il ne peut en aucune manière remédier à un défaut ni à une erreur de conception générale.

Enfin, il ne faut pas croire qu'un pont d'aspect médiocre soit meilleur marché qu'un pont d'aspect agréable. On peut obtenir une amélioration sensible de la qualité esthétique des ouvrages pour un supplément de coût très raisonnable, de l'ordre de quelques pour-cent du coût de l'ouvrage.

Page laissée blanche intentionnellement

CHAPITRE 3

CONCEPTION DÉTAILLÉE

3.1 - PARAMÈTRES PRINCIPAUX DE LA POUTRAISON.

Lorsque l'implantation des appuis a été effectuée et donc que les portées des poutres sont fixées, le projeteur doit déterminer l'élancement du tablier.

La première contrainte à respecter est naturellement constituée par l'espace disponible entre le gabarit éventuel à dégager et la ligne rouge de la voie portée.

Il faut également prendre en considération l'aspect esthétique de l'ouvrage en cherchant à atténuer le caractère relativement massif de la structure, en particulier si le tablier est proche du sol.

Plusieurs solutions, de valeur technique comparable, sont en effet possibles selon que l'on accorde la prépondérance à l'un ou l'autre des deux critères évoqués ci-après.

– *critère d'économie* : cette option peut être envisagée quand l'ouvrage n'est soumis à aucune contrainte de gabarit. On choisit alors des poutres hautes et relativement espacées. Les considérations esthétiques recommandent cependant de se limiter à des hauteurs correspondant à un élancement global (rapporté à l'ensemble de la poutre et du hourdis associé) de 1/15 pour des travées isostatiques (voir § 2.5).

– *critère de gabarit* : dans ce cas, la hauteur de poutres à retenir résulte directement de l'épaisseur disponible et leur espacement doit être resserré. Il n'est toutefois pas économique de rechercher une minceur extrême, car la quantité d'armatures de précontrainte nécessaire croît très rapidement quand l'épaisseur du tablier diminue. Il paraît prudent de se limiter à un élancement du 1/22, dans le cas des travées isostatiques, pour que le ratio de précontrainte reste acceptable.

Les paramètres fondamentaux permettant de définir la section transversale du tablier sont ainsi :

- l'élancement ;
- le type des poutres, intervenant principalement par la largeur des talons ;
- l'espacement entre axes des poutres.

Lorsque deux de ces paramètres sont fixés, le troisième en découle. C'est en général le troisième paramètre, l'espacement, qui résulte du choix des deux premiers, l'élancement et le type de poutres. Il n'est d'ailleurs pas opportun, au stade de l'avant-projet, d'imposer *ne varietur* le nombre de poutres, puisqu'on ne peut préjuger des dimensions exactes du modèle de poutre retenu pour l'exécution. Il est donc conseillé de n'imposer à ce stade que la hauteur du tablier et la position des poutres de rive ; en revanche, au stade des études ultérieures, il est nécessaire de préciser la position de toutes les poutres en tenant compte, en outre, de l'emplacement des dispositifs d'évacuation des eaux.

Pour fixer les idées, on peut indiquer que les *élancements globaux* de tabliers fréquemment retenus se situent dans une plage comprise entre le 1/18 et le 1/20 pour les travées indépendantes. Pour les travées rendues continues, du fait de la diminution des efforts en travée dus aux superstructures et aux charges d'exploitation, il est possible de porter cet élancement :

- environ au 1/23, si le clavage est assuré par du béton armé,
- voire au 1/25, si le clavage est assuré par du béton précontraint.

Ces élancements correspondent à un béton traditionnel ; notons que l'utilisation de bétons à hautes performances permettrait, avec des espacements entre poutres identiques, de réduire leur hauteur d'environ 15 à 20 %.

La technique du clavage est développée au § 3.4.

Dans la pratique, compte tenu des modèles de poutres figurant dans les gammes de produits des préfabricants, les espacements entre axes de poutres sont couramment compris entre 0,80 et un mètre. Lorsque le critère d'épaisseur minimale du tablier a été jugé prépondérant, on peut aller à la limite jusqu'à disposer des poutres quasi-jointives. Dans ce cas encore, on peut noter que l'emploi de bétons à hautes performances permettrait, pour des hauteurs de poutres égales, d'en réduire le nombre (en ordre de grandeur d'une à deux poutres par travée) et donc d'augmenter leur espacement.

Quant à la largeur des talons de poutres, elle est dimensionnée par la condition de la résistance à la compression du béton en situation de construction ou par les conditions d'encombrement des armatures (torons et aciers passifs). Ce dernier critère peut devenir déterminant dans le cas d'emploi de bétons à hautes performances. Par ailleurs, il a été démontré que dans une section transversale du tablier, la largeur totale de talons nécessaire pour satisfaire la première condition est inversement proportionnelle au carré de l'élancement. Il en résulte que la largeur de talon d'une poutre est indépendante de la portée, si l'élancement et le nombre de poutres restent constants.

3.2 - POUTRES.

3.2.1 - Choix du type de poutres et de leurs dimensions.

Les types de poutres les plus couramment utilisés pour les ouvrages d'art ont été énumérés au paragraphe 2.2.1, en précisant à quelles gammes de portées ils étaient adaptés.

Pour les formes les plus élaborées, chaque préfabricant a mis au point des séries de coffrages ayant des dimensions qui lui sont propres et qui permettent de réaliser des poutres dont la section présente un rendement mécanique amélioré.

Les poutres *les plus utilisées* sont les poutres rectangulaires, les poutres en I à section constante ou à section variable, c'est-à-dire comportant des épaissements d'âme aux abouts.

Leur emploi est essentiellement conditionné par la portée, comme le montre le tableau de la figure 44 ci-après.

Portées (m)	10	12	15	20	25	30	35
Rectangle	■	■	■	■			
I constant			■	■	■	■	
I variable				■	■	■	■

■ Domaine d'emploi courant.

■ Extension du domaine d'emploi.

Pour les poutres rectangulaires, l'extension à 20 mètres est possible en jumelant les poutres.

Figure 44 : Portées des types de poutres les plus utilisés en béton traditionnel.

Ce tableau, ainsi que les dimensions de sections précisées ci-après, sont établis pour les poutres en béton traditionnel. L'emploi de bétons à hautes performances permettrait, en fixant les autres paramètres, soit d'élargir les gammes de portées de chaque type de poutres, soit de diminuer le nombre de poutres (d'environ une à deux poutres par travée) et donc d'augmenter leur espacement, soit encore de réduire leur hauteur de 15 à 20 %.

a) - Poutre rectangulaire :

Selon les usines, sa largeur peut varier de 25 à 40 centimètres. La gamme des hauteurs s'échelonne généralement entre 30 et 80 centimètres. La simplicité du coffrage permet une fabrication et une mise en place faciles pour le ferrailage passif.

b) - Poutre en I de section constante :

Ce type de poutres peut être utilisé lorsque le calcul des contraintes de cisaillement montre que l'épaisseur courante de l'âme est suffisante, même au voisinage des appuis. La gamme des hauteurs courantes va de 0,80 à 1,20 mètre. Les largeurs de talon sont de l'ordre de 40 à 50 centimètres. La largeur de l'âme, généralement comprise entre 15 et 20 centimètres, est choisie en fonction de l'espacement entre axes des poutres. Les épaisseurs aux extrémités des membrures inférieure et supérieure ainsi que les pentes des goussets de raccordement à l'âme ont des valeurs particulières à chaque préfabricant.

c) - Poutre en I avec épaisseur rectangulaire aux abouts :

Le recours à ce type de poutres devient nécessaire si le cumul des contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant, à la torsion et à l'introduction de la précontrainte n'autorise plus le choix d'une âme d'épaisseur constante. On est amené dans ce cas à renforcer l'épaisseur de l'âme dans la zone proche des appuis. La poutre présente ainsi en partie courante une section en I à âme mince, dont l'épaisseur est de l'ordre de 15 centimètres (13 centimètres semblant constituer un strict minimum pour respecter l'enrobage des étriers) et aux extrémités, une section rectangulaire. Le raccordement entre les deux types de sections est progressif. La longueur du blochet d'extrémité résulte des calculs de cisaillement.

On a déjà indiqué que ce profil était particulièrement bien adapté pour permettre la réalisation des très grandes portées du domaine d'emploi. C'est pourquoi la gamme des hauteurs s'échelonne entre 1,00 et 1,80 mètre. Les largeurs de talon peuvent atteindre une soixantaine de centimètres.

Les autres poutres, moins utilisées, sont :

d) - Poutre trapézoïdale :

Elle présente des dimensions analogues à celles des poutres rectangulaires. Les deux variantes possibles quant à la position de la petite base résultent de la conception retenue pour le coffrage. Dans le cas de la petite base inférieure, dont la largeur peut aller de 20 à 30 centimètres, un moule "cuvette" permet le décoffrage instantané de l'élément grâce à la cambrure provoquée par la mise en précontrainte (relâchement des armatures). Lorsqu'au contraire la petite base est située en fibre supérieure de la poutre, le coffrage utilisé est du type moule "pondeur".

e) - Poutre en auge :

Ce profil est obtenu à partir du précédent (trapèze à petite base inférieure) en écartant les parois extérieures du coffrage et en créant un évidement central. Comme il est en outre nécessaire, pour respecter les enrobages, de donner une épaisseur suffisante aux nervures latérales, la largeur à la base de la poutre doit être sensiblement plus importante.

3.2.2 - Précontrainte longitudinale.

En précontrainte par pré-tension, il est nécessaire que les armatures utilisées présentent une adhérence de forme pour que leur liaison au béton soit efficace. Deux types d'armatures possèdent cette caractéristique, les fils crantés et les torons. En pratique, les fils sont plutôt réservés aux petites sections rectangulaires, utilisées pour des ouvrages de portée modeste. Dans les autres cas, compte tenu de l'effort de précontrainte à exercer et dans le souci de limiter le nombre d'armatures à mettre en tension, on s'oriente en général plutôt vers des torons, T13 ou T15.

Le plus souvent, les armatures sont rectilignes sur toute la longueur du banc de préfabrication. L'excentricité de la précontrainte, relativement forte, reste donc constante en toute section de poutre. Dans la zone centrale, les effets antagonistes du moment de précontrainte et du moment de poids propre permettent de respecter sans difficulté particulière les contraintes limites du béton (compression en fibre inférieure, traction en fibre supérieure). En revanche, près des extrémités, l'effet de la précontrainte peut se révéler trop important. On est alors obligé de neutraliser l'adhérence de certaines armatures par un gainage régnant depuis l'about jusqu'à une distance appropriée, déterminée par le calcul.

Ponctuellement, pour quelques ouvrages de grande portée, on a résolu les problèmes posés par l'excès de précontrainte aux extrémités de poutres par d'autres procédés :

• Déviation d'armatures.

Cette méthode, qui peut d'ailleurs être utilisée en association avec les gainages horizontaux, consiste à relever une fraction des armatures de précontrainte au voisinage des abouts de poutre au moyen de déviateurs, de manière à diminuer l'excentricité de la précontrainte. Elle permet en outre de bénéficier d'une certaine réduction d'effort tranchant, grâce à la composante verticale de la précontrainte des armatures déviées.

La solution est assez peu utilisée en France, car elle nécessite un matériel particulier sur le banc de préfabrication, permettant l'accrochage des armatures déviées en fond de moule. Le coût d'investissement de ce matériel serait disproportionné avec la fréquence d'emploi pour des usines non équipées.

- **Système "pré-post".**

Ce procédé est envisageable lui aussi pour les grandes portées, lorsque la poutre seule n'est pas capable de supporter la totalité de la précontrainte nécessaire dans l'ouvrage en service, ou encore si la puissance du banc est insuffisante. Cette solution est en quelque sorte intermédiaire entre les poutres de type PRAD, précontraintes par pré-tension, et les poutres de type VIPP, précontraintes par post-tension.

Dans le système pré-post, la première famille de précontrainte, appliquée sur une section résistante constituée de la poutre seule, est réalisée par des armatures de pré-tension. La deuxième famille est appliquée sur la section complète, poutre et hourdis associé, et comporte des câbles de post-tension complémentaires.

Par ailleurs, dans le cas des PRAD rendus hyperstatiques, on peut être amené à employer des armatures de précontrainte post-tendues pour comprimer les joints de continuité. Ces armatures peuvent être placées à l'intérieur ou à l'extérieur du béton des poutres (voir § 3.4.2 c).

3.2.3 - Ferrailage longitudinal des poutres.

Les armatures utilisées sont admises au droit d'usage de la marque NF « Armatures pour béton armé », délivré par l'AFCAB (Association française de certification des armatures du béton), organisme mandaté par l'AFNOR.

La détermination des sections d'acier nécessaires résulte des prescriptions des règles BPEL 91. Il s'agit, soit de conditions forfaitaires de ferrailage minimal, soit de conditions mécaniques.

Sur tout le périmètre de la poutre préfabriquée, on doit disposer un *ferrailage de peau* (BPEL 6.1,31) constitué d'armatures de petit diamètre, convenablement réparties. Il est loisible de compter comme armatures de peau les armatures de précontrainte pré-tendues voisines d'un parement ; toutefois, au-delà de 5 centimètres, ces armatures ne sont plus efficaces pour limiter l'ouverture des fissures. Les armatures de peau sont renforcées, au voisinage des fibres tendues, par un ferrailage dit de *reprise des tractions* (BPEL 6.1,32) résultant des calculs de flexion. Il est à noter que pour les aciers de fibre supérieure, ce sont les phases de levage et de transport qui sont souvent prépondérantes.

Au voisinage des abouts, les armatures de fibre inférieure doivent en outre être notablement renforcées pour participer à la reprise des tractions du béton, à l'équilibrage de la bielle d'effort tranchant, en complément des armatures de précontrainte, pour assurer la couture du coin inférieur de la poutre, ainsi que pour la liaison avec le chevêtre de continuité dans le cas des structures hyperstatiques. L'attention est particulièrement attirée sur le recouvrement correct des aciers, conforme à la *règle du décalage* (rappelée en détail dans le § 3.4.2.d) dont la non-application est une des causes d'insuffisance d'armatures, donc de fissurations constatées dans les poutres, en particulier dans la zone de gainage des armatures de précontrainte. Le ferrailage des zones de clavage fait également l'objet d'un développement dans ce paragraphe.

Enfin, dans le cas de tabliers de biais prononcé (angle de biais inférieur à 70 grades environ), l'importance des efforts de torsion dans les poutres, et surtout dans les poutres de rive, peut nécessiter un ferrailage renforcé sur *toute leur longueur*, constitué d'armatures placées aux angles de leur section.

3.2.4 - Ferrailage transversal des poutres.

Pour les formes de poutres les plus élaborées (poutres en I), le ferrailage transversal se compose de plusieurs types d'éléments : les étriers d'âme, les cadres de talon et de membrure supérieure, et les aciers de couture entre la poutre et le hourdis. Pour les petites poutres de forme simple, rectangulaire ou trapézoïdale, un seul type peut remplir toutes ces fonctions.

En partie courante, l'espacement des étriers dépend des sollicitations tangentées et résulte de calculs de cisaillement sous l'effet combiné de l'effort tranchant et de la torsion. Près des abouts, s'ajoutent les effets de la diffusion de la précontrainte. Il convient naturellement de jouer sur les diamètres et les espacements pour ne pas aboutir à un ferrailage trop dense (voir figure 45).

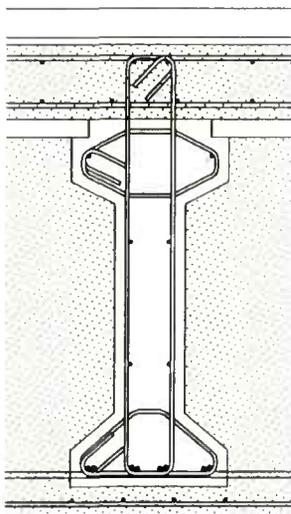


Figure 45 : Principe du ferrailage du tablier dans la section sur pile.

Les cadres de talon et de table supérieure permettent l'accrochage de ces membrures sur l'âme. Leur façonnage ne doit pas créer de poussée au vide, c'est pourquoi leurs extrémités sont généralement croisées avant ancrage dans l'âme. Leur diamètre est souvent choisi identique à celui des étriers, ce qui permet par commodité d'adopter un espacement double. Près des abouts, quelques cadres de talon faiblement espacés remplissent en outre un rôle de fretage du paquet d'armatures de précontrainte.

Pour équilibrer les efforts de glissement ainsi que les efforts dus au retrait différentiel existant à la jonction entre la poutre et le hourdis, il est nécessaire de prévoir des aciers de couture qui sortent au-dessus des poutres. Ceci est obtenu pour partie en prolongeant les étriers d'âme au-delà de la fibre supérieure, et pour le reste au moyen de fers en U renversés, ancrés dans la table de compression de la poutre. Cette disposition existe sur toute la zone où le hourdis doit effectivement être accroché aux poutres. Elle disparaît bien entendu dans la zone située au-dessous de la dalle de continuité.

La présence d'un dispositif de retenue tel que la BN4 ou similaire est susceptible d'entraîner des efforts supplémentaires dans le hourdis et les poutres de rive. La conception détaillée du hourdis (coffrage et ferrailage) doit être adaptée en conséquence (voir § 3.5.2 et 3.5.5). Par ailleurs, les armatures transversales des poutres de rive doivent être renforcées pour reprendre les efforts de cisaillement de torsion. Nous recommandons à cet effet une densité de ferrailage transversal de 3 cm^2 par mètre longitudinal *au minimum*, soit par exemple un cadre HA 10 tous les 25 centimètres.

Pour les tabliers de biais prononcé (angle de biais inférieur à 70 grades environ), les efforts de torsion dans les poutres, surtout dans les poutres de rive, deviennent également importants et peuvent nécessiter un ferrailage vertical renforcé sur toute leur longueur, constitué de cadres fermés enveloppant leur section.

3.3. - DALLETTES DE CONTINUITÉ.

Les dispositions constructives rappelées ci-après ont reçu la sanction de l'expérience et doivent pouvoir convenir pour la plupart des ouvrages :

- la longueur minimale de la dalle est de l'ordre de un mètre ;
- son épaisseur est constante, longitudinalement et transversalement ;
- une épaisseur de 15 centimètres lui procure une souplesse suffisante, tout en assurant une bonne sécurité au poinçonnement ;
- l'ouvrage ne présente pas de courbure en plan prononcée, ni de biais trop important ;
- les armatures de connexion entre la poutre et le hourdis sont renforcées au niveau des extrémités de la dalle pour assurer un bon "accrochage", notamment vis-à-vis du retrait différentiel.

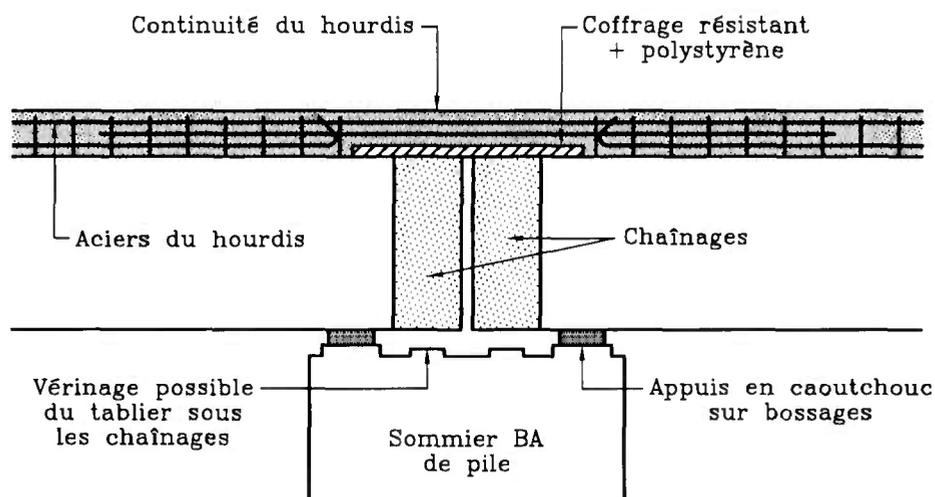


Figure 46 : Dalle de continuité (conception classique).

La détermination par le calcul du ferrailage de la dalle peut se faire à partir des efforts résultant des charges qui lui sont directement appliquées et des déformations qui lui sont imposées (rotations sur appui des travées adjacentes). En dépit de sa souplesse, la dalle peut être le siège d'une fissuration importante. Il convient de limiter l'ouverture des fissures en les répartissant au moyen d'aciers de petit diamètre et de faible espacement.

Pour les dimensions de dalle indiquées plus haut, on pourra disposer sur chaque face des armatures longitudinales constituées de 8 HA 12 par mètre transversal de tablier, ce qui représente par face 0,6 % de la section de béton. On passera progressivement de cette section à la valeur courante en travée, en prolongeant dans le hourdis une armature sur deux au delà de leur longueur de scellement, sur une distance de l'ordre de deux mètres.

Les armatures transversales de la dalle sont elles aussi disposées en deux nappes. Sur chaque face, leur section n'est pas inférieure au tiers de la section des armatures longitudinales.

D'autres conceptions existent. Nous reproduisons sur la figure 47 la solution couramment pratiquée en Belgique, qui semble à l'expérience donner satisfaction. Par rapport à la conception classique, l'entretoise est ici beaucoup plus souple et les moments d'encastrement de la dalle sont donc moins importants. Par ailleurs, cette solution se caractérise par un hourdis de continuité très mince (10 centimètres) et très ferrailé (10 HA 16 par mètre transversal sur chaque face).

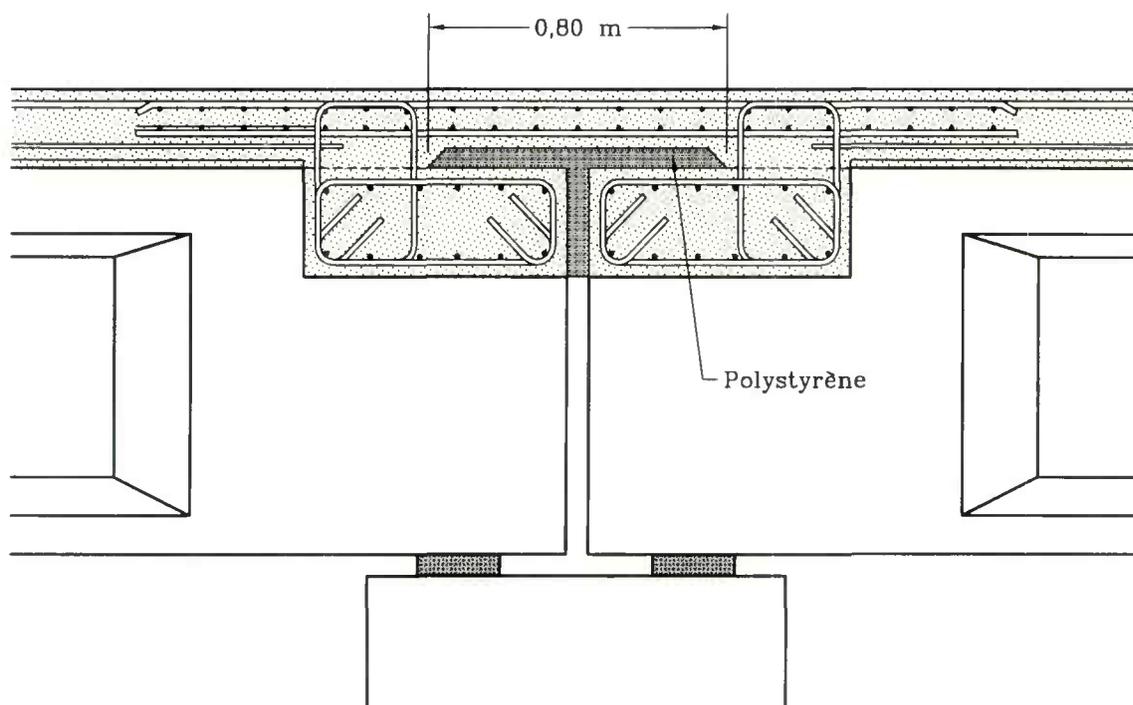


Figure 47 : Dallette de continuité (autre conception).

3.4 - ENTRETOISES ET CHAINAGES.

Les entretoises et les chaînages sont des éléments transversaux destinés principalement à rigidifier le tablier vis-à-vis des déformations et des déplacements latéraux. En outre, au niveau des culées, ces pièces ont pour rôle d'assurer une bonne tenue des joints de chaussée, notamment vis-à-vis des déformations verticales du tablier.

Outre les charges, généralement faibles, amenées par le hourdis, ces éléments peuvent être sollicités par des charges concentrées apportées par des appareils d'appui ou des vérins, dans le cas où ceux-ci ne sont pas tous placés sous les poutres.

On peut distinguer les entretoises ou chaînages des travées indépendantes (§ 3.4.1) des entretoises de continuité (§ 3.4.2).

Quant aux entretoises des tabliers à poutres-caissons, elles constituent un cas particulier qui sera développé au § 3.4.3.

3.4.1 - Cas des travées indépendantes.

Dans le cas des ouvrages à travée unique ou à plusieurs travées indépendantes, éventuellement attelées au niveau du hourdis, les entretoises ou chaînages sont dimensionnés au minimum constructif. En particulier, leur largeur droite minimale peut être fixée aux environs de :

- 25 cm, lorsque les appareils d'appui et les vérins sont *tous* placés sous les poutres ;
- 40 cm dans le cas contraire.

Leur ferrailage est déterminé d'une part en fonction de règles de bonne construction, et d'autre part en fonction des efforts apportés par les appareils d'appui et les vérins, lorsqu'ils ne sont pas placés sous les poutres.

3.4.2 - Cas des travées rendues continues.

Ce qui précède reste encore valable pour le dimensionnement et le ferrailage des entretoises ou chaînages sur culées.

En revanche, la conception détaillée des *entretoises sur piles* est différente, puisqu'elles assurent en plus la continuité mécanique du tablier (poutres et hourdis). Leur comportement est non seulement le comportement d'une entretoise proprement dite comme dans le cas précédent, mais aussi celui d'un noyau de clavage.

Les dispositions constructives concernent essentiellement :

- Leur largeur : un dimensionnement correct doit assurer dans de bonnes conditions la mise en place à la fois du ferrailage et du béton, ainsi que la transmission des efforts.
- Le dimensionnement et le façonnage de leur ferrailage : la liaison entre éléments préfabriqués et béton coulé en place doit assurer le monolithisme de l'ensemble pour les efforts à transmettre. Cela implique notamment que toute surface de reprise soit traversée par des aciers assurant la transmission des moments et des cisaillements.
- Le traitement des surfaces de reprise, qui doit les rendre propres et rugueuses, afin d'améliorer l'adhérence et le frottement entre surfaces de bétons d'âges différents.
- La qualité du béton de clavage coulé en place, qui doit assurer dans de bonnes conditions le remplissage, la résistance et surtout la durabilité de l'assemblage et donc du tablier lui-même.

Par ailleurs, une très bonne étanchéité du tablier est indispensable et exige des soins particuliers dans le choix de la qualité et la mise en œuvre de la chape.

A cet effet, les indications suivantes peuvent être appliquées pour le dimensionnement et le ferrailage des *entretoises sur piles*.

a) Dispositions constructives.

Il s'agit de déterminer la largeur des entretoises de continuité, afin de satisfaire les conditions ci-dessus.

Comme dans le cas général, il est souhaitable, pour des raisons d'aspect, de matérialiser les joints par un coffrage approprié. Ce principe peut se traduire par les dispositions constructives présentées sur les figures 48, 50 et 51 où l'entretoise comporte, sur toute sa longueur, une partie en saillie de 10 à 20 centimètres par rapport à la sous-poutre. De ce fait, l'entretoise est assez nettement démarquée par rapport à la sous-face du tablier par une retombée rectiligne. Dans le cas des ouvrages biais, cette retombée a pour effet très favorable de masquer les reprises de bétonnage en dents de scie des faces d'about des poutres.

A cet effet, on peut prévoir :

- un engagement partiel des poutres dans l'entretoise sur quelques centimètres (3 cm au minimum), afin de faciliter son coffrage ;
- des abouts de poutres biseautés dans le cas des tabliers biais, afin de réduire la largeur de l'entretoise ; la réalisation de ces abouts particuliers est possible en usine.

• **Ponts droits :**

Pour un pont droit et dans le cas d'un clavage en béton armé, la largeur w du vide (voir figure 48) peut être définie par la condition suivante :

$$w \geq w_0 = \max(60 \text{ cm}, L/30),$$

où L désigne la portée biaise la plus longue du pont.

La largeur de l'entretoise quant à elle est égale à :

$$a = w + 2.e$$

où e désigne l'engagement des poutres dans l'entretoise.

Une valeur plus faible que w_0 n'est pas conseillée, car elle entraînerait une complication du ferrailage (la technique, très contraignante, de façonnage en double boucle étant alors exigée) et, en raison de la densité des aciers, une mise en place très difficile des aciers et du béton.

Dans l'hypothèse d'un clavage en béton précontraint, il serait possible en revanche de réduire la largeur de l'entretoise.

• **Pont biais :**

Pour un pont biais, la largeur du vide peut être définie par :

$$w \geq w_0 / \sin(\varphi)$$

où w_0 est défini comme ci-dessus et φ , l'angle de biais formé par l'axe longitudinal du pont et la direction des lignes d'appui.

La distance, d , entre les deux faces d'about en regard (voir figure 48) :

$$d = w + b \{ \cotg(\varphi) - \cotg(\alpha) \}$$

La largeur biaise, a , de l'entretoise quant à elle est égale à :

$$a = w + 2.e + 2.b \{ \cotg(\varphi) - \cotg(\alpha) \}$$

Dans ces relations, on a désigné par :

- b , la largeur d'un talon de poutre,
- e , l'engagement minimum des poutres dans l'entretoises (voir ci-dessus),
- φ , l'angle de biais,
- α , l'angle de biseau ; pour les biais modérés ($\varphi \geq 70$ grades), l'about des poutres est découpé suivant le biais de l'ouvrage.

Les largeurs a , d , e , w sont mesurées *parallèlement aux poutres*.

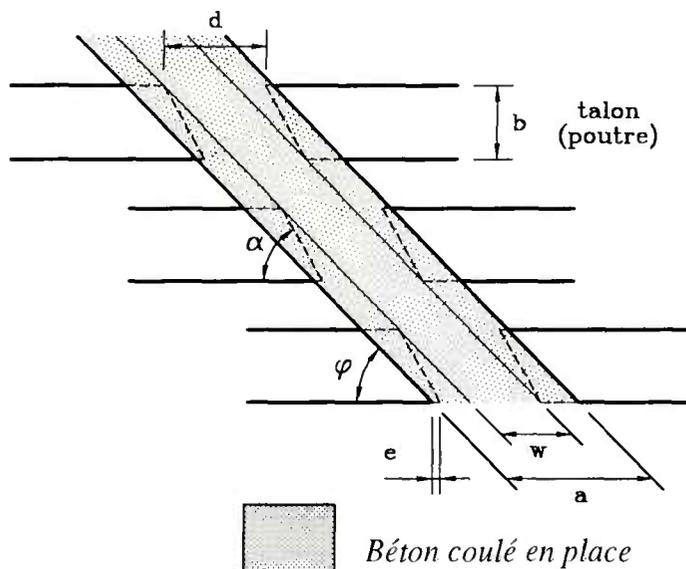


Figure 48 :
Clavage de continuité dans
le cas d'un ouvrage biais.
Vue de dessous.

b) Ferrailage des zones de clavage.

Le ferrailage d'une zone de clavage est constitué :

- des aciers longitudinaux en attente des poutres,
- des aciers longitudinaux et transversaux du hourdis,
- des aciers longitudinaux, transversaux et verticaux (cadres) de l'entretoise elle-même.

Les modalités de calcul des efforts et de justification de béton armé sont explicitées au § d.

① Ferrailage des poutres dans la zone de clavage :

Les aciers longitudinaux sont des aciers HA en attente en face inférieure des poutres (voir figures 50 et 51, aciers 1, 2). Ces aciers sont ancrés avec retours d'équerre dans l'entretoise. En outre, il y a lieu de disposer le long des parements verticaux des poutres des armatures de peau (aciers semblables aux n° 3 et 4, dans les mêmes figures). Celles-ci peuvent être ancrées par scellement droit dans l'entretoise, si leur diamètre est suffisamment petit.

Du fait de l'alignement longitudinal des poutres, il importe de bien positionner les fers en attente qui sont en vis-à-vis, de façon à éviter tout conflit entre eux.

Les modalités de calcul des efforts et de justification de béton armé sont explicitées au § d.

② Ferrailage du hourdis dans la zone de clavage :

Le ferrailage transversal du hourdis est parallèle aux lignes d'appui dans le cas de biais modéré, ou perpendiculaire aux poutres dans le cas de biais prononcé ($\varphi < 60$ grades).

Le ferrailage longitudinal du hourdis est parallèle aux poutres. Contrairement à la zone courante du hourdis, où les moments longitudinaux sont faibles, les moments longitudinaux d'encastrement du hourdis sur l'entretoise sont importants et comparables en ordre de grandeur aux moments d'encastrement du hourdis sur les poutres. Dans la zone de clavage, les aciers longitudinaux en face supérieure du hourdis doivent donc présenter une section au moins égale à celle des aciers transversaux en face supérieure du hourdis à sa jonction avec les poutres (voir figure 49).

Ces remarques sont rappelées au § 3.5 qui traite du ferrailage du hourdis de façon générale.

Les modalités de calcul des efforts et de justification de béton armé sont explicitées au § d.

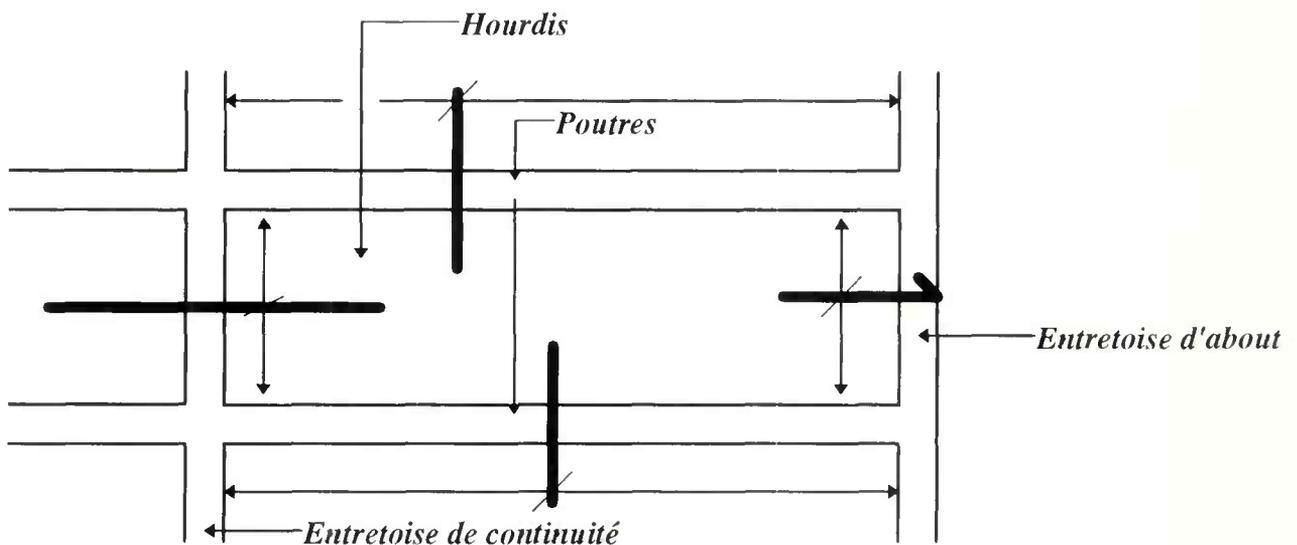


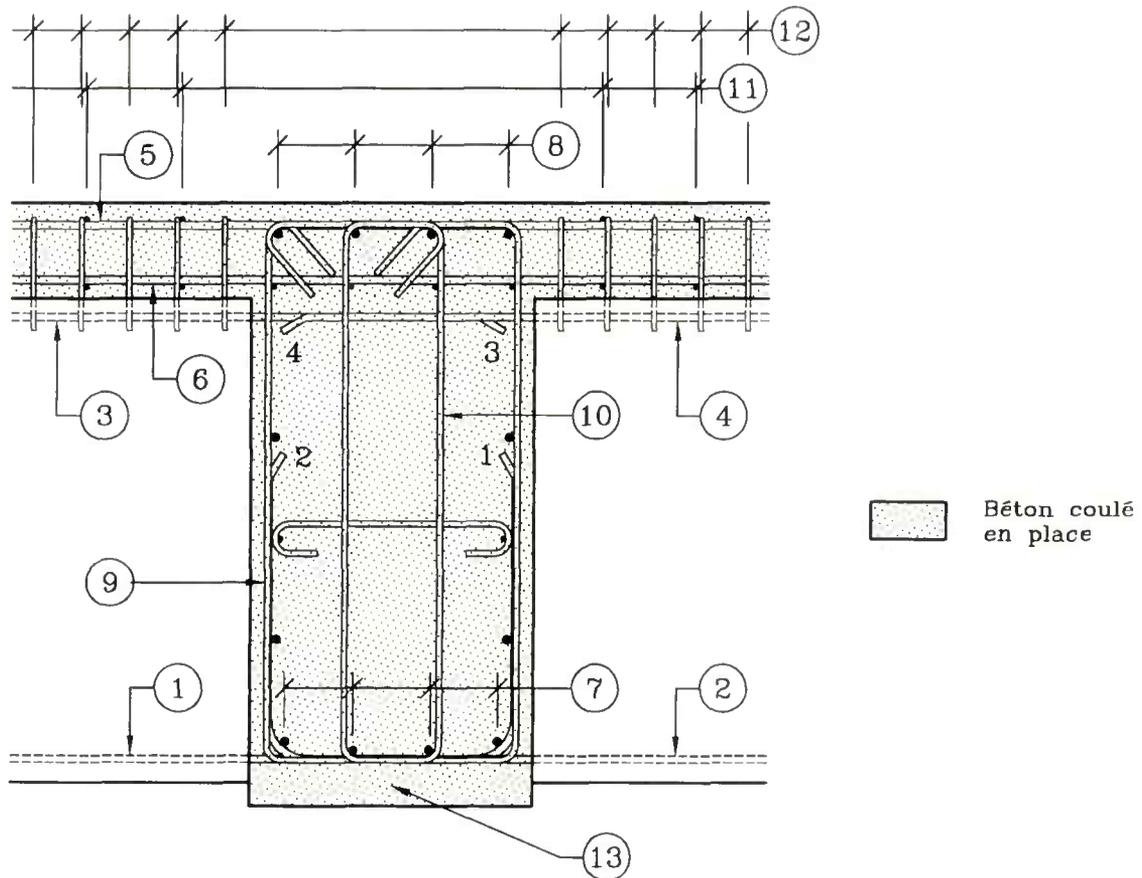
Figure 49 : Principe du ferrailage supérieur d'encastrement du hourdis aux poutres et aux entretoises. Vue en plan.

— Aciers supérieurs de même densité.

③ Ferrailage des entretoises de continuité :

Les aciers en faces supérieure et inférieure des entretoises sont disposés parallèlement aux lignes d'appui (voir figures 50 et 51). Les aciers supérieurs sont disposés sur une nappe intérieure par rapport aux aciers supérieurs du hourdis et n'ont donc aucun conflit avec ces derniers dans le cas où les fers ne sont pas parallèles (cas d'ouvrages de biais prononcé).

Les modalités de calcul des efforts et de justification de béton armé sont explicitées au § d.



-
-
-
-
-
-
-
-

Figure 51 : Entretoise de clavage - Coupe A-A (voir figure 50).

Nota : Ne sont pas présentés sur cette figure les aciers en attente qui sont des aciers de peau horizontaux, le long des parements verticaux des âmes de poutres (voir § b ①).



Figure 52 : Ferrailage du tablier - Vue générale.



Figure 53 : Détail du ferrailage de la zone de clavage.

c) Précontrainte des zones de clavage.

La précontrainte des entretoises de continuité peut être envisagée, si nécessaire, dans deux directions différentes : transversale ou longitudinale.

La *précontrainte transversale*, propre à chaque entretoise, n'est en général pas indispensable, tant que les efforts de flexion de l'entretoise sont faibles ; un simple ferrailage conçu comme il est indiqué au § b ci-dessus est suffisant. En revanche, si l'entretoise comporte des porte-à-faux importants (voir la conception exposée aux § 2.1, 2.2 et 2.5), les moments de console peuvent devenir trop importants pour être repris par un ferrailage. Une précontrainte est alors nécessaire et les câbles, constitués en principe de petites unités post-tendues, sont disposés transversalement et logés dans l'entretoise.

La *précontrainte longitudinale*, dite de continuité, est également inutile :

- si les moments longitudinaux de continuité des poutres (sous les seuls effets du poids des superstructures et des charges d'exploitation) sont suffisamment modérés pour être repris par un ferrailage (voir § b). Cette condition est satisfaite dès que les poutres sont correctement dimensionnées vis-à-vis des charges qu'elles supportent.
- et si les dimensions de l'entretoise sont suffisantes (voir § a).

Lorsque ces conditions ne sont pas réunies mais que l'on veut conserver le choix du tablier PRAD, il peut être intéressant d'envisager une précontrainte longitudinale des joints de clavage. Cette précontrainte est formée par des torons ou des câbles post-tendus, mis en place à l'intérieur ou à l'extérieur au béton des poutres. Bien entendu, elle doit faire l'objet d'une étude particulière. Les efforts peuvent être évalués selon les indications exposées au § d ci-après, et la justification peut être menée selon la classe de vérification retenue pour le tablier (classe 2 des règles BPEL, sauf cas particuliers).

d) Principe de calcul des efforts et armatures de continuité.

Un tablier PRAD continu est un tablier *doublement composite* puisque la section transversale ainsi que le schéma statique longitudinal varient au cours des phases de construction.

Avant le durcissement du béton des entretoises et du hourdis coulés en place, la structure résistante du tablier est celle des poutres préfabriquées dans leur schéma isostatique. Après durcissement, le hourdis et les entretoises forment avec les poutres préfabriquées un ensemble monolithique. En particulier, sous l'action du poids des superstructures et des charges d'exploitation, le hourdis participe à la résistance à la flexion longitudinale des poutres. Chaque section de poutre préfabriquée comporte donc une partie de hourdis, dite *participante*, qui lui est associée, pour former une section "composite".

Vis-à-vis de la flexion longitudinale et de l'effort tranchant, les poutres (sections préfabriquées ou composites) sont justifiées selon les prescriptions des règles BPEL, pour leur partie située *hors* des entretoises. A cet effet, la classe 2 est en général adoptée pour les justifications vis-à-vis des contraintes normales longitudinales. Les autres justifications peuvent être menées selon les règles BAEL, la fissuration du béton étant considérée comme préjudiciable.

Le comportement sous charges ainsi que la durabilité de l'ouvrage dépendent pour une large part de la conception détaillée des clavages. Dans cette conception, la détermination des efforts et des armatures ainsi que la limitation de l'ouverture des fissures du béton dans les zones de clavage (voir ci-après) jouent un rôle déterminant et méritent d'être approfondies au même titre que les dispositions constructives exposées aux § b et c.

En raison de la différence d'âge des bétons en regard, ces zones sont le siège de sollicitations ayant pour origine les déformations différées gênées de fluage et de retrait, qu'il convient de prendre en compte dans le calcul des efforts et des armatures.

Fluage :

A titre indicatif, en ce qui concerne le *fluage*, le moment S dû au *poids propre des poutres et du hourdis* ainsi qu'à la *précontrainte*, dans une section du tablier, peut être approché, compte tenu de la redistribution des efforts par déformations différées gênées, par la relation :

$$S = S_1 + f.(S_2 - S_1).$$

Dans cette relation :

- S_1 est le moment dans cette section résultant des actions (y compris les déformations) exercées pendant les diverses phases de construction du tablier, en tenant compte des pertes de tension de précontrainte, mais en faisant abstraction de la redistribution par fluage.
- S_2 est le moment, dans la même section, évalué à partir de l'hypothèse selon laquelle le tablier est construit entièrement sur cintre.
- Le terme $f.(S_2 - S_1)$ représente le moment développé dans la section par la redistribution par fluage.
- f est un coefficient qui dépend du phasage d'exécution du tablier et de la rhéologie des bétons. Sa valeur, comprise entre 1/2 et 2/3, est d'autant plus faible que la différence d'âge entre le béton du hourdis et celui des poutres est importante.

Pour $f = 1/2$, on retrouve la règle forfaitaire proposée par la circulaire d'avril 1975 de la Direction des Routes. En l'absence de précisions concernant le planning de construction du tablier et la loi de fluage des bétons, et donc à défaut de calculs "scientifiques", il est possible de cerner le phénomène par une évaluation en fourchette utilisant les deux valeurs $f = 1/2$ et $f = 2/3$. Les moments de fluage sont positifs et croissent avec le temps.

Bien entendu, il y a lieu d'ajouter au moment S ainsi défini, les moments dus au poids des superstructures, au retrait, au gradient thermique et aux charges d'exploitation, pour obtenir les efforts dans l'ouvrage en charge.

Retrait :

Les moments de *retrait* sont dus au retrait différentiel gêné entre les bétons d'âge différent, à savoir le béton du hourdis et celui des poutres. Dans un tablier à travées indépendantes, les moments "isostatiques" de retrait engendrent des tractions en face inférieure des poutres, ainsi que dans le hourdis. Lorsque les poutres sont rendues continues, ces moments "isostatiques" de retrait engendrent à leur tour des moments "hyperstatiques". Naturellement, dans chaque section, les effets de ces moments s'ajoutent. Les moments de retrait dans les *sections sur piles* sont négatifs et leur valeur absolue diminue avec le temps.

Conclusions :

Les moments minima (en valeur algébrique) sur piles sont obtenus juste après la solidarisation des travées (autrement dit à la construction) ou à la première mise en service de l'ouvrage, alors que les moments maxima sur piles se produisent dans l'ouvrage en service définitif.

Ces considérations permettent de dégager le principe de détermination des efforts et des armatures de continuité du tablier dans les sections sur piles, lorsque le clavage est en béton armé :

- Le ferrailage longitudinal en *face supérieure* est déterminé en situation de construction ou à la mise en service de l'ouvrage, tandis que le ferrailage longitudinal en *face inférieure* est déterminé en situation de service définitif (à l'infini).
- Ces ferrailages sont conçus afin d'équilibrer les tractions du béton et de limiter l'ouverture des fissures qui risquent de se produire dans le hourdis, les poutres et les entretoises, et de garantir à l'ouvrage un comportement hyperstatique satisfaisant sous charges.

Il y a lieu de prendre en compte, dans le calcul de ces ferrailages, les effets des charges permanentes, du fluage, du retrait, du gradient thermique, des éventuels tassements d'appui différentiels, ainsi que des charges d'exploitation.

- Les sections d'aciers sont évaluées en considérant la fissuration du béton comme *préjudiciable*, au sens des règles BAEL. Notons que cette démarche est différente de celle qui a été adoptée pour les tabliers-dalles qui sont des structures massives, monolithiques, non soumises de surcroît à des déformations gênées, et pour qui la fissuration du béton peut donc être considérée comme peu préjudiciable.

<i>Contrainte de l'acier (en MPa)</i>	<i>Diamètre maximal (en mm)</i>
160	32
200	25
240	20
280	16
320	12
360	10

Figure 54 : Ferrailage des poutres et entretoises, diamètre maximal des aciers, en fonction de leur contrainte (combinaison fréquente).

<i>Contrainte de l'acier (en MPa)</i>	<i>Espacement maximal (en mm)</i>
160	300
200	250
240	200
280	150
320	100
360	50

Figure 55 : Ferrailage du hourdis, espacement maximal des aciers en fonction de leur contrainte (combinaison fréquente).

Par ailleurs, il y a lieu de *limiter l'ouverture* des fissures en choisissant des diamètres ou des espacements d'aciers adaptés à leur taux de travail. A cet effet, les conditions suivantes (selon l'esprit de l'Eurocode 2, partie 2, article 4.4.2.3, version d'octobre 1995) sont à respecter à la fois dans les poutres et les entretoises (tableau de la figure 54), ainsi que dans le hourdis (tableau de la figure 55). Dans ces tableaux, la contrainte de l'acier est à évaluer sous les combinaisons d'actions *fréquentes* définies selon les cas par les règles BPEL ou l'Eurocode 2, partie 2.

- L'attention est enfin attirée sur le *recouvrement correct* des aciers, conforme à la *règle du décalage*, selon laquelle « *les armatures de toute nature strictement nécessaires à l'équilibre de la membrure tendue d'une section doivent être prolongées par des aciers susceptibles de reprendre, dans les mêmes conditions d'allongement, le même effort de traction sur une longueur au moins égale à la longueur du décalage, de part et d'autre de la section en question* » (BPEL, article 6.3,33).

L'application de cette règle est importante, surtout pour les aciers longitudinaux :

- en face supérieure du tablier, qui est en fait la face supérieure du hourdis dans sa partie formant membrure des poutres, la longueur de décalage à observer est $0,8 h$, où h désigne la hauteur totale de la poutre plus celle du hourdis (BAEL, article A.4.1,5) ;
- en face inférieure des poutres, la longueur de décalage à observer est $0,8 h \cotg(\beta)$, où h conserve la signification précédente et où β désigne l'angle d'inclinaison des bielles de compression avec l'axe de la poutre (BPEL, article 6.3,33). Cette longueur peut atteindre $1,4 h$. La non-application de cette règle se traduit souvent par une insuffisance d'armatures, qui entraîne une fissuration des poutres, en particulier dans la zone de gainage des armatures de précontrainte.

Il importe de ne pas confondre cette longueur de décalage avec la longueur d'ancrage des armatures. Il y a donc lieu de tenir compte des deux pour la détermination de l'épure d'arrêt des barres.

Sous réserve de ce qui précède, on peut considérer que l'hypothèse de la continuité mécanique est satisfaite. En outre, du fait de la présence favorable des entretoises et du faible espacement des poutres (généralement inférieur à 1,50 mètre), il est possible de négliger, dans l'évaluation des efforts longitudinaux du tablier, l'influence de la diminution de la largeur participante du hourdis à la résistance des poutres dans les zones d'appui.

En revanche, en ce qui concerne *le calcul des contraintes normales* dans les sections de tablier sur appuis, il y aurait lieu en principe de tenir compte de cette diminution. Il est toutefois loisible de la négliger, sous les mêmes réserves et raisons que ci-dessus.

3.4.3 - Entretoises des poutres-caissons.

La description des tabliers à poutres-caissons a été faite au § 2.2.1. La figure 56 (page suivante) rappelle cette conception. Dans ce qui suit, nous ne traiterons que le cas des tabliers ne comportant pas de hourdis coulé in situ.

Les clés de cisaillement ménagées entre caissons sont toutefois remplies sur toute leur longueur par un béton de seconde phase. Il est prévu en outre des entretoises, appelées également "diaphragmes", pièces traversant les caissons et disposées régulièrement dans le sens longitudinal. De par leur conception, les clés et les entretoises ne sont pas armées. Les entretoises sont en revanche précontraintes.

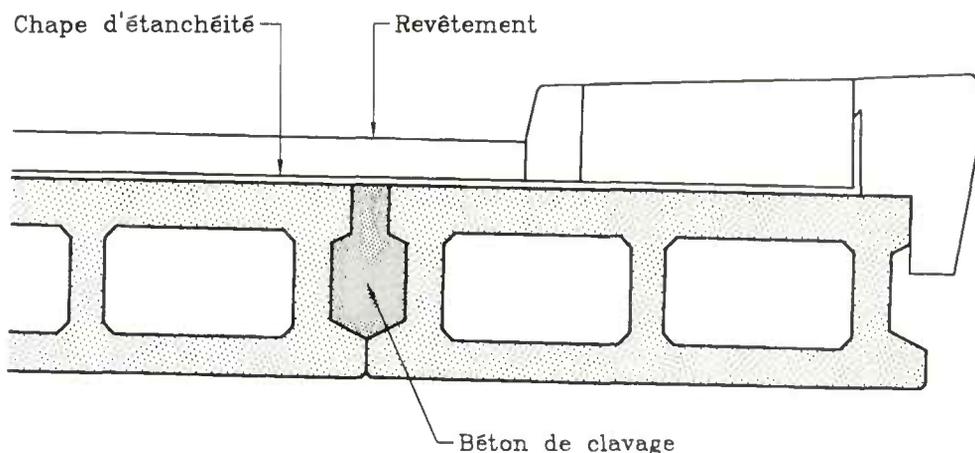


Figure 56 : Caissons assemblés par des clés de cisaillement.

En France, cette technique est assez répandue en bâtiments, mais reste peu utilisée dans le domaine des ouvrages d'art. Les conditions d'exposition et de chargement n'étant pas les mêmes dans les deux domaines d'emploi évoqués, l'aptitude au service ainsi que la durabilité de ce type de tablier dépendent donc pour une large part de la conception de l'assemblage des caissons, et bien sûr de la qualité de l'étanchéité.

L'objectif est donc multiple, car il s'agit :

- d'assurer correctement la transmission de l'effort tranchant entre caissons dans le sens transversal ;
- d'empêcher tout battement relatif (touches de piano) entre les caissons voisins ;
- d'éviter la fissuration du béton des clés ou tout au moins d'en limiter l'ouverture.

Cette technique n'est donc applicable aux ouvrages d'art que si :

- les entretoises sont en nombre suffisant pour empêcher tout battement relatif entre les caissons voisins, leur écartement ne devant pas dépasser la moitié de la portée, ni la moitié de la largeur du tablier ; elles doivent en outre être suffisamment précontraintes ;
- la largeur des clés est suffisante pour garantir un bétonnage correct ; de même, leur hauteur doit être suffisante pour qu'en l'absence d'armatures, la section de béton des clés puisse résister seule à l'effort tranchant ;
- le béton de remplissage est de très bonne qualité (micro-béton résistant, compact et à retrait compensé) ;
- les surfaces de reprise sont convenablement traitées.

Le non-respect de ces conditions peut entraîner des désordres graves. En effet, on a pu constater dans certains ouvrages, réalisés à l'étranger pour la plupart, des ruptures par corrosion des torons adhérents, suite à des infiltrations d'agents agressifs au travers des fissures régnant dans le revêtement et les clés de cisaillement. Des investigations sur ces ouvrages ont montré que :

- les fissures des clés provenaient des défauts de résistance et de compacité du béton,
- le retrait et la perte d'adhérence entre le béton des caissons et celui des clés étaient la cause des battements entre caissons. Malgré leur faible amplitude initiale, de l'ordre de quelques dixièmes de millimètre, ces battements ont fini par s'aggraver et engendrer des fissures dans la couche d'étanchéité et le revêtement, sous l'action des charges répétées.

3.5 - HOURDIS.

3.5.1 - Généralités.

Les ponts à poutres comportent en général des hourdis centraux et des hourdis en encorbellement qui sont tous des dalles appuyées sur un ou plusieurs côtés. L'une des fonctions de ces hourdis est de transmettre les charges aux poutres et aux entretoises. Cette transmission s'effectue par des déformations *locales*, notamment de flexion, des hourdis. Dans les tabliers PRAD, les plus grands moments sous cette action sont les moments transversaux, beaucoup plus importants que les moments longitudinaux. Cependant dans les zones d'encastrement du hourdis sur les entretoises, les moments longitudinaux du hourdis sont eux aussi importants et comparables aux moments transversaux d'encastrement du hourdis aux poutres.

A l'inverse, toute déformation d'une poutre induit des déformations *générales* dans les hourdis. De ce fait, ces hourdis participent aussi à la résistance des poutres.

3.5.2 - Epaisseur.

Pour un hourdis central, l'épaisseur à donner dépend directement de sa portée transversale et devrait en principe varier avec la distance entre poutres. Dans la pratique, compte tenu des espacements de poutres les plus courants, les conditions mécaniques ne sont pas déterminantes et l'épaisseur à retenir résulte de critères de bonne construction.

On adoptera une valeur de l'ordre de 18 à 20 centimètres si l'on a besoin de réaliser une réduction de l'épaisseur résistante dans la zone de la dalle de continuité. Dans le cas de tabliers rendus continus ou dans le cas d'emploi des bétons à hautes performances, cette épaisseur peut être réduite au minimum compatible avec les dispositions constructives relatives aux armatures longitudinales sur les appuis de continuité (dites armatures chapeaux).

La nécessité de mettre en place quatre nappes d'aciers (deux directions d'armatures sur chaque face) et d'assurer un bétonnage correct requiert dans le cas général une épaisseur *minimale* du hourdis de 15 centimètres. L'ancrage correct des dispositifs de retenue nécessite toutefois un épaissement local. Son épaisseur est ainsi portée à 22 centimètres si la BN4 est ancrée dans le hourdis en encorbellement et à 20 centimètres si elle est située au droit d'une poutre de rive.

3.5.3 - Coffrage des hourdis.

Il s'agit ici de coffrages perdus ou de prédalles utilisés pour les hourdis centraux.

a) Coffrages perdus non participants.

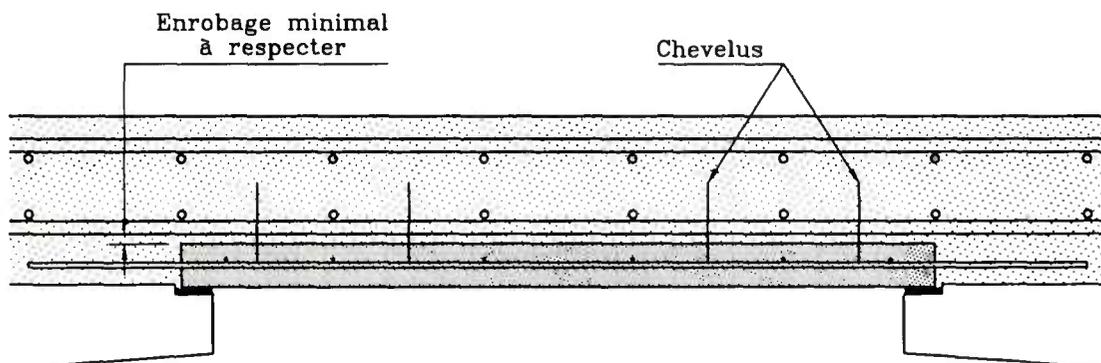


Figure 57 : Exemple de ferrailage du hourdis sur coffrages perdus non participants.

Ces coffrages perdus sont généralement constitués de plaques minces en fibre-ciment pour les faibles entr'axes de poutres. Lorsque l'espacement des poutres est plus important, il devient indispensable de recourir à des coffrages perdus en béton armé. Leur épaisseur minimale est de 6 centimètres pour permettre un enrobage satisfaisant des armatures. En outre, il y a lieu de prévoir des chevelus destinés à l'accrochage des coffrages perdus et permettant ainsi d'éviter leur chute pendant toute la vie de l'ouvrage. La figure 57 fournit un exemple de ce ferrailage.

b) Prédalles participantes.

L'utilisation de prédalles dites participantes est possible. Cependant, du fait de la discontinuité des aciers longitudinaux au droit des joints entre les panneaux de prédalles, seule la participation à la résistance aux moments de flexion transversaux est envisageable. Cette participation n'est effective que dans la mesure où :

- les aciers transversaux des prédalles sont convenablement ancrés dans le béton coulé en place (au-dessus des poutres) ;
- des cadres verticaux sont prévus pour reprendre les cisaillements développés à l'interface des prédalles et du hourdis.

La figure 58 en fournit un exemple de ferrailage.

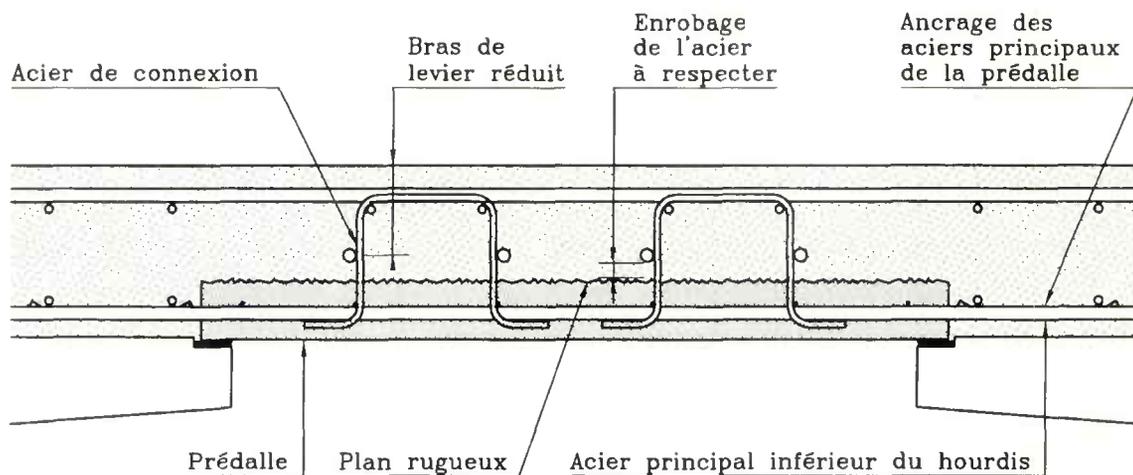


Figure 58 : Exemple de ferrailage du hourdis sur prédalles participantes.

Il est nécessaire en outre de prendre des précautions pour étancher les joints entre panneaux de prédalles, afin d'éviter les fuites de laitance au cours du bétonnage du hourdis.

3.5.4 - Ferrailage des hourdis centraux.

Le ferrailage du hourdis est formé par des aciers transversaux et longitudinaux, disposés sur chaque face.

Les aciers transversaux du hourdis sont parallèles aux lignes d'appui dans le cas de biais modéré ($60 \text{ grades} \leq \varphi \leq 100 \text{ grades}$), ou perpendiculaires aux poutres dans le cas de biais prononcé ($\varphi < 60 \text{ grades}$).

Les aciers longitudinaux du hourdis sont parallèles aux poutres et placés à l'intérieur des aciers transversaux.

L'utilisation des treillis soudés est déconseillée, puisque leur mise en place n'est pas commode (difficulté de recouvrement des fers, conflit avec d'autres armatures) et que ces problèmes croissent avec le biais de l'ouvrage.

Le principe reste inchangé, même si certains détails (disposition et calcul) doivent s'adapter à la nature du coffrage du hourdis, comme le montrent les figures 57 et 58 précédentes.

Les sections d'armatures sont quant à elles évaluées selon les indications suivantes :

a) Ferrailage transversal.

Les aciers transversaux résultent généralement d'un calcul de béton armé. On ne peut tenir compte dans ce calcul de l'épaisseur de la prédalle, que si cette dernière est participante.

Les moments transversaux dans le hourdis, dus au cumul de la flexion transversale *générale* et de la flexion *locale*, au sens défini précédemment (voir § 3.5.1), sont prépondérants vis-à-vis des moments longitudinaux, notamment quand l'espacement entre poutres est important. C'est donc le ferrailage transversal qui est le ferrailage principal et qui forme les nappes extérieures, disposées à l'enrobage minimal, afin d'avoir le plus grand bras de levier. Cette disposition est généralement maintenue, même si les poutres sont plus resserrées.

Tant que le biais reste modéré (angle de biais supérieur à 60 grades), les aciers transversaux sont disposés parallèlement aux lignes d'appui. Pour des biais plus prononcés, il est avantageux de les disposer perpendiculairement aux poutres.

b) Ferrailage longitudinal.

Comme il a été dit précédemment, les moments de flexion longitudinale du hourdis sont relativement faibles, sauf dans la zone de clavage où ces moments sont comparables aux moments de flexion transversale.

Dans cette zone, les aciers *longitudinaux* en face supérieure du hourdis doivent donc présenter une section au moins égale à celle des aciers *transversaux* en face supérieure du hourdis à sa jonction avec les poutres (voir § 3.5.1 et figure 49). En outre, ces aciers doivent être suffisants pour reprendre les tractions développées par les différentes actions appliquées *après durcissement* du hourdis, y compris les effets des déformations différentielles gênées comme le retrait et le fluage.

Dans la partie courante du hourdis, les aciers longitudinaux à disposer sur chaque face doivent présenter une section au moins égale au tiers du ferrailage transversal de la face considérée.

3.5.5 - Ferrailage des hourdis en encorbellement.

Le ferrailage principal est formé par des armatures transversales placées en face supérieure du hourdis. Elles assurent l'encastrement du hourdis au reste du tablier. En face supérieure, ce ferrailage est complété par des aciers longitudinaux de répartition. En face inférieure, il est complété par des aciers longitudinaux et transversaux. L'ancrage correct des aciers transversaux, notamment en face supérieure du hourdis, au reste du tablier revêt un caractère primordial. En outre, des armatures en attente (des cadres la plupart du temps) peuvent être nécessaires pour sceller les contre-bordures, les contre-corniches ou d'autres équipements.

3.5.6 - Précontrainte transversale des hourdis.

Pour les hourdis, nous ne la citons ici que pour mémoire. Elle est en effet inutile en raison de l'espacement très modéré entre poutres : la continuité transversale peut être réalisée par des aciers passifs. Par ailleurs elle ne serait pas économique, en raison du coût des ancrages, même pour des ouvrages de grande largeur, puisque l'on conseille dans ce cas la réalisation de l'ouvrage par plots.

3.6 - ÉQUIPEMENTS.

Bien que par définition, ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, leur incidence est par contre majeure sur son aspect (corniches et dispositifs de retenue, notamment), sa pérennité (étanchéité, assainissement,...) ainsi que sur la sécurité des usagers.

Pour toutes ces raisons, le choix et l'implantation des équipements sont essentiels pour parfaire la conception d'un ouvrage. La description des différents équipements ainsi que leurs conditions d'emploi sont détaillées dans les dossiers spécialisés ou les avis techniques du SETRA. Il s'agit des dossiers GC (Dispositifs de retenue), Dalles de transition, Corniches, STER (étanchéité, revêtements de chaussée), Assainissement des ponts, etc.

3.6.1 - Dispositifs de retenue.

Ces dispositifs modifient la face vue du tablier, ils ont donc une incidence forte sur l'aspect de l'ouvrage. Leur choix doit répondre à la fois à des critères de sécurité et d'esthétique. Vis-à-vis de la sécurité, les critères de choix et d'implantation dépendent à la fois de la destination de l'ouvrage et de la définition des objectifs visés : pour quelles catégories de véhicules et quelles conditions de choc le dispositif doit-il être efficace ?

La démarche à mener, basée sur la notion d'indice de danger, est développée dans le dossier GC. Elle permet d'aboutir, dans les cas courants, à quelques dispositions types dont la panoplie, par ordre d'efficacité croissante va du simple garde-corps à la barrière normale.

Les schémas qui suivent présentent ces dispositions. Les valeurs LU, LR et D désignent respectivement la largeur utile, la largeur roulable et la largeur de débattement du dispositif.

Dans la majorité des cas, le choix aboutit aux solutions suivantes :

- garde-corps seuls ;
- garde-corps plus glissières ;
- barrières normales.

Il est à noter qu'en cas d'utilisation de glissières, la tendance actuelle est de les monter sur longrine non ancrée, pour des raisons de facilité d'entretien, de remplacement et de continuité de l'étanchéité.

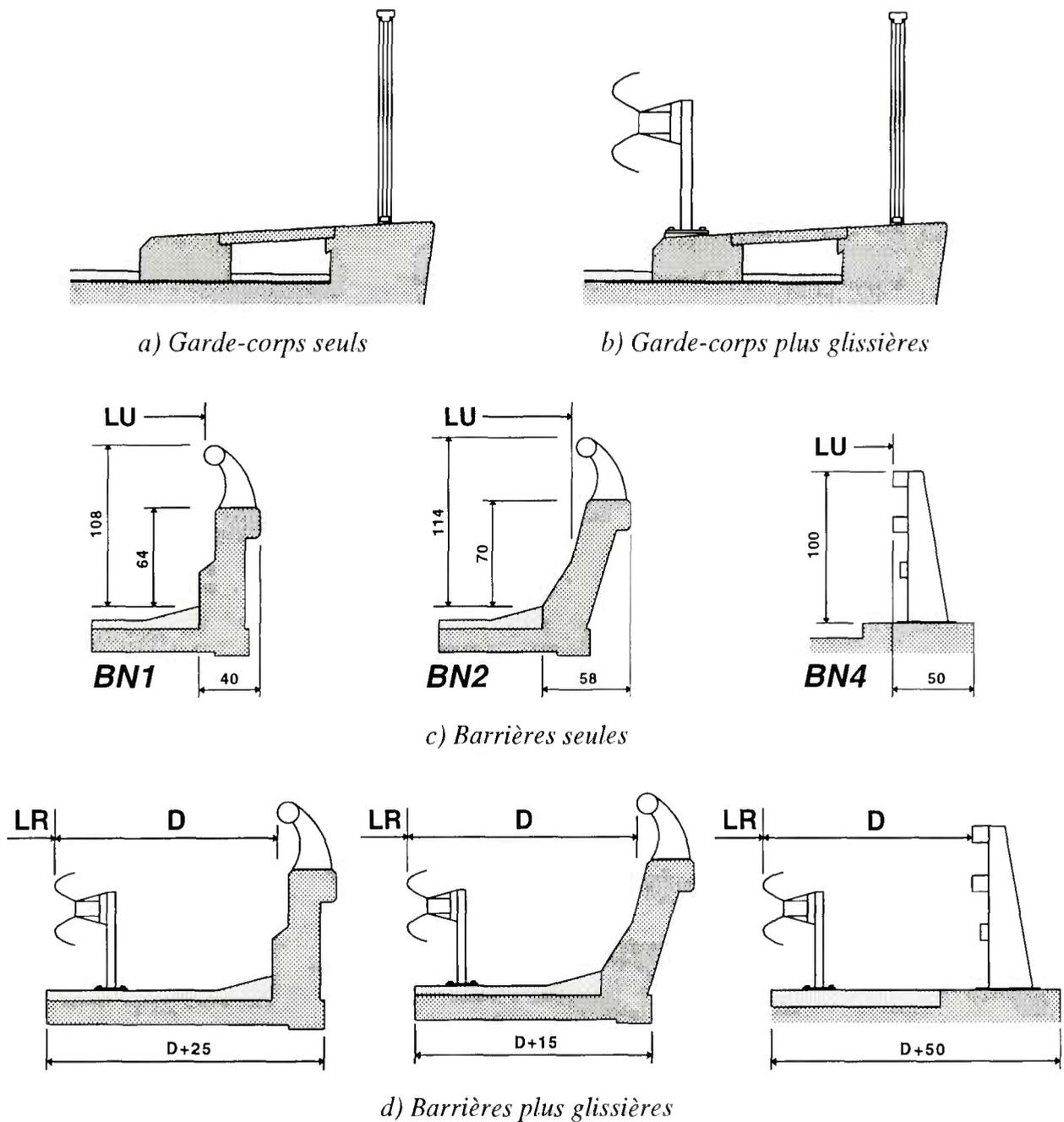


Figure 59 : Diverses combinaisons de dispositifs de retenue.

En pratique, la BN4 reste le type de barrière la plus fréquemment employée sur les tabliers PRAD, plutôt que les barrières en béton BN1 ou BN2 qui sont sensiblement plus lourdes. Dans un cas comme dans l'autre, il est nécessaire de transmettre au tablier les efforts susceptibles de leur être appliqués. Dans le cas de la BN4, on peut être amené à épaissir localement le hourdis au voisinage des bords du tablier pour pouvoir loger les aciers d'ancrage des montants. Rappelons à cet effet (voir § 3.5.2) que l'épaisseur minimale du hourdis est de 22 centimètres lorsque la BN4 tombe dans le hourdis en encorbellement et de 20 centimètres si elle est située au droit d'une poutre de rive.

Naturellement, la transition avec les dispositifs de retenue hors ouvrage doit être étudiée pour éviter tout "point dur", suivant les règles de l'art en la matière.

3.6.2 - Etanchéité.

Le choix du système d'étanchéité doit être compatible avec les conditions thermohygro-métriques dans lesquelles se trouve l'ouvrage. Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérents au support ou encore de feuilles, préfabriquées ou non, d'asphalte gravillonné.

Un soin tout particulier doit être apporté à la continuité de l'étanchéité sur toute la surface du tablier, ainsi qu'aux relevés d'étanchéité dans les engravures ménagées à cet effet. Les dalles de continuité éventuelles, très fissurées par nature, représentent une zone extrêmement sensible à cet égard.

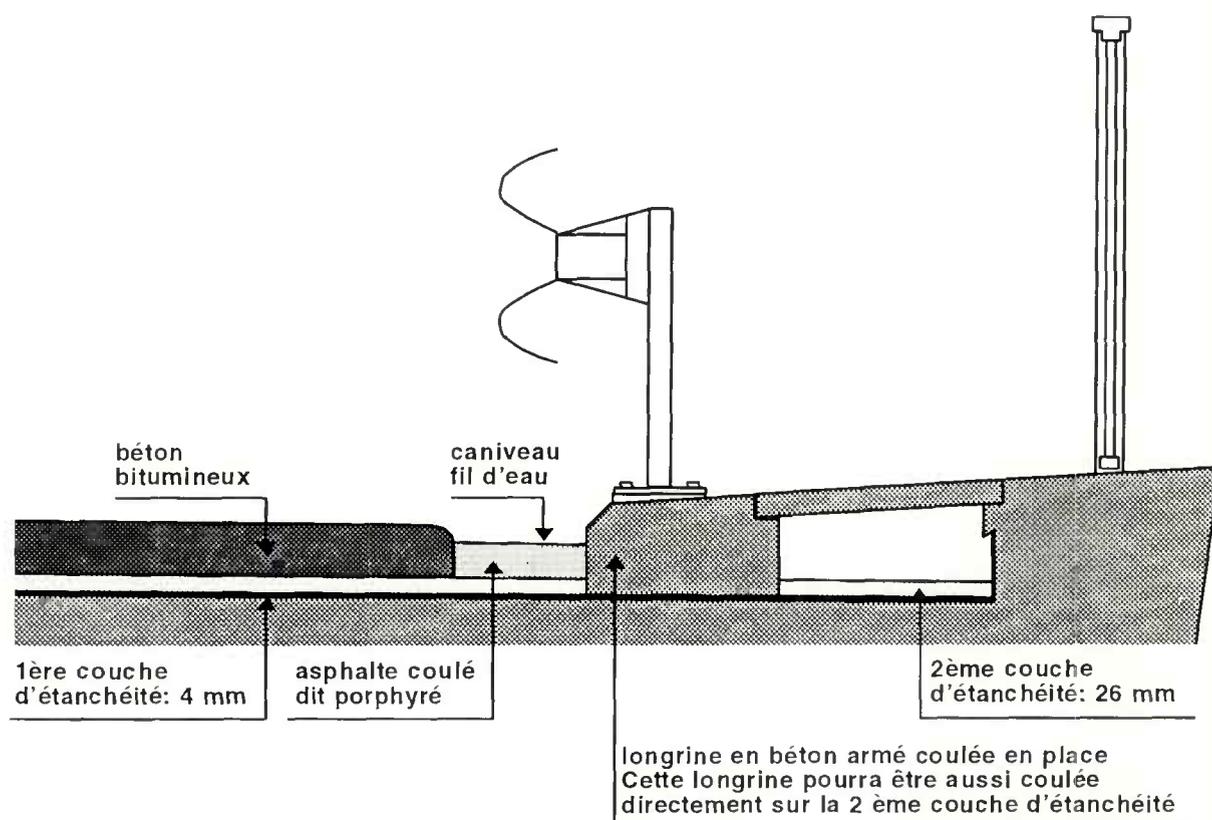


Figure 60 : Continuité de l'étanchéité.
(L'assainissement n'est pas représenté sur ce dessin)

Le tableau de la page suivante, extrait du Bulletin de liaison des LPC et du dossier STER du SETRA, compare les trois principaux systèmes d'étanchéité et en résume les avantages et les inconvénients.

	ASPHALTES COULES	BRAIS-RESINES	FEUILLES
SUPPORT			
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 $\leq 1,5$ mm	nécessite une très bonne planéité (ragréage) $\leq 1,0$ mm	nécessite une très bonne planéité (ragréage) $< 1,5$ 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
ENTREPRISE			
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
CHANTIER			
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 ² /j	300 à 400 m ² /j	50 à 100m ² /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 feuillette 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
ENTRETIEN			
Réparation locale	assez facile	délicate	assez facile
Dépose pour sélection	délicate	difficile	difficile

Figure 61 : Avantages et inconvénients comparés des trois principaux systèmes d'étanchéité.

3.6.3 - Assainissement.

Ce problème est traité en détail dans le document du SETRA « Assainissement des ponts-routes ».

Il est naturellement indispensable de bien drainer les tabliers et leurs accès, notamment dans le cas des ouvrages longs. Le drainage doit répondre à la fois à des critères d'efficacité et d'esthétique. A titre d'exemple, un drainage efficace nécessite une gargouille Ø 150 mm tous les 5 mètres pour une pente de 0,2% et tous les 25 mètres pour une pente de 1%.

Par ailleurs, les descentes d'eau doivent rester aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Si l'on veut les éviter, on peut aussi utiliser des corniches caniveaux.

En ce qui concerne les accès à l'ouvrage, les massifs de remblai adjacents doivent être convenablement drainés pour éviter les risques de gonflement de terrain ou les rétentions d'eau derrière les murs, toujours préjudiciables à la durabilité. Il est également souhaitable de placer en tête de talus un dispositif assurant le guidage des eaux de ruissellement de la plate-forme.

3.6.4 - Joints de chaussée.

En principe, il y a lieu d'équiper tout joint de dilatation ménagé dans le tablier par un joint de chaussée dont les caractéristiques dépendent essentiellement du souffle du joint. Les tabliers PRAD à poutres attelées par les dalles ou rendues continues ne comportent généralement pas de joints intermédiaires. En effet, il est possible, sous certaines conditions, de ne prévoir les joints de chaussée qu'aux extrémités du pont. Ces conditions portent sur la conception des appuis et des appareils d'appui (voir § 2.3) ainsi bien entendu que sur le choix du type de joint lui-même.

Le choix du type de joint dépend principalement de son souffle, du trafic supporté par l'itinéraire et du type d'étanchéité retenu (chape mince ou épaisse). Le souffle est déterminé en tenant compte des effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, selon leurs trois composantes : longitudinale, transversale et verticale.

Des réservations sont ménagées en fibre supérieure du hourdis, au-dessus du chaînage d'extrémité, et sur un corbeau des murs garde-grève des culées. Cette disposition assure une bonne rigidité transversale favorable à un bon maintien du joint.

Pour plus de détails, on peut consulter le document « Joints de chaussée des ponts-routes » ainsi que les différents avis techniques édités par le SETRA.

3.6.5 - Dalles de transition.

Les dalles de transition sont destinées à éviter les risques de dénivellation entre l'ouvrage, qui constitue un "point dur", et ses remblais d'accès. Pour qu'elles soient efficaces, leur longueur doit être suffisante et le remblai situé juste en arrière des culées, réalisé en matériau drainant et résistant, doit être compacté dans de bonnes conditions. On évite ainsi toute rotation de la dalle de transition qui serait nuisible à la tenue du revêtement de chaussée.

La dalle de transition, qui repose sur un béton de propreté, prend appui sur un corbeau coulé sans reprise de bétonnage, situé en arrière du garde-grève. Ce corbeau doit être placé suffisamment bas, de manière à libérer l'épaisseur nécessaire au corps de la chaussée.

Sous certaines conditions, il est possible de ne pas prévoir de dalles de transition. Le choix et la conception des dalles de transition sont traités en détail dans le document « Dalles de transition des ponts-routes » édité par le SETRA.

3.6.6 - Corniches.

Les corniches font partie des éléments les plus visibles de l'ouvrage et contribuent par conséquent pour une part importante à l'aspect de ce dernier.

Elles ont pour fonction d'habiller et de protéger les bords de tablier, donc de masquer d'éventuelles imperfections et salissures dans le temps, en un mot, de couronner et de souligner favorablement la continuité du profil en long.

Il est possible d'opter pour l'un des types de corniches décrites ci-dessous, selon leur constitution (béton, métal ou matériau composite), de façon à s'adapter à la conception détaillée des bords du tablier et au contexte de l'ouvrage.

Bien entendu, le choix du type de corniche ainsi que de sa forme et de sa texture doit être guidé par des considérations d'aspect et de facilité d'entretien, non seulement des corniches elles-mêmes, mais aussi et surtout du tablier.

Pour plus de détails, on peut consulter le document « Corniches » du S.E.T.R.A..



Figure 62 : Face latérale du tablier avant mise en place des corniches.

a) Corniches en béton coulé en place.

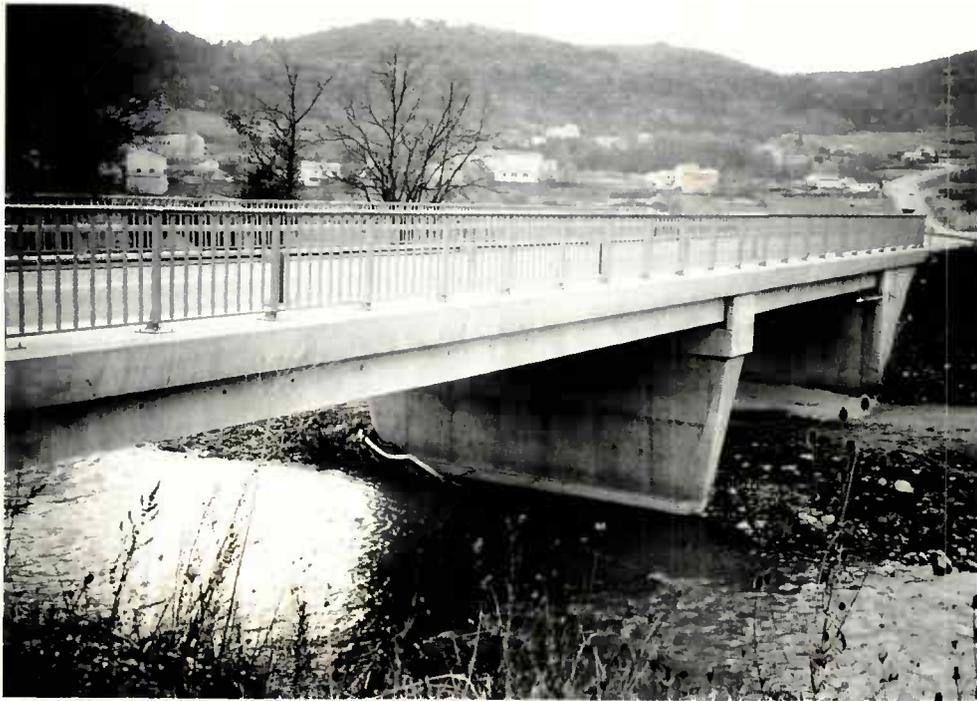


Figure 63 : Corniches en béton coulé en place.

Le béton coulé en place ne procure pas toujours un rendu correct en ce qui concerne la régularité de la forme et de la teinte, souvent recherchée pour ces parties d'ouvrage. En outre, comme il est indiqué au § 2.5.2.c, ce type de corniches nécessite un coffrage difficile à réaliser à l'extérieur des poutres de rive. C'est pourquoi, elles ne sont pas recommandées pour les tabliers PRAD.

De même, nous déconseillons l'emploi de poutres de rive de forme spéciale faisant fonction de corniches. Ces poutres subissent en effet des déformations différées dues aux phénomènes de retrait et de fluage du béton, sans aucune possibilité de réglage ultérieur.

b) Corniches préfabriquées en béton.

Seuls les parements de ces corniches sont préfabriqués en éléments, souvent appelés coquilles, qui servent de coffrage au béton de dernière phase.

Il est nécessaire en ce cas de prévoir un dispositif de fixation des coquilles qui permette des possibilités de réglage, comme le montrent les figures 64 et 65, page suivante.

Nous rappelons par ailleurs que des précautions sont à prendre pour éviter les coulures de toute nature, susceptibles de souiller les parements.



Figure 64 : Corniches préfabriquées en béton.



Figure 65 : Extrémité de tablier avec corniches préfabriquées en béton.

c) Corniches métalliques ou en matériau composite.

Ces corniches sont composées d'un bardage porté généralement par des supports, eux-mêmes fixés sur les joues verticales en béton du tablier, par l'intermédiaire des rails de fixation.

Ce type de corniche présente l'avantage de la légèreté et d'une mise en œuvre relativement aisée, car tous les éléments sont préparés en atelier.

En outre, le concepteur peut choisir librement une forme et une teinte pour le bardage, ce qui est très favorable sur le plan esthétique.

De par leur constitution, ces corniches sont plus sensibles aux chocs et sont donc à éviter chaque fois que ce risque ne peut être négligé.

Dans les détails, le bardage peut être en aluminium laqué ou en acier galvanisé et laqué pour les corniches métalliques, ou en polyester armé de fibres de verre pour les corniches en matériau composite.

Par ailleurs, il importe que les fixations soient munies d'un système d'isolation contre le risque de corrosion par couple bimétallique.

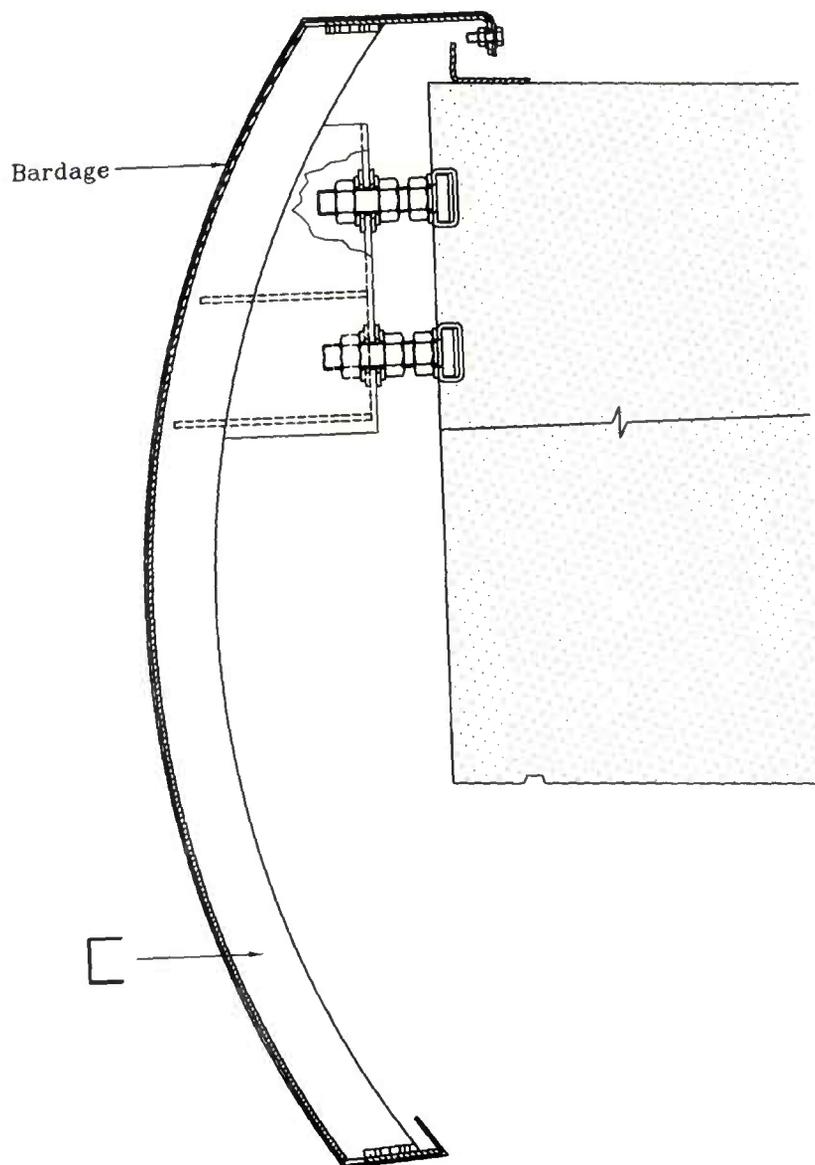


Figure 66 : Corniches métalliques.



Figure 67 : Corniches en matériau composite.



Figure 68 : Tablier équipé de ses corniches.

Page laissée blanche intentionnellement

CHAPITRE 4

EXÉCUTION DU TABLIER

Comme il a déjà été dit, les tabliers de type PRAD sont constitués d'éléments préfabriqués longitudinaux, les *poutres*, reliés transversalement par des éléments de béton coulés en place, le *hourdis* et les *entretoises*.

Les principales étapes d'exécution sont :

- Mise en tension sur banc,
 - Bétonnage,
 - Etuvage (le cas échéant),
 - Relâchement des torons,
 - Décoffrage,
 - Stockage en usine,
 - Transport,
 - Stockage sur chantier,
 - Traitement des surfaces de reprise,
 - Mise en place des poutres sur appuis provisoires,
 - Coffrage et ferrailage des entretoises et du hourdis,
 - Bétonnage des entretoises et du hourdis,
 - Transfert des descentes de charges sur appuis définitifs,
 - Finitions : pose des superstructures, etc.
- } Préfabrication des poutres

Ces étapes, naturellement échelonnées dans le temps, sont de plus effectuées en des lieux différents. Hors du chantier, la succession des différentes opérations comprend ainsi la fabrication des poutres en usine, leur stockage éventuel puis leur transport sur le site. Sur le chantier, les poutres sont posées sur leurs appuis après que les surfaces de reprise ont été traitées (sablage et nettoyage) ; il est alors possible de mettre en place les coffrages perdus et enfin de couler le hourdis et les entretoises.

4.1 - PRÉFABRICATION DES POUTRES EN USINE.

4.1.1 - Principe de la précontrainte par pré-tension.

Le principe de la pré-tension, parfois appelée également précontrainte par armatures adhérentes, consiste à mettre en tension des armatures de précontrainte, avant coulage du béton, en prenant appui sur des organes extérieurs à la pièce. Les armatures de précontrainte peuvent être constituées de fils non ronds ou non lisses (fils crantés) pour les poutres de petites dimensions, ou de torons (généralement T13 ou T15) pour les poutres en I et les grandes sections rectangulaires. Le type d'armatures utilisé dépend aussi de l'équipement de l'usine.

Après durcissement, les efforts de traction dans les armatures passent sous forme de compression dans le béton de la pièce, par désolidarisation des armatures de leurs organes d'ancrage extérieurs. Les armatures, gênées dans leur retour à leur longueur initiale par le béton qui les enserme, réalisent ainsi la mise en précontrainte de la pièce grâce à leur adhérence au béton.

4.1.2 - Matériel.

La préfabrication des éléments précontraints par pré-tension est réalisée dans le cadre d'un processus industriel qui nécessite d'importantes infrastructures.



Figure 69 : Vue générale des têtes d'ancrage du banc de préfabrication.

La partie essentielle du matériel nécessaire est constituée par le *banc de précontrainte*. Celui-ci est généralement de grande longueur, couramment de l'ordre de 100 à 150 mètres, mais il peut atteindre jusqu'à 200 mètres. Il est muni à chacune de ses extrémités de dispositifs qui permettent l'"accrochage" des armatures de précontrainte : les *têtes d'ancrage*. Les moules servant de coffrage aux éléments sont disposés sur le banc, entre les têtes d'ancrage. Il est ainsi possible de fabriquer simultanément sur un même banc, en une seule opération de mise en précontrainte, plusieurs éléments identiques pour ce qui est du nombre d'armatures de précontrainte.

Les têtes d'ancrage ont pour rôle de maintenir en tension les armatures tout au long du cycle de fabrication. L'une de ces têtes est fixe, l'autre est mobile, afin de permettre le relâchement des armatures. Les mises en tension sont effectuées toron par toron (ou fil par fil le cas échéant) au moyen de vérins pour monotoron. Cette manière de procéder vise à obtenir des contraintes, et donc des efforts, identiques dans tous les aciers. En revanche, le relâchement des armatures s'effectue globalement par basculement de la tête mobile, ce qui permet une mise en précontrainte progressive des éléments. Il convient en effet d'éviter tout effet de choc dans la zone de scellement des armatures, ce qui exclut les procédés de coupe brutale, au chalumeau ou à la meule, des armatures tendues.

Les *moules* sont constitués de coffrages métalliques qui autorisent un grand nombre de emplois. Ils doivent en effet être capables de supporter les moyens de vibration énergiques (il s'agit en général de vibreurs fixés sur les coffrages) nécessaires pour la mise en place du béton.

Chaque gamme de poutres (rectangulaire, trapézoïdale, I avec ou sans blochet, ...) requiert des coffrages spécifiques. Toutefois, au sein d'une même gamme, les coffrages doivent être polyvalents afin de permettre les ajustements et les réglages nécessaires pour une production donnée. Les paramètres variables sont notamment la portée, la hauteur et la largeur des éléments.

Le fond de moule est systématiquement rectiligne, afin de pouvoir réaliser des éléments de longueur quelconque sur toute la longueur du banc de préfabrication. Il n'est donc pas possible, contrairement au cas des poutres précontraintes par post-tension réalisées sur chantier, de donner une flèche vers le bas au fond de coffrage. La cambrure des poutres sous l'effet du fluage, qui ne peut être compensée par ce moyen, serait susceptible d'engendrer des déformations importantes, préjudiciables à l'allure du profil en long de l'ouvrage. Pour limiter ces inconvénients, on est amené, dans les zones d'extrémité des poutres, à neutraliser certaines armatures par gainage (voir § 3.2.2).

Les coffrages d'extrémité de chaque poutre sont réalisés au moyen de *peignes d'about* qui épousent exactement la section transversale de la poutre. Ces peignes comportent une grille régulière de trous qui assurent un positionnement précis des armatures de précontrainte sur le banc. Le dessin de la grille autorise diverses configurations d'armatures, adaptées à l'ensemble des éléments d'une même gamme.



Figure 70 : Peignes d'about.

Les déviateurs d'armatures constituent une solution peu fréquente en France à l'heure actuelle, et qui ne serait en principe à envisager que pour les poutres de grande portée.

Il peut en effet être intéressant dans ce dernier cas de réduire l'excentricité, donc le moment de précontrainte, dans les sections voisines des appuis, tout en bénéficiant de la réduction d'effort tranchant due à l'inclinaison des armatures déviées. La déviation d'un certain nombre d'armatures de précontrainte est alors obtenue au moyen de l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- soit on effectue une mise en tension partielle de ces armatures selon un tracé rectiligne, elles sont ensuite déviées jusqu'à leur position définitive ;
- soit la mise en tension est tout de suite effectuée selon un tracé polygonal.

Le banc de préfabrication doit être spécialement équipé pour permettre la reprise des efforts verticaux ponctuels qui apparaissent aux points anguleux du tracé des armatures.

Une autre solution plus fréquente consiste à gainer un certain nombre d'armatures, dans les zones proches des appuis où les efforts de précontrainte seraient surabondants, voire nocifs, afin de reporter leur adhérence au béton vers la zone centrale de la poutre. Cette dernière solution n'a pas d'effet sur l'effort tranchant. En revanche, elle permet de diminuer l'effort normal de précontrainte et son excentricité, du fait d'une modification du barycentre des torons non gainés.

Les précautions à prendre consistent d'une part à assurer l'étanchéité du gainage vis-à-vis de la laitance de ciment, d'autre part à effectuer un positionnement précis des gaines au moyen de dispositifs de fixation efficaces, en raison des risques de cheminement pendant le bétonnage et la vibration. Par ailleurs, il est nécessaire de conserver un minimum d'armatures non gainées pour assurer l'équilibre de la bielle d'about et celui du coin inférieur.

4.1.3 - Traitement thermique.

C'est au moment de la mise en précontrainte des poutres, c'est-à-dire au relâchement des armatures, que leur fibre inférieure est soumise aux contraintes de compressions les plus élevées. En effet, toute la précontrainte nécessaire à la structure complète du tablier (poutre et hourdis associé) doit être appliquée en totalité sur la poutre seule. Cela impose que le béton ait atteint à cette date un niveau de résistance à la compression compatible avec les contraintes dues aux efforts appliqués.

On est ainsi souvent amené pour des raisons économiques (rotation plus rapide des installations et du matériel), à accélérer la montée en résistance du béton par un moyen approprié qui n'hypothèque pas sa résistance à long terme. Cette accélération est obtenue généralement en soumettant le béton à un traitement thermique. Différentes technologies peuvent être utilisées à cet effet :

- injection de vapeur dans une enceinte entourant le moule ;
- circulation d'eau chaude dans les parois du moule ;
- résistances électriques chauffant les parois du moule.

Dans tous les cas, les éléments doivent être bâchés pendant l'opération pour éviter les migrations d'eau de la masse du béton vers l'extérieur. Il est de plus nécessaire de mettre en œuvre une régulation du traitement thermique afin de respecter les prescriptions relatives au cycle d'étuvage. Pour plus de détails, on se reportera à l'Additif au fascicule 65 A (exécution) et à l'Annexe 6 des règles BPEL (calculs).

En période d'énergie chère, on peut se contenter, si le planning des travaux le permet, de mettre à profit la réaction exothermique de prise du béton en calorifugeant les moules, ce qui constitue un traitement thermique passif.

Le traitement thermique est destiné à accélérer le durcissement du béton et, par voie de conséquence, le cycle de production des poutres. Cette technique a fait ses preuves. Cependant en raison de son coût, il peut être avantageux de la remplacer par l'emploi des bétons à hautes performances dont la résistance au jeune âge s'accroît suffisamment vite pour procurer le même effet, en l'absence de tout traitement thermique. Ces bétons offrent par ailleurs d'autres avantages (voir § 1.2 et § 2.2).

4.1.4 - Processus de fabrication.

Dans les cas courants, la fabrication d'un lot de poutres passe par la réalisation successive des opérations individuelles énumérées ci-après :

- Préparation des moules, mise en place des peignes d'about.
- Mise en place des cages d'armatures passives, généralement préparées en atelier.
- Enfilage, à travers ces cages, des armatures de précontrainte, positionnées grâce aux peignes d'about ; enfilage des gainages éventuels.
- Mise en tension une par une des armatures de précontrainte.
- Réglage des aciers passifs et de l'étanchéité des coffrages.
- Bétonnage des poutres ; vibration externe ; disposition de bâches isothermes.
- Mise en œuvre éventuelle d'un traitement thermique respectant les quatre phases du cycle d'étuvage : préprise, montée en température, palier isotherme, refroidissement.

- Décoffrage des poutres.
- Mise en précontrainte des poutres, effectuée par relâchement progressif de la totalité des armatures, lorsque des éprouvettes de béton, ayant subi le cas échéant le même traitement thermique que les poutres, ont atteint la résistance requise par le projet.
- Evacuation des poutres sur le parc de stockage.

Notons que l'emploi des bétons à hautes performances permettrait d'accélérer, en l'absence de tout traitement thermique, le processus de fabrication des poutres, grâce à la montée rapide en résistance de ces bétons, quelques heures seulement après le bétonnage. Cet emploi procure également d'autres avantages (voir § 1.2 et § 2.2).

4.2 - STOCKAGE, TRANSPORT, MANUTENTION ET POSE.

Les éléments préfabriqués sont amenés à subir, depuis leur mise en précontrainte jusqu'à leur mise en place définitive dans l'ouvrage, de nombreuses manutentions :

- du banc de préfabrication jusqu'au parc de stockage ;
- pendant le transport de l'usine au chantier ;
- pour leur pose sur appuis définitifs.

Ils doivent donc être munis de dispositifs particuliers de levage, convenablement ancrés dans la pièce afin de garantir la sécurité, tels que des boucles en acier doux ou d'autres pièces spécifiques. Pour plus de détails, il convient de se reporter au chapitre VIII « Eléments préfabriqués » du fascicule 65-A. Par ailleurs, des précautions sont à prendre vis-à-vis des risques de déversement (voir § 4.2.4).

4.2.1 - Stockage.



Figure 71 : Stockage des poutres.

Après leur mise en précontrainte, les poutres sont évacuées vers le parc de stockage de l'usine. Leur fibre inférieure est très comprimée, à une valeur proche de la contrainte limite, puisque c'est le critère de compression qui a déterminé la résistance requise du béton. Il importe donc de ne pas aggraver cette situation ; c'est pourquoi la portée entre crochets de levage ainsi que la portée entre axes d'appuis provisoires de stockage doit être aussi voisine que possible de la portée définitive.

Il est rappelé que les poutres doivent être convenablement contreventées en toute phase. Il convient par ailleurs d'éviter de trop longues périodes de stockage, susceptibles de favoriser des déformations trop importantes par fluage. Le calendrier de fabrication doit donc être établi de telle sorte que la durée de stockage n'excède pas une à deux semaines.

4.2.2 - Transport et manutention.

Différentes sortes de matériels sont utilisés pour le transport et la manutention des poutres entre le banc de préfabrication et leur mise en place définitive dans l'ouvrage.

Dans l'usine, les éléments préfabriqués sont fréquemment manipulés à l'aide de ponts roulants associés à des élingues verticales ou des palonniers.

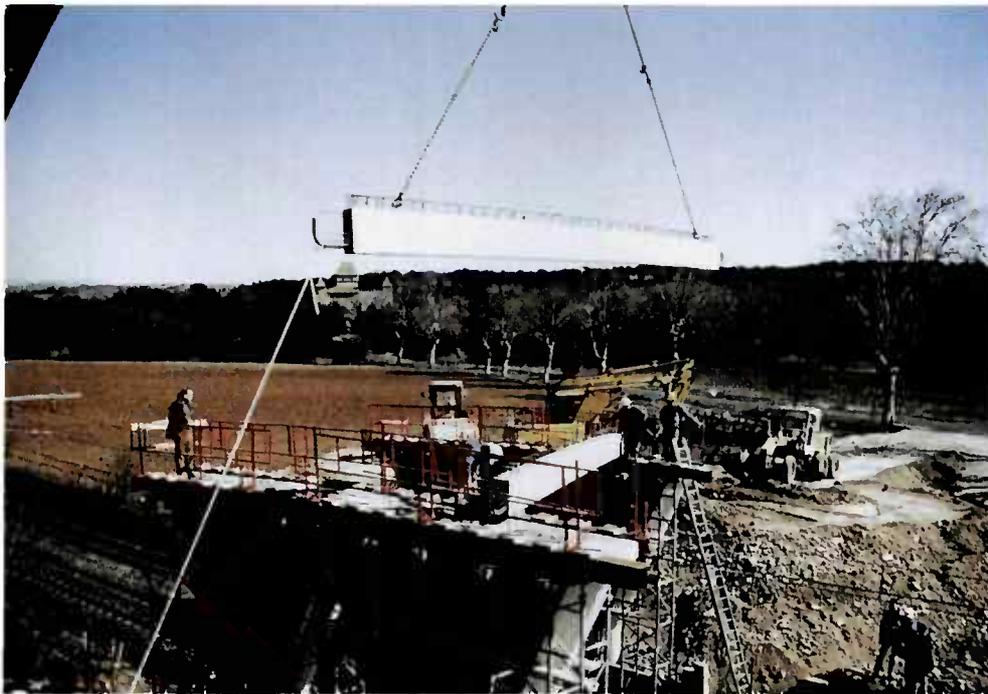


Figure 72 : Manutention et pose des poutres.

Pour les éléments relativement courts, de l'ordre d'une quinzaine de mètres, le transport jusqu'au chantier s'effectue généralement par camion ou par voie ferrée. Pour les éléments de plus grande longueur, on peut être amené à utiliser un camion tracteur et un triqueballe, dont les poutres constituent le châssis. L'arrimage des poutres doit être particulièrement soigné, afin de limiter l'effet des sollicitations de torsion. Il est parfois utile à cet égard de jumeler les poutres deux par deux pendant le transport. Pour la circulation de ces convois, il convient de prendre les précautions habituelles relatives aux convois exceptionnels, notamment en ce qui concerne la vitesse.

Il importe en effet, au cours des phases de transport et de manutention, de limiter les sollicitations dynamiques susceptibles d'augmenter ou surtout de diminuer les efforts de poids propre de l'élément. Ces phases peuvent se révéler critiques vis-à-vis de la compression en fibre inférieure et de la traction en fibre supérieure de la poutre. Ce sont elles qui permettent en général de déterminer les sections d'aciers passifs à disposer en fibre supérieure.

4.2.3 - Mise en place des poutres.

Sur le chantier, avant la pose des poutres, il y a lieu de s'assurer que les surfaces de reprise sont rugueuses et saines (exemptes de toute trace de poussière, de laitance etc.).

La mise en place des poutres est effectuée soit au moyen de deux grues, soit à l'aide d'une seule grue et d'un palonnier, ou encore d'élingues de grande longueur. Il convient de veiller à ce que l'angle des élingues par rapport à l'horizontale présente une valeur suffisante, afin de réduire la valeur de l'effort normal supplémentaire apporté par leur composante horizontale.



Figure 73 : Dispositif d'appui provisoire.

Dans le cas où le tablier est rendu continu, la réalisation des entretoises de continuité nécessite la mise en place des poutres sur des appuis provisoires. Les poutres s'appuient alors en général sur un système de support provisoire formé par une poutre transversale rigide (profilé en acier, le plus souvent) prenant elle-même appui sur des échafaudages constitués de tours s'appuyant au sol ou, plus fréquemment, de corbeaux fixés dans la partie supérieure des fûts de pile.

Les précautions à prendre consistent notamment à :

- contreventer convenablement les poutres PRAD ainsi que le système de support ;
- éviter les déformations ou les affaissements accidentels de ce système de support ;
- régler le niveau du système de support en fonction du nivellement du tablier fini ;
- asseoir confortablement les poutres PRAD sur une longueur d'appui suffisante ;
- faciliter la mise en place ultérieure du tablier sur ses appuis définitifs, après le durcissement du béton du hourdis et des entretoises (voir § 4.5). Le système de support peut être muni d'un dispositif de réglage (boîtes à sable, vérins à vis) prévu à cet effet.

4.2.4 - Stabilité vis-à-vis du déversement latéral.

Une poutre étroite de section rectangulaire ou une poutre en I dépourvue de soutien latéral et fléchie dans son plan moyen sous l'action de couples ou de forces appliquées peut devenir instable et flamber hors de son plan moyen. Un tel flambement s'accompagne de torsion et peut intervenir pour une valeur critique inférieure à celle de la flexion. C'est le phénomène de déversement latéral.

Ce phénomène peut se produire dans les structures dépourvues de soutien latéral et surtout possédant une faible résistance à la torsion et à la flexion latérale. C'est notamment le cas des poutres préfabriquées telles que les poutres PRAD.

Le risque est d'autant plus grand que la section est étroite vis-à-vis de la portée. Il se présente notamment pendant le stockage ainsi que pendant le transport, la manutention, la pose des poutres et le bétonnage du hourdis et des entretoises. Pendant ces périodes, il importe donc de prendre les mesures de précautions adéquates (voir les paragraphes précédents).

Le phénomène du déversement a fait l'objet de nombreuses études dans diverses publications. On peut consulter notamment : « Stabilité élastique des poutres en béton précontraint à l'égard du déversement latéral » de P. Lebel (Annales de l'ITBTP, n° 141 de septembre 1959), ou « La précontrainte », chapitre 13 « Flambement et déversement des éléments précontraints » de R. Chaussin, A. Fuentes, R. Lacroix et J. Perchat (Presses de l'ENPC, 1992).

Sans aborder le détail des calculs, les situations suivantes sont à distinguer :

- la poutre suspendue,
- la poutre en place, avec les rotations bloquées sur appuis.

La vérification consiste essentiellement à comparer la charge effectivement appliquée à la poutre, à la charge critique de déversement. Cette dernière dépend de la rigidité de flexion *latérale* et de la rigidité de torsion ainsi que des conditions de liaison de la poutre.

Il importe ensuite de choisir un coefficient de "sécurité" selon la situation de la poutre. En effet, les hypothèses formulées pour l'évaluation de la charge critique ne sont jamais parfaitement satisfaites (rectitude de l'axe longitudinal de la poutre, verticalité du plan moyen, ...).

A cet effet, il convient de remarquer que la seule comparaison du poids propre de la poutre avec la charge critique de déversement ne serait nullement suffisante pour cerner avec une précision suffisante la sécurité d'une manœuvre de manutention.

4.3 - MISE EN PLACE DES COFFRAGES.

Ces coffrages sont les coffrages du hourdis latéral et des hourdis en encorbellement, ainsi que ceux des chaînages et des entretoises, y compris des entretoises de continuité le cas échéant.

4.3.1 - Coffrages des hourdis centraux.

On utilise généralement les coffrages perdus qui sont des éléments plans supposés non liés mécaniquement à la structure ; ils ne participent donc pas à sa résistance. Deux matériaux sont couramment utilisés, selon la portée transversale entre poutres. Le fibre-ciment convient pour les portées modestes, jusqu'à environ 80 centimètres avec une épaisseur de 25 millimètres. Au-delà, le béton armé devient nécessaire avec une épaisseur minimale de 6 centimètres.

Il est indispensable dans tous les cas que les joints entre éléments de coffrage d'une part, et les joints entre coffrages et poutres d'autre part, soient parfaitement étanches afin d'empêcher toute fuite de laitance pendant le bétonnage. Il s'agit d'une condition contraignante, qui impose de mettre en œuvre les coffrages perdus soit sur des bandes de matériau compressible, soit sur un mortier de pose. Entre éléments, l'étanchéité des joints peut être réalisée au moyen de bandes adhésives (dans le cas de coffrages en fibre-ciment) ou encore au moyen de cordons de mortier. La longueur cumulée de joints à étancher est donc importante et peut atteindre quelques centaines de mètres par travée.

La mise en œuvre des coffrages perdus impose de prendre certaines précautions pour la sécurité du personnel. En premier lieu, leur résistance mécanique doit être justifiée pour toutes les actions appliquées en cours d'exécution : charges de chantier et poids du béton frais. Il est à noter que le matériau fibre-ciment présente à cet égard des risques de rupture fragile et qu'il convient donc de l'utiliser en épaisseur suffisante.

Il faut également veiller aux conditions d'appui des coffrages perdus sur la table de compression des poutres, afin d'éviter leur chute accidentelle. Une disposition satisfaisante consiste à appuyer les coffrages dans des feuillures de dimension suffisante, ce qui permet de les caler transversalement. Dans le cas d'ouvrages construits au-dessus d'une voie circulée, il peut devenir nécessaire d'arrimer les coffrages perdus en fibre-ciment, qui du fait de leur légèreté, risqueraient de se déplacer par l'effet de piston (produit par un déplacement d'air consécutif au passage du trafic) ou par celui d'un vent violent.

4.3.2 - Coffrages du hourdis en encorbellement.

Il est peu fréquent d'avoir à couler le hourdis en encorbellement au-delà des poutres de rive (voir chapitre 2).

Une telle réalisation est toutefois possible, sans trop de difficultés, tant que le débord reste modéré. Dans ce cas, le coffrage horizontal peut être accroché aux poutres de rive, comme le coffrage latéral du hourdis. Lorsque la largeur du hourdis en encorbellement est importante (au-delà du mètre), il est nécessaire de prévoir un système de coffrage et cintre approprié. Le coffrage, généralement en bois, s'appuie sur un platelage porté par des poutrelles en acier. Celles-ci prennent appui à leur tour sur des échafaudages prévus à cet effet ou sur les poutres transversales formant cintre pour supporter le coffrage des entretoises du tablier. La figure 74 illustre un tel système. Il importe bien entendu de bien régler le cintre pour que le profil en long après décoffrage soit conforme aux dessins de l'ouvrage.



Figure 74 : Coffrages du hourdis en encorbellement.

4.3.3 - Coffrages des chaînages et des entretoises.

Le bétonnage des chaînages et des entretoises est réalisé à l'intérieur des coffrages prévus à cet effet. Ces coffrages comportent pour chaque appui un fond de moule complété par des panneaux façonnés suivant la géométrie du dessous du tablier (goussets, feuillures et inclinaison des âmes de poutres notamment). Ces coffrages sont en contre-plaqué ou en coffrage perdu en béton armé préfabriqué. Le fond de moule est plus fréquemment en coffrage perdu en béton armé préfabriqué. L'emploi d'un coffrage non perdu pour fond de moule nécessite de prendre des précautions particulières pour faciliter le décoffrage (boîtes à sable ou cales biaises en bois dur, par exemple). Il nécessite par ailleurs de ménager des réservations aux emplacements des appareils d'appui. Les fonds de moules en coffrage perdu en béton armé ne présentent pas ces inconvénients.

En outre, il y a lieu de prendre les précautions pour :

- assurer la rigidité ainsi que la stabilité des coffrages, en particulier celles du fond de moule, de façon à éviter toute dénivellation accidentelle entre l'entretoise et les poutres qui l'encadrent ;
- attacher, au moyen d'armatures en attente, les coffrages perdus à la partie coulée en place, si de tels coffrages sont utilisés ;
- étancher le coffrage afin d'éviter toute fuite de laitance pendant le bétonnage ;
- garantir l'homogénéité de texture et de teinte du béton après décoffrage, par rapport au béton des poutres.

4.4 - EXÉCUTION DU HOURDIS.

Les aciers inférieurs du hourdis ne doivent pas rester au contact avec des coffrages perdus. L'enrobage réglementaire doit être respecté, ce qui est obtenu au moyen de cales disposées en nombre suffisant.

Les entretoises d'extrémité, et les noyaux de clavage en cas de continuité mécanique, sont généralement coulés en même temps que le hourdis. En revanche, le coulage des dalles de continuité s'effectue souvent dans une étape ultérieure, après réalisation du hourdis des travées adjacentes.

Pour la plupart des ouvrages, les volumes de béton à mettre en œuvre restent modérés et autorisent un bétonnage en continu. A l'issue du coulage, il est nécessaire de bien régler la face supérieure du hourdis pour assurer la mise en œuvre correcte du système d'étanchéité. Afin d'éviter toute perte d'eau anormale, donc nuisible à sa résistance, avant la prise du béton, la cure du béton est nécessaire, notamment lorsque le bétonnage a lieu en période de forte chaleur (température supérieure à 25-30 °C) ou de grand vent.

De même, si le bétonnage doit s'effectuer par temps froid (température inférieure à + 5°C), des moyens de prévention et des précautions particulières sont également indispensables pour pouvoir continuer à bétonner, afin que le béton ne puisse pas geler et qu'il ait une résistance correcte.

La mise en œuvre du béton est traitée à l'article 74 du fascicule 65 A et dans le chapitre 3 de l'additif. On peut également consulter « La pratique des ciments, mortiers et bétons », tome 2, chapitre 2, de M. Vénuat, Editions du Moniteur, 1989.

4.5 - TRANSFERT DES POUTRES SUR LEURS APPUIS DÉFINITIFS.

Dans le cas d'un tablier PRAD hyperstatique, il est nécessaire de transférer le tablier sur ses appuis définitifs, après le durcissement du béton des entretoises et du hourdis. Cette opération consiste à mettre le tablier sur ses appareils d'appui définitifs, puis à enlever les appuis provisoires, au moyen des dispositions prévues lors de la pose des poutres sur leurs appuis provisoires (voir § 4.2.3), ainsi que lors de la mise en place du coffrage des entretoises (voir § 4.3.3).

Il importe de veiller à ce que cette opération n'induisse pas dans le tablier des dénivellations différentielles d'appui importantes, susceptibles d'entraîner des dépassements de contraintes non prévus. Ces dénivellations sont celles qui peuvent exister entre deux points d'appui d'une même ligne d'appui ou entre les différentes lignes d'appui.

Dans le cas des travées isostatiques comportant un appui sous chaque poutre, il peut être nécessaire, après coulage du hourdis et pose des équipements, de vérifier l'ensemble du tablier afin d'effectuer un "recalage" des appareils d'appui.

ANNEXE

ASSURANCE DE LA QUALITÉ

Le fascicule 65-A du C.C.T.G., qui traite de l'exécution des ouvrages de génie civil en béton, impose aux entreprises et aux maîtres d'œuvre de gérer la qualité suivant des dispositions qui comprennent, en particulier, l'établissement et le suivi d'un Plan d'Assurance de la Qualité (P.A.Q.). Le respect de ces principes exige une formalisation très précise de l'organisation du chantier et du système de contrôle mis en œuvre par l'entrepreneur (contrôle intérieur) ainsi que par le maître d'œuvre (contrôle extérieur).

Un groupe de travail associant notamment le SETRA, la SNCF, la FNTF et le SNBATI a élaboré un "Guide pour la mise en œuvre des Plans d'Assurance de la Qualité", destiné à la fois aux entrepreneurs et aux maîtres d'œuvre, afin de préciser les relations entre les différents acteurs de la construction de l'ouvrage. On se reportera utilement à ce document lors des différentes phases d'établissement d'un P.A.Q.

Le fascicule 65-A proprement dit constitue un tronc commun concernant les ouvrages en béton armé ou en béton précontraint par post-tension. C'est délibérément que ce fascicule n'aborde pas certaines techniques particulières telles que, par exemple, les bétons à hautes performances, les traitements thermiques ou la précontrainte par pré-tension, qui font l'objet de l'additif au fascicule 65-A.

L'exécution des ouvrages de type PRAD relève donc des textes réglementaires suivants :

- Additif au fascicule 65-A, notamment le chapitre 5, pour ce qui concerne la technique de la précontrainte par pré-tension ;
- Fascicule 65-A proprement dit pour ce qui est des éléments de béton armé coulés en place : appuis, hourdis, entretoises et éléments de clavage.

Dans ce qui suit, nous nous proposons de faire un rappel de ces clauses en mettant l'accent sur celles qui sont propres à l'exécution des ouvrages PRAD. Pour la commodité de l'exposé, nous ferons la distinction entre la fabrication des poutres en usine et les travaux sur chantier.

A 1 - FABRICATION DES POUTRES EN USINE

Le texte de référence est le chapitre 5 de l'additif au fascicule 65-A.

A 1.1 - Dispositions générales (Article 51 de l'additif au fascicule 65-A).

Sont visées les productions régulières d'éléments précontraints par pré-tension destinées au génie civil. Lorsque l'entrepreneur n'assure pas directement la production, il répercute sur le producteur les obligations du marché.

Un responsable spécialement qualifié, dit C.M.P. (Chargé de la mise en œuvre de la précontrainte) veille à la bonne ordonnance et à la sécurité des opérations de mise en tension des armatures et de mise en précontrainte des éléments.

A 1.2 - Produits et matériaux (Article 52 de l'additif au fascicule 65-A).

a) Armatures de précontrainte.

Les armatures sont des torons ou des fils autres que ronds et lisses.

Les traitements de surface éventuels (protection contre la corrosion) ne doivent pas réduire l'adhérence au béton.

Les clauses générales relatives aux armatures de précontrainte (article 92.1 du fascicule 65-A) sont naturellement applicables.

b) Tubes de gainage.

Ces tubes ont pour objet de supprimer l'adhérence des armatures au béton sur une longueur limitée. Leur matériau constitutif ne doit pas être agressif, ni vis-à-vis de l'acier, ni du béton.

Ils figurent sur les dessins d'exécution.

c) Bétons.

Les clauses du chapitre VII du fascicule 65-A sont complétées par les éléments suivants :

- Possibilité d'utiliser des B.H.P.
- Veiller à la compatibilité du ciment avec un traitement thermique éventuel.
- Le ciment est du CPA ou du CPI $S^{--} < 0,2 \%$ de la masse du ciment.
- Le total des ions chlore $Cl^- < 0,1 \%$ de la masse du ciment.

A 1.3 - Mise en œuvre (Article 53 de l'additif au fascicule 65-A).

Les clauses sont répertoriées selon les phases successives de la réalisation des éléments préfabriqués.

a) Opérations préalables.

Les supports d'ancrage sont suffisamment rigides pour ne subir que de très faibles déformations à la mise en tension des armatures (perte de tension $< 0,5 \%$).

Les moules sont suffisamment rigides pour respecter les tolérances géométriques spécifiées.

Les armatures de précontrainte passent librement entre les armatures de béton armé et dans les coffrages d'extrémité.

La coupe des armatures au chalumeau est interdite avant la mise en précontrainte des éléments.

Le raboutage d'armatures par soudure est interdit. Le raboutage par manchon est autorisé entre deux éléments sur le banc de préfabrication.

Les tubes de gainage sont enfilés sur les armatures au fur et à mesure de leur mise en place et laissés en position provisoire.

Les déviateurs éventuels, constitués de dispositifs rigides, permettent un libre déplacement des armatures, sans leur occasionner de blessure à la mise en tension. Ils figurent sur les dessins d'exécution. En l'absence de références, le maître d'œuvre peut demander une épreuve de convenance.

b) Mise en tension.

La mise en tension est effectuée armature par armature. Elle peut être autorisée par groupes d'armatures pour des pièces de petites dimensions si les armatures ont une longueur identique entre les ancrages.

Le matériel de mise en tension fait l'objet de vérifications périodiques. Un manomètre de contrôle doit être disponible sur le lieu de fabrication. Le manomètre du vérin est vérifié avant démarrage de la fabrication, puis toutes les cent mises en tension et / ou tous les six mois.

Les consignes de mise en tension portent sur les reprises successives, la pression maximale à atteindre p_0 , les valeurs de rentrée d'armatures au blocage, l'allongement prévisible a_0 , la vérification du bon état des accessoires par le C.M.P.

Les conditions sur la mise en tension et sur la position des armatures sont les suivantes :

- La pression ne doit pas dépasser p_0 .
- Un excès de rentrée d'ancrage par rapport à la valeur retenue dans le calcul ne doit pas occasionner de perte supérieure à 0,5 % de la tension sur banc.
- Les allongements sont jugés satisfaisants entre $0,95 a_0$ et $1,07 a_0$.
- La tolérance sur l'enrobage des armatures de précontrainte est de 0 à +5 mm, après mise en tension.
- La tolérance sur la position des armatures par rapport aux dessins d'exécution, après mise en tension est de :

± 10 mm dans toutes les directions.

Pour les pièces de faible hauteur (ou épaisseur) h , la tolérance suivant cette dimension est ramenée à :

± 5 mm, si $h \leq 250$ mm ;

± $h/50$, si $250 < h \leq 500$ mm.

- La tolérance sur la distance entre armatures de précontrainte et armatures passives est égale à celle des armatures passives entre elles.

Le positionnement définitif des tubes de gainage est effectué à l'issue de la mise en tension.

Leurs extrémités sont cachetées et maintenues en position, par exemple au moyen d'un ruban adhésif.

c) Mise en précontrainte de l'élément.

L'opération est autorisée quand la résistance du béton atteint la « *résistance permettant le relâchement des armatures de précontrainte* », fixée par le projet ;

Cette résistance est contrôlée par une épreuve d'information pour laquelle on prélève trois éprouvettes par lot, chaque lot étant constitué par l'unité de fabrication concernée.

On procède au relâchement simultané et progressif de toutes les armatures. Une détension brutale est interdite.

d) Opérations postérieures.

La coupe des armatures est effectuée par un procédé mécanique ou par fusion à l'arc. La protection des armatures en attente doit être assurée pendant cette opération. L'emploi du chalumeau est interdit.

Les armatures en attente ne subissent pas de traitement de protection. L'arasement des armatures de précontrainte à l'about est effectué à la meule ; les extrémités sont protégées contre la corrosion après séchage du béton.

Les éléments reçoivent un marquage d'identification (voir article 82.3 du fascicule 65-A).

A 1.4 - Assurance de la qualité (Article 54 de l'additif au fascicule 65-A).

a) Dispositions générales :

Le fabricant établit un plan d'assurance de la qualité, qui définit notamment :

- les attributions du C.M.P. ;
- les moyens de l'entreprise ;
- les approvisionnements ;
- les modalités d'organisation et de fonctionnement du contrôle interne.

Le centre de production est équipé d'un laboratoire permettant d'effectuer les vérifications prévues.

b) Contrôle avant mise en tension :

Le C.M.P. vérifie l'état des accessoires et veille au contrôle du nombre de remplois des dispositifs de blocage.

c) Contrôle avant bétonnage :

Le C.M.P. dresse un procès-verbal des mesures effectuées au cours de la mise en tension, des observations faites, des anomalies décelées, des décisions prises. Il établit l'attestation de convenance des vérifications effectuées, après mise en tension, sur la position des armatures, des attaches de levage et des tubes de gainage.

d) Contrôle avant mise en précontrainte :

Le CMP établit, pour chaque banc de fabrication, des fiches rassemblant les résultats des contrôles effectués pendant le durcissement du béton et des essais d'information destinés à connaître la résistance du béton.

e) Mise en précontrainte :

Si la « résistance permettant le relâchement des armatures de précontrainte » n'est pas atteinte au délai prévu, la décision de relâchement est différée.

Le C.M.P. établit des fiches rassemblant les mesures de rentrée d'armatures sur une ou deux extrémités d'éléments d'un même banc, les mesures de contreflèches des éléments correspondants, l'âge du béton lors de ces mesures.

Il complète le procès-verbal par les mesures effectuées au cours de la mise en précontrainte.

A 2 - TRAVAUX SUR LE CHANTIER

Les étapes ultérieures de l'exécution de l'ouvrage, énumérées au chapitre 4 du présent document, ressortissent à de nombreux chapitres du fascicule 65-A.

Le stockage, la manutention et la réception des poutres sur le chantier sont traités au chapitre VIII « Eléments préfabriqués », qui fournit également des prescriptions relatives aux dispositifs d'accrochage.

Les opérations de ferrailage ne présentent pas de difficultés spécifiques. Dans le chapitre VI « Armatures de béton armé », est soulignée la nécessité de l'arrimage et du calage des armatures afin d'éviter des déformations ou des déplacements excessifs. Dans le cas, de plus en plus fréquent, d'utilisation d'éléments préfabriqués en atelier, il est recommandé d'avoir recours à un atelier bénéficiant du certificat AFCAB.

La mise en œuvre du béton fait l'objet du chapitre VII, article 74. Les procédés utilisés doivent concourir à l'obtention de l'homogénéité et d'une bonne compacité du béton. La jonction d'éléments de béton préfabriqués avec des parties d'ouvrage coulées en place implique de traiter correctement les surfaces de reprise de bétonnage. C'est notamment le cas des faces d'about des poutres avant bétonnage des entretoises de continuité, ou encore des faces latérales des poutres-caissons avant bétonnage des clés de cisaillement.

Le but recherché est d'améliorer l'adhérence entre les deux bétons. A titre d'indication, le nettoyage de la surface de l'ancien béton au jet d'eau à haute pression ou par sablage permet d'obtenir des surfaces saines, rugueuses, exemptes de toute trace de poussière, de laitance et de carbonatation du béton.

Page laissée blanche intentionnellement

BIBLIOGRAPHIE

CONCEPTION

- *PRAD 73 : Dossier-pilote relatif aux ponts à poutres précontraintes par adhérence, conforme à l'instruction provisoire IP2 de 1973, SETRA.*
- *ICTAAL : Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des autoroutes de liaison.*
- *ICTAVRU : Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des voies rapides urbaines.*
- *ICTARN : Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des routes nationales.*
- *GUEST : Guide d'esthétique pour ouvrages d'art courants, SETRA.*
- *Leonhardt F. : Bridges - Aesthetics and design, Deutsche Verlags-Anstalt.*
- *Ciolina F. : Continuité des hourdis des structures préfabriquées. Annales de l'ITBTP, Supplément au n° 278 de février 1971.*
- *Kavyrchine M. et al. : Comportement de jonctions d'éléments préfabriqués - Etude de la liaison sur appuis de poutrelles précontraintes par torons adhérents. Rapports de recherche (phase A - décembre 1978 ; phases B et C - novembre 1979), Service d'Etude des Structures du CEBTP.*
- *Guide de conception des ponts dalles, SETRA.*
- *Guide de conception des ponts-cadres et portiques, SETRA.*
- *PP 73 : Piles et palées, SETRA.*
- *Calgaro J. A. : Projet et conception des ponts. Généralités - Fondations - Appuis - Ouvrages courants. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1991, 2^e édition.*
- *Bernard-Gély A., Calgaro J. A. : Conception des ponts. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1994.*
- *Malier Y. et al. : Les bétons à hautes performances. Caractérisation - Durabilité - Applications. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1992, 2^e édition.*

ÉQUIPEMENTS

- *Fascicule 67, Titre 1 du CCTG : Etanchéité des ponts-routes à support en béton.*
- *STER 81 : Surfaçage, étanchéité, couches de roulement des tabliers, SETRA.*
- *Circulaire n° 88-49 du 9 mai 1988 relative à l'agrément et aux conditions d'emploi des dispositifs de retenue des véhicules.*
- *Collection du guide technique GC : Equipements latéraux des tabliers, garde-corps, dispositifs de retenue, etc., SETRA.*
- *Bulletin technique n° 4 relatif aux appareils d'appui de ponts, SETRA.*
- *Environnement des appareils d'appui en caoutchouc fretté, SETRA-LCPC.*

- *Assainissement des ponts routes, SETRA.*
- *Joints de chaussée - Avis techniques, SETRA.*
- *Dalles de transition pour ponts routes, SETRA.*
- *Note d'information Ouvrages d'art N° 14 du SETRA en date de février 1991, sur les éléments coffrants en béton armé utilisés comme coffrages perdus.*

EXÉCUTION

- *Fascicule 65-A du CCTG relatif à l'exécution des ouvrages en béton armé ou en béton précontraint par post-tension.*
- *Additif au fascicule 65-A.*
- *Note d'information Ouvrages d'art N° 18 du SETRA en date de janvier 1995, sur l'incidence de l'évolution de la normalisation et de la réglementation sur le fascicule 65-A, son additif et les CCTP.*
- *Guide de chantier GGOA, niveau 3, SETRA, 1970.*

CALCUL

- *Fascicule 62, Titre I, Section I du CCTG (Règles BAEL 91).*
- *Fascicule 62, Titre I, Section II du CCTG (Règles BPEL 91).*
- *Eurocode 2, partie 2 (ENV 1992-2, octobre 1995, norme européenne relative au calcul et à la justification des ponts en béton armé ou précontraint).*
- *Chaussin R., Fuentes A., Lacroix R., Perchat J. : La précontrainte. Ecole française du béton. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1992.*
- *Lebelle P. : Stabilité élastique des poutres en béton précontraint à l'égard du déversement latéral. Annales de l'ITBTP, n° 141 de septembre 1959.*
- *de Larrard F. et al. : Proposition d'annexe "Bétons à hautes performances" aux règles BAEL et BPEL, février 1995. Association française de recherche sur les matériaux et les structures (AFREM/BHP/Règlement).*
- *Millan A. L. : Paquetage de calcul des efforts dans les platelages orthotropes (généralisation et amélioration de la méthode Guyon-Massonnet-Bares), SETRA.*
- *PRP : Conseils pour l'utilisation des programmes de réseaux de poutres, SETRA.*

SURVEILLANCE, ENTRETIEN ET PATHOLOGIE

- *IQOA : Image de la qualité des ouvrages d'art.*
- *Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art, 19 octobre 1979, Direction des routes, Ministère de l'Equipement.*
- *Gulyas R. J. et al. : Evaluation of keyway grout test methods for precast concrete bridges. PCI Journal, numéros de janvier-février 95, pages 44 à 57, et de juillet-août 95, pages 98 à 103 (articles portant sur le comportement et la durabilité des clés de cisaillement en micro-béton à hautes performances).*

Page laissée blanche intentionnellement

Édition CTOA :

Jacqueline THIRION : 01 46 11 34 82

Tablet de couverture :

Concept Graphic 45 : 16 38 96 80 35

Ce document est propriété de l'Administration,
il ne pourra être utilisé ou reproduit, même partiellement,
sans l'autorisation du SETRA.

Dépôt légal
ISBN 2-11 085784 6

© 1996 SETRA



es ponts-routes à poutres préfabriquées en béton précontraint constituent une solution classique pour les franchissements de portées comprises entre 10 et 50 mètres. On peut distinguer deux types de tabliers, selon que les poutres sont précontraintes par post-tension ou pré-tension.

Les poutres précontraintes par pré-tension (autrement dit précontraintes par adhérence, d'où l'appellation PRAD) recouvrent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres. L'avantage de ce type d'ouvrage réside essentiellement dans la possibilité :

- d'une maîtrise de la qualité des poutres, car celles-ci sont fabriquées en usine,
- d'absence d'échafaudage pour la construction du tablier.

Les ponts-routes à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence font appel à plusieurs techniques particulières, à savoir :

- précontrainte par pré-tension,
- préfabrication industrielle en usine,
- traitement thermique.

Le présent document constitue un guide de conception de ce type d'ouvrage. Il aborde également l'aspect construction du tablier en faisant entre autres un rappel de ces techniques particulières qui conditionnent pour une large part le mode d'exécution.

Ce document est destiné aux maîtres d'œuvre et concepteurs de ponts.

Precast girder bridges made of prestressed concrete provide a classical solution for spanning distances of between 10 and 50 metres.

The bridge decks can be of two types depending whether the girders are prestressed by pre-tensioning or post-tensioning.

Girders prestressed by pre-tensioning (i.e. prestressed by bonded strands) cover a range of spans from 10 to 35 metres. The main advantage of this type of structure is that it offers the possibility of :

- *quality control of the girders, as they are factory-manufactured,*
- *construction of the bridge deck without the need for scaffolding.*

Precast girder bridges, prestressed by bonded strands, involve several special techniques :

- *prestressing by pre-tensioning,*
- *industrial factory precasting,*
- *heat treatment.*

This document is a guide for designing this type of structure. It also covers deck construction, giving inter alia a summary of these special techniques which, to a great extent, condition the construction method.

This document is intended for project managers and bridge designers.

Document disponible sous la référence F 9646 au bureau de vente des publications du SETRA
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - F-92223 Bagneux Cédex - France
Tél. : 01 46 11 31 53 et 01 46 11 31 55 - Télécopie : 01 46 11 33 55

Prix de vente : 300 F