

# Ponts - cadres et portiques

## *Guide de conception*



# Ponts - cadres et portiques

## *Guide de conception*

*Décembre 1992*

Document réalisé et diffusé par le



---

**SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES**

Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex - FRANCE

Tél. : (1) 46 11 31 31 - Télécopieur : (1) 46 11 31 69 - Telex 632263 F

---

## ***NOTE DE PRESENTATION***

Les ouvrages à une travée de type pont-cadre et portique en béton armé constituent la majorité des franchissements en passage inférieur, lorsque la largeur de la voie franchie est modérée (jusqu'à une vingtaine de mètres) et lorsque le biais du franchissement n'est pas trop accusé.

Lorsque la largeur de la brèche franchie est plus importante, c'est le cas des plates-formes autoroutières par exemple, il peut être avantageux d'envisager selon les cas un cadre ou un portique double, de conception analogue à celle d'un cadre ou d'un portique simple, mais comportant deux travées.

Ces ouvrages sont dans leur majorité coulés en place. Cependant, leur conception rustique est également adaptée à une préfabrication qui peut porter sur l'ensemble de l'ouvrage ou seulement sur certaines de ses parties (piédroits ou murs de tête par exemple).

Les ponts-cadres et portiques sont des structures monolithiques, en ce sens que les traverses et les piédroits forment un tout, d'où leur rusticité et leur robustesse tout-à-fait avantageuses. En particulier, l'encastrement du tablier sur les piédroits autorise une minceur remarquable, particulièrement intéressante dans le cas des franchissements de faible tirant d'air.

De plus, dans leur grande majorité, ces ouvrages ne nécessitent ni joints de chaussée ni appareils d'appui, ce qui leur confère une grande facilité d'entretien.

En raison de ces atouts, cette population d'ouvrages n'a pas cessé d'augmenter depuis la construction des premiers ouvrages de ce type.

Cet essor a été largement amplifié par une action de standardisation du S.E.T.R.A. dans la conception et le calcul de ce type d'ouvrage, ce qui a permis d'améliorer de façon sensible la qualité et la durabilité, ainsi que la productivité.

Le présent document constitue une synthèse et un guide de conception détaillé, tant sur l'aspect technique que sur l'aspect esthétique de ce type d'ouvrage. Le projeteur pourra y trouver les renseignements nécessaires à l'établissement d'un projet d'ouvrage, aussi bien dans les lignes générales que dans les dispositions constructives de détail, ainsi que des conseils dans le choix des moyens de calcul automatique.

En ce qui concerne ce dernier aspect, il est à noter que le calcul de ces ouvrages peut être assuré dans la très grande majorité de cas par les logiciels PICF-EL (dans le cas des ponts-cadres) et PIPO-EL (dans le cas des portiques) du S.E.T.R.A. Ces programmes, ainsi que les guides de calcul associés, correspondent à la réglementation française en vigueur.

Le présent document assorti de ces guides de calcul remplace donc les documents antérieurs relatifs à ces ouvrages types, à savoir les dossiers-pilotes PICF 67 et PIPO 74.



Ch. BINET

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées

Directeur du Centre des Techniques  
d'Ouvrages d'Art

# SOMMAIRE

<b>1 - PRESENTATION DE LA STRUCTURE</b>	<b>7</b>
1.1 - Morphologie	8
1.2 - Domaine d'emploi	10
1.3 - Avantages et inconvénients	12
<b>2 - CONCEPTION GENERALE</b>	<b>13</b>
2.1 - Implantation des appuis et choix du type d'ouvrage	13
2.2 - Largeur de l'ouvrage	17
2.3 - Adaptation au biais	18
2.4 - Calage	20
2.5 - Ouvrages préfabriqués	21
2.6 - Conception des murs de tête coulés en place	22
2.7 - Conception des murs de tête préfabriqués.	24
2.8 - Etude esthétique	25
2.9 - Fondations	39
2.10 - Elargissement des ouvrages	40
<b>3 - CONCEPTION DETAILLEE</b>	<b>43</b>
3.1 - Matériaux utilisés	43
3.2 - Dimensionnement géométrique	44
3.3 - Ouvrages de grande largeur	45
3.4 - Ferrailage des ouvrages coulés en place	47
3.5 - Ferrailage des ouvrages préfabriqués	56
3.6 - Murs de tête coulés en place	58
3.7 - Murs de tête préfabriqués	65
3.8 - Equipements	65
<b>4 - EXECUTION</b>	<b>71</b>
4.1 - Ouvrages coulés en place	71
4.2 - Ouvrages partiellement préfabriqués	73
4.3 - Ouvrages totalement préfabriqués	74
4.4 - Parements	75
4.5 - Remblaiement	75
4.6 - Finitions	75
4.7 - Techniques particulières d'exécution	75
<b>5 - DEFAUTS ET DESORDRES</b>	<b>79</b>
5.1 - Désordres inhérents à la conception et au calcul	79
5.2 - Désordres et défauts inhérents à l'exécution	80
5.3 - Désordres et défauts imputables aux matériaux	81

<b>ANNEXE 1 - Dimensionnement des ponts-cadres</b>	<b>83</b>
1.1 - Cas général	83
1.2 - Ouvrages sous remblai	84
1.3 - Ouvrages biais	84
<b>ANNEXE 2 - Dimensionnement des portiques</b>	<b>87</b>
2.1 - Epaisseur de la traverse et des piédroits	87
2.2 - Epaisseur des semelles	87
2.3 - Largeur et excentrement des semelles	87
<b>ANNEXE 3 - Dimensionnement des murs de tête coulés en place</b>	<b>91</b>
3.1 - Murs de tête sur semelles (en aile ou en retour)	91
3.2 - Murs en retour suspendus	95
<b>ANNEXE 4 - Note sur le calcul des ponts-cadres et portiques</b>	<b>97</b>
4.1 - Cas des ouvrages de biais modéré	97
4.2 - Cas des ouvrages de biais prononcé	100
<b>ANNEXE 5 - Bibliographie</b>	<b>107</b>

## 1 - PRESENTATION DE LA STRUCTURE

Les ouvrages à une travée du type pont-cadre ou portique en béton armé constituent la majorité des franchissements en passage inférieur lorsque la largeur de la voie franchie est faible ou moyenne (jusqu'à une vingtaine de mètres) et lorsque le biais n'est pas trop accusé.

Ils se présentent comme une ouverture rectangulaire dans le talus, assortie de murs de tête dont la fonction est de maintenir les terres, en remblai ou en déblai ou à la fois en remblai et déblai.

L'aspect de l'ouvrage est très influencé par son ouverture ainsi que par ses murs de tête et, dans une moindre mesure, par la largeur de la plate-forme de la voie portée. C'est ce que montrent, avec deux dispositions des murs de tête, les figures 1 et 2 dans le cas le plus courant : la voie portée (autoroute) est en remblai, la voie franchie a une ouverture d'une dizaine de mètres, le biais est faible.

FIGURE 1 :  
Ouvrage avec murs en aile



FIGURE 2 :  
Ouvrage avec murs en retour

Lorsque la largeur de la brèche franchie est plus importante, il est avantageux de chercher à implanter un appui intermédiaire afin de réduire la longueur des travées et, par voie de conséquence, l'épaisseur du tablier. On peut envisager, selon les cas, un cadre ou un portique doubles, de conception voisine de celle d'un cadre ou d'un portique simple, dont un exemple est donné par la figure 3.

Les cadres et portiques sont généralement coulés en place. Cependant, leur conception rustique est également adaptée à une préfabrication qui peut porter sur l'ensemble de l'ouvrage, ou seulement sur certaines de ses parties (piédroits et murs de tête par exemple).

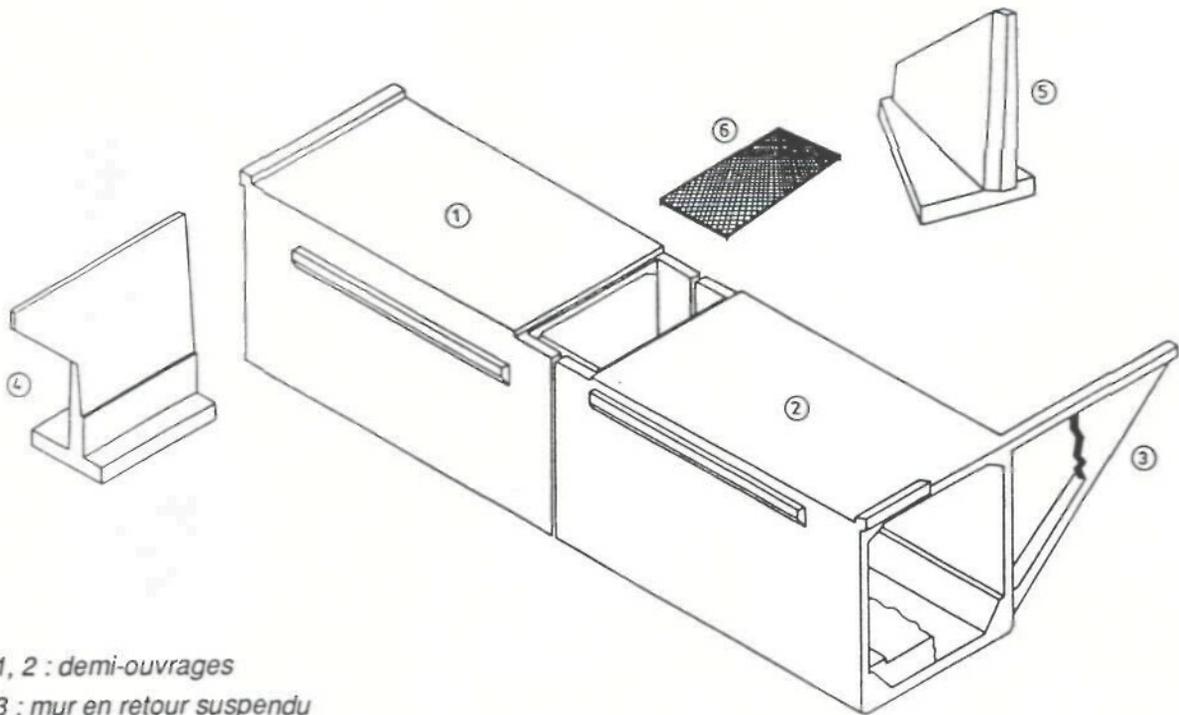
De tels ouvrages préfabriqués sont semblables, du point de vue de leur morphologie, aux ouvrages coulés en place. Il est toutefois plus facile d'améliorer l'esthétique, et plus particulièrement l'aspect des parements vus, par une meilleure finition et une plus grande variété dans le choix des teintes et des motifs.

FIGURE 3 :  
Portique double



### 1.1 - MORPHOLOGIE

La conception de ces ouvrages est très simple : le gabarit à enjamber est enveloppé par une structure monolithique en béton armé, en forme de U renversé. Les jambes du U, qui constituent les piédroits, sont reliées par la traverse, qui fait office de tablier.



- 1, 2 : demi-ouvrages
- 3 : mur en retour suspendu
- 4 : mur en retour indépendant
- 5 : mur en aile en T renversé
- 6 : caillebotis

FIGURE 4 : Morphologie d'un pont-cadre

L'ouvrage est complété par des murs de tête, soit en aile, soit en retour, assurant le soutènement des remblais.

Les piédroits, verticaux, constituent des culées incorporées et sont fondés, suivant la qualité du sol et la portée de l'ouvrage :

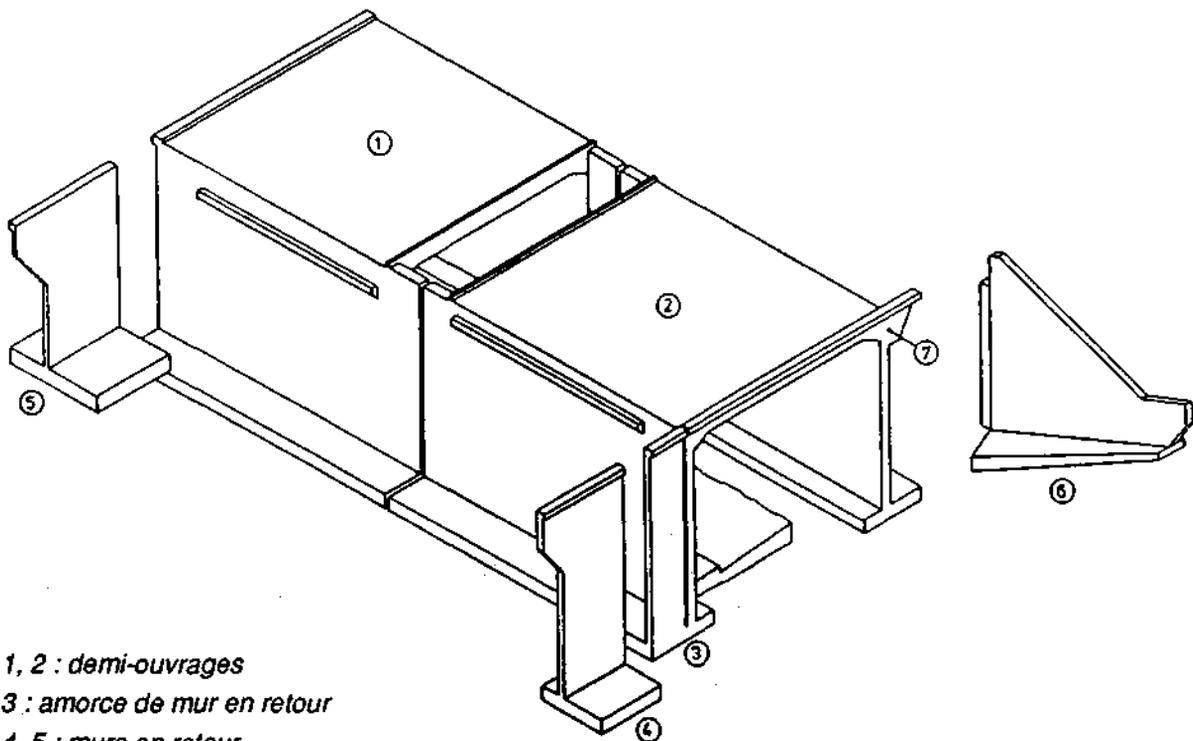
- sur un radier encastré sur les piédroits pour les ouvrages de portée modeste sur sol médiocre, d'où résulte la structure en cadre fermé,
- sur semelles (cas général pour les portiques ouverts) pour des portées plus importantes, lorsque le sol de fondation le permet,
- sur une ou deux files de pieux verticaux ou deux files convergentes de pieux battus inclinés en cas de très mauvais sol, ou lorsqu'une solution sur radier n'est plus économiquement intéressante en raison de l'importance de la portée.

La traverse supérieure et, pour les cadres, le radier, sont encastrés sur les piédroits par l'intermédiaire de goussets, afin d'améliorer le degré d'encastrement et d'éviter toute concentration de contraintes, prévisibles ou imprévisibles, ces dernières pouvant provenir, par exemple, d'une dissymétrie, même légère, dans le remblaiement de part et d'autre de l'ouvrage.

Cet encastrement permet d'adopter des élancements importants pour la traverse supérieure, de l'ordre de 1/20 à 1/25. Cependant, dans les cas courants, on ne retient pas d'épaisseur inférieure à 30 cm pour des raisons de bonne construction.

On obtient ainsi un ouvrage qui donne une impression fonctionnelle, bien adaptée au type de franchissement, facile à intégrer au site par l'étude des têtes et murs de tête, et présentant une grande souplesse dans le choix de ses conditions de fondation.

Généralement, les ouvrages autoroutiers sont constitués de deux demi-ouvrages séparés par un vide central au niveau des tabliers et reliés par un joint sec ou par des murs masqués assurant la continuité du soutènement et du parement entre les piédroits.



- 1, 2 : demi-ouvrages
- 3 : amorce de mur en retour
- 4, 5 : murs en retour
- 6 : mur en aile en T renversé
- 7 : mur en console

FIGURE 5 : Morphologie d'un portique

Toutefois, pour un ouvrage hydraulique, la grille centrale et, le cas échéant, les masques, ne présentent pas d'intérêt particulier. Il est alors possible de prévoir, suivant la largeur de la voie portée et la portance du sol de fondation, soit un ouvrage monolithique, soit un ouvrage formé de plusieurs tronçons assemblés par des joints.

Ce tronçonnement est en particulier indispensable dans le cas d'ouvrages préfabriqués, pour des raisons de facilité de transport, de manutention et de mise en place.

La description précédente vaut également pour les cadres et portiques doubles, qui comportent en plus un appui intermédiaire constituant le piédroit central. Cet appui est soit encastré aux traverses supérieure et inférieure dans le cas d'un cadre double, soit encastré ou simplement articulé avec la traverse supérieure dans le cas d'un portique double.

## 1.2 - DOMAINE D'EMPLOI

Les cadres et portiques constituent la très grande majorité des passages inférieurs dans la gamme de portées de 2 à 20 m et sont également très employés pour la réalisation de passages souterrains (dénivellation de carrefours en site urbain). Leur simplicité de forme et leur grande robustesse les rendent en effet très bien adaptés et très compétitifs dans cette gamme de portées.

Les cadres conviennent plutôt à des portées modestes (jusqu'à environ 12 m) et présentent l'avantage de pouvoir être fondés sur tous les sols acceptant une fondation superficielle peu chargée. En effet, la traverse inférieure, faisant office de radier général, exerce des pressions de l'ordre de 100 kPa (états-limites de service rares), ce qui n'exclut pratiquement que les vases, les tourbes ou certains limons, et permet souvent de fonder l'ouvrage sur remblai compacté.

Pour les sols trop médiocres, donnant lieu à des tassements absolus ou différentiels excessifs, la solution la plus satisfaisante consiste à purger ces sols et à les remplacer par un remblai bien compacté. En cas d'impossibilité, on pourra recourir à un portique sur pieux, à condition d'étudier soigneusement, tant sur l'ouvrage que sur les pieux, l'effet du tassement et du fluage latéral du sol situé sous les remblais adjacents.

Le cas échéant, l'emploi d'une buse métallique peut être envisagé si le gabarit et la hauteur de remblai le permettent.

Par ailleurs, les cadres fermés peuvent être utilisés comme petits ouvrages hydrauliques lorsqu'une déviation provisoire coûteuse du cours d'eau n'est pas nécessaire, et, en particulier, comme ouvrages de décharge. Lorsque le tirant d'air est plat (rapport ouverture/hauteur supérieur à 2) et si le régime de la rivière s'y prête, on aura le plus souvent intérêt à réaliser un cadre double ou multiple, surtout si on est sous remblai.

On peut également employer les cadres comme petits ouvrages sous remblai (ouvrages hydrauliques ou passages à bétail) lorsque la hauteur du remblai sur l'ouvrage est inférieure à 2 m.

FIGURE 6 :  
Ouvrage sous remblai



Au-delà de cette limite, l'ouverture maximale économique décroît lorsque le remblai devient de plus en plus haut. A titre d'ordre de grandeur une hauteur de remblai de 3 m peut être considérée comme un maximum économique pour une ouverture de 8 m.

Pour les remblais de hauteur notable, les configurations extrêmes (gabarit normal et remblai d'une part, surgabarit sans remblai d'autre part) sont rarement satisfaisantes ; les solutions comportant une hauteur intermédiaire de remblai étant généralement plus avantageuses sur le double plan de l'économie et de l'aspect.

En particulier, lorsque la voie portée est large, il est nécessaire de considérer le problème de l'éclairage sous l'ouvrage car la longueur couverte sera augmentée de 3 à 4 fois la hauteur du remblai, ce qui peut amener à un éclairage naturel insuffisant sous l'ouvrage. Un éclairage artificiel de jour étant a priori exclu pour ce type de franchissement, une solution de hauteur intermédiaire pourra présenter les avantages suivants :

- augmenter l'éclairement à la fois par le raccourcissement de l'ouvrage et par l'augmentation du tirant d'air,
- conserver une part importante de l'économie, à savoir la suppression des dalles de transition et des aménagements latéraux, dès lors qu'il subsistera au moins 1 m de remblai au-dessus de l'ouvrage.

Pour les très hauts remblais, on envisagera des solutions en voûte qui, suivant la qualité du sol de fondation et l'étude économique, peuvent être soit de type rigide (béton armé), soit semi-rigide (voûte mince en béton armé), soit souple (buse métallique).

Au-delà d'une douzaine de mètres d'ouverture, le cadre simple peut être remplacé soit par un cadre double, lorsqu'il est possible d'implanter un appui central, soit par un portique.

Le portique assure en effet la relève du cadre lorsque les portées à franchir se situent aux environs de 10 m, cette limite dépendant essentiellement de la qualité du sol sous-jacent (les pressions admissibles sont données vis-à-vis des états-limites de service, combinaisons rares) :

- Lorsque le sol est médiocre (pression admissible inférieure à 200 kPa), les semelles deviennent aussi onéreuses qu'un radier et présentent un comportement moins sûr ; dans ce cas, la transition entre les deux ouvrages se situe dans la gamme d'ouvertures d'environ 10 à 11 m (mesurées suivant le biais, le cas échéant).
- Lorsque le sol admet sans tassement notable des pressions supérieures à 300 kPa, un radier général perd de son utilité pour des ouvertures de l'ordre de 8 m ; il est alors préférable d'envisager un portique.
- Pour des portances du sol comprises entre 200 et 300 kPa, une étude économique est nécessaire pour choisir entre les deux types d'ouvrage.

Pour les portées plus importantes (supérieures à 12 m), les domaines d'emploi du portique et du pont-dalle se superposent. Les critères permettant d'arrêter un choix sont les suivants :

- **Possibilité de fondation** : dans le cas de fondations superficielles, le portique est un ouvrage sensible aux tassements différentiels.
- **Géométrie** : le portique, compte tenu de ses murs de tête, n'est guère satisfaisant sur le plan esthétique, ni d'ailleurs sur celui du coût, pour des ouvrages de grande hauteur ;
- **Coût** : l'expérience montre que, dans les cas moyens, le portique est plus économique que le pont-dalle.

A partir d'une ouverture de l'ordre de 15 m, lorsqu'il est possible d'implanter un appui central, le portique simple est en général avantageusement concurrencé par le portique double.

A partir de 23 m d'ouverture, il est préférable d'avoir recours à un pont-dalle comportant une, deux ou trois travées, en fonction de l'importance de l'ouverture et de la hauteur du tirant d'air.

Notons également que, pour un portique, la présence d'une certaine hauteur de remblai sur la traverse supérieure est généralement plus défavorable que pour un cadre, et pose deux sortes de problèmes :

- Un problème de structure : le poids du remblai nécessite un renforcement dont l'importance dépend de l'ouverture. Ce renforcement conduit à un supplément de coût modéré pour une ouverture de 10 m et une hauteur de remblai de 1 m grâce à l'économie apportée par l'absence de dalles de transition. En revanche, au-delà de 1 m de remblai, l'augmentation de coût est très rapide.

- Un problème de fondation : le poids total de l'ouvrage est ainsi accru et peut devenir excessif si la qualité du sol n'est pas suffisante.

### **1.3 - AVANTAGES ET INCONVENIENTS**

Les ponts-cadres et les portiques sont des structures monolithiques, en ce sens que les traverses et les piédroits forment un tout, d'où leur rusticité et leur robustesse tout-à-fait avantageuses.

En particulier, l'encastrement du tablier sur les piédroits assure la stabilité de ces derniers vis-à-vis des efforts horizontaux (poussée des terres,...) et permet de mieux répartir les moments dans le tablier que dans le cas d'une travée isostatique. Il en résulte une minceur remarquable, particulièrement intéressante dans le cas des franchissements de faible tirant d'air.

De plus, dans leur grande majorité, ces ouvrages ne nécessitent ni joints de chaussée ni appareils d'appui, ce qui leur confère une grande facilité d'entretien.

Par ailleurs, les structures voûtées nécessitent un surgarbit dû à leur forme, ainsi qu'une hauteur minimale de couverture au-dessus de la clé. La possibilité de disposer un remblai de faible hauteur sur les cadres et les portiques confère à ces derniers une plus grande souplesse d'utilisation.

En revanche, ces ouvrages, du fait de leur grande hyperstaticité, sont sensibles aux déformations imposées (tassements du sol notamment) et nécessitent certaines précautions au niveau de la conception, du calcul et de l'exécution.

En résumé, les ponts-cadres et les portiques constituent une solution souvent bien adaptée aux brèches d'importance modérée, tant sur le plan technique et économique que sur celui de l'esthétique.

Il est vrai que, parmi les ouvrages réalisés, certains présentent un aspect peu satisfaisant dans leurs formes ou leurs proportions, ou engendrent un effet d'écran préjudiciable à la visibilité et à l'esthétique pour les usagers de la voie franchie. Cependant, ces défauts relèvent en général d'une mauvaise conception et ne sont donc pas de nature à mettre en cause l'avantage de ces types d'ouvrages.

## **2 - CONCEPTION GENERALE**

Les ponts-cadres et portiques sont des ouvrages simples. Leur conception doit néanmoins être guidée par certaines règles minimales, tant sur le plan technique que sur celui de l'esthétique.

Comme pour tout ouvrage d'art, la conception s'effectue généralement en allant des grandes lignes vers le détail, par étapes et affinements successifs. En d'autres termes, la conception générale (implantation des piédroits, rapport largeur/hauteur de l'ouverture, choix du type de murs de tête ainsi que l'implantation de ces derniers, proportion entre le vide, c'est-à-dire l'ouverture, et les parements vus) doit précéder la conception de détail (équipements, corniches, cannelures...). Il importe de le souligner, car des démarches inverses à cette règle de bon sens et les erreurs de conception qui en résultent sont fréquentes, particulièrement en matière de recherche esthétique.

Il ne faut évidemment pas en conclure qu'il faille négliger des éléments apparemment peu importants pour l'ouvrage tels que, par exemple, les dispositifs de retenue ou les corniches. En effet, le choix d'un dispositif de retenue conditionne la largeur du tablier et entraîne une modification importante de l'aspect de la face vue. Il en va de même pour les corniches, dans la mesure où celles-ci concourent à modifier la face vue du tablier et à marquer ainsi le profil longitudinal de l'ouvrage.

### **2.1 - IMPLANTATION DES APPUIS ET CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE**

L'implantation des appuis, c'est-à-dire les piédroits dans le cas des ponts-cadres et portiques, constitue une étape importante dans la conception générale de ces ouvrages, puisque le choix du type d'ouvrage ainsi que l'aspect général de ce dernier en dépendent pour une large part.

Cette implantation s'effectue selon les cas à partir :

- Du gabarit à respecter, tant dans le sens de la largeur que dans le sens de la hauteur, qui exige de prendre en compte toutes les contraintes géométriques des voies, c'est-à-dire non seulement pente et devers de la voie portée et de la voie franchie et éventuellement courbure en plan et en élévation (cas des passages souterrains notamment), mais aussi et surtout largeur de la voie franchie (largeur roulable, accotements, passages de service...). L'objectif est de ménager le gabarit nécessaire, tout en donnant une bonne visibilité aux usagers de la voie franchie, surtout lorsque celle-ci est en courbe, et en préservant toute transformation ou élargissement ultérieur de cette voie.
- Des données hydrologiques du cours d'eau franchi, l'objectif étant de réserver une section mouillée et une revanche suffisantes. Cette dernière est en particulier indispensable lorsque le cours d'eau est susceptible de charrier des corps solides tels que troncs d'arbres, glaces, etc.
- De la proximité de la plate-forme de la voie franchie lorsque celle-ci reste en exploitation pendant les travaux (voie ferrée notamment), dont il convient d'assurer la stabilité, notamment pendant l'exécution des fondations. Naturellement, cette contrainte est à prendre en compte dans l'implantation des piédroits, mais aussi dans le choix du type de fondations ainsi que dans celui du mode de construction.
- De la possibilité d'implanter un appui central sur la plate-forme franchie, ce qui peut conduire à des solutions à double ouverture.

L'implantation des appuis permet de déterminer l'ouverture, simple ou double qui, jointe à la qualité du sol de fondation, constituent les principaux facteurs de choix du type d'ouvrage, à savoir pont-cadre ou portique, à simple ou à double ouverture, ou, le cas échéant, un autre type de structure.

Le choix du type d'ouvrage, s'effectue quant à lui dans les conditions suivantes :

- Les ponts-cadres et portiques sont des ouvrages qui conviennent à des portées (ou ouvertures) maximales biaises de l'ordre d'une vingtaine de mètres ;
- Lorsque l'ouverture biaise dépasse environ douze mètres, le pont-cadre n'est pas envisageable, en raison du coût relativement élevé du radier.
- Si le sol de fondation est de bonne qualité, c'est-à-dire admet, sans tassement notable, des pressions supérieures à 300 kPa, et peu sensible à l'eau, le portique s'impose lorsque l'ouverture biaise avoisine huit mètres.
- Un sol de fondation de qualité moyenne demande un radier jusqu'à une douzaine de mètres d'ouverture et un portique sur pieux pour des ouvertures supérieures.

Ces conditions peuvent être résumées par le tableau suivant :

Portée biaise	2	8	12	20
Mauvais sol	⇐ cadre ⇒		⇐ portique sur pieux ⇒	
Bon sol	⇐ cadre ⇒		⇐ portique sur semelles ⇒	

Par ailleurs, il y a lieu de prendre en compte certaines contraintes dans la détermination du type d'ouvrage. On peut citer notamment :

- Un portique fondé sur semelles superficielles n'est pas adapté en cas de sol affouillable. Un pont-cadre (radier avec bèches) ou un portique fondé sur pieux conviennent mieux dans ce cas.
- Lorsqu'il est impossible de dévier le trafic de la voie ou l'écoulement du cours d'eau franchis, un pont-cadre n'est pas envisageable, la construction du radier n'étant pas compatible avec le maintien de la circulation ni de l'écoulement. Il est par contre possible d'utiliser un portique à condition que le cintre n'engage pas le gabarit de circulation. Si cette condition n'est pas respectée, il reste encore la solution de construire la traverse en sur-gabarit puis de la descendre par vérinage ; la liaison traverse-piédroits s'effectuant alors par des chaînages coulés en place. Quelques ouvrages ont été construits selon cette technique, cependant, elle renchérit le coût de l'ouvrage de telle sorte qu'il peut être avantageux de rechercher une solution d'ouvrage comportant un tablier préfabriqué.
- Lorsqu'un pont-cadre ou un portique doit supporter une couverture de terre, il convient de majorer l'épaisseur des éléments porteurs en fonction du poids de cette dernière.

Bien que l'élancement normal soit important (rappelons qu'il se situe entre 1/20 et 1/25 de la portée biaise), cette majoration peut conduire, pour des hauteurs de remblai importantes, à des épaisseurs non économiques. Dans ce cas, il est nécessaire de recourir à une structure voûtée, ou, si l'on veut à tout prix conserver le parti esthétique d'un cadre ou portique, d'utiliser des matériaux de remblai léger (polystyrène, etc.).

A l'issue de ces étapes, il est possible de dégager les lignes générales de la ou des solutions techniquement possibles. Parmi celles-ci, on choisit, le cas échéant, la solution la mieux adaptée du point de vue de l'aspect général, c'est-à-dire la solution respectant la meilleure proportion entre la hauteur et la largeur droite de chacune des ouvertures. Dans l'absolu, un rapport hauteur/largeur de l'ordre de 0,618 (nombre d'or) semble donner l'impression la plus harmonieuse, ce qui conduit en pratique à adopter des valeurs comprises entre 0,5 et 0,7.

A titre d'ordre de grandeur, lorsque la voie franchie est une route nationale dont le gabarit en hauteur est de 4,40 m (4,30 m + 0,1 m), cette règle correspond à une largeur minimale, c'est-à-dire à une ouverture droite minimale de 7,10 m environ. La figure 7 donne un tel exemple de bonne proportion entre l'ouverture et la hauteur.

Dans certains cas, il peut cependant être nécessaire de modifier légèrement ce rapport pour obtenir une bonne insertion de l'ouvrage dans son environnement. Dans l'exemple de la figure 8, la couverture de remblai réduit visuellement le tirant d'air et contribue de ce fait à diminuer le rapport subjectif hauteur/ouverture. Cet effet peut être facilement compensé en augmentant légèrement la hauteur de l'ouvrage.

En revanche, des rapports importants ne sont jamais favorables, d'autant que la présence des murs de tête a pour effet visuel de réduire la largeur de l'ouverture, ce qui conduit à des ouvrages disproportionnés.

La figure 9 donne l'exemple d'un ouvrage présentant une disproportion entre l'ouverture et la hauteur et une mauvaise implantation des murs de tête.

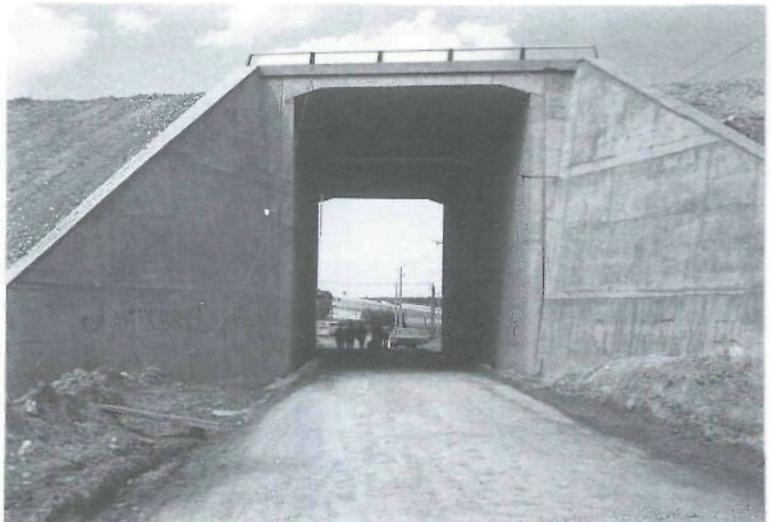
Dans ce cas, il est tout indiqué de modifier l'implantation des piliers de façon à mieux équilibrer l'ouverture. Une telle modification entraîne une augmentation de la portée biaise qui conditionne de nouveau le choix du type d'ouvrage, à savoir pont-cadre, portique, ou une autre structure.

*FIGURE 7 :  
Bonne proportion entre  
l'ouverture et la hauteur*



*FIGURE 8 :  
La couverture de remblai réduit le  
tirant d'air visuel et contribue de  
ce fait à diminuer le rapport  
hauteur/ouverture*

*FIGURE 9 :  
Ouvrage inesthétique : dispropo-  
sition entre l'ouverture et la  
hauteur, mauvaise implantation  
des murs de tête*



Cette autre structure peut être, par exemple, un pont-dalle à une travée avec culées avancées et apparentes, ou à deux travées dissymétriques, ou à trois travées, selon les cas. La figure 10 donne un exemple de pont-dalle à deux travées dissymétriques franchissant une voie ferrée.

Lorsqu'un tel parti n'est pas envisageable, il est possible de conserver la solution initiale de pont-cadre, à condition de réduire la hauteur du tirant d'air par un remblai rapporté, au besoin allégé, comme cela a déjà été exposé. Dans le même ordre d'idées, il est également possible de prévoir une structure voûtée, dont un exemple est donné par la figure 11.

**FIGURE 10 :**  
*Pont-dalle à deux travées dissymétriques*



**FIGURE 11 :**  
*Structure voûtée*

**FIGURE 12 :**  
*Ouvrage d'aspect lourd et opaque*



Ces exemples montrent l'incidence de l'implantation des appuis sur le choix du type d'ouvrage ainsi que sur son aspect général. La figure 12 donne un exemple de conception générale d'un ouvrage dont l'aspect est lourd et opaque. S'agissant d'un passage dénivelé en ville, on aurait pu s'orienter vers une structure continue qui aurait permis de supprimer l'écran en palplanches au droit du musoir et aurait rendu ainsi quasi transparente la brèche franchie.

## 2.2 - LARGEUR DE L'OUVRAGE

Lorsque la largeur biaise est importante (plus de 20 à 25 m suivant la nature du sol de fondation) l'ouvrage commence à se comporter comme une longue poutre creuse, que sa rigidité rend sensible aux tassements différentiels, d'autant qu'il n'est qu'assez peu ferrailé dans cette direction. Par ailleurs, pour de telles largeurs, les effets du retrait deviennent importants et entraînent une fissuration notable.

Lorsque la largeur biaise dépasse les limites ci-dessus, il est conseillé d'adopter la démarche suivante :

- Tenter de tronçonner l'ouvrage, ce qui n'est possible qu'à condition que l'on puisse :
  - placer les joints en dehors des zones de tablier accessibles aux charges routières, ce qui n'est en général possible que pour les ouvrages à chaussées séparées (carrefours à îlots aménagés, autoroutes) ;
  - disposer un remblai d'une épaisseur d'au moins 50 cm sur l'ouvrage, ce qui rend possible son tronçonnement dans les zones circulées.
- S'il n'est pas possible de tronçonner l'ouvrage, compte tenu des contraintes ci-dessus, on devra renforcer le ferrailage transversal (constitué d'armatures horizontales et parallèles aux parois) des piédroits.
- Enfin, lorsque les tassements sont importants (il s'agira alors d'un cadre fermé, le portique ouvert ne pouvant supporter de tels tassements), on pourra être également conduit à prévoir un tronçonnement, sous réserve de respecter les dispositions définies ci-dessus, ainsi que les dispositions de détail développées au paragraphe 3.3. Une telle solution doit toutefois être considérée comme exceptionnelle.

Un autre problème relatif à la largeur des ouvrages, fréquemment rencontré, est celui de leur élargissement.

Plusieurs cas peuvent se présenter, selon que l'on doit :

- prévoir des dispositions pour des ouvrages neufs élargissables à terme ou intervenir sur un ouvrage existant,
- procéder à un élargissement de la voie franchie ou de la voie portée.

Dans le cas d'un ouvrage à construire dont on est sûr de l'élargissement à terme, la meilleure solution consiste toujours à construire l'ouvrage dans sa configuration définitive, qu'il s'agisse d'un élargissement de la voie portée ou de la voie franchie. Un tel exemple est donné par la figure 13, où un portique double a été prévu.

FIGURE 13 :  
Portique double prévu pour  
chaussée élargissable



Dans ces cas, il peut être quelquefois nécessaire de masquer par un remblai ou tout autre moyen les parties non fonctionnelles de l'ouvrage, afin de préserver la "lisibilité" de la route en évitant des illusions d'optique préjudiciables à la sécurité.

Dans les autres cas, la solution est en général plus complexe, des éléments d'appréciation pourront être trouvés dans le paragraphe 2.10.

### 2.3 - ADAPTATION AU BIAIS

De par leur forme simple et leur mode de construction rustique (coulage en place le plus souvent), les ponts-cadres et portiques s'avèrent en général bien adaptés aux franchissements biais (figure 14), sous réserve que l'allongement de la portée qui en résulte n'amène à dépasser les limites d'utilisation de la structure.



FIGURE 14 :  
Portique biais

Cependant, comme pour la plupart des ouvrages, les franchissements biais sont plus délicats et demandent une attention particulière.

L'influence du biais est notamment déterminante sur la conception générale de l'ouvrage et, surtout, sur les murs de tête, tant sur le plan technique que sur le plan esthétique. Ces aspects sont développés dans d'autres parties de ce document :

- les paragraphes 2.5, 2.6 et 2.8, en ce qui concerne la conception à la fois technique et esthétique,
- annexes 1 et 2 en ce qui concerne le dimensionnement,
- enfin, le chapitre 3 aborde en tant que de besoin les aspects liés au biais dans la conception détaillée.

Le comportement mécanique des ouvrages biais est lui aussi sensiblement différent de celui des ouvrages droits, essentiellement par une modification des états de flexion et de torsion, notamment au voisinage des bords libres et des appuis (les angles en particulier). Bien que l'étude de ces problèmes soit rendue possible par des moyens de calcul plus ou moins généraux (éléments finis, programme MRB du SETRA), ces ouvrages restent des ouvrages spéciaux. Il convient en particulier d'éviter les ouvrages de biais très prononcé (inférieur à 30 grades), dont le comportement devient très difficile à apprécier par le calcul (Cf. annexe 4) et qui présentent en outre l'inconvénient d'être d'un coût élevé, notamment en raison de la longueur des piédroits.

Dans cet esprit, il est possible de réduire le biais au stade de la conception de l'ouvrage :

- par une modification de l'implantation des piédroits (figure 15), cette solution étant en général déconseillée dans la mesure où elle entraîne une augmentation de la portée biaisée de l'ouvrage, ainsi qu'un aspect très discutable pour les usagers de la voie franchie, les piédroits n'étant pas parallèles aux accotements ;
- par une rectification des bords libres (figure 16), qui entraîne un élargissement de l'ouvrage, mais qui comporte comme avantage essentiel de donner une bonne perception de l'ouvrage aux usagers de la voie franchie.

Cependant, lorsque le vide sous l'ouvrage devient important, soit dans le sens de la hauteur, soit dans le sens de la longueur (ouverture biais), aucune de ces deux méthodes ne donne entièrement satisfaction. Dans un tel cas, il paraît indiqué de s'orienter vers une solution de pont-dalle biais, dans les mêmes conditions que celles déjà évoquées au paragraphe 2.1, à savoir à une travée avec culées avancées et donc apparentes, ou à deux travées dissymétriques avec pile centrale implantée sur un bord de la voie franchie, ou à trois travées, sous réserve de respecter un bon équilibre des travées de rive.

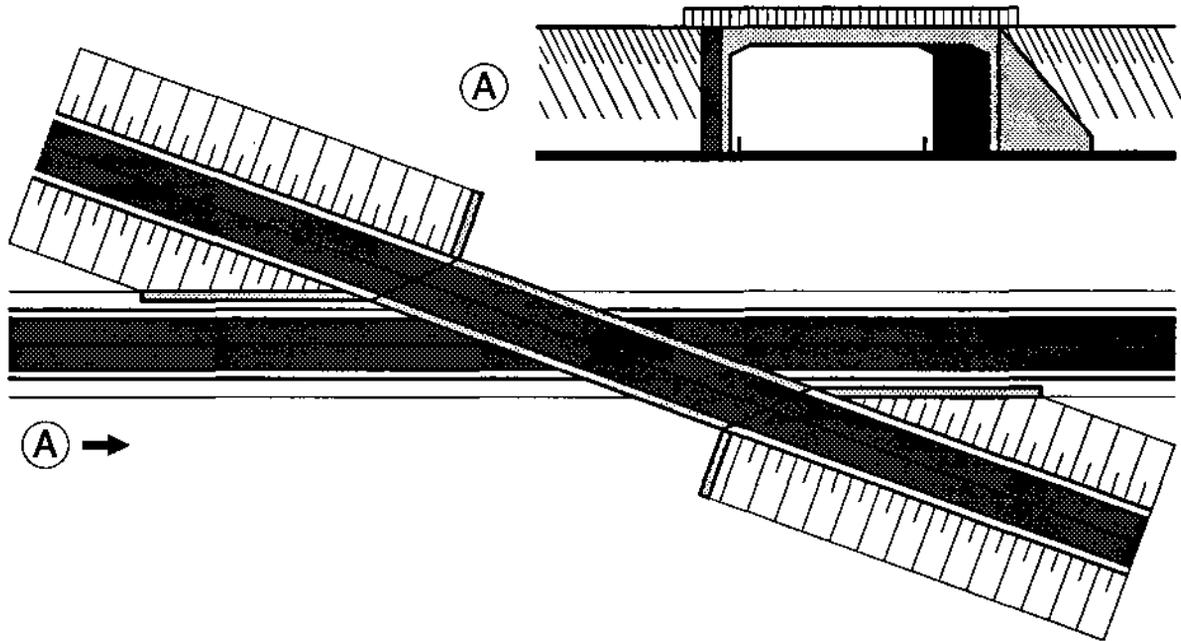


FIGURE 15 : Réduction du biais par modification des piers

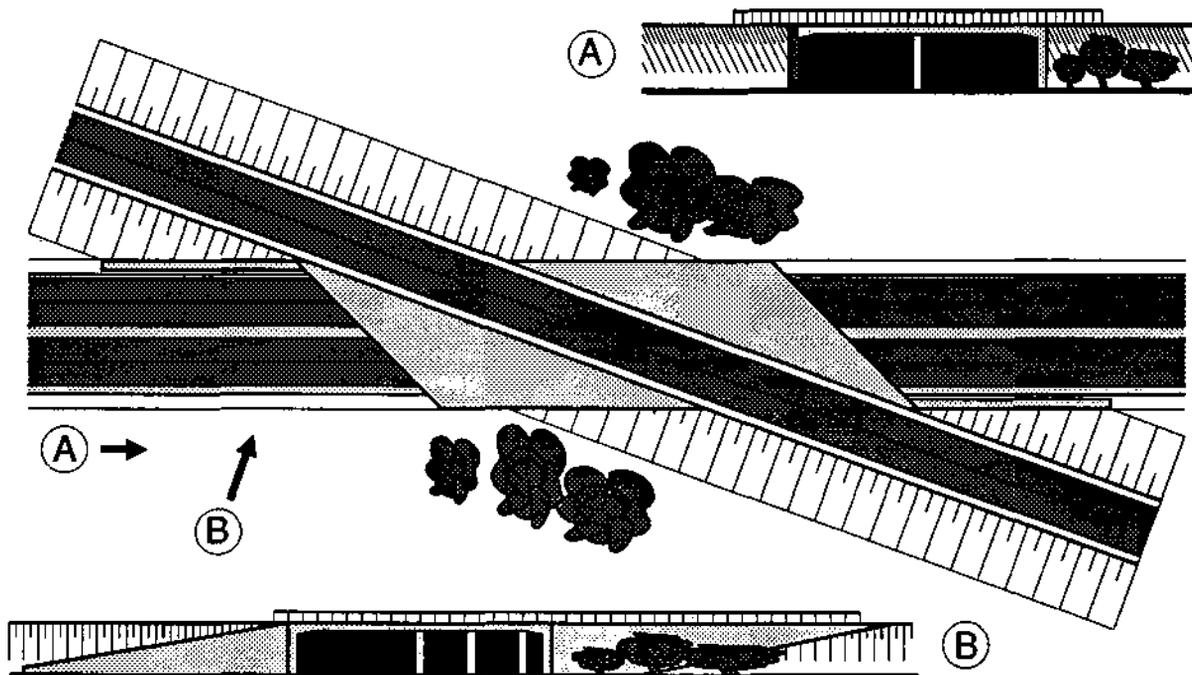


FIGURE 16 : Réduction du biais par rectification des bords libres (portique double)

## 2.4 - CALAGE

A l'issue des étapes précédentes, il est possible de figer le choix du parti en ce qui concerne l'implantation des appuis, le nombre et la longueur des travées, ainsi que le type d'ouvrage : pont-cadre, portique ou autre type de structure.

Lorsqu'un pont-cadre ou un portique sont retenus (la plupart du temps à simple ou à double ouverture), l'implantation de l'ouvrage doit être affinée par un calage dans le sens longitudinal et transversal. Ce calage permet par ailleurs de dégager d'autres données, nécessaires à la conception détaillée et au calcul de l'ouvrage. La figure 17 donne un exemple de ce calage.

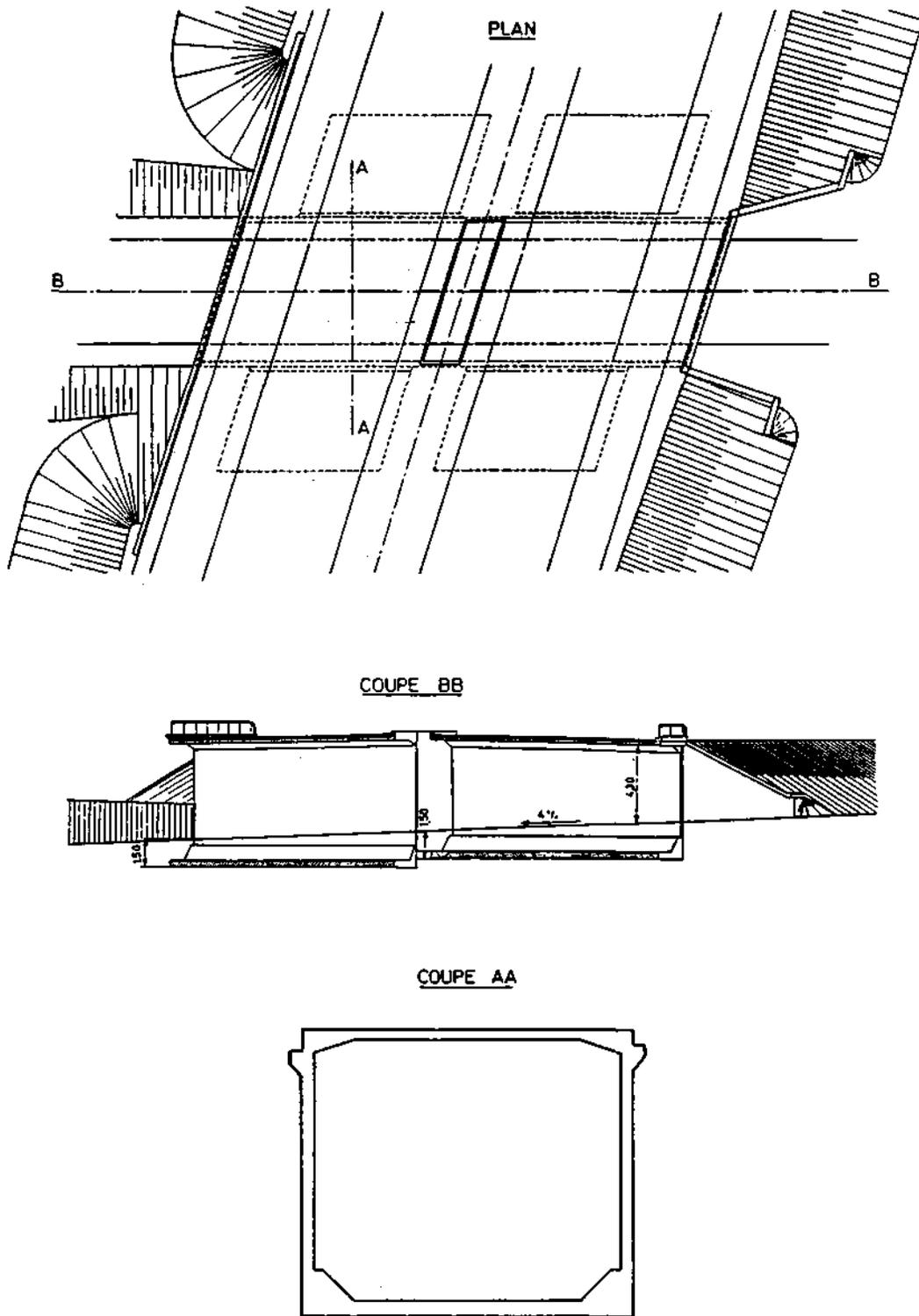


FIGURE 17 : Calage de l'ouvrage (cas d'un pont-cadre)

## 2.5 - OUVRAGES PREFABRIQUES

Les ponts-cadres et portiques existants sont coulés en place dans leur très grande majorité. La raison principale tient au fait qu'il s'agit d'ouvrages rustiques, de conception et de réalisation relativement simples, qui sont ainsi bien adaptés aux possibilités des petites entreprises ou bureaux d'étude.

Bien que l'origine de la préfabrication de ces ouvrages soit loin d'être récente (le procédé ISOSTAT, par exemple, est apparu dans les années 60), la préfabrication n'a pas connu le succès escompté par ses promoteurs.

On constate cependant à l'heure actuelle un regain d'intérêt pour la préfabrication, qu'elle soit totale ou partielle. Les ouvrages ainsi réalisés, avec plus ou moins de succès sur les plans technique et esthétique, ont montré les possibilités, ainsi que les limites, de la préfabrication.

En ce qui concerne la conception générale, telle qu'elle est exposée dans les paragraphes 2.1 à 2.4, il n'existe pas de spécificité tenant au mode de construction de l'ouvrage, que celui-ci soit coulé en place, ou fasse appel à une préfabrication partielle ou intégrale.

Il existe, par contre, une différence majeure dans la conception détaillée (dispositions constructives) ainsi que, dans une moindre mesure, dans l'aspect des ouvrages.

En effet, à l'exception de certains cas de préfabrication intégrale, l'assemblage des éléments préfabriqués s'effectue par des joints coulés en place :

- joints reliant les éléments homologues (éléments de traverse, de piédroits, ou de radier),
- joints reliant des éléments différents (jonction entre la traverse et les piédroits ou, pour un ouvrage à double ouverture, jonction entre l'appui central et les traverses qui l'encadrent).

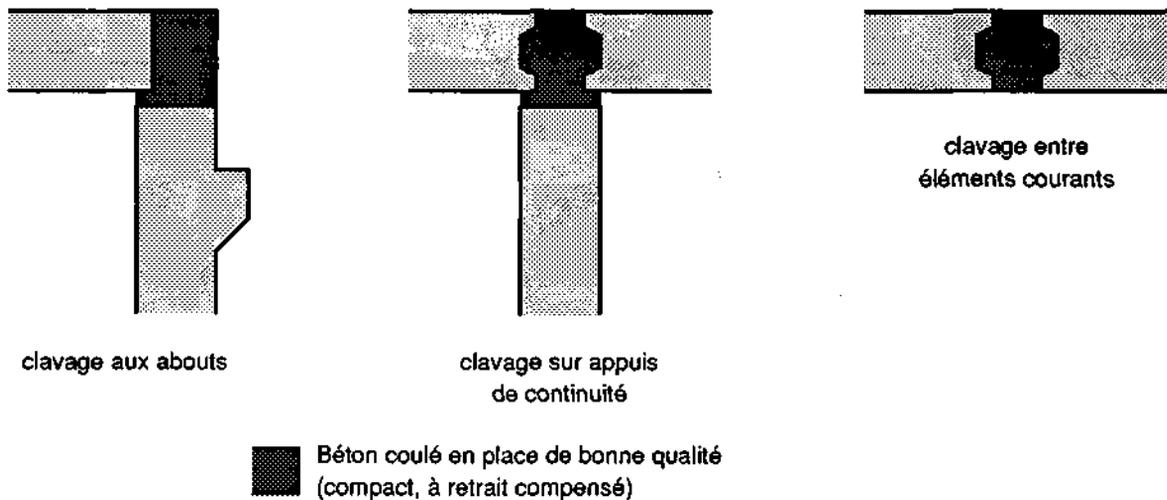


FIGURE 18 : Clavages de continuité entre éléments préfabriqués

Du fait de la multiplicité de ces joints, le comportement et la durabilité de tels ouvrages dépendent très étroitement des soins apportés aux dispositions constructives, ainsi que de la qualité de l'étanchéité mise en oeuvre sur le tablier.

Les dispositions constructives concernent essentiellement :

- La taille des clavages : un dimensionnement correct doit assurer dans de bonnes conditions la mise en oeuvre du ferrailage et du béton, ainsi que la transmission des efforts.
- Le dimensionnement et le façonnage du ferrailage des joints : 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. De plus, lorsqu'une surface de reprise est cisailée ou tendue, une bonne transmission des efforts exige d'y ménager des redans (ou indentations) convenablement disposés.

- La qualité du béton de clavage coulé en place, qui doit assurer dans de bonnes conditions le remplissage, résistance et la durabilité du joint. L'emploi d'un béton fluidifié, à retrait compensé est recommandé à cet égard.

Par ailleurs, une bonne protection des armatures contre la corrosion est ici beaucoup plus difficile à assurer que dans le cas des ouvrages coulés en place, en raison des points faibles constitués par les joints. Une très bonne étanchéité (principalement du tablier) est indispensable et exige des soins particuliers dans le choix de la qualité et la mise en oeuvre de la chape. C'est principalement pour cette raison que certains préfabricants et entreprises préfèrent couler en place le tablier, les piédroits et les murs de tête, pour lesquels l'étanchéité pose moins de problèmes, étant préfabriqués par éléments.

En ce qui concerne l'aspect général, l'expérience montre que les ouvrages préfabriqués sont assez comparables aux ouvrages coulés en place, à condition bien entendu qu'ils soient bien conçus et bien exécutés dans les deux cas. Cependant, la préfabrication permet en principe de mieux maîtriser la qualité des parements, ce qui est un avantage appréciable.

FIGURE 19 :  
Portique comportant des piédroits et murs de tête préfabriqués ; tablier coulé en place



FIGURE 20 :  
Cadre préfabriqué

## 2.6 - CONCEPTION DES MURS DE TETE COULES EN PLACE

### a) Généralités

La fonction des murs de tête est d'assurer le soutènement des remblais situés derrière les piédroits. Suivant l'angle qu'ils font avec l'axe de la voie portée, on distingue les murs en aile et les murs en retour, parmi lesquels figurent, pour les cadres, les murs en retour suspendus (Cf. figure 4).

Il est à noter que, de par l'importance de leur surface vue, les murs de tête conditionnent en grande partie l'aspect de l'ouvrage, d'où il découle qu'ils doivent être traités avec beaucoup de soin, tant au niveau de l'étude que de l'exécution.

Il est à noter également que le coût des murs de tête constitue une partie fixe (indépendante des dimensions de l'ouvrage) relativement importante **dans le coût total** de l'ouvrage ; il est donc nécessaire de l'estimer avec une précision suffisante, **car il peut influencer** sur le choix du type de mur, voire de la structure. A titre indicatif, la difficulté de réaliser les nervures des murs en retour suspendus fait que ceux-ci sont d'un coût plus élevé que les murs fondés sur semelles.

Le choix des murs dépend donc de critères économiques ainsi que de certaines contraintes spécifiques pour chaque projet. Dans la majorité des cas la différence de coût entre les murs en aile et les murs en retour conduit à adopter la première solution.

Ce choix doit également être dicté par des considérations générales d'esthétique. A ce titre, les murs en retour ne s'adaptent pas aussi bien que les murs en aile aux situations les plus diverses. Dans le cas des petites ouvertures, par exemple, il y a disproportion entre le vide qui est l'ouverture elle-même et les pleins que constituent les triangles formés par les murs.

De ce fait, il est souhaitable de ne pas envisager de murs en retour lorsque la longueur de l'un d'eux dépasse une certaine limite, de l'ordre de  $\frac{2}{3}$  de l'ouverture. En revanche, ces murs conviennent bien dans le cas de grandes ouvertures.

Toujours pour des raisons d'ordre esthétique, les murs en retour sont à déconseiller dans les cas suivants :

- lorsque le profil en long de la voie portée est en pente sensible, les deux murs étant alors disproportionnés en longueur (figure 21) ;
- lorsque le franchissement est très biais, l'angle aigu que fait l'un des murs avec le piédroit étant difficile à traiter convenablement (notamment en ce qui concerne le coffrage et le ferrailage du noeud de jonction).

Dans ce dernier cas, il y a lieu de se préoccuper également de la géométrie des talus, sujet qui touche au problème essentiel de l'implantation des murs et de l'aménagement des têtes visant à obtenir le meilleur aspect général de l'ouvrage. Ce sujet est plus amplement développé dans le paragraphe 2.8.

**FIGURE 21 :**  
*Murs en retour inadaptés à la pente longitudinale de la voie portée*



### **b) Conception technique**

Tout d'abord, il est à noter qu'à l'exception des murs en retour suspendus, qui sont encastres aux piédroits, les autres types de murs doivent être indépendants de la structure, une liaison rigide des murs avec cette dernière modifiant leur fonctionnement, la plupart du temps de façon défavorable.

En ce qui concerne leur fondation, il est souhaitable de respecter les règles suivantes :

- Dans le cas général, sauf pour les très mauvais sols, les murs sont fondés superficiellement, du moins lorsque leur longueur reste inférieure à une limite de l'ordre de 9 m. Au-delà de cette valeur, il convient d'ailleurs plutôt de revoir le choix du type d'ouvrage. Les fondations sur pieux doivent donc rester exceptionnelles.

- Le niveau des semelles doit être choisi indépendamment de celui des fondations de l'ouvrage. En effet, les pressions exercées sont différentes et, de façon générale, les murs de soutènement peuvent accepter sans dommage certains tassements, qui pourraient ne pas être admissibles pour l'ouvrage, surtout lorsqu'il s'agit d'un portique.

Notons enfin que, contrairement au cas des ponts-cadres, le mur en retour suspendu n'est pas bien adapté aux portiques ouverts. En effet, le portique ne comporte ni traverse ni gousset inférieurs. La nervure inférieure du mur vient donc s'encaster dans la semelle, ce qui nécessite un assez large ferrailage, tant horizontal que vertical, aux environs de cet encastrement. Dans certains cas, cependant, cette disposition pourra être admise, à condition que leur longueur n'excède pas environ 6 m.

## 2.7 - CONCEPTION DES MURS DE TÊTE PREFABRIQUÉS.

De même que l'ouvrage, les murs de tête peuvent être préfabriqués, leur aspect pouvant varier à l'infini suivant le procédé utilisé : murs en béton armé, en palplanches, en terre armée, murs poids constitués d'éléments empilés, etc., comme en témoignent les figures 22 à 25.

FIGURE 22 :  
Parements ouvragés (cannelures)



FIGURE 23 :  
Parements ouvragés (matrice spéciale)

FIGURE 24 :  
Murs en retour en terre armée

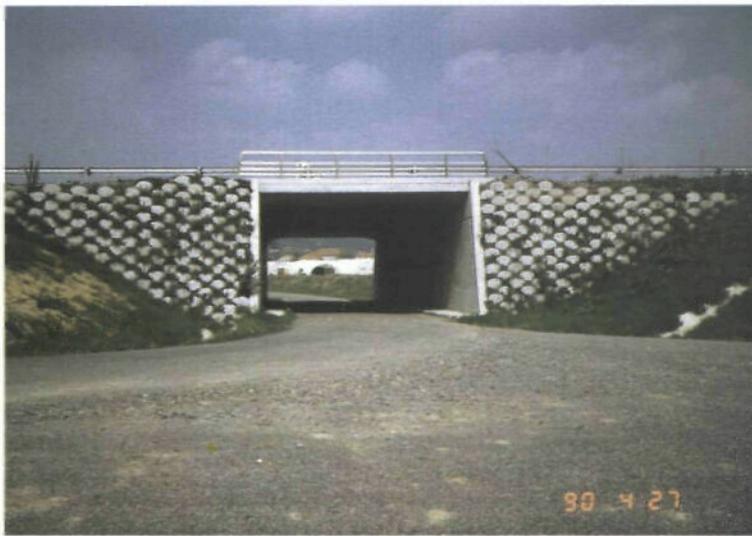


FIGURE 25 :  
Eléments préfabriqués stabilisateurs de talus

Leur conception générale est dans l'ensemble peu différente de celle des murs coulés en place, tant en ce qui concerne l'implantation que le choix du type de mur (à l'exception des murs suspendus, qui sont en pratique impossibles à préfabriquer). En revanche, leur conception détaillée et les dispositions constructives associées peuvent varier radicalement en fonction de la technique utilisée. D'une façon générale, il reste toujours conseillé de conserver le principe d'indépendance entre l'ouvrage et ses murs de tête.

L'avantage des murs préfabriqués est de permettre en principe de mieux maîtriser la qualité des parements, facteur essentiel eu égard à leur rôle esthétique dominant dans ce type d'ouvrage, tout en réduisant les délais d'exécution.

En particulier, pour les murs en béton armé, les parements peuvent être animés de motifs divers, adaptés à l'environnement de l'ouvrage. Leur fabrication nécessite toutefois des moyens appropriés (moules et matrices spéciaux...), ce qui explique le nombre réduit de procédés existant sur le marché.

## 2.8 - ETUDE ESTHETIQUE

Comme il a déjà été souligné, l'étude esthétique est un facteur indispensable à prendre en compte dès les premières phases d'étude et, en particulier, dans la conception générale.

En effet, comme pour tous les ouvrages, l'aspect esthétique global est essentiellement conditionné par la silhouette générale, que l'on peut caractériser ici par la proportion des différentes ouvertures (Cf. paragraphe 2.1), par le choix des dispositifs de retenue et des corniches, ainsi que, comme il a été souligné en 2.6, par l'implantation et les proportions des murs de tête, qui revêtent une importance considérable.



*FIGURE 26 :  
Portique avec murs en  
retour de conception à  
la fois classique et  
claire*



*FIGURE 27 :  
Portique double  
avec murs en retour  
courbes*



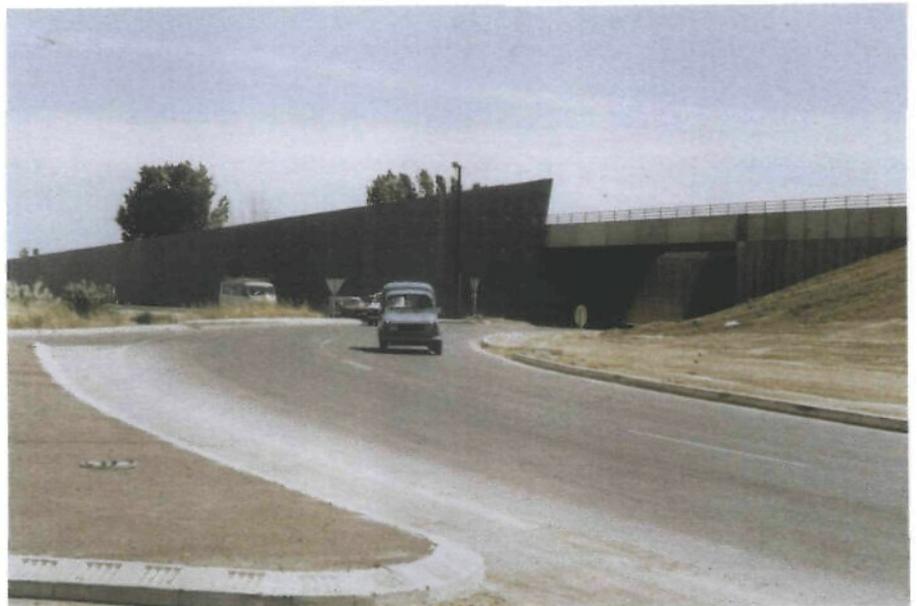
*FIGURE 28 :  
Portique de concep-  
tion sobre avec une  
disposition originale  
des murs en aile*

*FIGURE 29 :  
Portique avec murs  
en aile courbes déli-  
mitant la longueur  
de la corniche*



*FIGURE 30 :  
Pont-cadre urbain  
encadré par des tré-  
mies avec parements  
ouvrages*

*FIGURE 31 :  
Portique et murs  
préfabriqués assu-  
rant la dénivellation  
d'un giratoire*



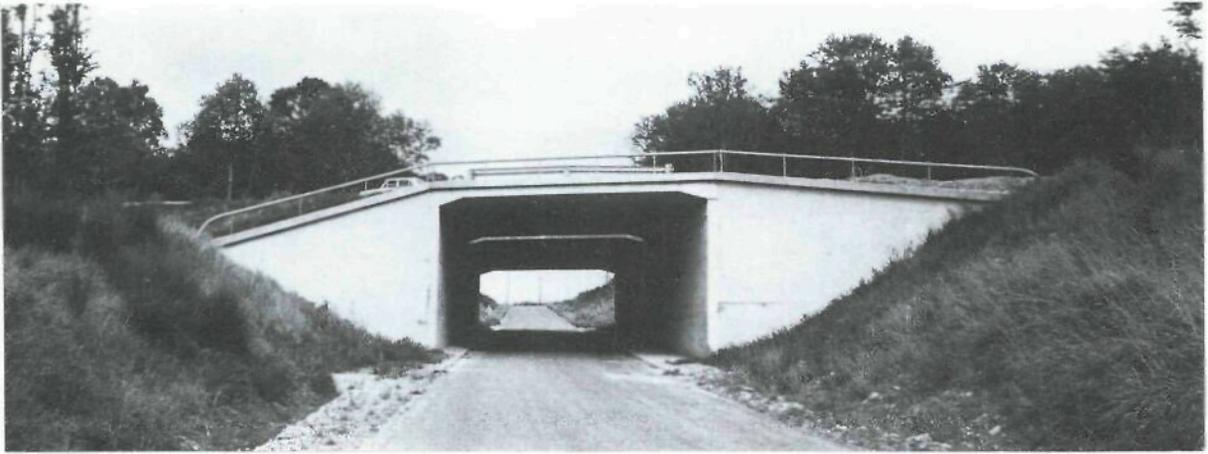


FIGURE 32



FIGURE 33

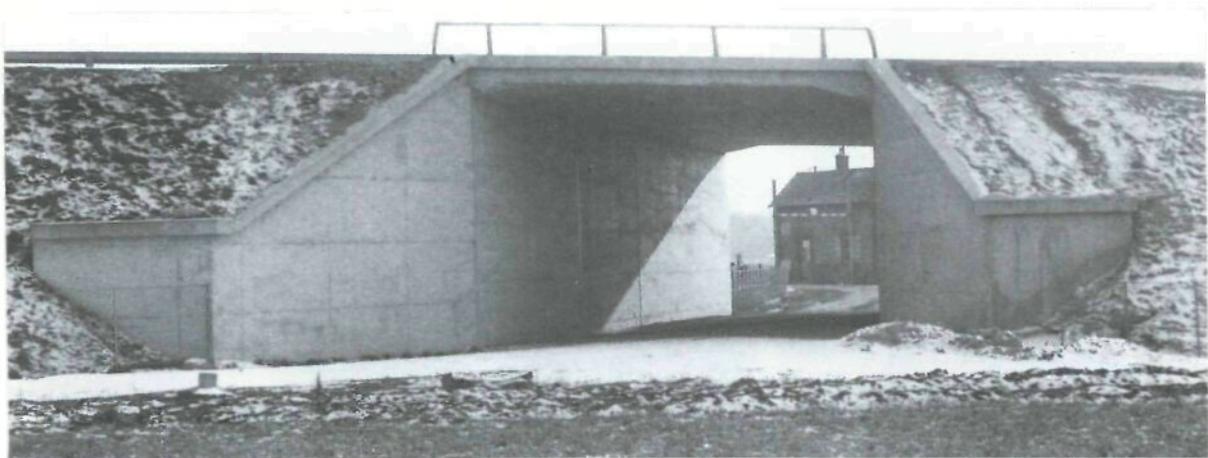


FIGURE 34

Lorsque l'on s'approche de l'ouvrage, cette perception globale s'estompe, pour céder la place à la perception des détails (aspect des parements, formes détaillées des murs, goussets, corniches, etc.).

### 2.8.1 - Implantation des murs de tête - Aménagement des talus

L'importance que l'on doit accorder à une bonne disposition de ces murs est illustrée par les exemples des figures 32, 33 et 34.

- Sur la figure 32, le choix de murs, qui ne sont vraiment ni en aile, ni en retour, donne une forme disgracieuse à l'ensemble de l'ouvrage.
- La figure 33 fait apparaître, par une mauvaise implantation des murs, un déséquilibre entre leurs surfaces vues. Le fruit des murs et les arêtes obliques accentuent le manque d'unité de l'ensemble.
- Sur la figure 34, la hauteur du retour des murs en aile alourdit inutilement l'ouvrage.

#### a) Murs en aile

Dans la plupart des cas, les murs en aile semblent les mieux adaptés. Par leur forme vue (un triangle rectangle reposant sur le petit ou le grand côté) ils assoient l'ouvrage et, par leur implantation en évasement, ils assurent une transition entre les plates-formes de la voie franchie hors et sous ouvrage et incitent l'utilisateur à s'y engager.

Comme il sera vu ci-après, ces murs sont en outre particulièrement recommandés dans le cas d'ouvrages très biais.

Ils présentent par ailleurs le double avantage d'être économiques et de ne pas poser de problèmes délicats de stabilité.

Sauf cas particuliers, il semble souhaitable que leur implantation satisfasse les règles suivantes :

- équilibrer l'ouvrage par l'égalité des surfaces vues, quel que soit le biais ;
- proportionner leur surface vue à l'ouverture de l'ouvrage.

Ces conditions amènent à considérer des angles d'ouverture  $\alpha$  et  $\beta$  différents pour chacun des deux murs et variables suivant l'ouverture et le biais de l'ouvrage (figures 35 et 36).

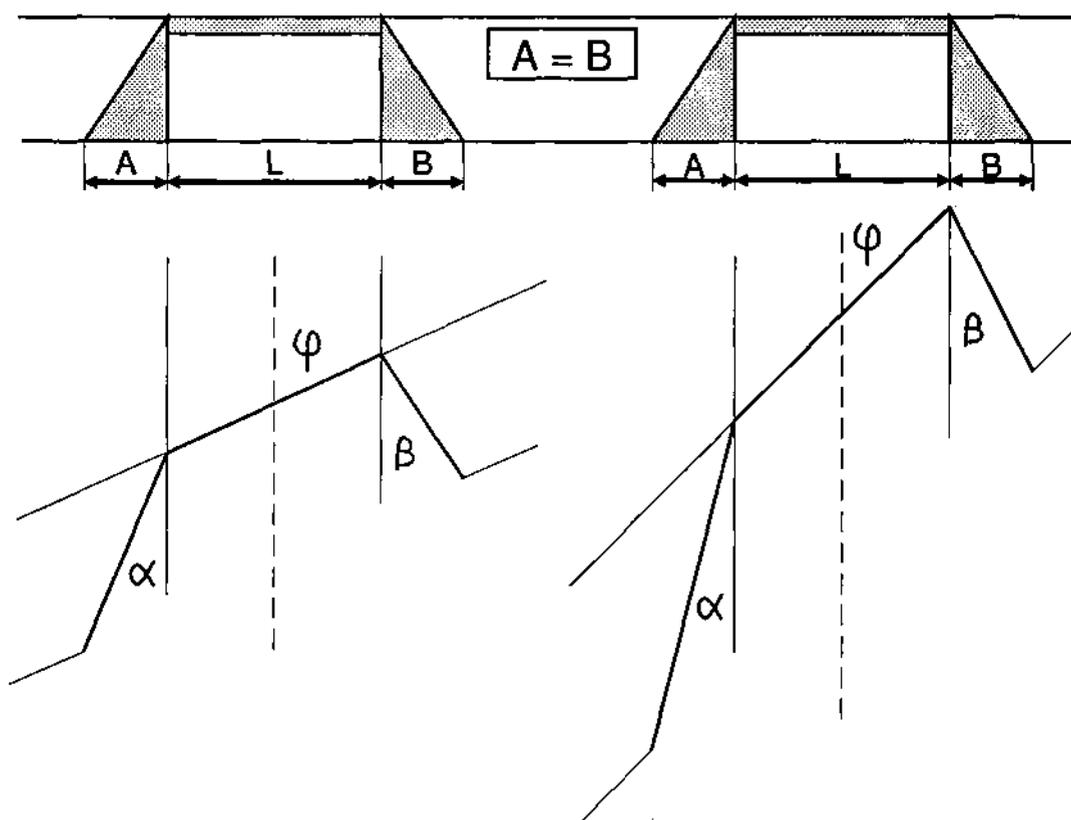


FIGURE 35 : Egalité des surfaces vues des murs quelque soit le biais

Elles peuvent être quantifiées par les formules suivantes (extraites du document GUEST du SETRA sur l'esthétique des ouvrages courants) :

$$\alpha = 15 + 0,03.L^2 \quad ; \quad \beta = 0,008.(\varphi+25).\alpha$$

dans lesquelles L est l'ouverture droite et  $\varphi$  l'angle du biais, les unités sont le mètre et le grade.

On notera que les valeurs minimales de  $\alpha$  et de  $\beta$  sont :

$$\alpha = 15 \quad ; \quad \beta = 0,12.(\varphi+25)$$

Le fait qu'aucun des angles  $\alpha$  et  $\beta$  ne s'annule reflète la condition qu'il n'est jamais souhaitable de disposer un mur en aile parallèlement à l'axe de la voie franchie.

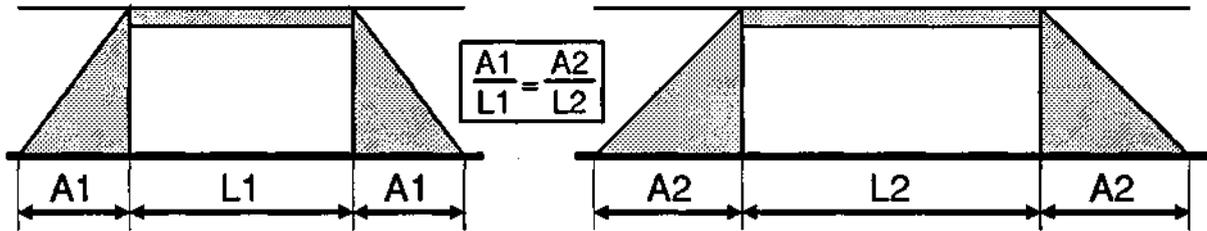


FIGURE 36 : Proportionnalité entre les surfaces vues et l'ouverture

Ces règles, qui dépendent de l'angle de biais du franchissement  $\varphi$  et de l'ouverture droite L, conduisent à des résultats acceptables dans tous les cas, à condition que l'ouverture et la hauteur du tirant d'air soit en bonne proportion (Cf. paragraphe 2.1).

Dans le cas d'un pont-cadre double ou un portique double, on peut également suivre les mêmes règles, en prenant pour L une valeur comprise entre D et 1,3.D, où D désigne la longueur d'une travée.

#### b) Murs en retour

Contrairement au cas des murs en aile, l'implantation des murs en retour, lorsque leur emploi est justifié, pose moins de problèmes, leur positionnement étant défini par la géométrie de la voie portée.

Néanmoins, dans le cas d'un franchissement biais, il convient de se préoccuper de la géométrie des talus, par un remodelage de ceux-ci.

La figure 37 montre que la solution consistant à aménager deux quarts de cône de même pente conduit à des longueurs de murs inégales (ici  $A > B$ ). C'est pourquoi, il y a lieu de donner aux talus la même pente  $p' = p.\sin \varphi$  le long des murs, de façon à équilibrer les parties vues A et B. De ce fait, le quart de cône de droite comporte une pente variable de  $p$  à  $p'$ .

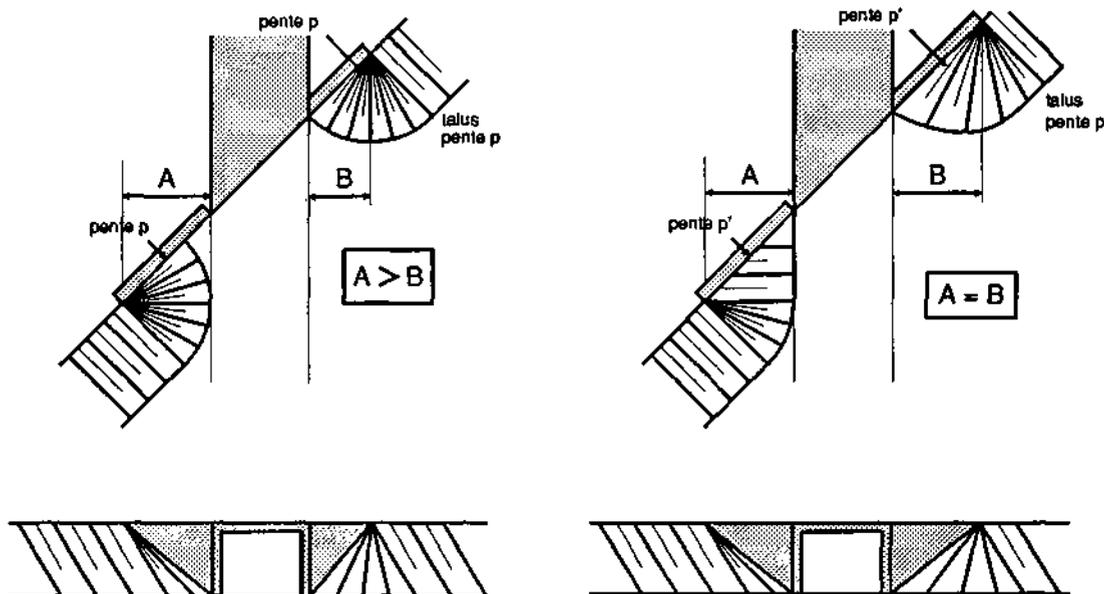


FIGURE 37 : Aménagement des talus

## 2.8.2 - Corniches et goussets

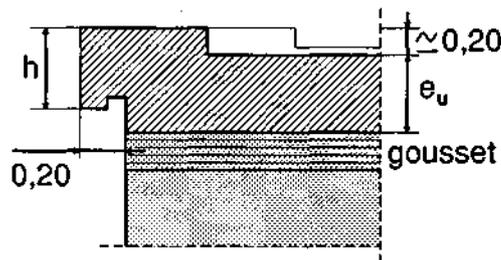
### a) Corniches

Les corniches et, dans une moindre mesure, les goussets, tiennent également une part importante dans l'aspect de l'ouvrage. La section transversale étant rectangulaire, on devra déterminer l'épaisseur vue de la dalle et choisir le profil de la joue.

Classiquement, la hauteur de la corniche prend des valeurs proches de celles indiquées ci-dessous en fonction de l'épaisseur de la traverse (figure 38).

Ouverture	épaisseur utile $e_u$	épaisseur totale vue $e_u + 0,20$	hauteur corniche $h$
10	0,35 à 0,42	0,55 à 0,62	0,35
15	0,45 à 0,55	0,65 à 0,75	0,45
20	0,60 à 0,80	0,80 à 1,00	0,45

FIGURE 38



La joue et la corniche peuvent être verticales ou inclinées, ce qui permet d'envisager quatre associations (figure 39) :

- joue verticale et corniche verticale (I),
- joue verticale et corniche inclinée (II),
- joue inclinée et corniche verticale (III),
- joue inclinée et corniche inclinée (IV).

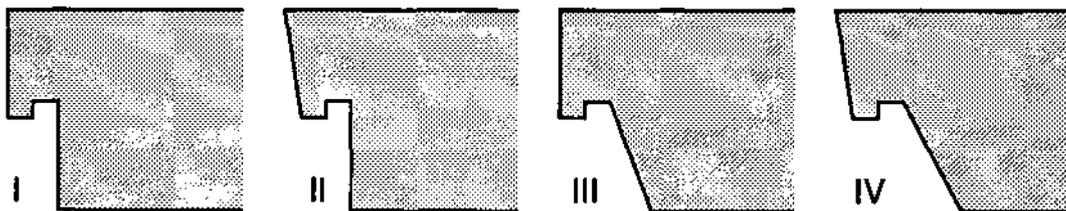


FIGURE 39

La solution I, la plus simple, est celle qui est généralement retenue. A l'usage, il semble néanmoins que l'association entre joue inclinée (1/2 par rapport à la verticale) et corniche verticale (forme III) soit la plus harmonieuse.

Les corniches peuvent être coulées en place ou réalisées en éléments préfabriqués. Dans les deux cas, leur forme, leur teinte et leur aspect doivent faire l'objet d'une recherche esthétique, tout en restant sobres et compatibles avec la rusticité de l'ouvrage dans son ensemble. Il convient par ailleurs de rechercher des dispositions limitant le dépôt de salissures. Dans ce but, il est conseillé de :

- Prévoir des formes et surfaces facilitant un auto-lavage. En particulier, on peut être amené à transformer légèrement la forme (IV) pour obtenir une corniche du type représenté à la figure 40, dont la face extérieure possède une pente favorable à l'évacuation des eaux de ruissellement tout en permettant de souligner la continuité de l'ouvrage par un effet de contraste entre la corniche et la joue de la dalle.
- Pour les corniches à cannelures, préférer des cannelures à dominante verticale qui limitent l'accrochage des salissures et dissimulent mieux des traces éventuelles.

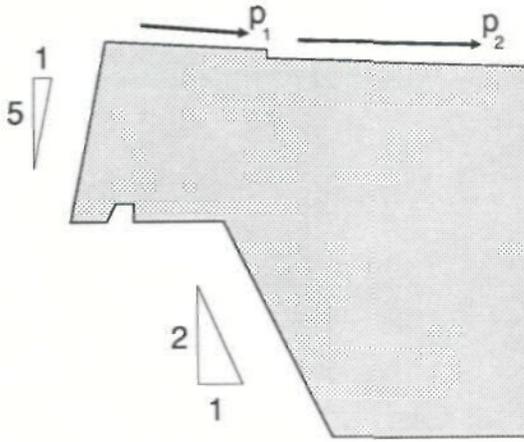


FIGURE 40 :  
 $p_1$  et  $p_2$  permettent une évacuation des  
eaux de ruissellement vers les fils d'eau :  
-  $p_1$  : 4% (dessus de corniches)  
-  $p_2$  : 1,5 à 2 % (dessus de trottoirs)

Les figures 41 et 42 donnent, à titre indicatif, des modèles de corniches préfabriquées paraissant bien adaptés aux critères mentionnés.

FIGURE 41 :  
Corniche préfabriquée  
(dessin de principe)

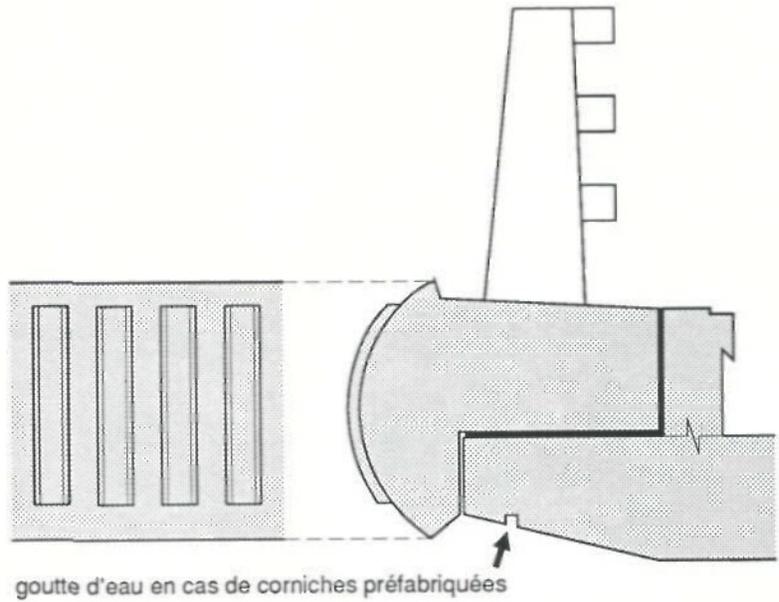


FIGURE 42 :  
Corniche préfabriquée

### b) Goussets

Comme il a été dit au paragraphe 1.1, les goussets sont destinés à améliorer l'encastrement entre les pénétrations et les traverses. Leurs dimensions doivent être choisies pour former une proportion harmonieuse avec l'ouverture, sans toutefois descendre en-dessous des dimensions préconisées au paragraphe 3.2.2. D'un point de vue purement esthétique, les dimensions suivantes, données en fonction de l'ouverture, conviennent dans la plupart des cas :

- inférieure à 3 m : 0,20 x 0,20,
- entre 3 et 5 m : 0,30 x 0,60,
- supérieure à 5 m : 0,30 x 0,90.

En ce qui concerne leur aspect, on pourra adopter près des bords libres l'une des dispositions présentées sur la figure 43.

Le choix entre ces diverses dispositions est fonction du souhait de mettre en évidence ou non le rôle mécanique des goussets dans l'ouvrage, ainsi que, comme pour les corniches, de la recherche d'effets de relief plus ou moins complexes.

Il est à noter que, pour les ouvrages à deux travées, il n'est en général pas souhaitable, d'un point de vue esthétique, de prévoir des goussets sur l'appui central.

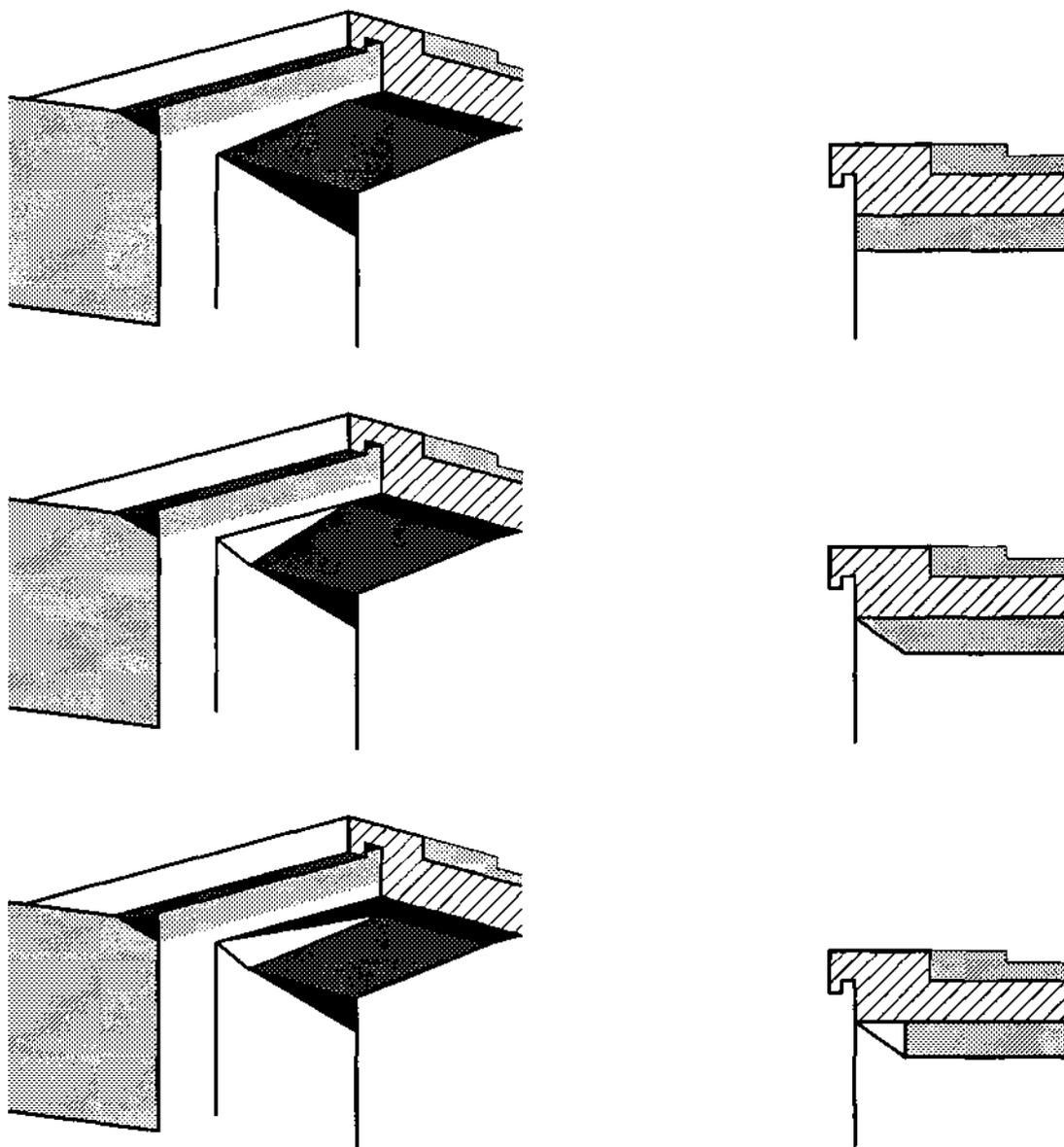
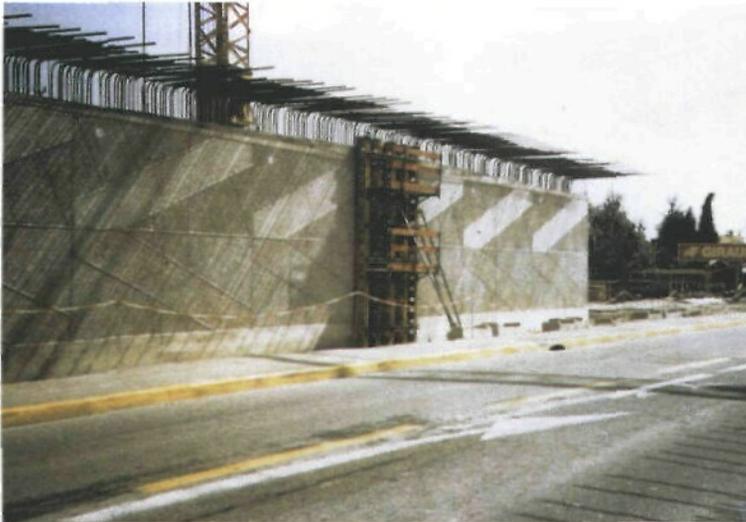
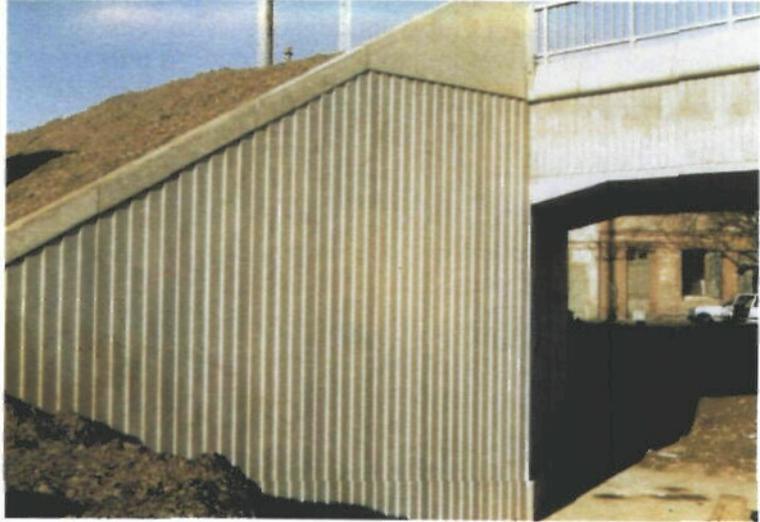


FIGURE 43 : Différentes formes de goussets près des bords libres

### 2.8.3 - Parements

La qualité des parements constitue un facteur important dans l'esthétique des cadres et portiques, dont les surfaces vues (piédroits et murs de tête) occupent une part dominante.

*FIGURE 44 :  
Murs en aile préfabriqués avec  
parement architectural  
(cannelures)*



*FIGURE 45 :  
Piédroits coulés en place avec  
parement architectural (matrice  
spéciale)*

La qualité des parements en béton, de loin les plus répandus, est bien sûr fonction de la teinte et de l'aspect du béton, mais surtout de la régularité de ceux-ci, à la fois dans l'espace et dans le temps. A cet effet, il convient non seulement de veiller à la qualité du béton, des coffrages, et de la mise en œuvre, mais également de concevoir l'assainissement de l'ouvrage, ainsi que les formes de certains éléments sensibles tels que les corniches (Cf. § 2.8.2), de telle sorte que les eaux de ruissellement ou les eaux d'infiltration ne viennent pas tacher les faces vues.

Malgré ces précautions, l'aspect des ouvrages comportant des parements lisses, bruts de décoffrage, est souvent décevant, surtout s'ils sont situés en zone urbaine ou péri-urbaine. De ce fait, on est fréquemment amené à jouer sur la nature, la texture, la couleur, ou le relief du parement pour en améliorer l'aspect. Plusieurs moyens sont envisageables :

- incorporer des motifs dans les coffrages en gardant l'aspect naturel du béton brut de décoffrage ;
- rechercher un effet de "grain" en traitant mécaniquement la surface du béton ;
- rechercher un effet de "teinte" par un choix judicieux des granulats ou du ciment, ou encore par l'incorporation de pigments dans la masse du béton ;
- avoir recours à une peinture ;
- recouvrir tout ou partie des surfaces vues de matériaux rapportés (pierres, briques, faïences, mosaïques, panneaux préfabriqués, etc.).

Il est à noter que, dans beaucoup de cas, le recours à la préfabrication peut être intéressant, d'une part par une latitude de choix plus large et d'autre part par une meilleure qualité et régularité de l'exécution.

Compte tenu des innombrables possibilités dans l'emploi de matériaux rapportés, on se contentera de donner ci-après quelques précisions sur les autres solutions, une grande variété d'aspect étant envisageable selon la nature des coffrages, le choix des liants et des granulats, ainsi que les traitements de surface.

#### **a) Parements de béton brut de décoffrage**

L'amélioration constante de la qualité des bétons et l'utilisation de coffrages de plus en plus soignés permettent d'obtenir des parements de béton brut de décoffrage de très bonne qualité, qu'il est possible d'animer par le jeu des coffrages, sachant néanmoins que cela nécessite une étude plus poussée des plans de coffrage et certaines précautions à l'exécution.

L'aspect de ces parements peut ainsi varier par la nature du relief, ce qui permet d'obtenir une grande richesse d'effets sans surcoût important. Ainsi, par exemple, les cannelures (de préférence verticales), très utilisées, présentent, outre l'esthétique, les avantages pratiques suivants :

- rendre moins évidentes les irrégularités d'uni de surface et de teinte dues aux reprises de bétonnage,
- dissimuler les joints,
- éventuellement, localiser les fissures de retrait.

Ces cannelures sont à traiter avec soin et doivent présenter un certain caractère de fermeté ; leurs dimensions précises sont bien sûr à déterminer dans chaque cas particulier.

#### **b) Parements de béton traité mécaniquement en surface**

La teinte est essentiellement tributaire des granulats employés, alors que le relief dépend de la nature des traitements. Les granulats jouent donc un rôle fondamental, et il convient de les mettre en valeur en les choisissant avec soin et en les faisant apparaître par un traitement approprié (ponçage, sablage, bouchardage, désactivage, etc.).

La figure 46 montre la grande variété d'aspect qu'il est possible d'obtenir en jouant à la fois sur la nature du granulat et sur le traitement de surface.

#### **c) Parements de béton teinté dans la masse**

Il est possible d'obtenir une teinte du béton différente du gris usuel, différents moyens étant utilisables à cette fin.

Si l'on recherche une surface lisse et très claire, on emploiera du ciment blanc ; la teinte obtenue dépend néanmoins du sable utilisé (par exemple, le sable de Loire donne au béton un ton moins chaud que le sable de Seine). Les bétons de ciment blanc étant sujets à des retruits importants, il n'est possible de les utiliser que pour des parties d'ouvrage que l'on désire mettre en valeur et pour lesquelles cet inconvénient est de peu d'importance ; par ailleurs, ils demandent à être protégés des salissures dues aux eaux de ruissellement, qui y laissent des traînées blanches cernées de noir.

Dans le même but, on peut également utiliser des bétons de ciment CLK, moins clairs qu'un béton à base de ciment blanc, mais d'un coût nettement inférieur. Il est toutefois à noter que les bétons au CLK ont une prise et une montée en résistance plus lentes que les bétons ordinaires (à base de ciments PORTLAND), et requièrent donc un délai de décoffrage plus long ; en outre, comme les ciments blancs, ils donnent des bétons sujets à des retruits importants.

Si l'on recherche une teinte plus ou moins accentuée, on peut soit ajouter un pigment coloré au ciment, soit jouer sur la teinte des granulats, que l'on aura choisis en fonction de l'effet recherché, soit encore combiner les deux procédés (adjonction de pigments et choix des granulats). Dans le cas d'un parement brut de décoffrage, on se contentera d'ajouter un pigment ; dans le cas d'un parement traité mécaniquement en surface, on pourra jouer sur le choix des granulats, ou ajouter un pigment, ou combiner les deux.



- |  |  |  |
|--|--|--|
| 1) <i>Ciment gris, gravillons lavés.</i>                   | 2) <i>Ciment gris, gravillons roulés, béton désactivé.</i> | 3) <i>Ciment teinté dans la masse, porphyre vert, béton sablé.</i> |
| 4) <i>Ciment blanc, agrégats courants, surface lavée.</i>  | 5) <i>Ciment blanc, brique pilée, béton désactivé.</i>     | 6) <i>Ciment gris, marbres concassés, béton désactivé.</i>         |
| 7) <i>Ciment blanc, sables concassés, béton désactivé.</i> | 8) <i>Ciment teinté dans la masse.</i>                     | 9) <i>Ciment blanc, quartz blanc et porphyre vert, béton poli.</i> |

FIGURE 46 : Traitements de surface du béton (Photos Ebal)

#### **d) Parements peints**

Le recours à la peinture constitue souvent un palliatif pour masquer des défauts d'exécution tels que taches et inégalités de teinte (il est évidemment hors de question de faire disparaître les inégalités et aspérités de surface). Ce procédé peut toutefois être utilisé comme une solution architecturale à part entière lorsqu'un effet décoratif est recherché par le jeu des couleurs. Celles-ci doivent cependant rester discrètes, en nombre limité, et choisies en fonction de l'environnement.

Comme certaines peintures changent de ton au cours du temps (le blanc notamment tend à jaunir), il est recommandé de procéder à des essais sur panneaux de grandes dimensions deux mois au moins avant l'exécution. L'application de la peinture doit être précédée d'un brossage énergique et d'un lessivage alcalin qui ne soit pas de nature à attaquer ultérieurement la peinture ; en outre, certaines peintures ne doivent pas être appliquées par temps humide.

## 2.8.4 - Autres dispositions de détail

### a) Continuité de la corniche

Il est souhaitable de ne pas retourner la corniche en forme de rampant sur la partie supérieure du mur en aile, mais de la prolonger au-delà des piédroits, de façon à souligner sa continuité sur tout l'ouvrage (figure 47). Cette disposition nécessite de prévoir une amorce de mur en console (ou corbeau) destinée à supporter le prolongement de la corniche.

Elle facilite par ailleurs une séparation nette entre la corniche et le haut du mur en aile, à ménager en forme de revanche, de façon à respecter la géométrie des talus (figure 48).

FIGURE 47 :  
Continuité de la corniche  
au-delà des piédroits



FIGURE 48 :  
Revanche en tête des murs en aile

### b) Jonction entre les piédroits et les murs en aile

Certaines réalisations comportent un fruit trop important par rapport à la verticale dans la jonction entre le piédroit et le mur en aile, qui nécessite un double joint en forme de V, défavorable à l'esthétique et d'ailleurs difficile à bien réaliser (figure 49).

Cette disposition est donc en général à éviter, surtout dans la mesure où il est plus simple et plus esthétique de réaliser une jonction verticale ou quasi verticale (Cf. § 3.6.1) entre les murs en aile et les piédroits, telle qu'on peut la voir sur la figure 50.

**FIGURE 49 :**  
*Jonction en V entre piedroit et mur en aile. Disposition inesthétique à éviter.*



**FIGURE 50 :**  
*Jonction franche et verticale entre piedroit et mur en aile*

#### ***c) Couronnement des murs en aile***

Dans le cas de murs coulés en place, les rampants, vestiges de la construction en maçonnerie, ne sont pas indispensables et peuvent donc être supprimés.

En revanche, dans le cas de murs préfabriqués, l'assemblage des éléments peut être facilité par un chaînage en tête. Un tel couronnement peut du reste corriger un défaut éventuel d'alignement des éléments à leur partie supérieure.

Dans tous les cas, le chant supérieur des murs doit être légèrement incliné vers le talus de manière à faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

#### ***d) Aspect uniforme des parements vus***

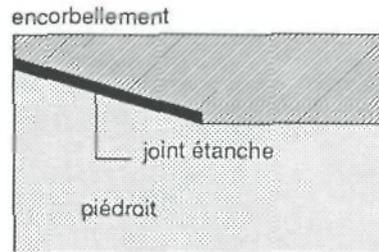
Lorsque l'on désire renforcer l'impression de monolithisme donnée par l'ouvrage, il est préférable de recourir à un choix homogène et uniforme de l'aspect des surfaces vues que constituent les pénétrations et les murs de tête.

#### ***e) Effet d'ombre***

Pour les ouvrages de petite ouverture, le tablier est de faible épaisseur et se trouve en bonne proportion avec le tirant d'air. En revanche, à partir d'une certaine ouverture, le tablier devient plus épais et se trouve de ce fait en proportion moins harmonieuse avec le tirant d'air. Dans ce cas, il peut être intéressant de réduire la hauteur vue du tablier par la recherche d'un effet d'ombre, en prévoyant des encorbellements latéraux.

Afin de soulager ces encorbellements vis-à-vis des efforts d'encastrement sur les pénétrations, il est préférable de désolidariser ces deux éléments au moyen d'un joint sec à ménager entre le dessous des encorbellements et la tête des pénétrations (figure 51). Pour éviter toute infiltration d'eau, il est indispensable d'équiper ce joint d'un profilé étanche.

FIGURE 51 :  
Joint de séparation encorbellement-  
piédroit



## 2.9 - FONDATIONS

Comme il a été dit, la nature du sol de fondation constitue un facteur majeur dans le choix entre un pont-cadre et un portique, voire un autre type d'ouvrage. Ce choix étant fixé, la qualité du sol sous-jacent permet en outre d'étudier de façon précise les conditions de fondation de l'ouvrage (purge et substitution, pieux, etc.), ainsi que son comportement (tassements). Pour une bonne compréhension, signalons que, dans la suite de ce paragraphe, les pressions admissibles sont données vis-à-vis des états-limites de service rares.

### a) Cas des cadres

De construction rustique et chargeant peu le sol (100 à 150 kPa), le pont-cadre n'est pas très sensible aux tassements de la fondation. Ces derniers peuvent néanmoins entraîner des dégradations importantes et inacceptables (telles qu'épaufrures, fissures et même cassures) dans les joints entre cadre et masque et entre cadre et murs : on veillera donc à la libre ouverture de ces joints et on évitera les contacts par arêtes.

Le niveau de fondation du radier sera choisi en fonction du sol et en particulier à l'issue d'une étude des tassements, étant entendu que des tassements probables de l'ordre de 10 cm sont tout-à-fait admissibles sous réserve d'une bonne ouverture des joints.

En présence de sols de mauvaise qualité, lorsque le sol incriminé règne sur une faible épaisseur, une purge de ce terrain et son remplacement par un remblai de bonne qualité bien compacté constitue souvent la solution la plus économique.



FIGURE 52 :  
Pont-cadre avec murs en aile  
fondés sur semelles

### b) Cas des portiques

Rappelons que le portique, hyperstatique, mais peu apte à une redistribution des efforts, est sensible aux déplacements verticaux ou horizontaux ou aux rotations de ses appuis ; ses fondations doivent donc être très sûres et, notamment, exemptes de tassements importants.

Adapter l'ouvrage au sol consiste d'abord à choisir le mode de fondation pour déterminer si on peut fonder l'ouvrage sur semelles superficielles ou si l'on doit le fonder sur pieux.

Une fondation superficielle est possible sur de bons sols présentant une pression admissible supérieure à 300 kPa (éventuellement moins), sans tassement notable et à des profondeurs modérées.

Il est à noter que, pour les sols de très bonne qualité, il n'est pas toujours intéressant de faire travailler le sol au maximum autorisé par les conditions de portance. En effet, on constate que, si le gain sur la dimension des semelles est très important lorsque l'on passe d'un taux de travail de 200 à 300 kPa, il devient ensuite minime. De plus un taux de travail trop élevé (et par conséquent des semelles réduites) fait courir un risque de soulèvement. C'est pourquoi il vaut mieux dimensionner les semelles de façon légèrement surabondante et ne pas dépasser, même si cela est possible, une contrainte de l'ordre de 350 kPa (cette contrainte étant à choisir d'autant plus basse que l'ouvrage est plus haut et plus court).

Par ailleurs, on adoptera pour les semelles une épaisseur de 60 cm, sauf si le piédroit a une épaisseur supérieure, auquel cas on retiendra cette dernière.

Si une fondation superficielle n'est pas réalisable, on peut envisager une fondation sur pieux. Compte tenu du coût élevé des fondations profondes, il y a lieu cependant de s'assurer que d'autres structures ne deviennent pas alors plus économiques. Ce sera habituellement le cas si l'on est amené à prévoir également des fondations profondes pour les murs de tête.

Deux conceptions de fondations sur pieux sont généralement utilisées :

- fondation sur une ou deux files de pieux verticaux (généralement forés) encastrés dans la semelle et travaillant en flexion composée ;
- fondation sur deux files convergentes de pieux battus de petit diamètre (conception peu courante) ; dans ce cas, le point de convergence est généralement fixé à la base du piédroit.

Le choix entre ces deux solutions est guidé par la comparaison de leurs coûts et par la nature et les qualités des terrains traversés. Il convient en particulier :

- comme il a été dit en 1.2, d'étudier soigneusement l'effet du tassement et du fluage horizontal des sols situés sous les remblais adjacents, tant sur l'ouvrage que sur les pieux ;
- pour les fondations sur pieux battus, de s'assurer de l'absence de blocs ou de formations intercalaires rendant impossible la pénétration.

Une fondation constituée de barrettes moulées dans le sol peut aussi être envisagée. Dans ce cas, il est nécessaire d'en estimer le coût de façon réaliste, compte tenu, en général, de leur faible nombre, et d'apprécier les problèmes liés à l'exécution.

## 2.10 - ELARGISSEMENT DES OUVRAGES

Comme il a été vu en 2.2, la possibilité ou non d'un élargissement ultérieur de l'une des plates-formes (voie portée ou voie franchie), est un facteur à prendre en considération dès le stade de la conception d'un ouvrage.

Bien qu'il n'existe pas de solution adaptable à tous les cas de figure, il est possible d'énumérer quelques cas couramment rencontrés :

### a) *Ouvrages neufs*

Lorsque l'élargissement envisagé pour la voie portée ou la voie franchie est modéré (par exemple deux fois deux voies à transformer en deux fois trois voies), la solution la mieux adaptée, compte tenu des difficultés d'intervention ultérieure, consiste généralement à construire l'ouvrage dans sa configuration définitive, même si l'élargissement n'est pas certain.

En revanche, lorsque la plate-forme de la voie portée est à doubler, il est souvent préférable de ne construire qu'un demi-ouvrage, même si l'élargissement est certain. En effet, moyennant certaines précautions minimales, il n'est généralement pas très contraignant de doubler un ouvrage existant, alors qu'une construction de l'ensemble de l'ouvrage alourdit inutilement l'investissement initial et pose dans la plupart des cas des problèmes d'insertion dans le site, car il n'est guère envisageable de laisser dépasser un demi-ouvrage du remblai contigu.

Pour faciliter les travaux du doublement futur, il est toutefois préférable dès la première phase :

- de prévoir des murs de tête démontables du côté de l'élargissement (terre armée, etc.),
- de réaliser les fondations du deuxième demi-ouvrage, surtout si elles sont sur pieux.

Lorsque l'élargissement possible porte sur la plate-forme de la voie franchie, deux cas sont à considérer :

- Si l'élargissement est certain, la meilleure solution consiste généralement à réaliser dès la première phase l'ouvrage dans sa configuration définitive, comme il a été dit au paragraphe 2.2, quitte à en masquer la partie non fonctionnelle en première phase.
- Dans le cas contraire, aucune solution toute faite ne peut être proposée. Lorsque ni l'opportunité ni la date de l'élargissement ne sont fixées, il paraît préférable de ne rien prévoir. En revanche, si l'élargissement est probable, mais seulement dans un avenir lointain, dont on n'est pas maître au stade de la conception, il peut être judicieux de prendre un certain nombre de précautions destinées à faciliter les travaux ultérieurs. Ces précautions peuvent concerner aussi bien les fondations et les murs de tête (comme lors d'un doublement de la voie portée) que la conception de l'ouvrage. A titre indicatif, la figure 53 montre la conception d'un portique élargissable. Ses principales particularités sont les suivantes :

  - Le piédroit central sert d'appui à la partie construite en deuxième phase, moyennant un corbeau prévu à cet effet, et supportant une dalle de transition en première phase.
  - L'ouvrage est conçu pour supporter les poussées des terres dissymétriques intervenant en deuxième phase.
  - Les nervures verticales prévues dans le piédroit central masquent le corbeau et les descentes d'eaux pluviales.
  - Les goussets sont disposés en retrait par rapport aux bords libres, de sorte à être peu perceptibles en vision frontale, et conserver ainsi une certaine symétrie dans la perception globale de l'ouvrage définitif.

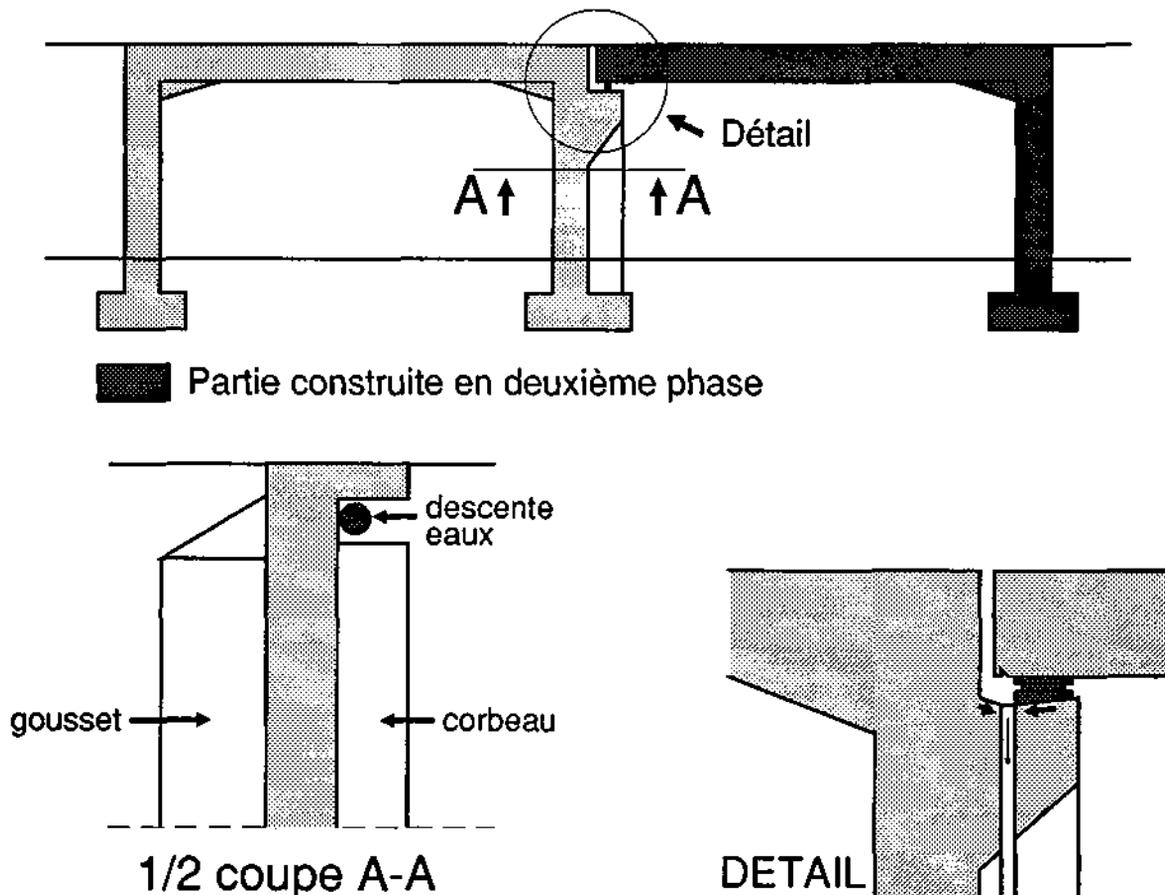


FIGURE 53 : Portique élargissable

**b) Ouvrages existants**

La première démarche consiste évidemment à s'assurer qu'il n'est pas possible d'effectuer des transformations simples du profil en travers (réduction de la largeur des voies ou des bandes dérasées, déplacement, modification, voire suppression de certains équipements,...).

Dans la négative, il est nécessaire de construire soit un ouvrage soit des parties d'ouvrage juxtaposés à l'ouvrage existant :

- Elargissement de la voie portée.

- Lorsque la voie portée est à doubler, il est en général relativement simple de construire un deuxième ouvrage à côté de l'ouvrage existant. En général, pour des raisons esthétiques, on s'efforcera de construire un ouvrage d'apparence identique au premier.

La principale contrainte dans ces cas étant le plus souvent de maintenir la circulation sur la voie franchie, le recours à un pont-cadre est exclu, un portique ne pouvant quant à lui être envisagé que lorsqu'une limitation du gabarit est admissible en phase de construction.

- Pour des élargissements modérés, on peut avoir recours à un portique ou une dalle contigus, dont le tablier peut être selon les cas séparé ou solidaire de celui de l'ouvrage existant.

Dans le cas de tabliers solidaires, la liaison est effectuée en scellant des armatures dans le tablier existant. Le liaisonnement de celles-ci avec la partie à construire peut s'effectuer par manchonnage ou par recouvrement.

- Pour des élargissements très modérés, des consoles scellées sur les rives de l'ouvrage existant de la manière décrite ci-dessus peuvent parfois constituer une solution acceptable.

- Elargissement de la voie franchie.

Il s'agit du cas le plus délicat, sur lequel il est impossible de donner des indications générales a priori. Seule une étude au cas par cas peut permettre de dégager les solutions les mieux appropriées.

### **3 - CONCEPTION DETAILLEE**

A partir des caractéristiques globales de l'ouvrage, définies dans leur ensemble par la conception générale, il est nécessaire d'affiner la conception de détail de chacune des parties que constituent le tablier, éventuellement le radier, les piédroits, les goussets, ainsi que les fondations retenues.

Cette conception détaillée concerne les matériaux constitutifs, le dimensionnement géométrique et le ferrailage. Elle est essentiellement basée sur les règles de l'art spécifiques à ce type d'ouvrage.

#### **3.1 - MATERIAUX UTILISES**

##### **3.1.1 - Béton**

Pour un ouvrage normalement dimensionné, c'est-à-dire selon les conditions indiquées dans les annexes 1 et 2, il est possible de prévoir un béton de classe B25 (résistance caractéristique  $f_{c28}$  supérieure ou égale à 25 MPa), une classe inférieure ne pouvant généralement pas garantir une durabilité satisfaisante à l'ouvrage en raison, notamment, d'une compacité insuffisante.

Lorsque l'ouvrage est plus élancé, il est nécessaire de recourir à un béton de classe supérieure sans toutefois dépasser, en ce qui concerne les caractéristiques de calcul, celles qui correspondent à un béton de classe B30. En effet, au-delà des caractéristiques correspondant à cette classe de résistance, on risque d'aboutir à des épaisseurs trop faibles entraînant des déformations excessives, ou à des armatures trop denses et de gros diamètre, peu favorables à la limitation de l'ouverture des fissures.

Il est possible, pour augmenter la durabilité des ouvrages dans le cas d'environnements agressifs (sels de déverglaçage notamment), d'utiliser des bétons à hautes performances, très compacts, et pouvant être obtenus à l'heure actuelle à des prix compétitifs. Cependant, comme indiqué ci-dessus, on limitera les performances de calcul de ces bétons à celles d'un béton de classe B30, sous peine d'aboutir à des ouvrages trop déformables et comportant un ratio d'armatures trop élevé.

Le choix d'une classe de résistance du béton doit être complété, en particulier, par l'étude du retrait, ce type d'ouvrage étant sensible au retrait différentiel des bétons intervenant dans les différentes phases (semelles, piédroits, tablier). Il faut donc s'orienter vers une composition, une fabrication et des conditions de mise en oeuvre visant à obtenir un retrait aussi faible que possible. En particulier, la cure du béton doit être soignée, du fait de sa grande influence sur ce phénomène.

Lorsque, pour des raisons esthétiques, on utilise un ciment blanc ou un ciment CLK, qui donnent des bétons plus clairs, mais qui présentent des retraits plus importants (Cf. § 2.8.3,c), il y a lieu de bien définir les précautions particulières à respecter pour éviter tout désordre par fissuration ou faïençage.

Rappelons que, de manière générale pour les ouvrages d'art, la confection, la mise en oeuvre et le contrôle des bétons sont réglementés par le fascicule 65 du Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics de travaux.

##### **3.1.2 - Aciers pour béton armé**

Les aciers utilisés sont des aciers à haute adhérence, désignés par le symbole H.A., de la classe Fe E 400 ou Fe E 500, de limites d'élasticité respectives de 400 et 500 MPa.

Il est possible d'utiliser de l'acier doux, de nuance Fe E 240 par exemple, mais cet usage doit être limité aux rares aciers pour lesquels des pliages et dépliages sont inévitables, l'acier doux étant d'un coût comparable à celui de l'acier HA, tout en présentant une résistance nettement plus faible.

Dans le choix des aciers, il y a lieu de respecter en France les normes suivantes :

- NF A 35-019 "Armatures pour béton armé - fils à haute adhérence",
- NF A 35-015 "Ronds lisses pour béton armé".

L'emploi de treillis soudés est en principe envisageable, mais il n'est pas indiqué en pratique en raison des sujétions liées au recouvrement des armatures dans les jonctions entre les traverses et les piédroits.

## 3.2 - DIMENSIONNEMENT GEOMETRIQUE

### 3.2.1 - Traverses et piédroits

A titre d'ordre de grandeur, on peut dire que le rapport entre l'épaisseur des traverses (radier et tablier) et l'ouverture est de l'ordre de 1/20 à 1/25 dans les cas courants.

La détermination fine des épaisseurs des traverses et des piédroits peut être effectuée à l'aide des abaques présentés dans les annexes 1 (ponts-cadres) et 2 (portiques).

Ces abaques ont été établis pour des ouvrages droits, sans charge de remblai, et uniquement soumis aux charges d'exploitation routières sans caractère particulier. Le béton est supposé être de classe B25.

Dans les cas d'ouvrages sous remblai, d'ouvrages biais, ou d'ouvrages admettant des charges d'exploitation particulières (convois exceptionnels par exemple), ces épaisseurs sont à corriger suivant les indications données par ces mêmes abaques.

### 3.2.2 - Goussets

Comme il a été dit aux paragraphes 1.1 et 2.8.2, les goussets sont destinés à améliorer l'encastrement des traverses sur les piédroits, à résorber les concentrations de contraintes et à atténuer les effets des pics de moments. Ils améliorent de plus l'esthétique des ouvrages en rendant plus perceptible leur fonctionnement, surtout pour les portées importantes.

On peut formuler les mêmes remarques pour les goussets inférieurs des ponts-cadres. Néanmoins, s'agissant de parties cachées, il est avantageux de prévoir un méplat à leur partie supérieure pour servir d'appui aux coffrages des piédroits.

D'un point de vue mécanique, les dimensions minimales données par le tableau suivant sont fortement conseillées sachant, qu'en pratique, il est généralement préférable que la longueur soit supérieure à la hauteur) :

Ouverture	gousset supérieur	gousset inférieur (cadres)
≤ 2 m	0,20 x 0,20 ou chanfrein	0,20 x 0,20 ou chanfrein
2 à 4 m	0,20 x 0,20 à 0,30 x 0,30	0,20 x 0,20 à 0,40 x 0,40
≥ 4 m	0,30 x 0,30 à 0,40 x 0,40	0,40 x 0,40 à 0,50 x 0,50

Lorsque, pour une raison impérieuse (problème lié au gabarit par exemple), des goussets ne peuvent être prévus, il sera nécessaire d'épaissir les traverses et les piédroits.

### 3.2.3 - Murs de tête

Le prédimensionnement des murs de tête dépend évidemment de la nature de ceux-ci. L'annexe 3 fournit les abaques nécessaires au dimensionnement des murs de tête coulés en place, qui demeurent le plus couramment employés.

### 3.2.4 - Ouvrages préfabriqués

En première approximation, il est possible d'adopter le même dimensionnement géométrique pour les ouvrages préfabriqués que pour les ouvrages coulés en place. Il convient toutefois de s'assurer que les phases de préfabrication, de transport, de manutention et d'assemblage ne sont pas plus défavorables que les conditions de service. Les autres particularités concernant ce type d'ouvrage et, notamment, leur ferrailage, sont traitées au paragraphe 3.5.

### 3.3 - OUVRAGES DE GRANDE LARGEUR

On désigne par "largeur" la largeur biaise de l'ouvrage, c'est-à-dire la longueur du "tube" que constitue le cadre ou le portique. Cette largeur est souvent voisine de la largeur de la voie portée, mais elle peut aussi être sensiblement plus grande pour un ouvrage biais ou pour un ouvrage sous remblai. On peut ainsi atteindre couramment une soixantaine de mètres dans le cas d'une plate-forme autoroutière.

De façon générale, les cadres et portiques de grande largeur (c'est-à-dire dépassant une vingtaine de mètres) sont des structures très sensibles aux déformations imposées, dont il convient donc de limiter les effets au maximum.

Ces déformations imposées peuvent provenir :

- de tassements différentiels du sol de fondation,
- de dilatations thermiques inégales entre les parties enterrées et le tablier (ce phénomène étant moins sensible dans le cas d'ouvrages sous remblai),
- du retrait différentiel entre le radier et les piédroits, ainsi qu'entre les piédroits et le tablier, en raison de l'échelonnement dans le temps du bétonnage de ces divers éléments.

Ces deux dernières causes se traduisent en général par une fissuration des piédroits et du tablier perpendiculaire à l'axe du tube, contre laquelle il est possible de lutter par :

- un schéma constructif approprié (bétonnage par plots par exemple), en ce qui concerne les effets du retrait,
- un renforcement du ferrailage horizontal des piédroits et du tablier (Cf. § 3.4), sachant que ce renforcement augmente très vite avec la largeur de l'ouvrage.

L'effet des tassements différentiels ne peut quant à lui être efficacement combattu que par un tronçonnement de l'ouvrage en parties séparées par des joints, chaque partie étant limitée à une vingtaine ou une quinzaine de mètres, voire moins, suivant l'amplitude des tassements attendus.

Il va de soi qu'il convient parallèlement de limiter ces tassements à une valeur permettant un bon fonctionnement global de l'ouvrage, soit par un traitement préalable de l'assise (purge, préchargement, colonnes ballastées, etc.), soit, en cas d'impossibilité, en ayant recours à des fondations profondes.

Dans la mesure où le tronçonnement constitue également une excellente solution envers les effets du retrait et de la température et devient donc pratiquement obligatoire au-delà d'une certaine largeur d'ouvrage, nous détaillerons ci-après les dispositions constructives le plus fréquemment adoptées dans ce cas (bien qu'elles soient concernées par ces problèmes, nous ne traiterons pas du cas des tranchées couvertes, la majorité d'entre elles faisant appel à d'autres conceptions d'ouvrages).

Le cas le plus couramment rencontré est celui d'un passage inférieur portant une plate-forme autoroutière composée de deux chaussées séparées par un terre-plein ou par un séparateur central. Dans un tel cas, la conception classique consiste à recourir à deux demi-ouvrages séparés par un joint, dit "joint de rupture".

Lorsque la largeur du terre-plein central est suffisante, il est avantageux de remplacer la partie du joint située dans le tablier par un vide couvert par des caillebotis ou autres dispositifs permettant le passage du personnel d'entretien et améliorant, lorsque c'est nécessaire, l'éclairage de la voie franchie (Cf. figures 4 et 5).

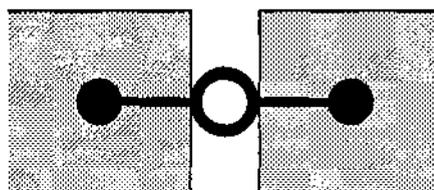
Lorsque les tassements différentiels sont trop importants pour que l'on puisse conserver leur monolithisme à ces demi-ouvrages, il est nécessaire de tronçonner à son tour chaque demi-ouvrage en y ménageant également des joints de rupture.

D'une façon générale, la conception de ces joints doit permettre d'isoler mécaniquement les divers tronçons tout en évitant les déplacements relatifs entre tronçons voisins.

Leur étanchéité doit être assurée vis-à-vis des fines du remblai, particulièrement lorsqu'il existe, pour les ouvrages hydrauliques, un risque d'aspiration de celles-ci à travers les joints. Dans la plupart des cas, cette étanchéité peut être obtenue par mise en place d'un géotextile ou d'une géomembrane collée à l'extérieur du joint.

La nécessité d'une étanchéité à l'eau dépend des cas d'espèce, suivant la destination de l'ouvrage, l'intensité de l'alimentation en eau, ainsi que l'agressivité de celle-ci. Cette étanchéité est généralement obtenue par mise en place d'un joint de type Waterstop ou similaire (figure 54). Dans le cas de joints comportant des clés de cisaillement, l'étanchéité peut être obtenue par un produit souple (genre Sikaflex ou similaire) mis en oeuvre sur un fond de joint préparé à cet effet.

FIGURE 54 :  
Joint de type Waterstop

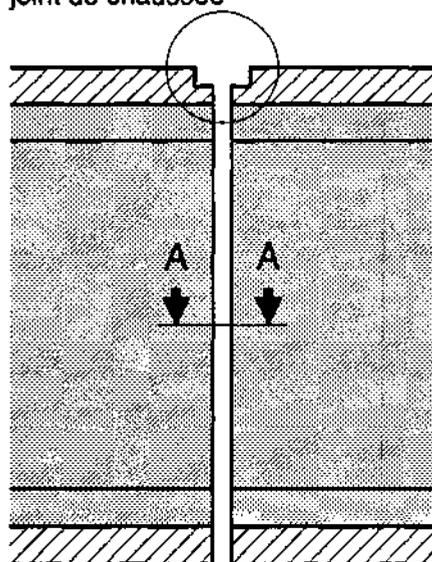


### 3.3.1 - Joints dans les piédroits

Lorsque les conditions de fondation sont favorables, il est possible de prévoir des joints plans, avec ou sans embrèvements (figure 55 a).

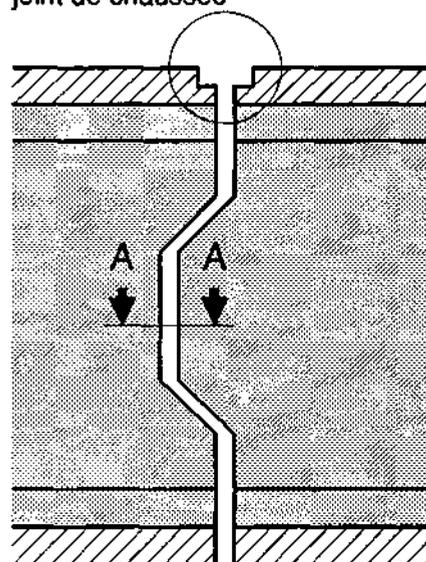
Les embrèvements peuvent être nécessaires pour limiter les déplacements du joint pendant le remblaiement et, pour les ouvrages préfabriqués, faciliter l'alignement des éléments.

voir détail  
joint de chaussée



a) joint plan

voir détail  
joint de chaussée



b) joint avec clé de cisaillement

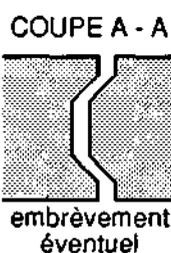


FIGURE 55 : Joints dans les piédroits

Lorsque les tassements sont plus importants, il convient de réduire les déplacements verticaux relatifs entre tronçons voisins par des clés de cisaillement ménagées sur les faces en regard (figure 55 b). Le dimensionnement et le ferrailage de ces clés sont bien sûr conditionnés par l'intensité des efforts tranchants susceptibles de s'y développer.

Dans tous les cas, l'ouverture du joint doit être suffisante et compatible avec les tassements différentiels évalués.

### 3.3.2 - Joints dans les traverses

Les joints dans les traverses sont en général des joints plans. Les déplacements horizontaux relatifs entre tronçons voisins étant suffisamment faibles pour que des clés de cisaillement ne soient pas nécessaires. Lorsque d'importants mouvements horizontaux sont à prévoir, comme c'est le cas dans les zones de risques sismiques, des clés de cisaillement de conception analogue à celle des piédroits sont à prévoir.

Sur la traverse supérieure (tablier), le joint n'aura à absorber que des dénivellations verticales minimales (de l'ordre du millimètre) dues aux charges d'exploitation, ce qui reste compatible avec la tenue du revêtement de chaussée, à condition que le joint soit recouvert par un fer plat logé dans une encoche ménagée à cet effet (figure 56).

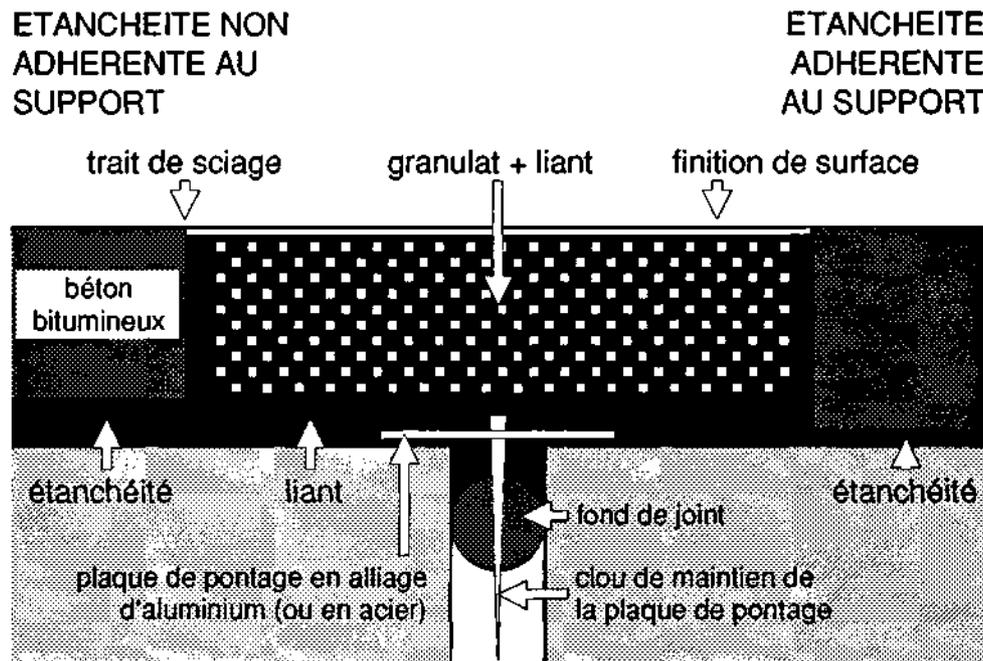


FIGURE 56 : Détail du joint de chaussée étanche (procédé breveté)

### 3.4 - FERRAILLAGE DES OUVRAGES COULES EN PLACE

Comme dans tout ouvrage en béton armé, les armatures ont pour rôle essentiel de reprendre les efforts de traction dans le béton et de répartir les fissures de façon homogène, ce qui limite ainsi leur ouverture. On peut noter au passage qu'à la différence des aciers de précontrainte, les aciers de béton armé n'ont pas la capacité d'empêcher la formation des fissures.

Un bon fonctionnement et une bonne durabilité de ces armatures, dites "passives" par opposition aux armatures de béton précontraint, exige le respect de certaines conditions portant sur l'enrobage, l'espacement, le diamètre des fers et surtout leur taux de travail.

#### 3.4.1 - Principe général

Le ferrailage des piédroits est d'une conception simple et indépendant du biais de l'ouvrage. Il est constitué de fers principaux disposés dans la direction verticale et de fers de répartition de direction horizontale. Ce système est complété par des cadres, des étriers ou de simples épingles de fixation.

A l'inverse, le ferrailage des traverses est formé d'armatures longitudinales et transversales de direction et de densité dépendant à la fois du biais de l'ouvrage et de la zone considérée. Comme pour les piédroits, ce système est complété par des cadres ou des étriers, qui sont nécessaires soit pour la reprise des efforts tranchants soit pour la fixation des armatures.

Dans tous les cas, du fait de la continuité des moments aux angles, une certaine proportion d'armatures doit être continue à la jonction entre les piédroits et les traverses. En effet, du fait de la valeur importante des moments dans ces noeuds de jonction, un décalage en plan des aciers peut entraîner une torsion excessive du béton et donc une fissuration anormale de ce dernier.

### 3.4.2 - Ferrailage des traverses

#### a) Généralités

Les plus grands moments dans les traverses, notamment dans la traverse supérieure, varient, sous un même cas de charge, en intensité et en direction d'un point à un autre. En particulier, au voisinage des bord libres, les efforts s'exercent suivant une direction sensiblement parallèle à ceux-ci, alors que dans la zone centrale, les efforts prennent une direction dont l'obliquité varie suivant l'abscisse du point considéré. Cette inclinaison dépend à la fois de l'importance du biais et du coefficient de forme  $\eta$  défini par :

$$\eta = \frac{\text{largeur droite}}{\text{ouverture droite}}$$

On définit conventionnellement la direction mécanique de la dalle comme étant celle des plus grands moments de flexion en son centre sous un chargement réparti.

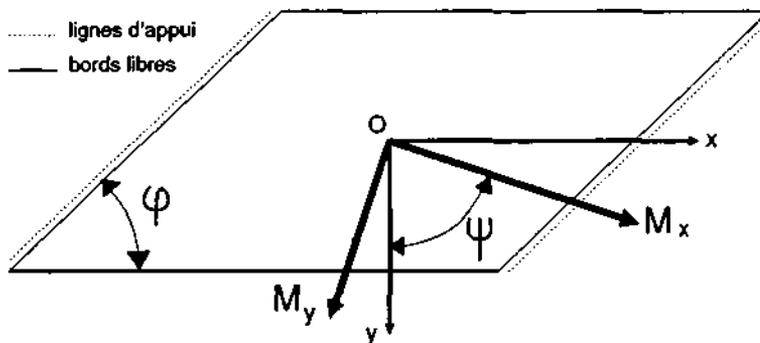


FIGURE 57  
Définition du biais mécanique

A titre d'illustration de la notion de biais mécanique, la figure 57 représente les éléments de réduction du tenseur de flexion  $(M_x, M_y)$  au centre d'une traverse, avec :

$O_x$  Axe longitudinal.

$O_y$  Direction perpendiculaire aux bords libres.

$(M_x, M_y)$  Moments principaux de flexion par mètre mesurés le long des facettes qui leur sont perpendiculaires. La direction d'un moment est, par convention, celle des contraintes qu'il engendre.

$\varphi$  Angle de biais géométrique, formé par l'axe longitudinal et la direction des piédroits

$\psi$  Angle de biais mécanique, formé par la direction mécanique et l'axe  $O_y$ .  $\psi$  peut être estimé par la relation empirique suivante :

$$\bullet \psi = \varphi + (100 - \varphi)(1 - 0,5 \cdot \eta)^2 \quad \text{si } \eta < 2$$

$$\bullet \psi = \varphi \quad \text{si } \eta \geq 2$$

$\varphi$  et  $\psi$  étant exprimés en grades.

Sous un chargement non réparti, la direction des plus grands moments s'écarte de cette direction mécanique, mais reste cependant comprise entre deux directions :

- la première orientée selon le biais (c'est-à-dire selon l'axe longitudinal du pont),
- la seconde selon la perpendiculaire aux piédroits.

Du fait du caractère tensoriel des moments, le ferrailage de chaque face de la dalle doit comporter au moins deux directions d'armatures distinctes, c'est-à-dire, par définition, d'armatures formant entre elles un angle supérieur à  $20^\circ$  (pour des raisons d'efficacité, il est en pratique nécessaire de porter ce minimum à  $60^\circ$ , soit environ 70 grades, comme il sera vu par la suite).

Ce ferrailage est à compléter par des armatures verticales formées de cadres et étriers pour la reprise des efforts tranchants, soit généraux soit de poinçonnement local, ou par des épingles de fixation des armatures.

Par ailleurs, il importe :

- que les armatures faisant partie d'une même face et d'un même système de ferrailage (longitudinal ou transversal) soient parallèles entre elles, pour faciliter le raccordement des fers entre les différentes zones,
- que les armatures en faces supérieure et inférieure possèdent au moins une direction commune, pour faciliter la fixation des fers entre eux et avec les cadres et étriers.

De plus, comme cela a déjà été mentionné, la continuité des fers longitudinaux des traverses et des armatures verticales des piédroits doit être parfaitement assurée dans tous les cas.

### ***b) Ferrailage longitudinal***

Pour les dalles peu larges ( $\eta \leq 1$ ) la direction mécanique n'est pas très différente de celle de la portée biaise lorsque le biais géométrique  $\varphi$  reste supérieur à 70 grades. Dans ce cas, on oriente généralement le ferrailage principal selon l'axe du pont, les plus grands moments se développant dans cette direction.

Pour les dalles de largeur modérée ( $1 \leq \eta \leq 2$ ), on adopte en général ce même principe de ferrailage pour des raisons de commodité. Bien qu'il s'agisse d'une disposition peu courante car peu pratique de mise en oeuvre, il est également possible d'orienter le ferrailage principal selon la direction mécanique définie par l'angle  $\psi$ , évalué par la relation empirique mentionnée précédemment.

Dans le cas de dalles larges et biaises pour lesquelles ( $\eta \geq 2$ ), il est plus efficace, d'un point de vue mécanique, de considérer deux types de zones dans la traverse :

- La zone centrale, où les plus grands moments sont sensiblement perpendiculaires aux piédroits. Dans cette zone, on dispose donc le ferrailage suivant cette même direction.
- Les voisinages des bords libres, où la direction des plus grands moments est parallèle à ceux-ci et où se développent des cisaillements de torsion d'autant plus élevés que le biais est prononcé. Dans ces zones, il est indispensable de disposer le ferrailage parallèlement aux bords libres, de sorte qu'il soit efficace pour ces deux types d'efforts concomitants. On peut considérer que ces zones règnent sur une largeur sensiblement égale à trois fois l'épaisseur de la traverse.

Cependant, lorsque le biais est faible ( $\varphi \geq 80gr$ ) pour ce dernier type de dalles, il est généralement plus commode de placer uniformément l'ensemble du ferrailage suivant le biais.

### ***c) Ferrailage transversal***

Pour des raisons d'efficacité mécanique, il est toujours souhaitable de disposer les armatures transversales perpendiculairement aux fers longitudinaux. Dans certains cas, on peut être amené à s'écarter de cette direction pour des raisons pratiques de façonnage et de mise en place des armatures, mais il est indispensable que l'angle formé par ces deux systèmes de fers ne descende pas en dessous d'environ 70 grades. En effet, en deçà de cette limite, la quantité d'aciers à mettre en place devient vite prohibitive, alors que leur capacité à couder correctement les fissures dans toutes les directions devient de plus en plus problématique.

Il va de soi que, quelle que soit la direction de ferrailage adoptée, il importe de bien assurer le recouvrement et l'ancrage des fers.

Par ailleurs, il est indispensable de renforcer les aciers transversaux en face inférieure, de sorte qu'ils puissent limiter l'ouverture des fissures dues aux gradients thermiques, qui affectent particulièrement les dalles larges. A titre indicatif, le pourcentage minimum de ce ferrailage (rapporté à l'aire de la section du béton) est de  $1,3.\eta \text{ ‰}$ , sans toutefois dépasser  $2 \text{ ‰}$ .

**d) Options à retenir**

Les considérations qui précèdent conduisent aux trois options pratiques de ferrailage illustrées par la figure 58.

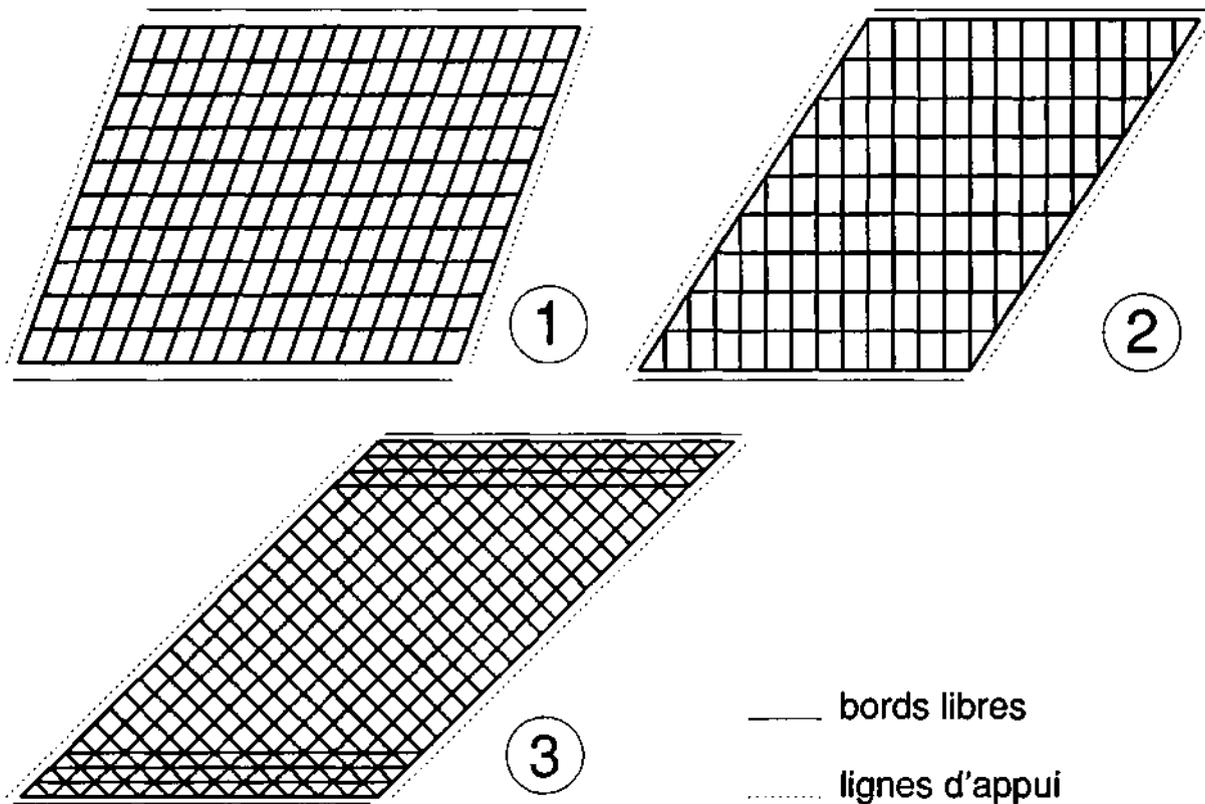


FIGURE 58 : Options de ferrailage

**Option 1 : Aciers parallèles aux bords libres et aux lignes d'appui.**

Cette option convient à tous les ouvrages peu biais ( $\varphi \geq 70\text{gr}$ ). Pour des raisons de facilité de mise en place des armatures, elle peut être néanmoins étendue aux ouvrages biais, mais de largeur modérée ( $0,5 \leq \eta \leq 2$ ).

**Option 2 : Aciers parallèles et perpendiculaires aux bords libres.**

Cette option convient aux ouvrages biais et peu larges ( $\varphi < 70\text{gr}$  et  $\eta < 0,5$ ).

**Option 3 : Aciers perpendiculaires et parallèles aux lignes d'appui.**

Cette option convient aux ouvrages biais et larges ( $\varphi < 70\text{gr}$  et  $\eta > 2$ ).

**e) Aciers de renfort aux bords libres**

Les armatures doivent être renforcées dans ces zones en face inférieure de façon à constituer un chaînage le long de chaque bord libre, sur une largeur au moins égale à trois fois l'épaisseur de la dalle.

Ces renforts sont en général négligeables dans le cas de l'option 1, mais peuvent devenir importants dans le cas des options 2 et 3, où le biais est plus accusé.

Leur mise en place est simple dans le cas de l'option 2. Pour l'option 3, en revanche, ces renforts, disposés parallèlement aux bords libres, constituent une troisième direction de ferrailage (figure 58-3).

**f) Aciers de renfort aux angles obtus de la dalle**

Le cas des parties de dalle situées dans les angles obtus mérite une attention particulière en raison des efforts qui s'y développent, dont l'importance croît rapidement avec le biais du tablier.

Dans ces zones, les moments principaux ne sont généralement pas orientés suivant la direction des bords libres, ce qui peut amener à augmenter localement le ferrailage, notamment en face supérieure.

Ces renforts sont faibles dans le cas de l'option 1 mais, comme pour les renforts de bords libres, ils peuvent devenir importants dans le cas des options 2 et 3, où le biais est plus accusé.

Lorsqu'ils sont nécessaires, les dispositions constructives à adopter sont relativement simples :

- dans le cas de l'option 2, il suffit d'ajouter un quadrillage d'armatures suivant les directions des aciers constituant la trame courante ;
- dans le cas de l'option 3, la disposition la plus courante consiste à ajouter des armatures parallèles aux bords libres disposées en troisième nappe.

Dans tous les cas, ces aciers sont calculés pour reprendre dans toutes les directions, conjointement avec la trame courante, le tenseur des moments régnant dans ces zones.

La figure 59 donne un exemple de renforts aux bords libres et dans un angle obtus dans une dalle ferrillée suivant l'option 3 décrite ci-dessus.

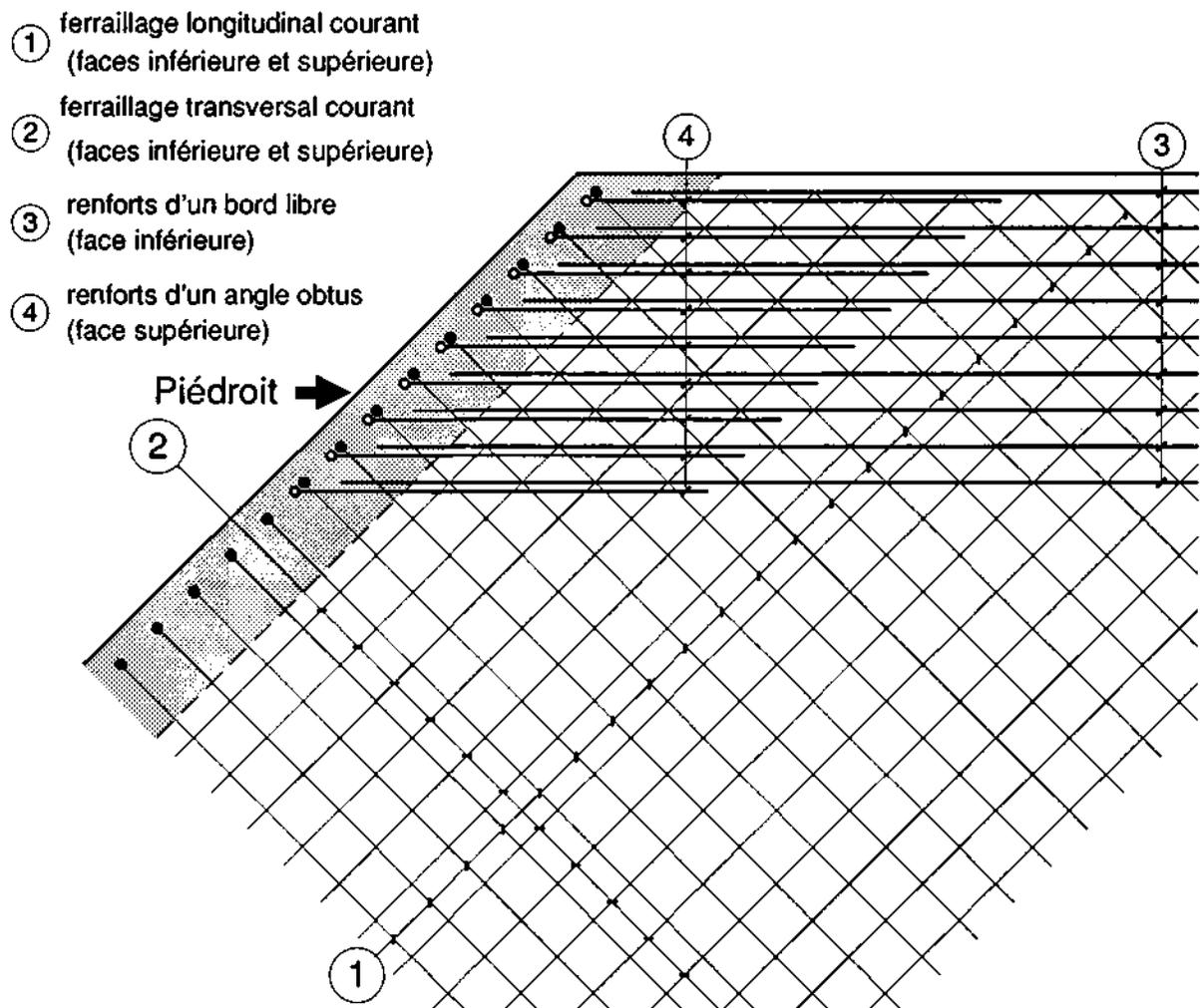


FIGURE 59 : Renforcements locaux des bords libres et des angles obtus

### g) Conditions de non-fragilité

En principe, le ferrailage doit être suffisant pour satisfaire aux conditions de non-fragilité en tout point.

En pratique, on peut distinguer trois cas de figure :

- Les ouvrages de biais prononcé, pour lesquels cette règle est à appliquer sans dérogation.
- Les bords de dalle (bords libres et bords encastés), pour lesquels cette règle est à appliquer, également sans dérogation, sur une largeur minimale de trois fois l'épaisseur de la dalle.
- La partie courante des ouvrages peu biais, pour laquelle les règles B.A.E.L. permettent, sous certaines conditions dont l'exposé sort du cadre du présent document, d'adopter des dispositions moins contraignantes. Cette possibilité est notamment utilisée par les programmes de calcul automatique des ponts types du SETRA.

Pour les ouvrages de biais prononcé, on peut formuler les remarques complémentaires suivantes :

- Si le réseau d'armatures est disposé suivant deux directions orthogonales, cela impose de disposer dans chacune de ces deux directions des sections d'acier au moins égales à 1,2 ‰ de l'aire du béton.
- Si le réseau d'armatures est composé de deux directions d'armatures formant entre elles un angle  $\alpha$ , cela impose de disposer sur chaque face et dans chacune de ces deux directions des sections d'armatures au moins égales à :

$$\frac{0,6}{\sin^2(\alpha/2)} \quad (\text{‰})$$

ce qui peut conduire à un pourcentage sensiblement supérieur au pourcentage minimum de non-fragilité (1,6 ‰ pour  $\alpha = 60^\circ$ , 2,4 ‰ pour  $\alpha = 45^\circ$ ).

Il est donc avantageux de prévoir un réseau d'armatures dont les directions présentent un angle supérieur à  $60^\circ$ , une troisième nappe d'armatures étant à éviter en raison des difficultés de façonnage et d'exécution (mise en place des fers et bétonnage).

### 3.4.3 - Ferrailage des piédroits

Le ferrailage des piédroits est constitué d'aciers principaux et d'aciers de répartition, éventuellement complétés par des étriers ou des épingles de fixation.

#### a) Ferrailage principal

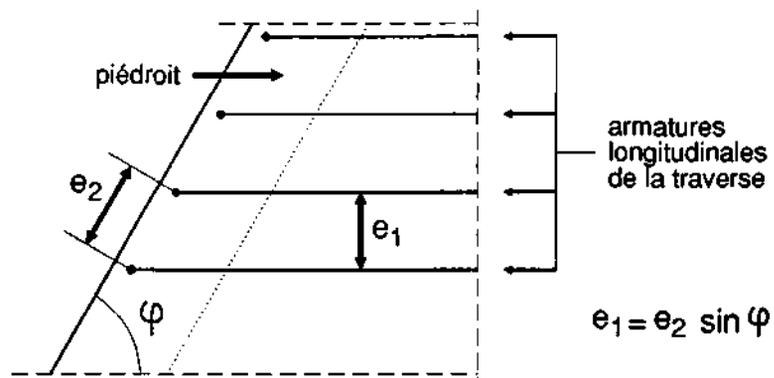
Ce ferrailage est formé d'aciers verticaux destinés à reprendre les moments dans les piédroits.

La continuité des moments aux angles supérieurs et inférieurs impose :

- Que les sections d'armatures disposées dans les angles corresponde à l'enveloppe des sections d'aciers évaluées respectivement dans les traverses et dans les piédroits.
- Comme il a été dit en 3.5.1, qu'une certaine proportion d'armatures soit continue entre les aciers verticaux des piédroits et les aciers longitudinaux des traverses (figure 60).

Le diamètre et l'espacement des armatures doivent être choisis pour respecter ces conditions, qui conduisent en pratique à disposer des fers façonnés en forme d'équerre dans les angles (fers n° 2 des figures 61 et 62).

FIGURE 60 :  
Continuité des aciers des piédroits et des traverses



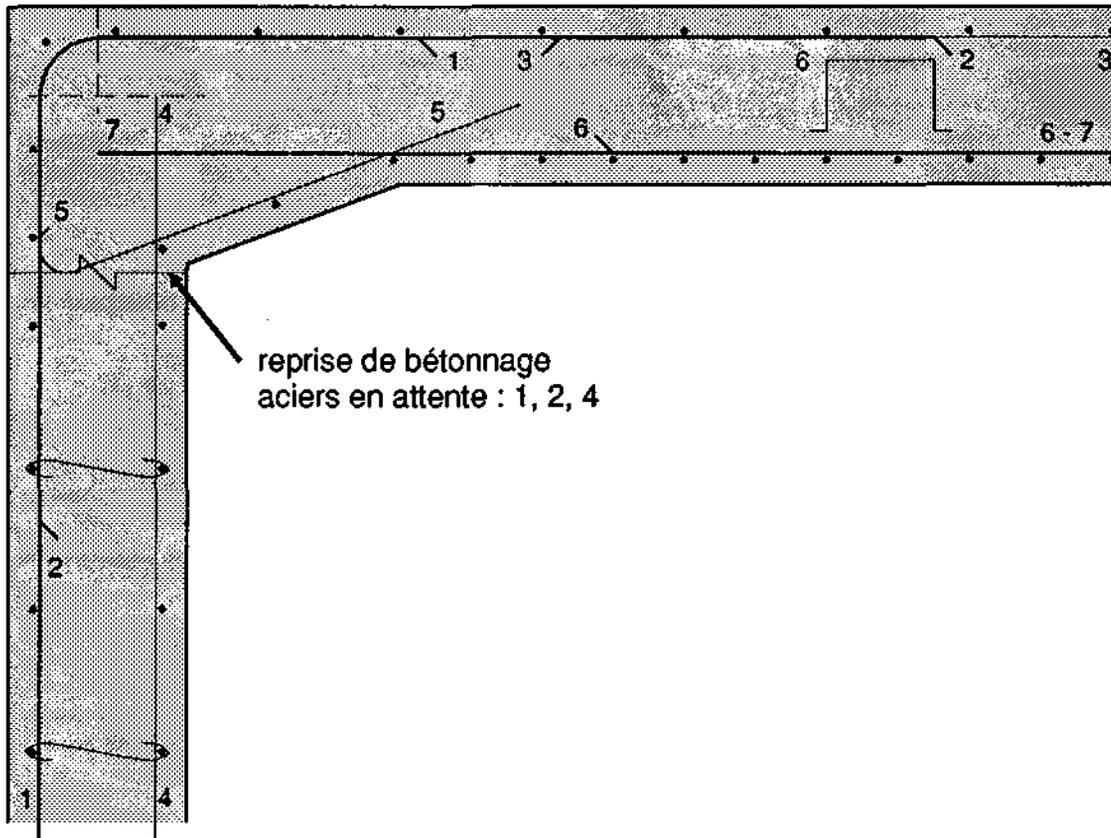


FIGURE 61 : Exemple de ferrailage d'un angle supérieur

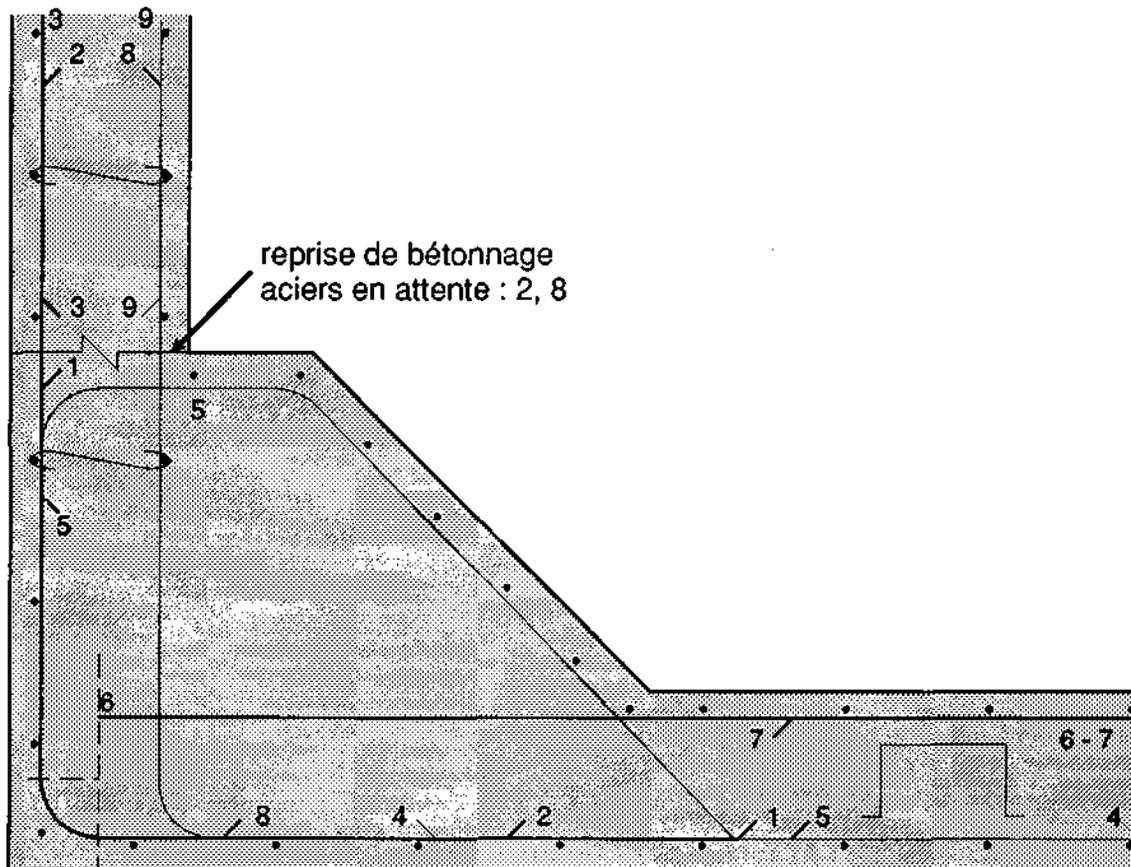


FIGURE 62 : Exemple de ferrailage d'un angle inférieur

### **b) Ferrailage de répartition**

Ce ferrailage est constitué d'aciers horizontaux parallèles aux parements. Leur section est déterminée par la condition du pourcentage minimal, de l'ordre de 4 à 5 cm<sup>2</sup> par mètre de parement.

Cette section est toutefois à augmenter :

- Sur une hauteur de l'ordre de 2 mètres à partir des reprises de bétonnage dans la zone de jonction entre piédroits et radier (pour les ponts-cadres), ou entre piédroits-semelles (pour les portiques), de façon à représenter sur chaque face un pourcentage de 1,5 ‰ de l'aire du béton. Ces aciers sont destinés à équilibrer les efforts de retrait différentiel gêné provoqués d'une part par les âges différents des bétons de la fondation et des piédroits et d'autre part par les frottements à l'interface entre le sol et la fondation.
- Dans le cas d'ouvrages de grande largeur fondés superficiellement (Cf. § 2.2) l'ouvrage devenant alors très sensible à des tassements différentiels du sol. A cet effet, le pourcentage de 1,5 ‰ mentionné précédemment peut être conservé à condition que l'ouvrage soit tronçonné en parties d'une vingtaine de mètres de longueur et séparées par des joints de rupture.

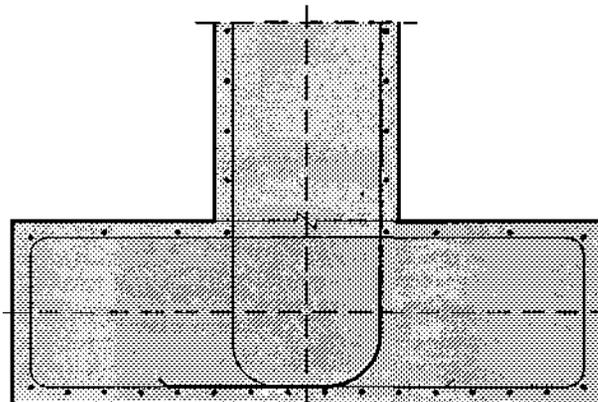
### **c) Etriers**

Le système de ferrailage décrit ci-dessus est complété par des étriers ou épingles de fixation, à raison par exemple de 6 à 8 unités au mètre carré de parement, sauf dans les zones de jonction avec les traverses où les sections d'étriers sont susceptibles d'être déterminées par les efforts tranchants.

### **3.4.4 - Ferrailage des semelles des portiques**

Il s'agit d'un ferrailage de type courant. Il est cependant à noter que le bon façonnage des aciers revêt une importance particulière, de façon à matérialiser les noeuds rigides de jonction entre les semelles et les piédroits.

**FIGURE 63 :**  
*Ferrailage à la jonction entre semelle et piédroit*



### **3.4.5 - Ferrailage des goussets**

Le ferrailage des goussets doit être compatible avec le ferrailage des angles formés par les traverses avec les piédroits (figures 61 et 62).

Une attention particulière est à porter sur les aciers transversaux faisant partie de la traverse supérieure : comme pour la partie basse des piédroits, ces aciers sont destinés à équilibrer les efforts de retrait différentiel gêné provoqués par les âges différents des bétons des piédroits et de la traverse.

On pourra adopter pour les dimensionner la règle du pourcentage de 1,5 ‰ déjà mentionnée.

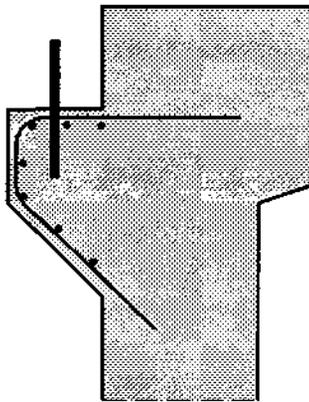
### **3.4.6 - Ferrailages divers**

Comme pour tout ouvrage, un soin particulier est à apporter à la disposition et à la précision du façonnage des armatures diverses afin d'éviter tout conflit de ferrailage entre aciers entrecroisés.

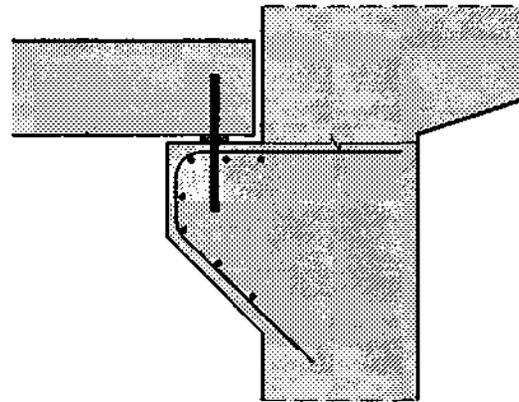
Les figures 64, 65 et 66 donnent respectivement des exemples de ferrailage des corbeaux (supportant les dalles de transition), des murs en console et des corniches.

La conception des corbeaux ne méritant pas un paragraphe spécifique, on profitera de l'occasion pour formuler deux remarques :

- La disposition la plus fréquente est celle de la figure 64-b, avec dalle de transition profonde. Sauf impossibilité, on détermine alors la profondeur du corbeau de sorte que la reprise de bétonnage soit commune avec celle de la traverse.
- Si la face inférieure du corbeau est à l'horizontale par souci de simplification, ce qui est souvent le cas, le ferrailage est évidemment à adapter en conséquence.



a) Dalle superficielle



b) Dalle en profondeur

FIGURE 64 : Ferrailage d'un corbeau

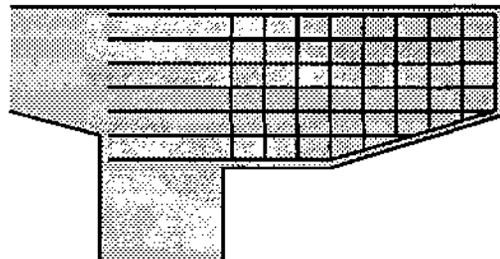


FIGURE 65 :  
Ferrailage des voiles en console supports de prolongements de corniches

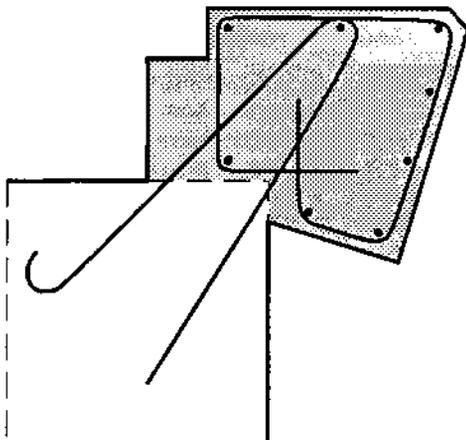


FIGURE 66 :  
Ferrailage d'une corniche

### 3.5 - FERRAILLAGE DES OUVRAGES PREFABRIQUES

Les possibilités et les limites d'une préfabrication partielle ou totale des cadres et portiques ont déjà été exposées au paragraphe 2.5 relatif à la conception générale de ces ouvrages.

Rappelons que, de manière générale, la conception d'ensemble d'un ouvrage préfabriqué peut être conduite de façon sensiblement identique à celle d'un ouvrage coulé en place.

Les différences majeures se rencontrent au niveau des dispositions constructives, parmi lesquelles figurent au premier chef le dimensionnement et le ferrailage des joints ou clés destinés à l'assemblage (ou clavage) des divers éléments constitutifs de l'ouvrage.

La liaison entre éléments préfabriqués et éléments coulés en place doit assurer le monolithisme de l'ensemble pour les efforts à transmettre, ce qui implique, entre autres, que toute surface de reprise soit traversée par des aciers assurant la transmission des moments fléchissants et des cisaillements.

La figure 67 donne, à titre indicatif, des exemples de dispositions pouvant être adoptées pour satisfaire ces exigences.

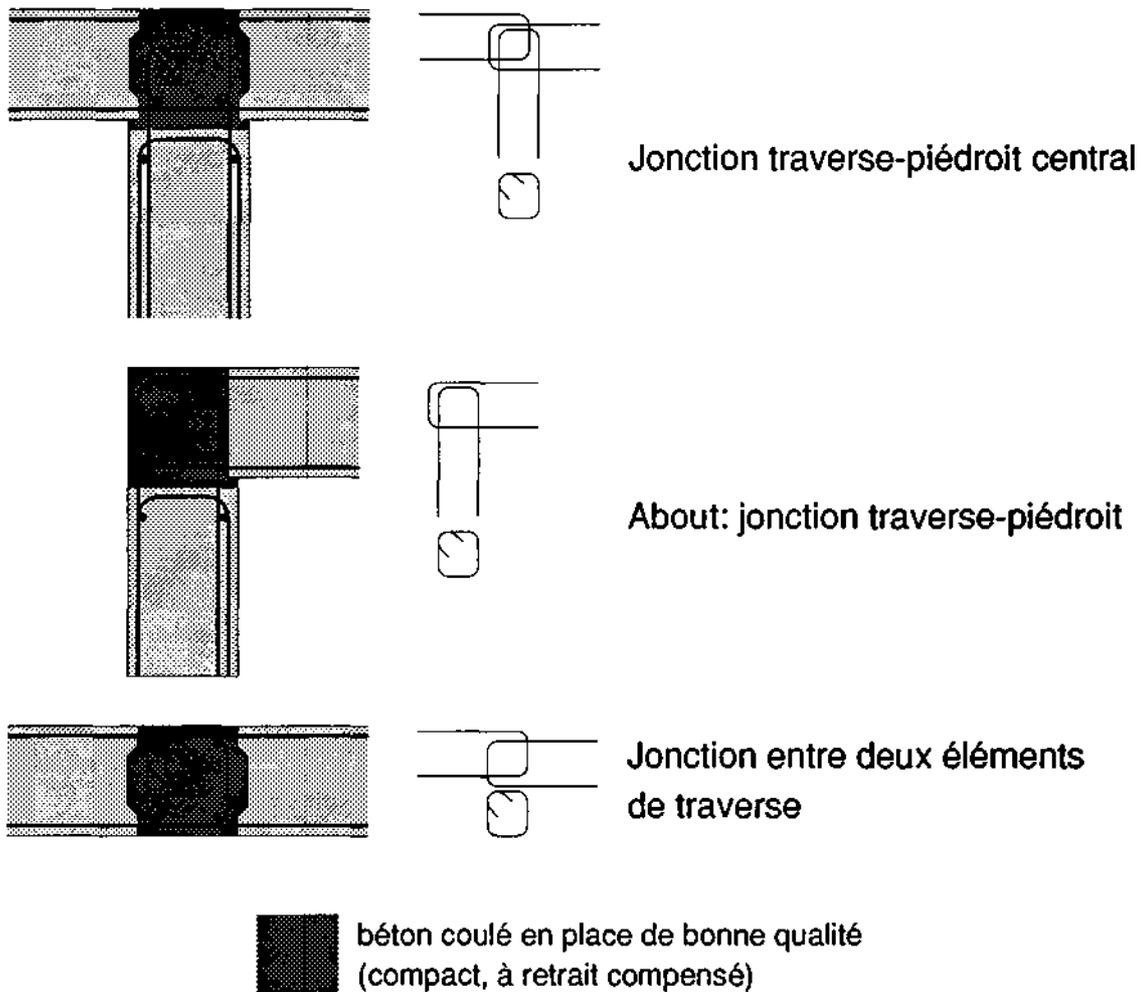


FIGURE 67 : Dispositions de ferrailage dans les éléments de clavage

Le cas des ouvrages tels que celui représenté à la figure 68, comportant un assemblage d'éléments structurellement différents, mérite une mention particulière.

Dans un tel assemblage, le principal problème consiste à assurer la transmission des efforts entre le bord de la dalle, y compris les retombées, où il est souhaitable qu'ils soient approximativement répartis, et les nervures où les efforts sont par nature concentrés.

Il importe donc de concevoir le ferrailage de sorte que les efforts s'épanouissent au mieux entre les nervures et les bords de la dalle, ce qui met bien en évidence l'importance de la conception détaillée du ferrailage (répartition et façonnage notamment), aussi bien de flexion que de cisaillement, à disposer dans le chaînage de jonction, dans la dalle, et dans chaque nervure.

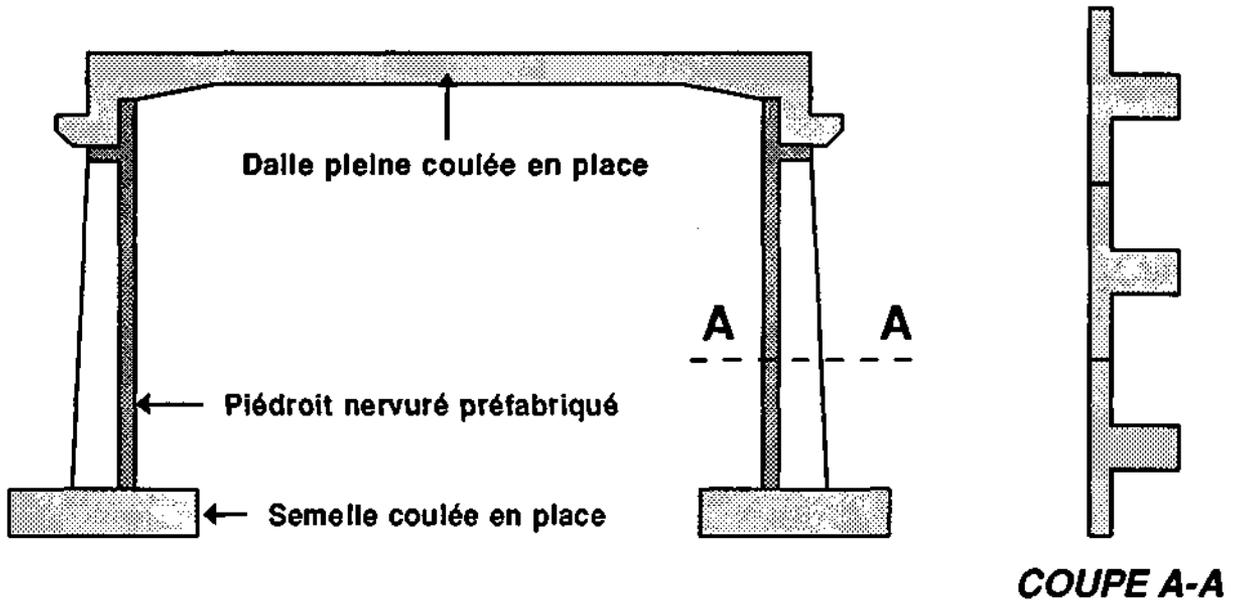


FIGURE 68 : Assemblage entre des piédroits nervurés préfabriqués et des éléments coulés en place

Le principe d'un tel ferrailage est présenté sur la figure 69.

L'attention est attirée sur la répartition en plan (non dessinée) des aciers n° 2 et 3 :

- lorsque l'entraxe des nervures est modeste, ces fers peuvent être disposés avec une distribution uniforme ou presque uniforme le long de la jonction,
- dans le cas contraire, il est souhaitable de disposer ces aciers avec un pas variable, avec un resserrement sensible au niveau des nervures.

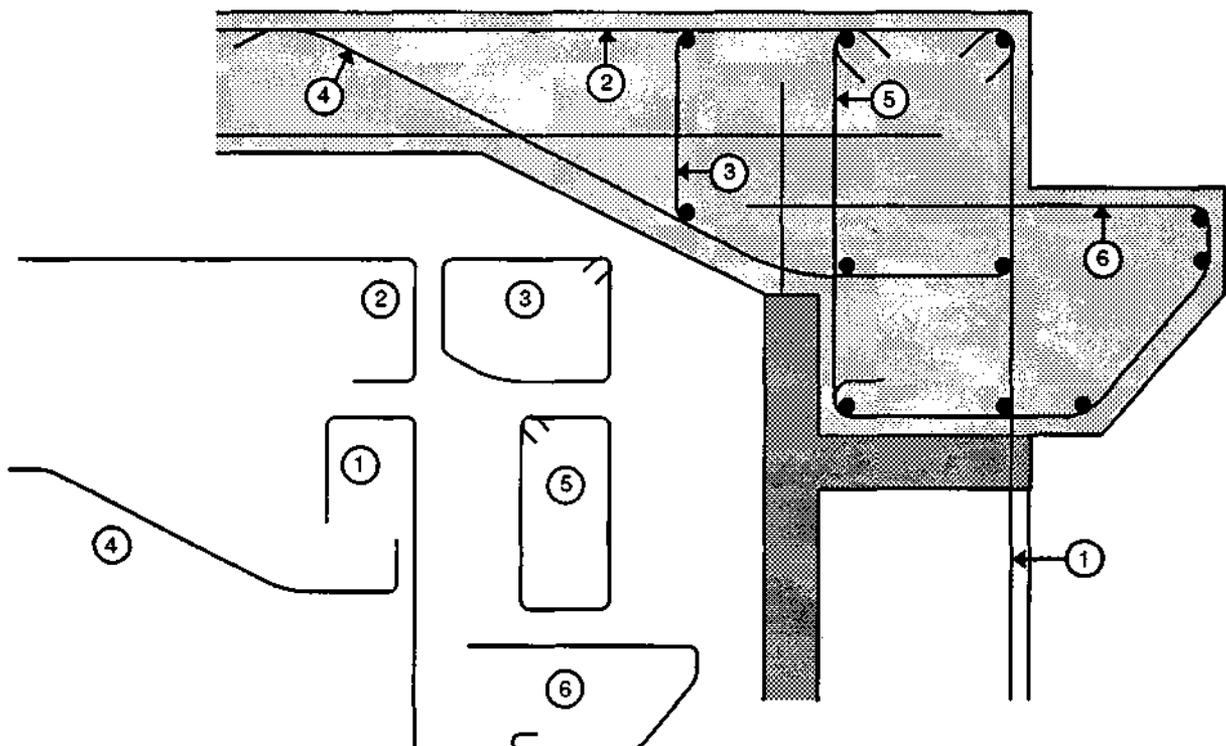


FIGURE 69 : Principe de ferrailage de l'ouvrage de la figure 68

### 3.6 - MURS DE TETE COULES EN PLACE

La conception générale de ce type de murs a été traitée en 2.6, et leur étude esthétique en 2.8.

Le présent paragraphe est destiné à affiner la morphologie et la conception détaillées de ces parties d'ouvrage.

#### 3.6.1 - Murs en aile

##### a) Morphologie

Il s'agit de murs en T renversé, composés d'un voile vertical de hauteur variable encasté sur une semelle (figure 70). Notons, comme il a été dit en 2.6-b, que leur niveau de fondation est à choisir indépendamment de celui de l'ouvrage.

Après remblaiement, la face avant du voile pourra être verticale ou, de préférence, présenter un léger fruit de l'ordre de 1 à 2 %, qui possède l'avantage d'éviter tout surplomb et de donner une impression de sécurité. Sur les sols sujets à tassements, on peut être amené à prévoir à la construction un fruit légèrement supérieur, calculé à partir du tassement différentiel escompté perpendiculairement au voile. Comme il a été vu en 2.8.4-b, un fruit trop important, inesthétique, est également à éviter.

En partie supérieure, l'épaisseur minimale est généralement de 25 à 30 cm afin de permettre un bétonnage correct.

Le fruit de la face arrière est déterminé par l'épaisseur que doit avoir le mur à sa base pour reprendre le moment fléchissant qui lui est appliqué.

Généralement, le mur se termine dans sa partie supérieure par une revanche horizontale afin d'arriver sous la corniche. Cependant, d'autres dispositions sont envisageables.

Si possible, on donnera une légère pente à la face supérieure ou au couronnement du mur afin d'évacuer les eaux pluviales côté remblai.

Habituellement, la trace du talus est parallèle à l'arête supérieure du mur et située à une distance verticale de l'ordre de 15 à 20 cm de celle-ci.

Pour les ouvrages totalement en remblai, le mur sera prolongé d'au moins 20 cm au-delà du pied du talus. Pour les ouvrages partiellement ou totalement en déblai, le mur viendra par contre se perdre dans le talus sans présenter de partie horizontale.

En général, l'épaisseur de la semelle est voisine de celle de la base du mur et sa face inférieure est horizontale. Pour les murs relativement longs, on pourra toutefois prévoir un niveau d'assise variable (figure 70).

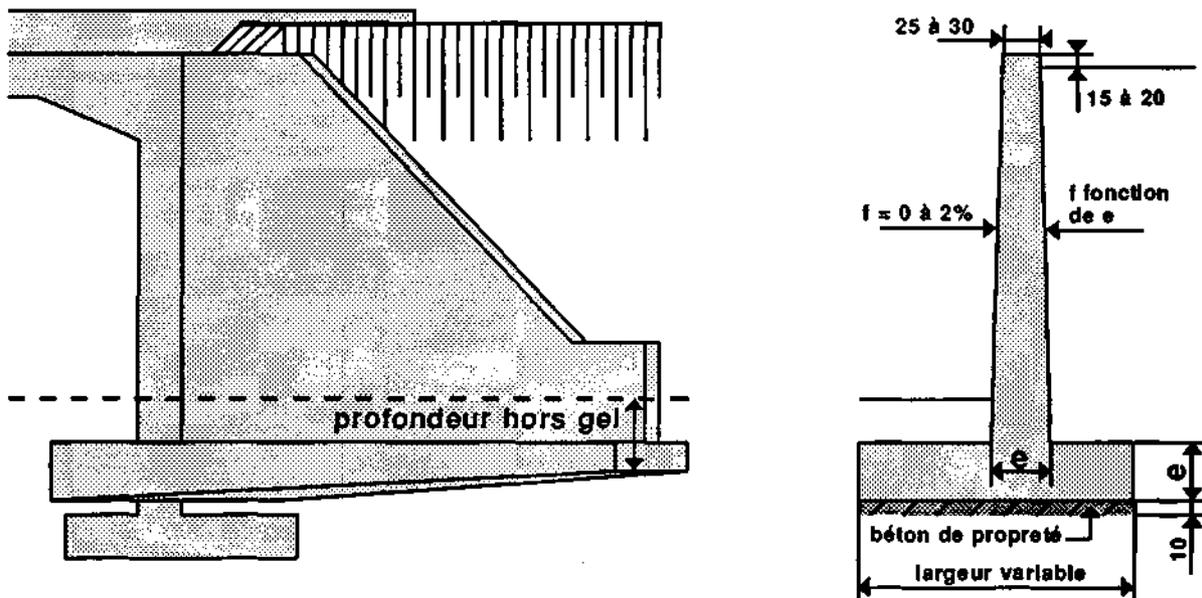


FIGURE 70 : Principe d'un mur en aile

### b) Jonction murs en aile-piédroit

La figure 71 illustre plusieurs dispositions envisageables pour assurer la jonction entre les murs en aile et les piédroits.

La solution (1) présente l'avantage de permettre un libre déplacement du mur dans son plan, absorbant les effets d'un tassement du mur plus important du côté où sa hauteur est maximale.

Cette solution laisse par ailleurs apparaître l'extrémité du piédroit, créant ainsi une sorte de feuillure favorable du point de vue esthétique, mais qui peut conduire à aggraver la violence d'un choc de véhicule en cas d'absence de dispositif de retenue entre la chaussée et les trottoirs.

Contrairement à la solution (1), la solution (2) ne permet pas un déplacement sensible du mur dans son plan, qui entraînerait une butée de sa partie supérieure sur le piédroit. Cette solution est donc à réserver soit aux bons terrains de fondation, soit lorsqu'il est vérifié que le tassement n'entraîne pas la fermeture complète du joint.

Avec cette solution, il est par contre possible de prévoir ou non une feuillure, ainsi que de choisir ses dimensions.

Dans tous les cas, sous l'action de la poussée des terres, le mur en aile tourne vers l'avant autour d'un axe horizontal situé à sa base (la flèche propre du voile reste négligeable).

Dans la solution (1), cette déformation est gênée et entraîne un effort de compression dans la traverse et des moments fléchissants dans le voile, donc des contraintes de traction sur la face avant du mur. Ces contraintes seront reprises par un ferrailage disposé dans cette zone.

Dans la solution (2), ce basculement va entraîner une ouverture du joint en partie supérieure, ainsi qu'une diminution du fruit extérieur du voile, voire un surplomb. Il est donc souhaitable de donner au voile un fruit initial supérieur au fruit final désiré, de sorte que ce dernier soit sensiblement atteint après rotation.

La disposition (3) peut également venir à l'esprit. Elle présente cependant le grave inconvénient d'empêcher tout déplacement relatif du mur par rapport au piédroit, ce qui conduit souvent à des dommages, apparents ou non, sur l'un ou l'autre des deux éléments. Cette solution, qui entraîne de plus une complication du coffrage, est donc à rejeter en général.

Dans tous les cas, lorsque le contexte de l'ouvrage l'exige, les plans de joint doivent être équipés de profilés en élastomère étanches à l'eau.

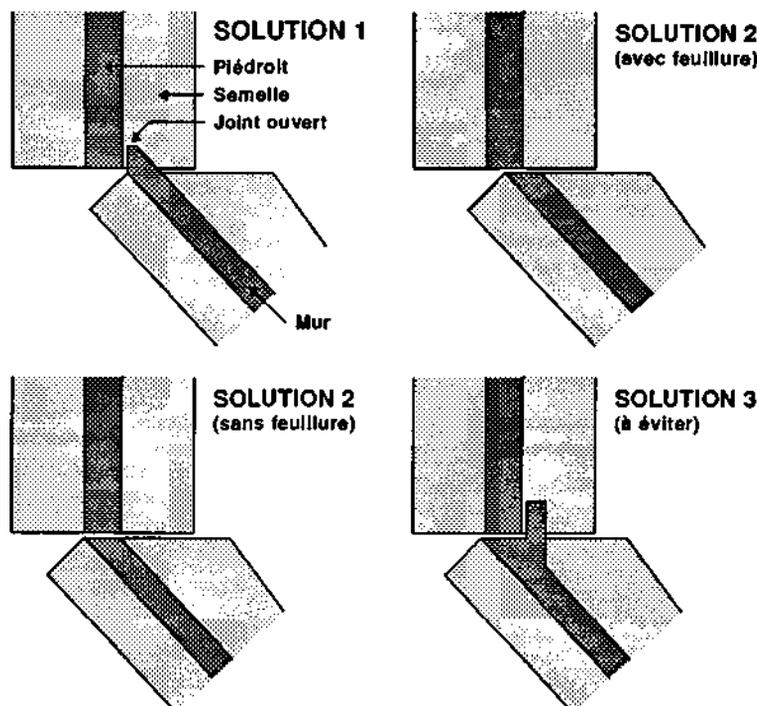


FIGURE 71 : Jonction entre murs en aile et piédroits

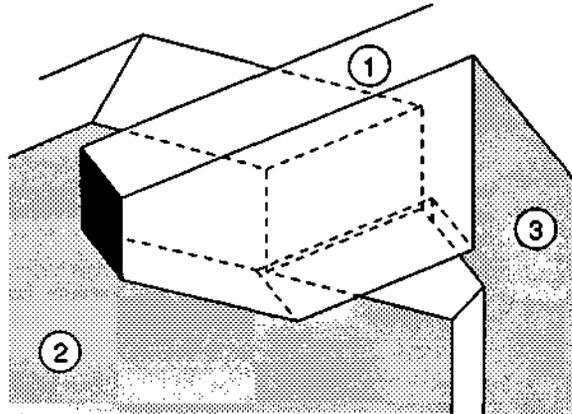
**c) Murs en console**

Lorsque le sommet du mur est situé sous la corniche, il est nécessaire de maintenir les terres qui arrivent au niveau de la chaussée. Il faut donc prévoir des petits murs en console dans le prolongement du bord libre, la corniche étant prolongée jusqu'à leur extrémité (figure 72).

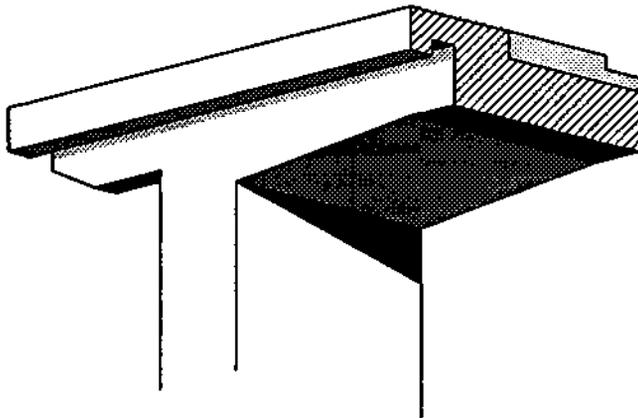
En général, l'épaisseur de ces murs est de 20 à 30 cm et leur longueur ne dépasse 1,50 m que dans le cas d'ouvrages très biaisés. Leur dimensionnement ne posera généralement pas de difficultés compte tenu de leurs faibles dimensions.

Entre la face avant du mur en console et le mur en aile il est nécessaire de laisser un joint afin d'éviter qu'en cas de tassement le mur en aile ne vienne s'appuyer contre la console. L'ouverture de ce joint est à fixer en fonction de l'amplitude des tassements prévus.

**FIGURE 72 :**  
*Perspective d'un mur en console vu côté terres*  
1) mur en console  
2) mur en aile  
3) piédroit

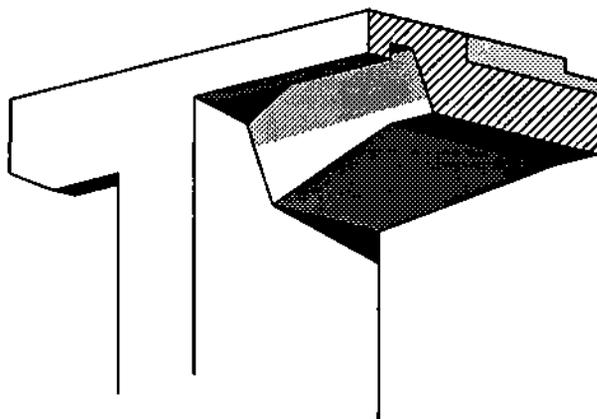


Les figures 73 et 74 montrent deux dispositions possibles des murs en console, suivant que le bord de la dalle est vertical ou incliné. Il est à signaler que ces consoles sont plus importantes et plus fragiles dans le premier cas que dans le second.



**FIGURE 73**  
*Détail de l'angle supérieur et du mur en console pour un bord libre vertical*

**FIGURE 74**  
*Détail de l'angle supérieur et du mur en console pour un bord libre incliné*

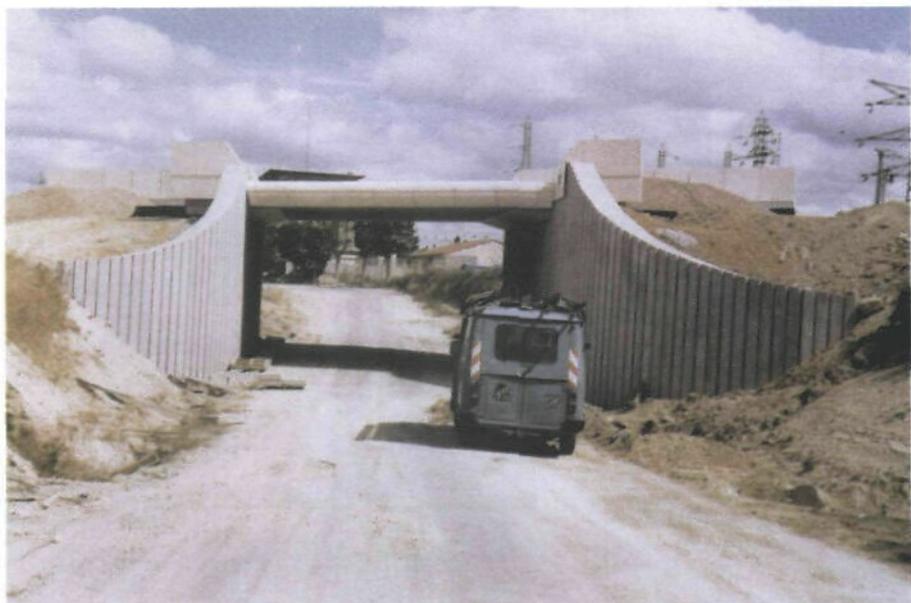


*FIGURE 75 :  
Murs en aile avec  
revanche sous corni-  
che permettant un pro-  
longement de celle-ci*



*FIGURE 76 :  
Murs en aile sans  
murs en console, avec  
arrêt de la corniche*

*FIGURE 77 :  
Même disposition  
que la figure 76,  
mais avec un mur  
en aile courbe*



### 3.6.2 - Murs en retour

Ce type de mur est un mur en T renversé de hauteur constante, disposé dans le prolongement du bord libre de l'ouvrage.

La plupart des remarques faites à propos des murs en aile s'appliquent aux murs en retour :

- niveau de fondation indépendant de celui de l'ouvrage,
- épaisseur minimale du mur de 25 à 30 cm en tête pour permettre un bétonnage correct,
- fruits avant et arrière du voile à déterminer en fonction du fruit final désiré, des tassements différentiels prévisibles et de l'épaisseur nécessaire à la base,
- épaisseur de la semelle voisine de celle de la base du voile.

La semelle sera par contre ici de largeur constante.

En ce qui concerne cette dernière, on peut retenir trois dispositions, suivant le niveau de fondation du mur par rapport à celui de l'ouvrage.

La disposition A (figure 78) convient dans tous les cas aux cadres et peut être adoptée pour les portiques lorsque les murs sont fondés à un niveau sensiblement supérieur à celui de l'ouvrage.

La disposition B (figure 79) convient lorsque les murs et l'ouvrage sont fondés à la même profondeur et que le débord de la semelle du portique est inférieur à environ 1 m.

La disposition C (figure 80), peu courante, est une variante de la disposition B, comportant un joint "diapason", adaptée au cas où le débord de la semelle du portique est supérieur à 1 m. Il est à signaler que le joint diapason peut être supprimé lorsque l'encastrement du débord sur le piedroit n'engendre pas de moments importants dans ce dernier.

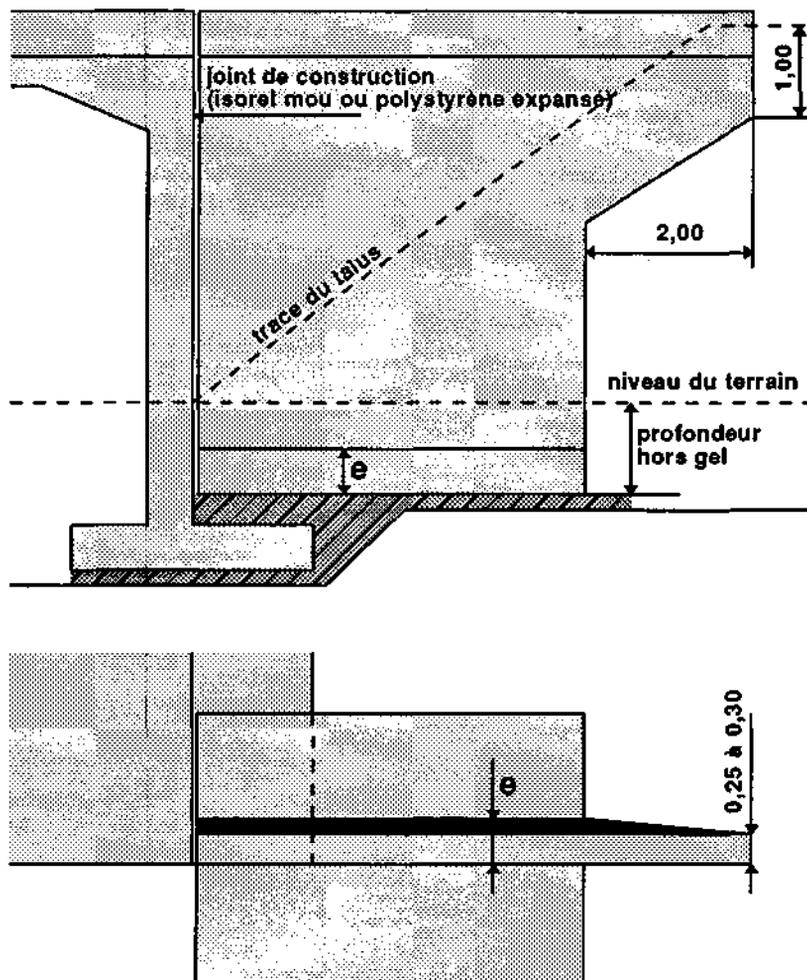


FIGURE 78 : Fondation des murs en retour, disposition A

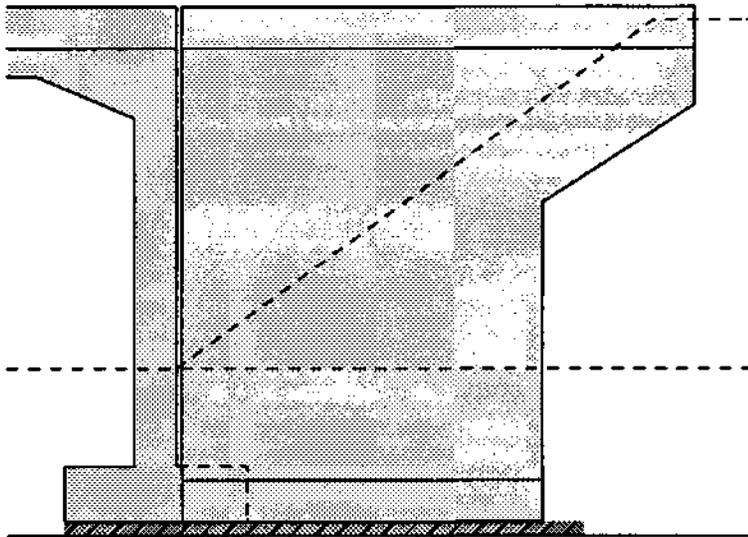


FIGURE 79  
Fondation des murs en retour,  
disposition B

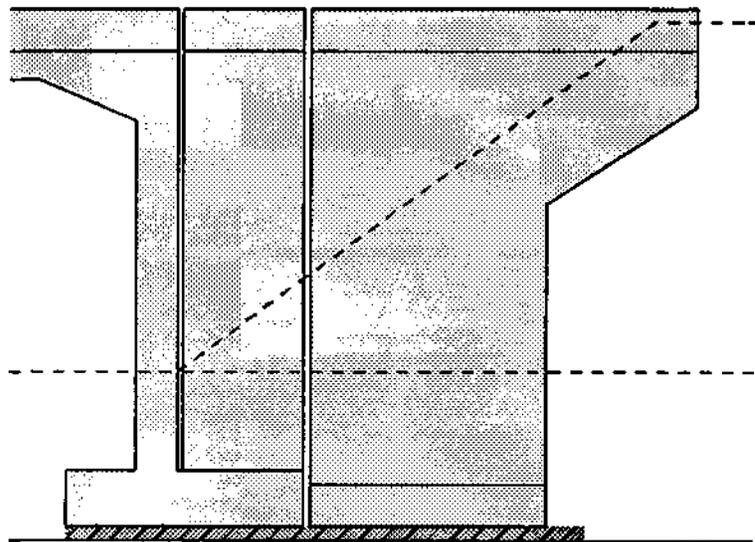
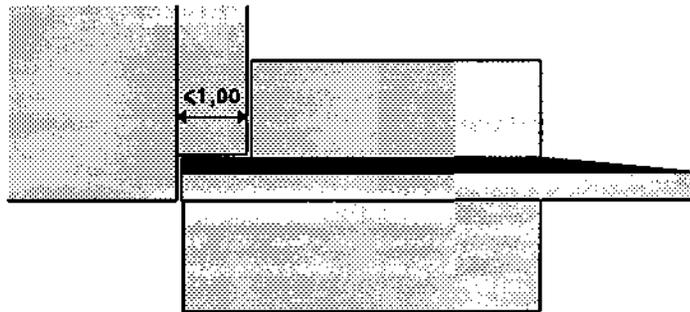
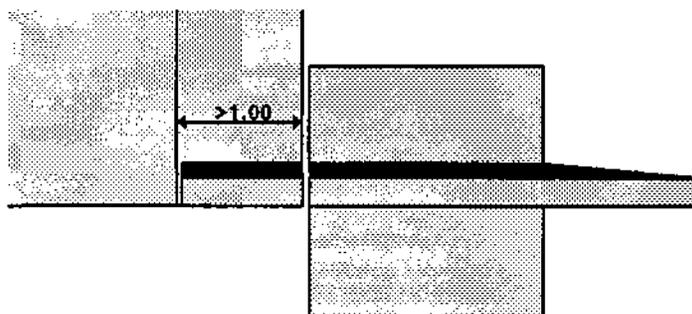


FIGURE 80  
Fondation des murs en retour,  
disposition C



### 3.6.3 - Murs en retour suspendus

Ce type de murs ne convient que pour les cadres, dont la traverse inférieure constitue un butonnage efficace. Il est constitué par une dalle verticale triangulaire portée par deux nervures de bordure encastées respectivement aux angles inférieur et supérieur du cadre. La dalle est séparée du piédroit par un joint sans épaisseur.

Ce type de mur ne pourra être adopté que pour des longueurs inférieures à environ 9 m. Pour des longueurs nettement plus faibles, il pourra être avantageux de simplifier le coffrage du mur en supprimant les nervures et en lui donnant une épaisseur constante.

La nervure inférieure sera obligatoirement ancrée dans la zone du gousset inférieur du cadre. Sa pente peut être légèrement différente de celle du talus.

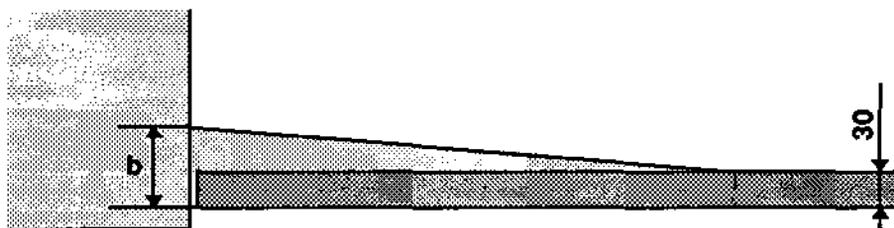
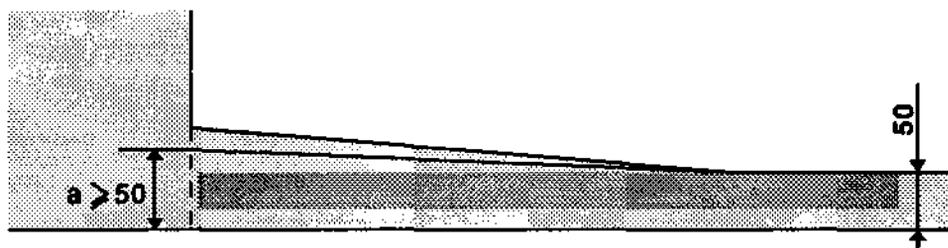
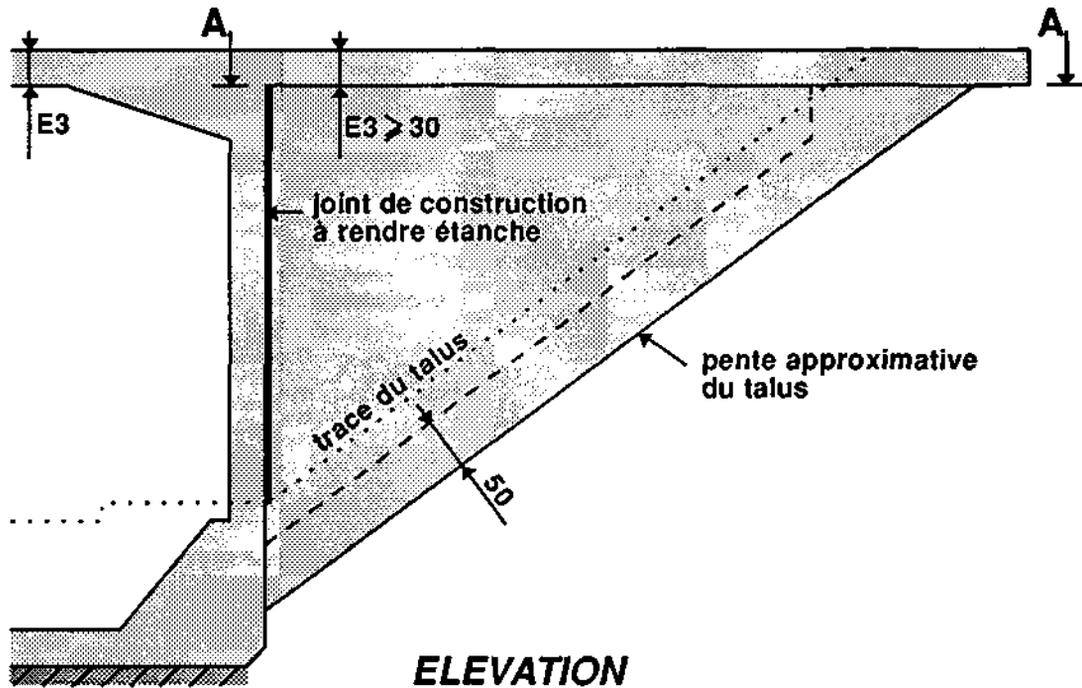


FIGURE 81 : Mur en retour suspendu

### **3.6.4 - Ferrailage des murs de tête**

Les murs de tête, qu'il s'agisse des murs en aile ou des murs en retour, peuvent être ferrailés selon les dispositions habituelles des murs en T renversé, c'est-à-dire, de façon sensiblement identique à celle des piédroits.

Une attention particulière doit être portée au niveau de la forme et du façonnage des fers qui assurent la fermeture des bords libres (fers en U), ainsi que de ceux qui assurent l'encastrement entre les murs suspendus et les piédroits.

### **3.7 - MURS DE TETE PREFABRIQUES**

Comme il a été dit en 2.7, les murs de tête, à l'exception des murs en retour suspendus, peuvent être préfabriqués suivant un grand nombre de techniques différentes : murs en béton armé préfabriqués par plots, en palplanches, en terre armée, murs poids constitués d'éléments empilés, etc.

Leur avantage principal est de permettre de mieux maîtriser la qualité et donc l'esthétique des parements, ainsi que de réduire les délais d'exécution.

Suivant la technique utilisée, il est ainsi possible de faire varier pratiquement à l'infini l'aspect de ces parties d'ouvrage, dont l'influence est fondamentale sur l'esthétique.

En pratique, compte tenu de la multiplicité des produits proposés, on se restreindra à utiliser des procédés éprouvés, disposant de références sérieuses dans le domaine des ouvrages d'art.

Quelque soit le procédé choisi, la conception globale obéit à une démarche analogue à celle des murs coulés en place, tant en ce qui concerne l'implantation que le choix du type de mur (murs en aile ou murs en retour).

Il est par contre évident que la conception détaillée et les dispositions constructives varient radicalement en fonction de la technique utilisée.

La seule remarque de portée générale que l'on puisse faire est que, encore plus que pour les murs coulés en place, on doit s'efforcer de conserver le principe d'indépendance entre l'ouvrage et les murs de tête.

Ce principe étant acquis, on pourra adopter les dispositions constructives et les règles de l'art habituelles relatives à la technique utilisée.

### **3.8 - EQUIPEMENTS**

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

La conception de détail des équipements est de ce fait fondamentale pour parachever l'étude d'un ouvrage.

#### **3.8.1 - Dispositifs de retenue**

Ces dispositifs modifient la face vue du tablier et présentent donc une forte incidence sur l'aspect de l'ouvrage.

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

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

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

Sans entrer dans les détails, on peut dire que l'application des recommandations de ce dossier aboutit dans les cas courants aux dispositions types présentées par la figure 82, classées par ordre croissant d'efficacité en tant que dispositifs de retenue (LU, LR et D désignent respectivement la largeur utile, la largeur roulable et la largeur de débattement du dispositif).

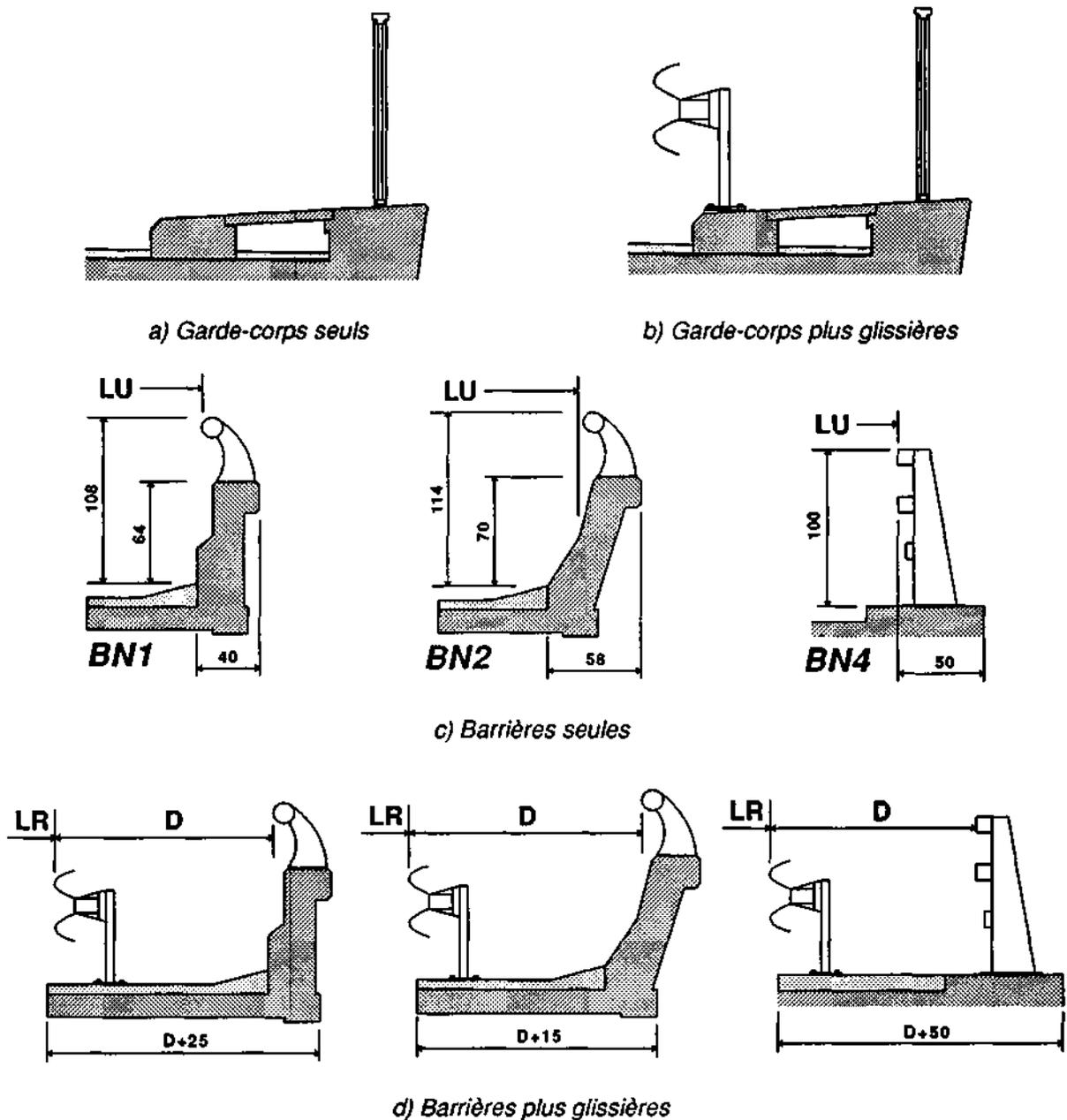


FIGURE 82 : Diverses combinaisons de dispositifs de retenue

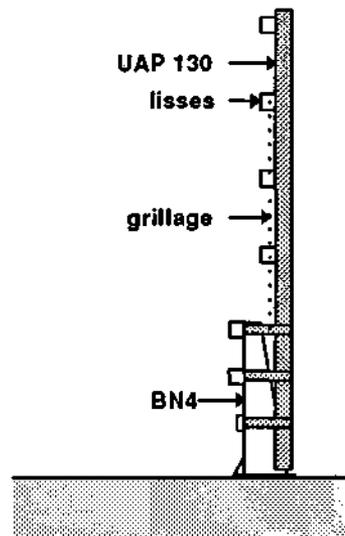
Dans le cas d'un passage inférieur portant une chaussée d'autoroute en rase campagne, la disposition la plus courante est la disposition (b), composée d'une glissière et d'un garde-corps. S'agissant d'une simple protection du passage de service, le garde-corps sera généralement de conception assez rustique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

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

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

Dans ces cas, les dispositifs courants sont constitués d'un écran métallique monté sur une barrière normale de type BN2 ou BN4 (figure 83).

FIGURE 83 :  
Exemple de barrière avec rehausse



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

Enfin, dans le cas où des glissières de sécurité sont prévues pour un ouvrage sous remblai, deux cas sont à considérer suivant l'importance de la hauteur de remblai. Lorsque cette hauteur est suffisante (au-delà de 1,50 m en ordre de grandeur), il est possible d'envisager des montants battus dans le remblai. En revanche, pour des hauteurs de remblai plus faibles, il sera généralement nécessaire de prévoir des glissières sur longrines non ancrées.

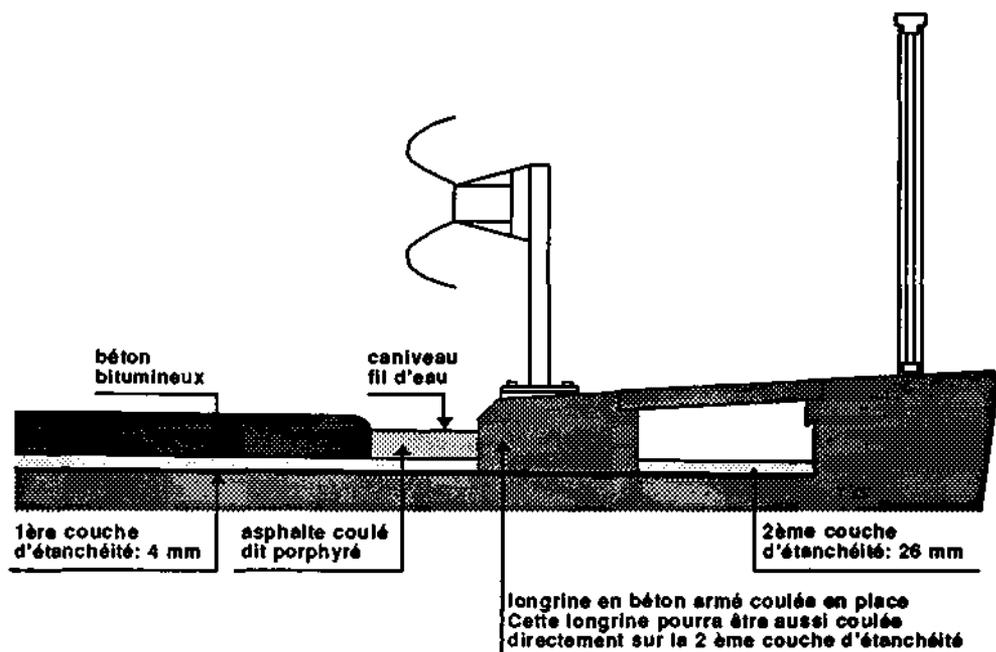
### 3.8.2 - Etanchéité

Le choix du système d'étanchéité doit être compatible avec les conditions thermohygrométriques dans lesquelles se trouve l'ouvrage.

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérents au support ou de feuilles, préfabriquées ou non, d'asphalte gravillonné. Leurs avantages et inconvénients sont résumés dans le tableau ci-après.

Il est à noter qu'un soin tout particulier doit être accordé à la continuité de l'étanchéité sur toute la surface du tablier (figure 84), ainsi qu'aux relevés d'étanchéité dans les engravures ménagées à cet effet (Cf. fascicule 67 du C.C.T.G. et le dossier STER du SETRA).

FIGURE 84 :  
Continuité de  
l'étanchéité



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

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

Source : Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Cf. également le document STER de SETRA (sous-dossier E, page 12)

### 3.8.3 - Assainissement

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

Ce problème est traité en détail dans le document du SETRA "assainissement des ponts routes".

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

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

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

Comme il a été dit, il est également indispensable de bien drainer les massifs de remblai adjacents, surtout pour un ouvrage en déblai. Un bon drainage (matériau drainant ou drains) permet d'éviter les risques de gonflement du terrain, ainsi que les rétentions d'eau derrière les murs, tous deux préjudiciables à la tenue et à la durabilité de l'ouvrage.

Dans le cas d'un ouvrage en remblai, l'évacuation des eaux pluviales, ne doit pas se limiter à la chaussée de la voie portée, mais doit concerner également les talus adjacents.

Pour un ouvrage sous remblai, le dispositif de drainage de la traverse supérieure doit également permettre l'évacuation des eaux de ruissellement sur le remblai. Ce système d'évacuation pourra être ou bien raccordé aux descentes d'eau ou bien prolongé jusqu'au pied du remblai.

En complément, il est souhaitable de placer en tête de talus un dispositif assurant le guidage des eaux de ruissellement de la plate-forme. Enfin, il convient de prévoir une pente longitudinale dans la traverse supérieure afin d'évacuer les eaux d'infiltration.

### 3.8.4 - Joints de chaussée

Dans les ponts-cadres et portiques de faible longueur, les déformations longitudinales sont suffisamment faibles pour que des joints de chaussée ne soient pas nécessaires, ce qui constitue un avantage appréciable.

Toutefois, à partir d'une longueur dilatable de l'ordre d'une quinzaine de mètres, ces déformations, tout en restant modérées, peuvent provoquer la formation de fissures ou de bourrelets dans le revêtement à la jonction entre l'ouvrage et le remblai. Pour éviter ce risque de désordres, il est conseillé de prévoir des joints étanches de type léger dans l'épaisseur du revêtement, semblables à celui représenté à la figure 56.

### 3.8.5 - Dalles de transition

Les dalles de transition sont destinées à éviter tout risque de formation de marche d'escalier entre l'ouvrage, qui constitue un point dur, et les remblais d'accès.

Pour être efficaces, leur longueur doit être suffisante et le remblai (en matériau drainant et résistant) situé juste derrière les piédroits doit être compacté dans de bonnes conditions, quelle que soit la profondeur d'implantation de la dalle. Il est ainsi possible d'éviter à la dalle de transition toute rotation nuisible à la tenue du revêtement de chaussée.

Là-encore, ces problèmes sont traités en détail dans le document du SETRA "dalles de transition des ponts routes".

Signalons enfin qu'il est parfois possible de ne pas prévoir de dalles de transition dans certaines situations favorables, notamment lorsque l'ouvrage se trouve en déblai et que les remblais contigus aux piédroits sont constitués par un matériau consistant et très peu sujet à tassements comme, par exemple, de la grave traitée.

### 3.8.6 - Appareils d'appui

Dans les ponts-cadres et portiques simples, l'encastrement entre le tablier et les appuis permet bien entendu de se dispenser des appareils d'appui, ce qui élimine tout problème relatif à ceux-ci.

De même, pour les cadres ou portiques doubles de dimensions modestes, le piédroit central sera en général encasté sur la traverse.

En ce qui concerne les portiques doubles de dimensions importantes, dont le piédroit central est le plus fortement chargé, il peut toutefois arriver que les tassements différentiels soient susceptibles de dégrader suffisamment le profil en long pour qu'un recalage de celui-ci soit nécessaire.

Dans un tel cas, deux solutions sont envisageables :

- appuyer la traverse sur le piédroit central par l'intermédiaire d'appareils d'appui en élastomère fretté, en veillant toutefois à préserver la possibilité de les remplacer à terme ;
- prévoir des fondations profondes afin de minimiser les tassements différentiels et conserver l'encastrement du piédroit central sur la traverse.

Concernant les appareils d'appui, on peut également signaler que des désordres ont été constatés sur un certain nombre de portiques doubles réalisés avec une articulation de type Freyssinet sur le piédroit central, surtout dans le cas d'ouvrages biais.

En effet, malgré son apparente simplicité, ces articulations doivent faire l'objet d'une conception soignée et, surtout, d'un choix des matériaux et d'une mise en oeuvre irréprochables, ce qui n'est pas toujours le cas sur les petits chantiers.

Pour cette raison, ce type d'appui est déconseillé, d'autant qu'il ne permet que très difficilement de procéder à un recalage du profil en long.

## **4 - EXECUTION**

Les ponts-cadres et les portiques sont dans leur grande majorité coulés en place ; cependant, leur conception simple rend également possible une préfabrication partielle ou totale de l'ouvrage.

Si l'on excepte les cas de préfabrication totale (Cf. § 4.3), généralement réservés aux cadres de portée modeste, leur construction suit l'ordre suivant :

- terrassements et fouilles,
- exécution des fondations, constituées par des semelles, des pieux ou des barrettes dans le cas des portiques, ou par le radier dans le cas des cadres,
- exécution des piédroits,
- exécution du tablier,
- réalisation des murs de tête,
- mise en place du drainage et remblaiement des parties enterrées,
- réalisation des dalles de transition et des corniches,
- finitions : pose des équipements, surfaçage, étanchéité, revêtement et assainissement du tablier.

### **4.1 - OUVRAGES COULES EN PLACE**

Comme pour tout ouvrage en béton, l'exécution des ponts-cadres et portiques est réglementée par le fascicule 65-A du Cahier des Clauses Techniques Générales, applicable aux marchés publics de travaux en France.

Bien qu'il s'agisse d'ouvrages simples à réaliser, l'expérience montre que des aléas peuvent survenir dans les chantiers d'ouvrages de ce type. Il paraît donc utile de rappeler les phases de réalisation les plus significatives et les précautions d'exécution qu'il convient d'adopter à chaque stade pour obtenir un ouvrage de qualité.

#### **4.1.1 - Exécution des fondations**

L'exécution des fondations ne présente pas de spécificités particulières. Outre le respect des règles de l'art habituelles, on s'attachera à :

- la bonne exécution des pieux lorsque l'ouvrage en comporte, notamment en ce qui concerne le respect des tolérances d'implantation ;
- l'exécution d'un béton de propreté de qualité ;
- l'implantation précise des fers verticaux en attente pour les piédroits, dont il faudra par ailleurs éviter toute déformation accidentelle.

Les semelles ou le radier sont ensuite bétonnées jusqu'à l'amorce des piédroits, où se situe la première reprise de bétonnage.

#### **4.1.2 - Exécution des piédroits**

Pour l'exécution des piédroits, on veillera particulièrement :

- au bon maintien des aciers verticaux (dans le cas des portiques les étriers, complétés par des écarteurs, doivent normalement suffire) ;
- à la mise en place correcte des barbacanes, immédiatement au-dessus du niveau futur des trottoirs ;
- au bon parallélisme des coffrages et à la rigidité de leurs étalements ;

- au jointoiment soigné des coffrages intérieurs, de façon à éviter toute perte de laitance et toute bavure après décoffrage ;
- à l'emploi d'espacateurs et soutiens de coffrages et d'aciers ne laissant pas de trace sur les parements décoffrés.

De façon générale, on prendra les précautions habituelles de nature à préserver la qualité des parements finis :

- pas de fers restant fichés dans les parements ;
- disposer les serre-joints sous tubes plastiques, tranchés nets après décoffrage, sans ragréage ;
- bétonnage des piédroits sans reprise ni ségrégation : notamment, toute chute du béton d'une hauteur supérieure à 1,50 m est à éviter.

Le respect de cette dernière condition est généralement obtenu en ménageant des fenêtres de bétonnage dans les coffrages extérieurs (côté terre) des piédroits, ou bien en bétonnant au moyen d'une goulotte.

La seconde reprise de bétonnage se situe au sommet des piédroits, à l'amorce des goussets d'angle.

Il est à noter que les armatures en attente coudées au sommet des piédroits peuvent s'avérer dangereuses pour le personnel lors des opérations ultérieures (figure 85). De ce fait, ces armatures peuvent être laissées verticales dans un premier temps et n'être courbées qu'après la mise en place du cintre et du coffrage de la traverse. On veillera dans ce cas à la bonne précision du façonnage en place.

Compte tenu de la présence des corbeaux d'appui de la dalle de transition, la reprise supérieure sur piédroit pourra avoir lieu soit au-dessous soit au-dessus de ces corbeaux, le choix dépendant essentiellement de la position de ceux-ci par rapport à l'amorce du gousset supérieur et de la conception du cintre de la traverse supérieure (cintre lié aux coffrages des piédroits ou mis en place après décoffrage de ceux-ci).

La disposition la plus classique et la plus commode consiste, lorsque c'est possible, à faire coïncider le niveau supérieur des corbeaux avec celui de l'amorce des goussets (figure 64 b).

Dans tous les cas, les corbeaux doivent être coulés en même temps que la partie de piédroit dans laquelle ils sont ancrés, toute reprise de bétonnage verticale étant à proscrire.

#### 4.1.3 - Exécution de la traverse

En ce qui concerne l'exécution de la traverse, on veillera à la bonne constitution du cintre, qui présentera une contreflèche de l'ordre de 1 ‰, augmentée de la contre-flèche compensant sa déformation propre. Cette dernière devra être faible, en n'excédant pas 2 cm à la mise en charge par le béton frais.

**FIGURE 85 :**  
*Mise en place du coffrage de la traverse après exécution des piédroits*



Le respect de ces conditions permet d'éviter toute irrégularité d'arête et toute cambrure excessive des travées (festonnement).

Egalement pour des raisons d'aspect, il est indispensable de soigner l'exécution des coffrages des parements vus, aussi bien pour les panneaux des flancs inclinés de la dalle que pour les panneaux d'intrados, dont la disposition doit être très régulière.

A cet égard, il est à signaler qu'on peut obtenir facilement une sous-dalle animée d'un motif géométrique en disposant ces panneaux de façon adéquate (quinconce, damier, etc.).

Toujours dans un esprit d'esthétique, on adoucira les arêtes d'intrados par des chanfreins (bandes adhésives dans l'angle des coffrages).

L'espacement des aciers vis-à-vis des coffrages sera assuré par des cales d'arrimage ("distanciers" ou "cales auto-guidées") figurant sur une liste d'agrément. Ces cales devront être en nombre suffisant et d'une bonne résistance pour ne pas se déformer ou se rompre sous le poids du ferrailage et des ouvriers qui le réalisent. Il est également souhaitable de réserver pour ceux-ci des chemins de circulation.

Après bétonnage, on veillera au réglage soigné et à la cure de la face supérieure de la traverse.

#### 4.1.4 - Finition des parements

On terminera par un ragréage soigné de toutes les cavités, en particulier des nids de cailloux, puis par un badigeonnage des parements enterrés et l'assainissement de ceux-ci par empilement de dalles poreuses. On évitera en particulier tout blocage en pierres sèches, générateur de troubles dans les remblais adjacents.

### 4.2 - OUVRAGES PARTIELLEMENT PREFABRIQUES

#### 4.2.1 - Piédroits préfabriqués

Dans ce cas, la qualité de l'ouvrage repose essentiellement sur :

- la mise en place des éléments, qu'il y a lieu d'exécuter en respectant l'ordre, le schéma constructif et les tolérances prévues ;
- le bon alignement des éléments, qui nécessite d'une part une fabrication homogène et de qualité et d'autre part que les éléments soient maintenus verticaux pendant la construction, en ayant recours si nécessaire à un contreventement approprié.

FIGURE 86 :  
Photo d'ouvrage avec murs préfabriqués



#### 4.2.2 - Tablier préfabriqué

Par rapport au coulage en place, la préfabrication d'un tablier demande beaucoup plus de précautions dans l'assemblage des éléments ainsi que dans le choix et la mise en oeuvre du système d'étanchéité, dont dépendent pour une large part le comportement et la durabilité des joints de clavage et donc de l'ouvrage lui-même.

La qualité de l'ouvrage repose essentiellement sur les mêmes facteurs que ceux développés ci-dessus pour les ouvrages avec piédroits préfabriqués (§ 4.2.1), à savoir la qualité et la constance de la préfabrication, ainsi que le respect des tolérances de mise en oeuvre.

On peut également noter qu'une bonne régularité de pose peut nécessiter un brêlage provisoire des éléments de tablier avant leur clavage.

*FIGURE 87 :  
Mise en place d'un élément de  
tablier préfabriqué*



#### **4.3 - OUVRAGES TOTALEMENT PREFABRIQUES**

Dans ce cas, chaque partie d'ouvrage (piédroits, tablier, radier) est constituée d'éléments préfabriqués qui sont ensuite mis en place et assemblés par l'intermédiaire de joints sans épaisseur ou de chaînages armés coulés en place.

La mise en place et l'assemblage des éléments sont grandement facilités par :

- la précision des travaux d'implantation générale,
- la qualité des travaux relatifs à l'assise de l'ouvrage.

A cet égard, il faut noter qu'un bon alignement des éléments et, en particulier, ceux du radier et des piédroits, ne peut être obtenue que sur un lit de sable ou un béton de propreté parfaitement réglés.

Pour les éléments comportant des joints sans épaisseur et dont la mise en place pourrait être gênée par l'interposition de sable dans les joints, le béton de propreté est à préférer, en lui donnant toutefois une épaisseur suffisamment faible pour que de légers mouvements d'adaptation restent possibles pendant le remblaiement de l'ouvrage.



*FIGURE 88 :  
Mise en place d'un élément de  
cadre préfabriqué*

#### **4.4 - PAREMENTS**

Un problème particulièrement important est celui de la qualité des parements vus, qui sont dominants dans ce type d'ouvrage. La solution à ce problème dépend à la fois de la conception et de l'exécution.

La conception ayant été abordée au paragraphe 2.8.3, nous nous efforcerons dans ce qui suit de dégager les facteurs essentiels liés à l'exécution pour l'obtention d'un béton apparent de qualité et résistant le mieux possible aux salissures.

En premier lieu, il est indispensable d'obtenir un béton de teinte régulière. Pour cela :

- utiliser le même ciment de la même usine,
- veiller à la constance du dosage en ciment et en eau,
- prendre des précautions au stockage en conservant les constituants du béton, et en particulier le ciment, dans des conditions constantes.

Enfin, un béton homogène et compact, à faible porosité, possède une moindre propension à retenir la poussière ou autres salissures, ce qui n'exclut pas, bien entendu, de limiter par ailleurs le dépôt de salissures par une bonne conception dans les formes et les textures des parements (Cf. paragraphes 2.8.2 et 2.8.3).

#### **4.5 - REMBLAIEMENT**

Pendant la phase de remblaiement, il est essentiel que les remblais adjacents soient exécutés symétriquement, car c'est dans cette hypothèse que l'ouvrage est généralement calculé.

Dans les cas où il est impossible de faire autrement, les deux piédroits peuvent être remblayés successivement, mais il est alors impératif de calculer et justifier l'ouvrage vis-à-vis de cette phase particulière d'exécution, ce qui amène en général à des renforcements importants.

Dans tous les cas, les remblais sont compactés par couches de faible épaisseur avec des engins légers, ne risquant pas de causer de dommages à l'ouvrage.

#### **4.6 - FINITIONS**

Les opérations liées aux finitions doivent être particulièrement soignées et notamment :

- chape d'étanchéité mise en oeuvre dès que possible et protégée,
- fers en attente pour la corniche,
- scellements amovibles pour les glissières de sécurité,
- trous ou platines de scellement pour les montants de garde-corps réservés dans la corniche.

Enfin, pour obtenir un aspect satisfaisant, la corniche ne sera coulée qu'après décintrement de la traverse.

#### **4.7 - TECHNIQUES PARTICULIERES D'EXECUTION**

##### **4.7.1 - Construction en surgabarit**

La construction sur cintre reste réalisable sous circulation, même lorsqu'il n'est pas possible de réduire temporairement le gabarit. Une solution consiste à construire le tablier en surgabarit puis à le descendre par vérinage à son emplacement définitif et à le relier aux piédroits par l'intermédiaire de chaînages armés (clavages).

La descente par vérinage (le plus souvent inférieure à un mètre) doit s'effectuer par paliers successifs selon un phasage et un mode opératoire bien définis, tenant compte de l'implantation des vérins, de leur puissance et, surtout, des raideurs longitudinales et transversales du tablier.

Le phasage définit pour chaque palier l'ordre de descente de chacune des lignes d'appui. Le mode opératoire fixe toutes les conditions de réalisation et de contrôle de cette descente (type, puissance et emplacement des vérins, montage et vérification des circuits hydrauliques, mesure et contrôle de la vitesse de descente, calage provisoire après chaque palier, voire chaque fraction de palier).

Les paliers (d'une vingtaine à une quarantaine de mm) et la tolérance en dénivellement des vérins d'une même ligne d'appui (1 mm environ) doivent être calculés de façon à respecter la force limite des vérins et à minimiser les renforcements en armatures passives dans le tablier et en tête des appuis.

Dans ce mode de construction, les principales difficultés résident :

- dans l'assise des vérins (ceux-ci peuvent être par exemple posés sur un chevêtre, lui-même porté soit par des tours soit par des corbeaux bridés par précontrainte en tête des piédroits) ;
- dans la préparation des sections et surfaces de reprise ainsi que dans le calepinage des armatures en attente à la fois des piédroits et du tablier, afin d'éviter tout décalage en plan important de ces armatures ;
- dans l'obtention des qualités requises pour le béton de clavage.

En raison de ces précautions, cette technique n'est adaptée qu'aux ouvrages d'une certaine longueur tels que, par exemple, les portiques doubles.

#### 4.7.2 - Mise en place par ripage

La construction de ponts-cadres ou de portiques peut également s'effectuer sans gêner la circulation par préfabrication latérale puis ripage de l'ouvrage à sa place définitive. Ce ripage peut être réalisé suivant deux techniques très différentes : le fonçage horizontal ou le déplacement sur coussin d'air.

Dans la technique du fonçage horizontal, l'ouvrage construit est poussé sous la plate-forme à l'aide de vérins prenant appui sur un massif de butée, l'excavation des terres situées à l'intérieur de l'ouvrage étant menée simultanément.

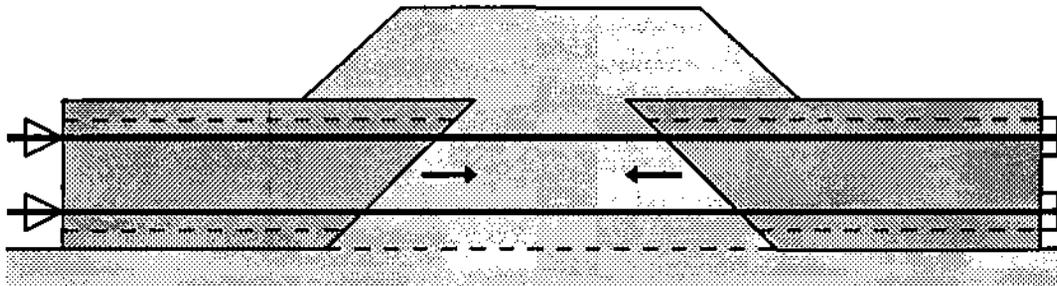


FIGURE 89 : Schéma de principe de l'autofonçage

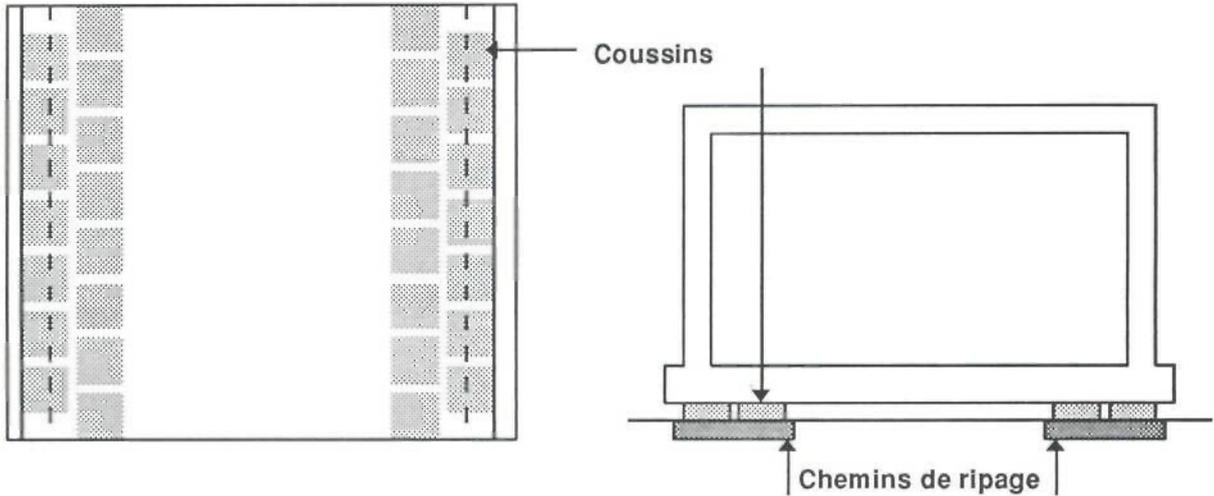
Le handicap que constitue la réalisation du massif de butée peut être surmonté par la technique de l'auto-fonçage, qui consiste à préfabriquer deux demi-ouvrages de part et d'autre de la plate-forme, à les relier par des câbles de précontrainte placés dans des forages horizontaux de petit diamètre, puis à tirer les deux demi-ouvrages l'un vers l'autre à l'aide de vérins agissant sur les câbles (figure 89).

Dans la technique du coussin d'air, l'ouvrage est préalablement séparé de son support qui constituent les chemins de ripage par un film d'air sous pression qui rend les frottements négligeables. Le déplacement de l'ouvrage devient dès lors possible dans toutes les directions en exerçant un effort très faible. Les phases de travaux sont les suivantes :

- construction des murs en aile de part et d'autre de la plate-forme ;
- préfabrication de l'ouvrage sur un côté ;
- mise en place des coussins d'air sous le radier de l'ouvrage ;
- terrassement et pose des chemins de ripage ;
- ripage de l'ouvrage à son emplacement définitif ;
- remblaiement et rétablissement de la circulation.

La figure 90 ci-après (d'après un article de MM. LENOIR et TAILLEBOIS paru dans la revue générale des chemins de fer de juin 1987), ainsi que les photos 91, 92 et 93, illustrent cette technique.

### DISPOSITION DES COUSSINS



### FONCTIONNEMENT D'UN COUSSIN

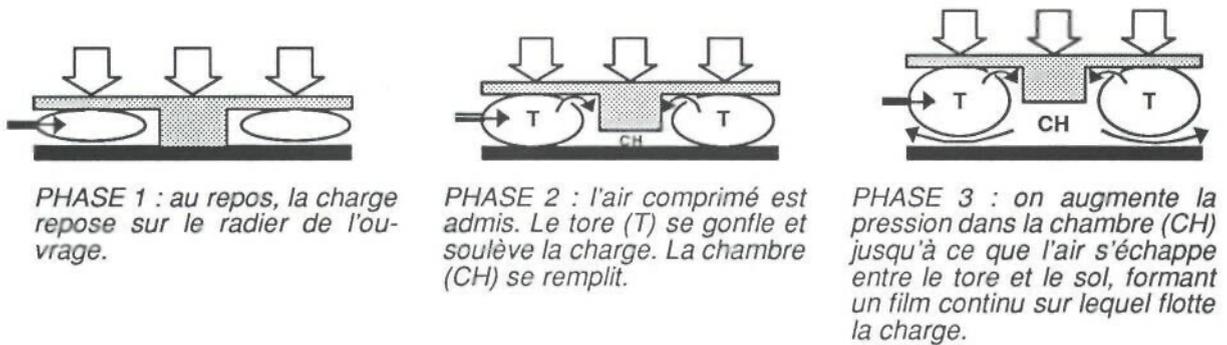
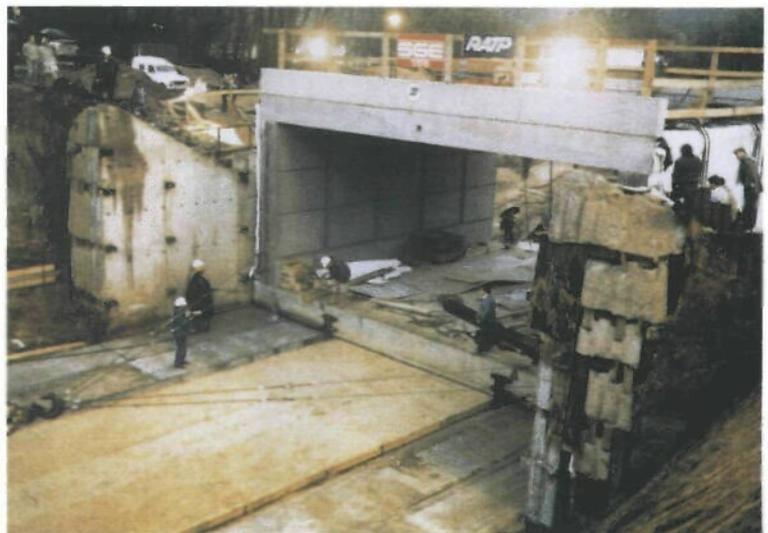


FIGURE 90 : Principe du ripage sur coussins d'air

FIGURE 91 :  
Ouvrage sur ses chemins de ripage





*FIGURE 92 :  
Admission d'air dans les coussins*

*FIGURE 93 :  
Ouvrage sur ses coussins, prêt à  
être déplacé*



## **5 - DEFAUTS ET DESORDRES**

Le présent chapitre a pour but de décrire les défauts et désordres pouvant affecter les cadres et portiques, ainsi que leurs causes envisageables. Bien entendu, lorsque c'est possible, on s'efforcera d'en dégager la manière de s'en prémunir ou de les traiter.

Le caractère particulier de ce chapitre ne doit toutefois pas faire perdre de vue que les ponts-cadres et portiques étant des structures massives, relativement faciles à concevoir et à réaliser, les défauts et désordres rencontrés dans ces ouvrages sont en pratique très peu nombreux par rapport à leur population.

### **5.1 - DESORDRES INHERENTS A LA CONCEPTION ET AU CALCUL**

Ces désordres sont imputables à des modélisations de calcul ou, plus fréquemment, à des dispositions constructives inadaptées. Ils se traduisent généralement par une dégradation plus ou moins localisée du béton, soit sous forme d'éclatements ou d'épaufrures, soit par l'apparition de fissurations anormales.

#### **5.1.1 - Eclatements et épaufrures du béton**

En pratique, les désordres dus à un dimensionnement insuffisant en résistance ou en épaisseur du béton sont extrêmement rares dans la mesure où le béton de ces ouvrages est généralement peu sollicité en compression. Lorsqu'ils surviennent, ils se traduisent par des déformations excessives de la traverse ou par des éclatements ou des épaufrures localisés.

En revanche, on rencontre plus fréquemment des ouvrages présentant des enrobages insuffisants. Les désordres qui s'ensuivent sont bien connus : corrosion des armatures sous-jacentes, éclatement de l'enrobage et mise à nu des armatures.

Ce phénomène est dû à la carbonatation du béton de surface, qui lui fait perdre sa capacité de protection des aciers contre la corrosion. Pour y pallier, il est essentiel de disposer d'un enrobage suffisant pour mettre les armatures hors d'atteinte. Comme il a été dit en 3.1.1, le recours à des bétons à hautes performances, très compacts et résistants à la carbonatation constitue également un excellent moyen de prolonger la vie des ouvrages.

On peut également rencontrer des éclatements ou épaufrures au niveau des murs de tête, lorsqu'ils sont fondés sur des semelles indépendantes : leur partie supérieure peut, par suite des mouvements différentiels des fondations, se mettre en butée contre le piédroit correspondant et provoquer des épaufrures soit dans celui-ci, soit dans le mur lui-même.

Les différentes manières de prévenir ces désordres ont été évoquées au paragraphe 3.6.1,b la précaution principale étant dans tous les cas de donner à ces joints une ouverture suffisante par rapport aux tassements prévus des fondations.

Bien que la nature des désordres soit différente, on peut rappeler ici que le phénomène inverse, à savoir un écartement excessif du joint, est susceptible de se produire, permettant ainsi l'entraînement par l'eau des fines du remblai. Si nécessaire, on rendra le joint étanche au moyen d'un profilé en élastomère.

#### **5.1.2 - Fissurations anormales**

Les désordres les plus fréquents sont dus, comme pour tous les ouvrages en béton armé, à des quantités insuffisantes ou à une disposition inadéquate des aciers passifs et, en particulier, des aciers dits "secondaires", qui résultent des règles de bonne conception et non d'un calcul proprement dit.

Rappelons que les aciers passifs ont pour rôle essentiel de limiter l'ouverture des fissures, dont la présence est par ailleurs normale dans un ouvrage en béton armé. Il en résulte que leur insuffisance ou des dispositions constructives mal adaptées se traduisent directement ou indirectement par des fissurations anormales.

Les type de fissures le plus fréquent affecte d'une part le bas des piédroits (figure 94), à sa jonction avec la fondation (semelle ou radier) et, d'autre part, la traverse supérieure, à sa jonction avec chacun des piédroits (figure 95).

Dans un cas comme dans l'autre, ces fissures sont provoquées par le retrait différentiel de bétons d'âges différents : le béton coulé dans la phase précédente, déjà durci, gêne le retrait du béton le plus jeune et provoque l'apparition de fissures dans ce dernier.

On peut se prémunir contre ces fissures, ou, tout au moins, limiter leur ouverture et rendre leur répartition homogène, de plusieurs façons :

- en prévoyant des joints de retrait pour les pièces longues (Cf. § 2.2);
- par une conception adéquate du ferrailage passif, notamment par un renforcement des armatures filantes horizontales dans les zones les plus sujettes à fissuration ;
- en prévoyant des précautions d'exécution de nature à limiter les gradients thermiques provoqués par la chaleur d'hydratation du ciment : dosage en ciment, emploi d'adjuvants, bétonnage.

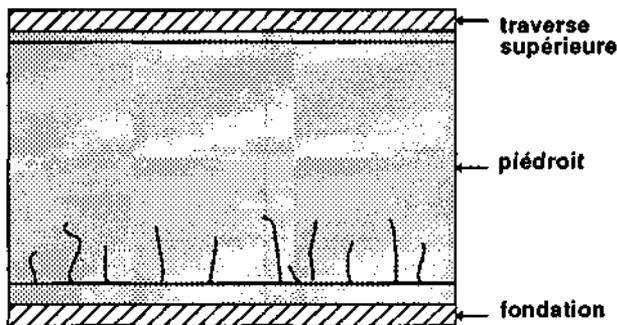
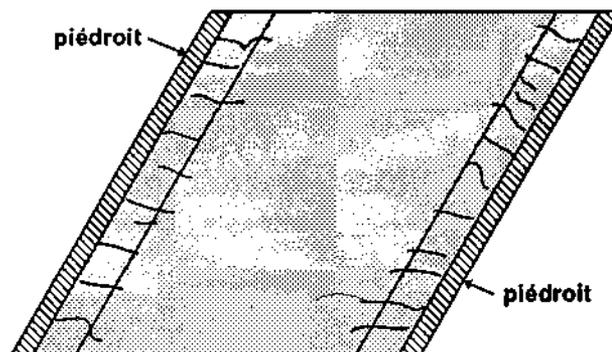


FIGURE 94  
Fissuration des piédroits à leur jonction avec la fondation

FIGURE 95  
Fissuration de la traverse supérieure à sa jonction avec les piédroits (vue de dessous)



Des fissures ont également été constatées dans certaines traverses d'ouvrages biais, notamment dans les angles. La plupart de ces désordres résultent d'une orientation inadaptée du ferrailage (armatures formant un angle trop aigu), qui fait que certaines facettes sont insuffisamment armées.

Pour les murs encastres sur les piédroits, un tassement différentiel peut y faire apparaître des fissures, en général isolées et inclinées sur le bord encasté. Il est indispensable de ferrailer suffisamment.

Signalons enfin que certains murs n'ont pas été armés suffisamment sur leur face avant, ce qui entraîne l'apparition de fissures, en général assez fines et régulières.

## 5.2 - DESORDRES ET DEFAUTS INHERENTS A L'EXECUTION

La liste de ces défauts ne peut évidemment être exhaustive. En ce qui concerne l'exécution de l'ouvrage lui-même, on peut notamment citer :

- des défauts de bétonnage tenant soit à une irrégularité de l'approvisionnement du béton, soit à un défaut de vibration, soit à un manque de soin dans l'exécution des joints de reprise ;
- des festonnements dus à des défauts de nivellement ou de réglage des cintres et du coffrage ;
- des tassements d'échafaudages posés sur un sol compressible sous le poids du béton frais.



FIGURE 96 :  
Défauts de bétonnage

L'essentiel des risques reste néanmoins lié au remblaiement, pendant lequel plusieurs fissurations de ponts-cadres et portiques ont été constatées comme suite à une exécution non conforme ayant pour conséquence d'introduire dans la structure des poussées non prévues. On peut citer :

- un remblaiement prématuré contre un béton n'ayant pas atteint une résistance suffisante ;
- l'utilisation d'un matériau de remblai inadapté ;
- une mise en oeuvre des remblais dissymétrique de part et d'autre de l'ouvrage ;
- le passage d'engins de terrassement trop lourds ou trop près de la structure ;
- l'absence ou l'inefficacité du drainage.

### 5.3 - DESORDRES ET DEFAUTS IMPUTABLES AUX MATERIAUX

Ces désordres et défauts, qui proviennent principalement du béton, restent les moins nombreux à l'heure actuelle.

On a pu néanmoins constater :

- Des défauts de compacité.
- Des insuffisances de résistance.
- Des fissurations plus ou moins importantes apparaissant quelques heures après le bétonnage, avant le durcissement du béton. Ces fissures sont dues soit à un retrait plastique, soit à des tassements du béton dans le coffrage avant son durcissement. Dans les deux cas, le volume du béton varie et la fissuration apparaît là où cette variation est gênée par les aciers ou par le coffrage.

L'origine de ces désordres et défauts peut résider dans des erreurs de dosage des constituants du béton ou dans un emploi non indiqué d'adjuvants, ou encore dans une sur-vibration, qui peut entraîner un gradient excessif dans le rapport eau/ciment.

Si ces désordres sont le plus souvent décelés lors de l'exécution de l'ouvrage, il n'en va pas de même des réactions dites "alcalis-granulats", véritable "maladie" pouvant concerner tout ouvrage en béton, dont les manifestations n'apparaissent qu'au bout de plusieurs années de service.

Ce type de désordre se traduit par un faïençage inhabituel des parements, accompagné ou non de marbrures, avec :

- auréoles de réaction à la périphérie de certains granulats,
- fissuration des granulats avec dépôt au sein des granulats brisés d'un produit d'aspect plus mat que les fissures normalement recristallisées en calcite comme on en rencontre souvent dans les calcaires.

Par ailleurs, l'examen au microscope des surfaces sciées et polies de ces bétons montre que les granulats sont fréquemment décollés de la pâte et que la zone de contact pâte-granulats est partiellement remplie par un gel craquelé qui n'est autre que le résultat de la réaction alcalis-granulats.

Cette réaction semble, en l'état actuel des connaissances, être due à la conjonction de trois facteurs : l'alcalinité du ciment ou du béton, le caractère réactif des granulats (sable compris) et la présence d'eau.

A l'exception des désordres liés aux réactions alcalis-granulats, et lorsqu'ils sont d'importance et d'étendue limitées, les autres désordres peuvent être dans une certaine mesure réparables après expertise.

Par exemple, on peut remédier à un léger défaut de compacité par une imperméabilisation du béton ou une imprégnation dans la masse. De même, une faible déficience dans la résistance du béton peut être compensée par un placage de béton sur le béton existant dans le but d'augmenter le bras de levier. Cependant, une faible résistance du béton s'accompagnant en général d'une porosité importante, le problème est souvent doublement complexe.

Signalons à cet égard que lorsque l'étanchéité de l'intrados d'une dalle est recherchée (peinture, injections, etc.), il importe d'assurer au préalable l'étanchéité de l'extrados, de façon à éviter des pièges à eau à l'intérieur de la dalle.

Les fissures de retrait plastique ou de cassure du béton frais sont quant à elles délicates à traiter : lorsqu'elles sont importantes, elles peuvent compromettre l'adhérence entre le béton et les armatures et sont alors difficilement réparables ; si, par contre, elles ne mettent pas en cause la résistance mécanique, un remède peut consister à injecter les fissures afin de protéger les armatures contre la corrosion.

En ce qui concerne les réactions alcalis-granulats, aucune réparation n'est envisageable en l'état actuel des connaissances, bien que des recherches soient en cours en France (notamment au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) et à l'étranger. Il semble toutefois qu'il soit possible de limiter ou retarder le phénomène par une amélioration de l'étanchéité, à condition d'intervenir dès ses premières manifestations.

De ce fait, la prévention revêt une importance particulière dans ce domaine. Elle est basée sur l'application stricte des normes relatives aux matériaux (fabrication) et des règles relatives au choix, à l'emploi et au dosage des constituants, y compris des adjuvants (construction). Une application sans compromis des règles de l'art en matière d'étanchéité constitue par ailleurs une garantie supplémentaire de nature à retarder une éventuelle apparition du phénomène et à en réduire les effets. Dans la pratique, il existe depuis janvier 1991 des "Recommandations provisoires pour la prévention des désordres dus à des réactions alcalis-granulats", éditées par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Il est à noter que, depuis la sortie de ces recommandations, des progrès ont été réalisés dans la mise au point de nouveaux essais, dits accélérés, destinés à mesurer la réactivité des granulats.

Signalons également l'existence d'un guide pour l'élaboration d'un "dossier carrières", également édité par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

## ANNEXE - 1

### DIMENSIONNEMENT DES PONTS-CADRES

Le but de la présente annexe est de permettre un dimensionnement rapide des épaisseurs des divers éléments des ponts-cadres (traverse supérieure, piédroits, traverse inférieure), suffisamment précis pour pouvoir servir de base aux études d'avant-projet, au métré, ainsi qu'au calcul du ferrailage lors des études d'exécution.

#### 1.1 - CAS GENERAL

L'épaisseur de la traverse supérieure peut être déterminée par la formule suivante, où "l" désigne l'ouverture biaise de l'ouvrage :

$$e = \frac{l}{32} + 0,125$$

avec un minimum de 0,30 m.

En ce qui concerne les piédroits et la traverse inférieure, les abaques présentés à la figure 97 permettent de déterminer leurs épaisseurs respectives en fonction de l'ouverture biaise "l" et du "module de pseudo-élasticité" du sol "ESOL".

A défaut de valeur plus représentative tirée d'essais en place, on pourra adopter les valeurs indiquées dans le tableau ci-après, qui, bien que très approximatives, sont néanmoins suffisantes pour un dimensionnement des épaisseurs.

Dans le doute, il est bien entendu conseillé de prendre une valeur approchée par défaut plutôt que par excès.

VALEUR DE ESOL EN MPa

	Argile	Limon	Sable	Grave	Rocher	
surconsolidé ou très serré	80	70	180	300	très peu fracturé	1600
normalement consolidé ou normalement serré	55	50	150	170	normal	1000
sousconsolidé altéré et remanié ou lâche	30	15	30		très fracturé	800
					très altéré	160

Il est à noter que ces règles de dimensionnement ont été établies dans les conditions suivantes :

- ouvrage recevant des charges d'exploitation sans caractère particulier (à savoir  $A(l)$ ,  $B_c$ ,  $B$ ) relevant du fascicule 61, titre II, du C.C.T.G. ;
- ouvrage constitué d'un béton de classe minimale B25, c'est-à-dire de résistance caractéristique au moins égale à 25 MPa (Cf. § 3.1.1) ;
- ouvrage justifié selon la condition d'une fissuration peu préjudiciable ;
- ouvrage ne comportant pas une couverture de remblai sur la traverse supérieure ;
- ouvrage soumis à l'action horizontale et symétrique d'un remblai de caractéristiques normales (masse volumique de 1,8 à 2,0 t/m<sup>3</sup> ; coefficient de poussée de 0,25 à 0,50).

En conséquence, il convient de corriger les épaisseurs données par les abaques dans le cas d'un ouvrage recevant des charges de caractère particulier (convois militaires, convois exceptionnels, etc.) ou dans le cas d'un ouvrage sous remblai.

De même, dans le cas d'un ouvrage biais, la direction des plus grands moments de la traverse supérieure peut être sensiblement différente de celle d'un ouvrage droit (figure 57). De ce fait, le choix du système de ferrailage revêt un caractère particulièrement important. Il en est de même pour le calcul de l'ouverture déterminante.

A cet effet, les indications des paragraphes 1.2 et 1.3 ci-après sont utiles pour compléter le dimensionnement dans ces cas particuliers.

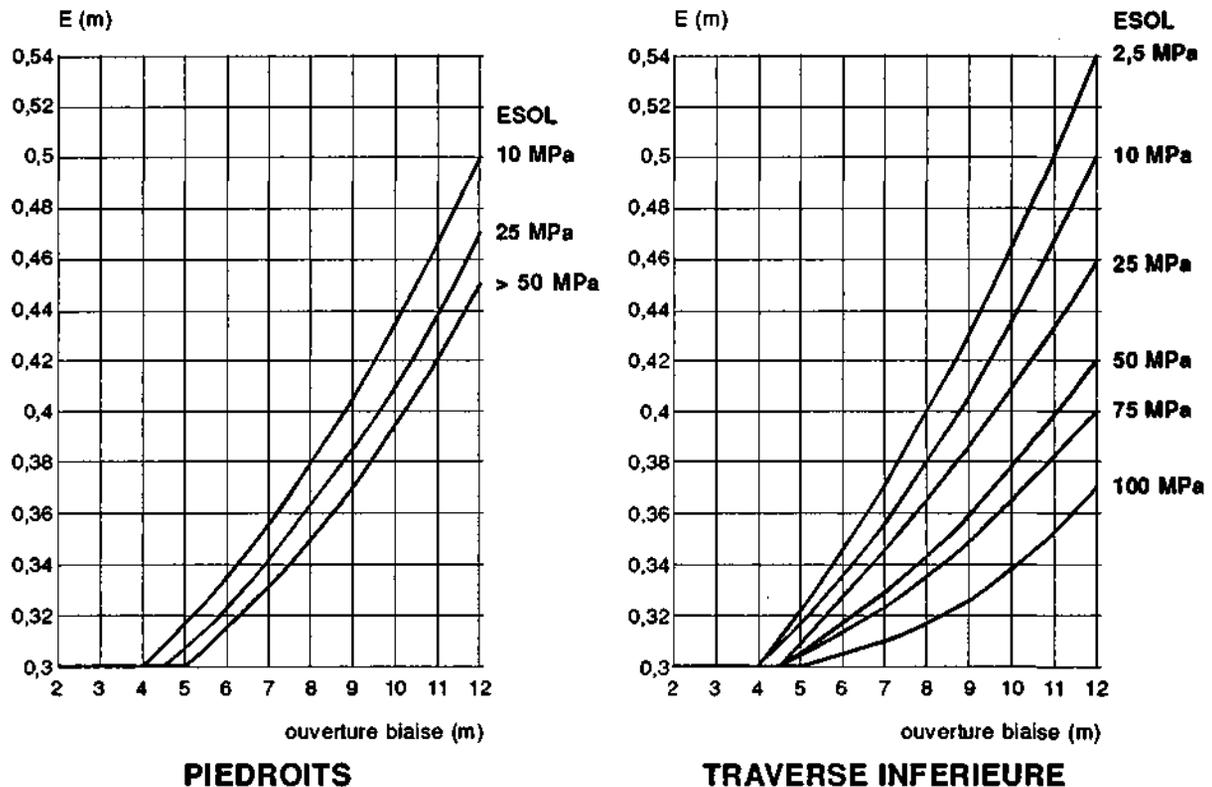


FIGURE 97 : Abaques de dimensionnement des ponts-cadres

## 1.2 - OUVRAGES SOUS REMBLAI

On estime d'abord, au moyen des abaques de la figure 97, les valeurs qui seraient suffisantes si le remblai n'existait pas, soit  $E_{i0}$ . On majore ensuite chaque épaisseur selon la formule approximative :

$$E_i = E_{i0} \sqrt{1 + \frac{H \cdot d^2}{2000 \cdot E_{i0}^2}} \quad \text{avec : } \begin{cases} H = \text{hauteur de remblai (m)} \\ d = \text{ouverture de l'ouvrage (m)} \end{cases}$$

## 1.3 - OUVRAGE BIAIS

Dans le cas où le ferrailage longitudinal des traverses est parallèle aux bords libres (options 1 et 2 de la figure 58), les abaques sont à utiliser en prenant l'ouverture biaisée.

Dans le cas où le ferrailage longitudinal est perpendiculaire aux piédroits (option 3 de la figure 58), les abaques sont à utiliser en prenant l'ouverture droite, mais il convient de majorer les épaisseurs trouvées de 5 cm environ pour permettre le renforcement des bords libres et des angles obtus.

Dans les rares cas où le ferrailage longitudinal est orienté selon la direction mécanique, les abaques sont à utiliser en prenant l'ouverture déterminante, tout en majorant comme ci-dessus les épaisseurs trouvées de 5 cm environ pour permettre le renforcement des bords libres et des angles obtus.

L'ouverture déterminante est l'ouverture de l'ouvrage suivant la direction du biais mécanique (figure 98). Avec les notations du paragraphe 3.4.2,a, on a :

$$\text{ouverture déterminante} = \frac{\text{ouverture droite}}{\cos(\psi - \varphi)}$$

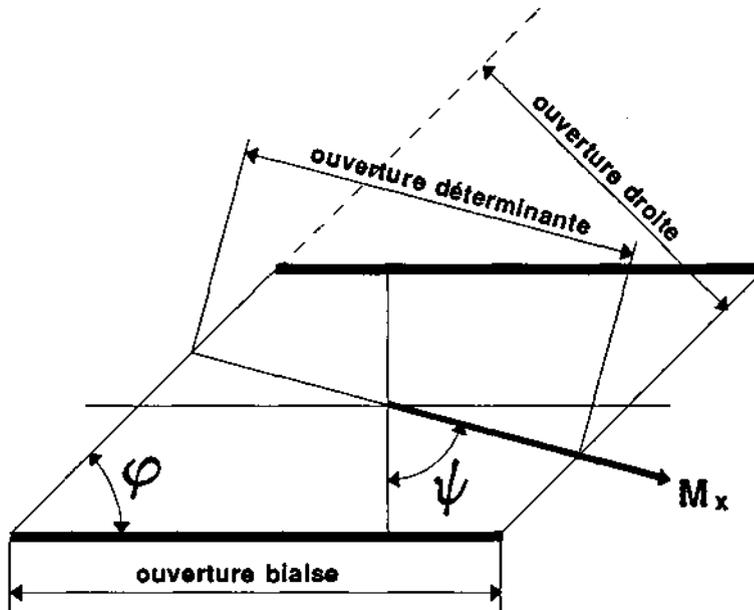


FIGURE 98  
Ouverture déterminante

Où les notations suivantes sont rappelées :

$\varphi$  Angle de biais géométrique, formé par l'axe longitudinal et la direction des piédroits

$\eta$   $\frac{\text{largeur droite}}{\text{ouverture droite}}$

$\psi$  Angle de biais mécanique, formé par la direction mécanique et l'axe  $O_y$ .  $\psi$  peut être estimé par la relation empirique suivante :

•  $\psi = \varphi + (100 - \varphi)(1 - 0,5 \cdot \eta)^2$  si  $\eta < 2$

•  $\psi = \varphi$  si  $\eta \geq 2$

$\varphi$  et  $\psi$  étant exprimés en grades.

## ANNEXE - 2

### ***DIMENSIONNEMENT DES PORTIQUES***

Le but de la présente annexe est de permettre un dimensionnement rapide des divers éléments des portiques (traverse supérieure, piédroits, semelles), suffisamment précis pour pouvoir servir de base aux études d'avant-projet, au métré, ainsi qu'au calcul du ferrailage lors des études d'exécution.

#### **2.1 - Epaisseur de la traverse et des piédroits**

L'épaisseur de la traverse supérieure, ainsi que des piédroits, peut être déterminée par la formule suivante, où "*l*" désigne l'ouverture biaise de l'ouvrage :

$$e = \frac{l}{40} + 0,10$$

avec un minimum de 0,30 m.

Ce dimensionnement peut être adopté sans changement pour les ouvrages fondés sur semelles, ou articulés ou encastrés en pied.

Il est à noter que cette relation a été établie dans les conditions suivantes :

- ouvrage recevant des charges d'exploitation sans caractère particulier (à savoir  $A(l), B_c, B_t$ ) relevant du fascicule 61, titre II, du C.C.T.G. ;
- ouvrage constitué d'un béton de classe minimale B25, c'est-à-dire de résistance caractéristique au moins égale à 25 MPa (Cf. § 3.1.1) ;
- ouvrage justifié selon la condition d'une fissuration peu préjudiciable ;
- ouvrage ne comportant pas une couverture de remblai sur la traverse supérieure ;
- ouvrage soumis à l'action horizontale et symétrique d'un remblai de caractéristiques normales (masse volumique de 1,8 à 2,0 t/m<sup>3</sup> ; coefficient de poussée de 0,25 à 0,50).

En conséquence, il convient de corriger les épaisseurs trouvées dans le cas d'un ouvrage recevant des charges de caractère particulier (convois militaires, convois exceptionnels, etc.) ou dans le cas d'un ouvrage sous remblai.

A cet égard, les indications fournies par le paragraphe 1.2 de l'ANNEXE - 1 sont applicables.

#### **2.2 - Epaisseur des semelles**

L'épaisseur des semelles peut être prise égale à celle des piédroits, sans toutefois descendre en-dessous de 60 cm.

#### **2.3 - Largeur et excentrement des semelles**

La largeur ainsi que l'excentrement des semelles peuvent être déterminés à partir des abaques présentés sur les figures 100 à 103 ci-après, étant entendu que ces abaques ont été établis avec les hypothèses décrites en 2.1 ci-dessus, ce qui peut compromettre leur validité dans des cas particuliers.

Ces abaques sont classés par ordre croissant de la fiche *D* dans le sol. L'abaque de gauche donne la largeur droite *B* de la semelle en fonction de la pression  $q'_{max}$  admissible sur le sol aux états-limites de service (E.L.S.). L'abaque de droite donne, l'excentrement *e* de la semelle en fonction de cette même donnée. Les notations utilisées sont précisées par la figure 99.

Par ailleurs, du fait que certaines données, autres que celles retenues dans l'établissement des abaques, interviennent sur le dimensionnement de la semelle (module de réaction du sol par exemple), leur emploi appelle les remarques suivantes :

- La partie des courbes située à droite du trait grisé vertical correspond au domaine normal d'emploi de la structure.
- La partie située à gauche peut comporter des valeurs devant faire l'objet d'une détermination plus fine.
- Lorsque la largeur lue de la semelle est inférieure à 1,5 m, il est nécessaire de porter son attention sur la stabilité des piédroits en phase de construction. Dans ce cas, une solution simple consiste à diminuer la pression admissible  $q'_{max}$  pour obtenir une semelle d'environ 1,5 m de largeur.

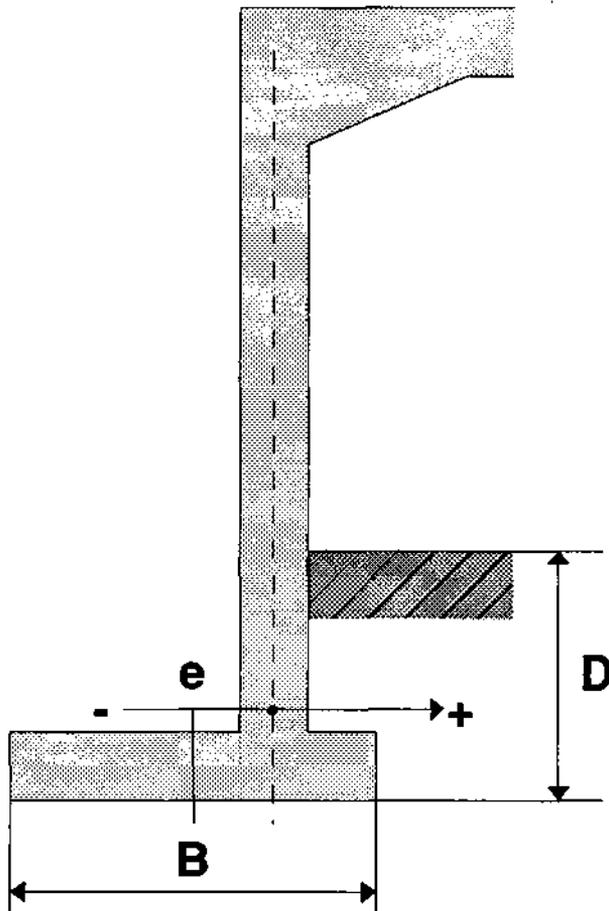


FIGURE 99  
Notations des abaques des  
figures 100 à 103

### D = 2,0 m

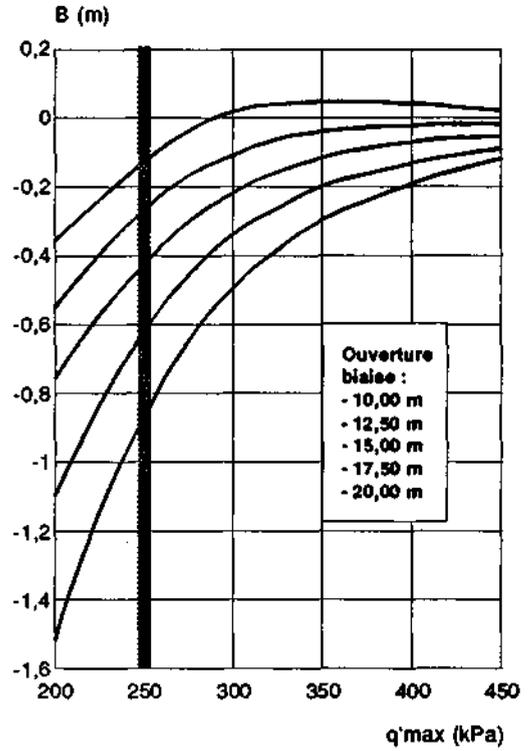
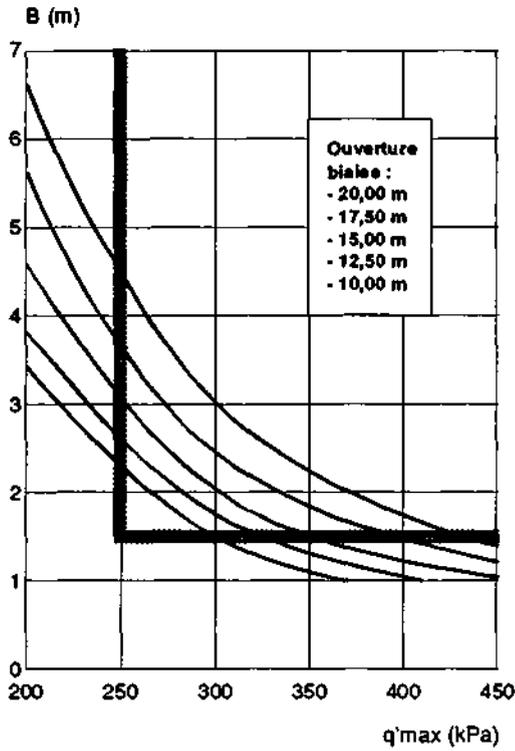


FIGURE 100 : Dimensionnement des portiques  $D=2,0$  m

### D = 2,5 m

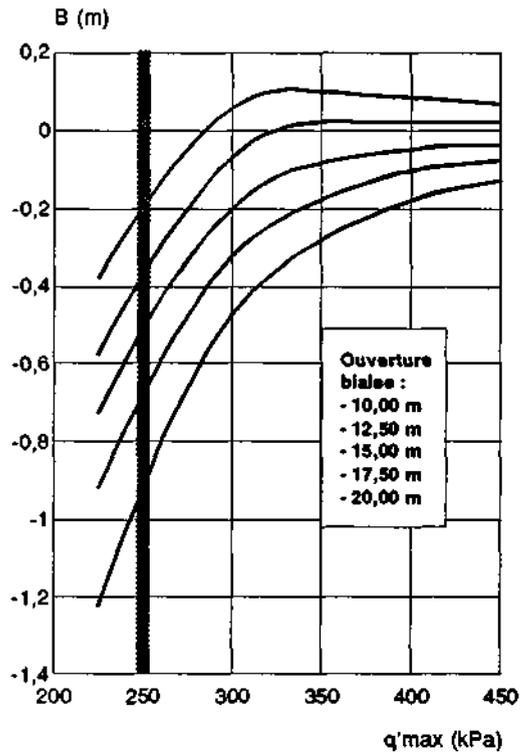
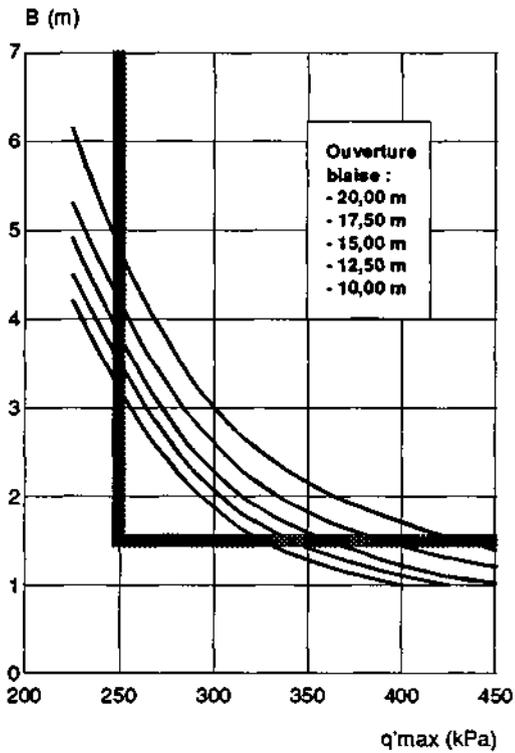


FIGURE 101 : Dimensionnement des portiques  $D=2,5$  m

## D = 3,0 m

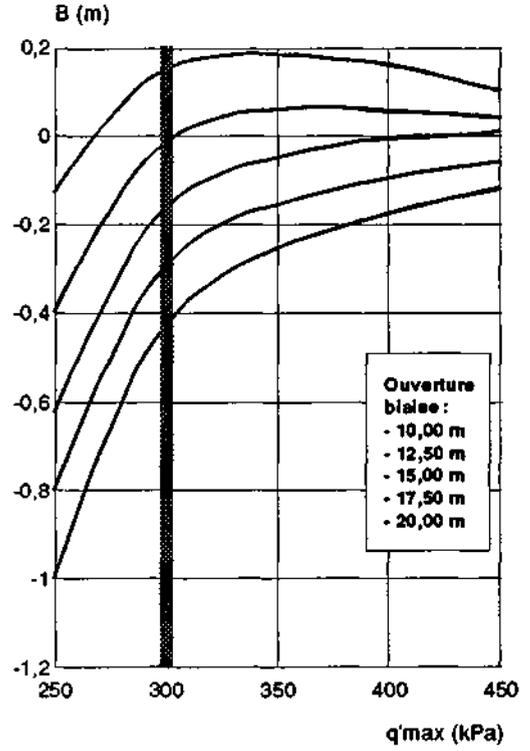
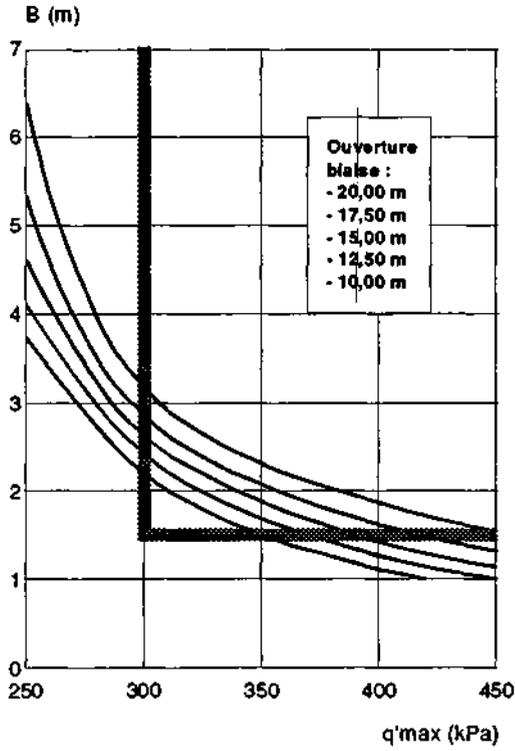


FIGURE 102 : Dimensionnement des portiques D=3,0 m

## D = 3,5 m

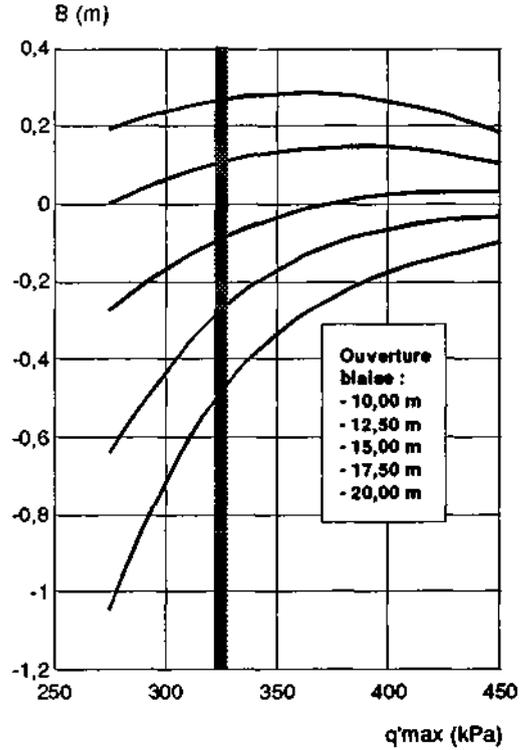
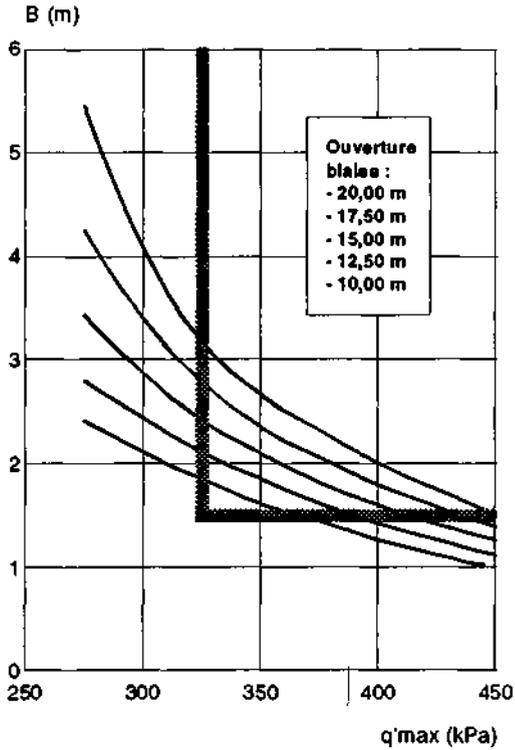


FIGURE 103 : Dimensionnement des portiques D=3,5 m

## ANNEXE - 3

### ***DIMENSIONNEMENT DES MURS DE TETE COULES EN PLACE***

La conception générale des murs de tête coulés en place a été vue au paragraphe 3.6. Le but de la présente annexe est de permettre un dimensionnement rapide de leurs divers éléments (épaisseur du voile et dimensions de la semelle), suffisamment précis pour pouvoir servir de base aux études d'avant-projet, au métré, ainsi qu'au calcul du ferrailage lors des études d'exécution.

#### **3.1 - MURS DE TETE SUR SEMELLES (en aile ou en retour)**

La coupe transversale de ces murs peut être représentée par le schéma de la figure 104.

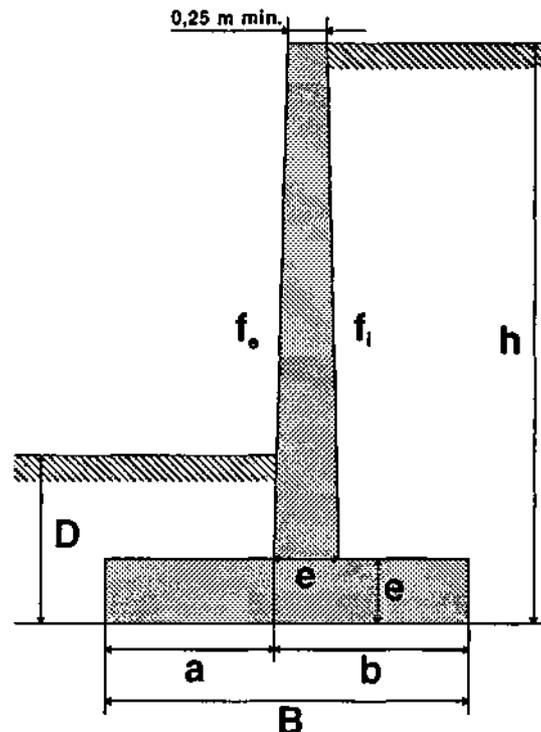


FIGURE 104 : coupe transversale d'un mur en aile ou en retour

La hauteur  $h$  est supposée connue.

Comme il a été dit en 3.6.1, l'épaisseur au sommet ne devra pas être inférieure à 0,25 m pour des raisons de commodité de bétonnage.

En général, l'épaisseur de la semelle sera prise égale à l'épaisseur du mur à sa base.

#### **a) Distinction entre murs en retour et murs en aile**

L'ensemble des abaques qui suivent ont été établis dans l'hypothèse de murs en retour, qui sont les plus sollicités.

Pour le dimensionnement des murs en aile, on pourra admettre que ces abaques restent applicables à condition de considérer une hauteur de calcul fictive du mur obtenue en retranchant 0,50 m à sa plus grande hauteur.

On aura donc :

- Pour les murs en retour :  $h_c = h$
- Pour les murs en aile :  $h_c = h - 0,5 \text{ m}$

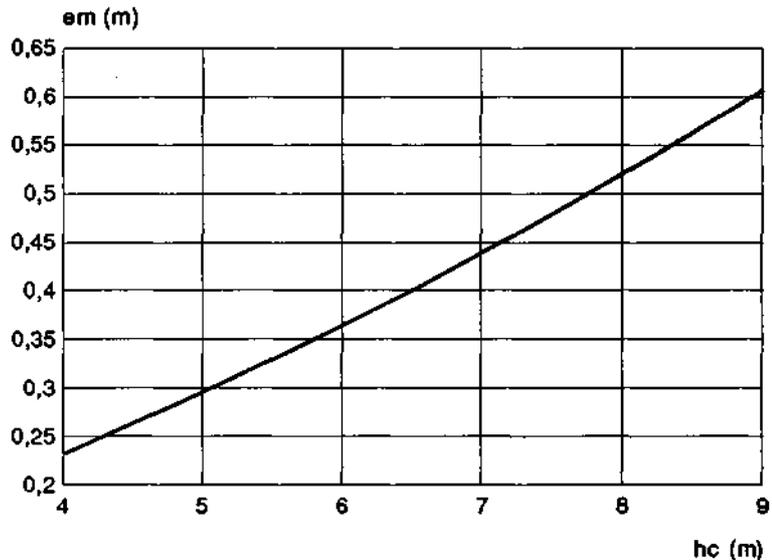
**b) Épaisseur de la base du mur**

Le fruit intérieur (côté remblai) étant  $f_i$  et le fruit extérieur  $f_e$ , on obtient l'épaisseur du mur à la base de sa partie verticale par :

$$e = \frac{e_{haus} + (f_e + f_i) \cdot h}{1 + f_e + f_i}$$

On vérifiera que cette valeur est supérieure ou égale à  $e_m$  défini dans l'abaque de la figure 105. Si ce n'est pas le cas, il conviendra d'augmenter le fruit intérieur du mur.

FIGURE 105 : épaisseur de la base du voile en fonction de  $h_c$  (Cf. § 3.1, a)



**c) Dimensions de la semelle**

Les abaques ci-après permettent de dimensionner les longueurs des semelles avant  $a$  et arrière  $b$  en fonction de la hauteur  $h$  du mur, de la hauteur d'encastrement  $D$ , et de la pression  $q$  exercée sur le sol aux états-limites de service (E.L.S.).

La pression  $q$  n'étant pas connue mais cependant bornée par les caractéristiques du sol de fondation, on devra essayer plusieurs valeurs de  $q$  et retenir celle qui rend minimal  $B = a + b$ , ou une valeur voisine.

Les abaques indiquent en outre sous forme d'une bande grisée la plage de hauteurs économiques pour chaque pression admissible, c'est-à-dire les hauteurs pour lesquelles la pression de l'abaque correspond effectivement au minimum de  $B$ . On pourra constater qu'il est inutile de faire travailler le sol à 250 kPa pour des murs de hauteur inférieure à 7,5 m, sauf si la condition de non-glisement l'exige.

En première approximation, si  $\varphi$  représente l'angle de frottement interne du sol de fondation, on peut écrire la condition de non-glisement sous la forme :

$$\frac{\sum \text{forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}} \leq \frac{\tan \varphi}{1,4}$$

les forces horizontales et verticales étant évaluées vis-à-vis des états-limites de service (E.L.S.).

### q = 100 kPa

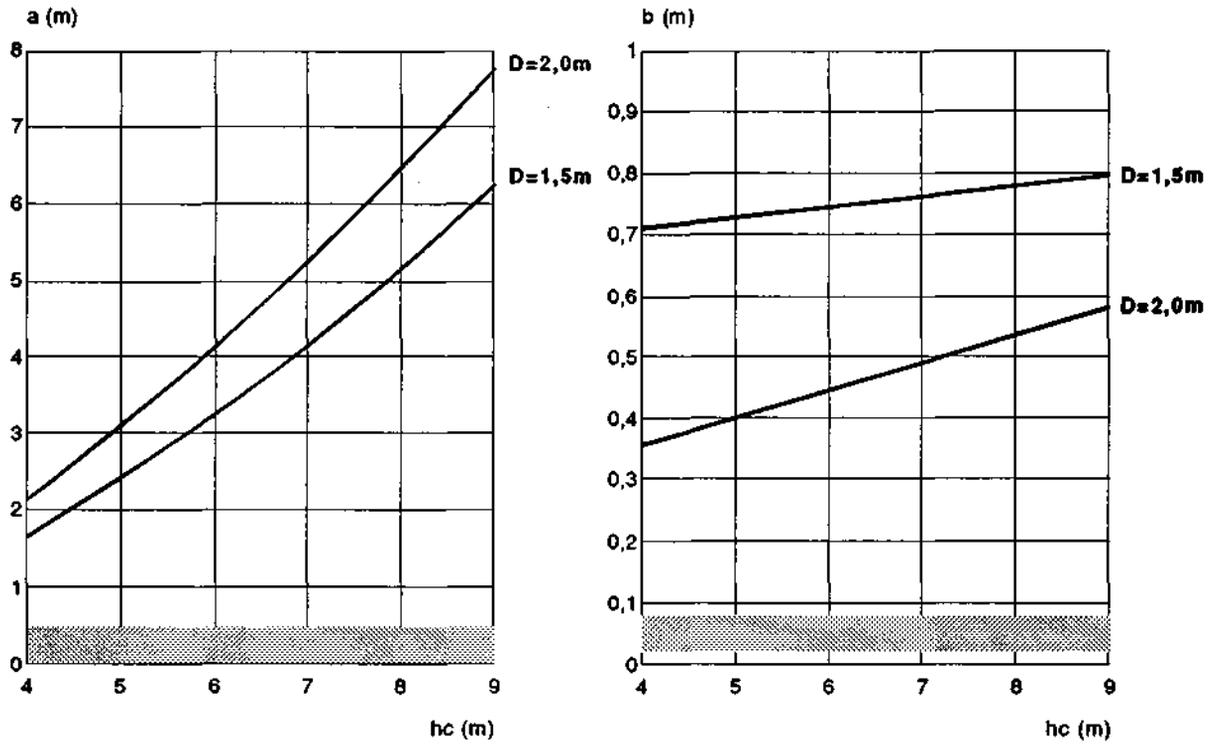


FIGURE 106 : Dimensionnement des semelles  $q=100 \text{ kPa}$

### q = 150 kPa

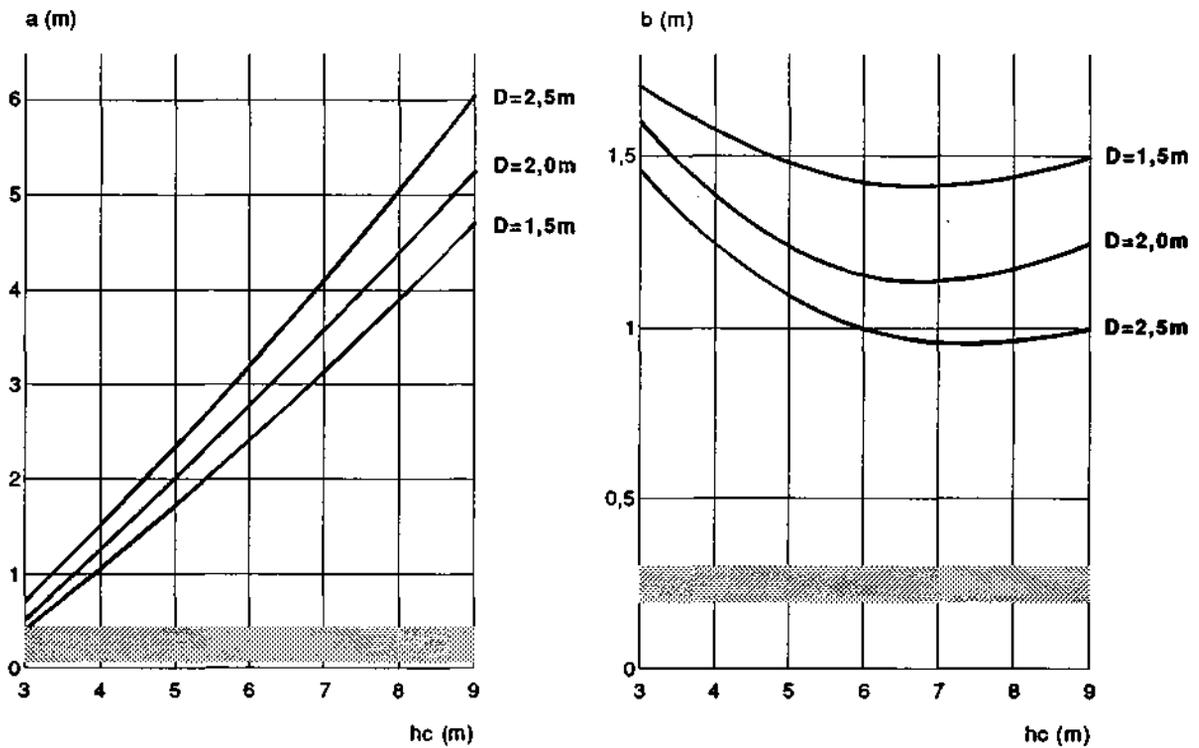


FIGURE 107 : Dimensionnement des semelles  $q=150 \text{ kPa}$

### q = 200 kPa

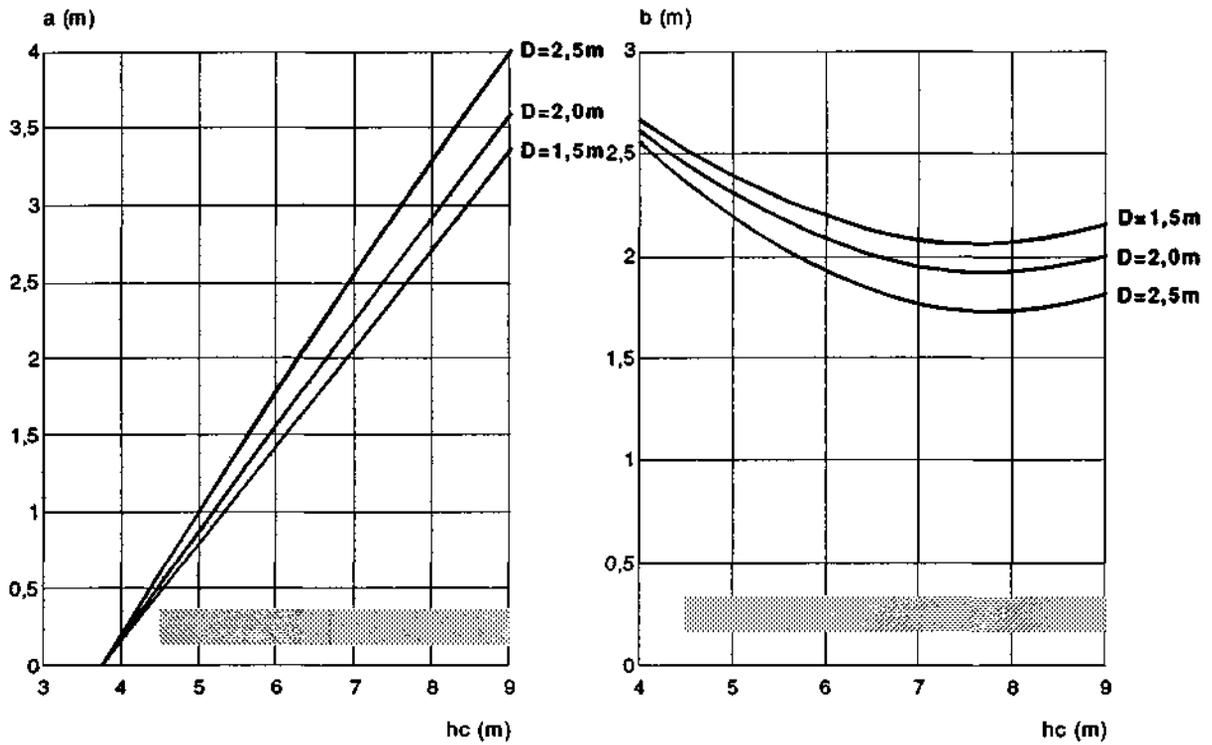


FIGURE 108 : Dimensionnement des semelles  $q=200$  kPa

### q = 250 kPa

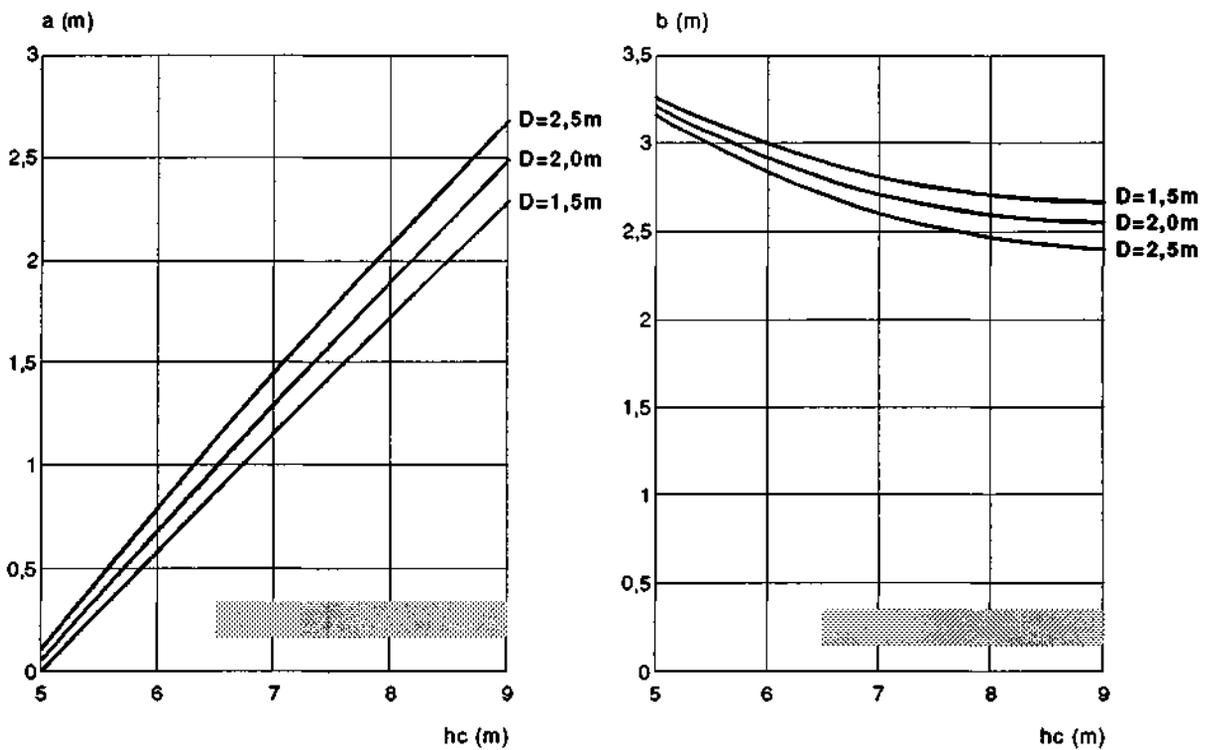


FIGURE 109 : Dimensionnement des semelles  $q=250$  kPa

**q = 300 kPa**

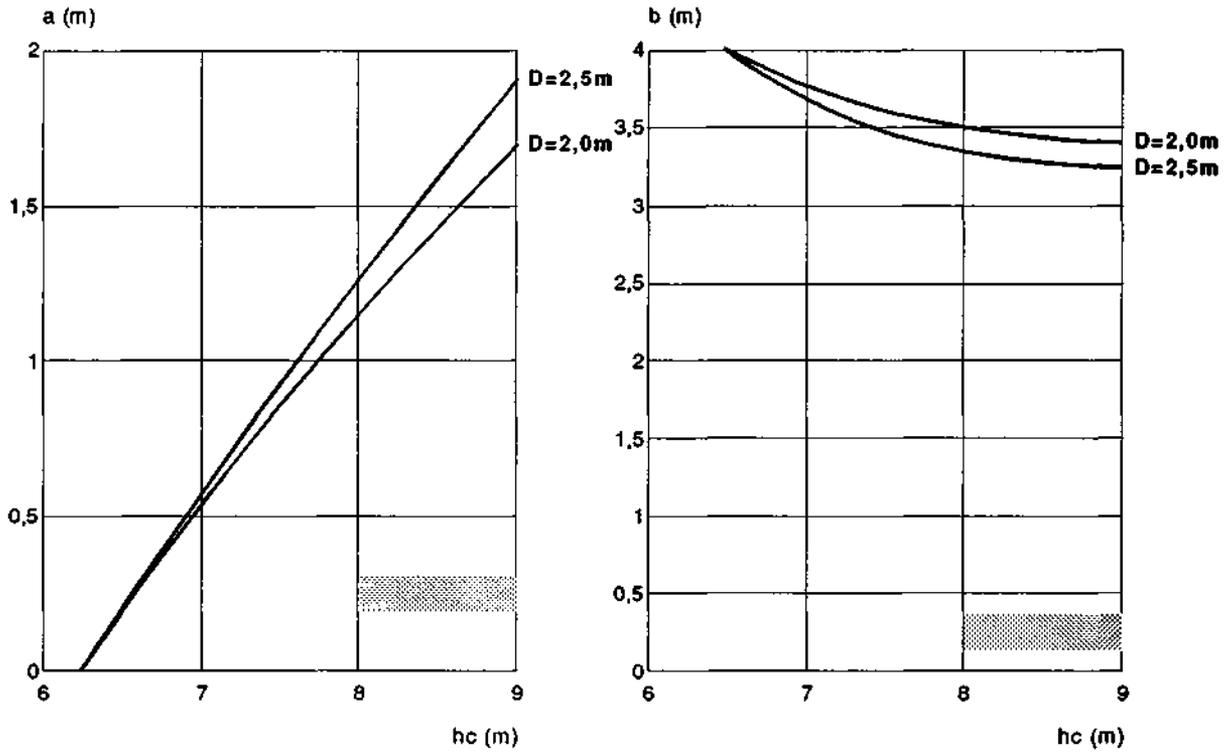


FIGURE 110 : Dimensionnement des semelles  $q=300$  kPa

### 3.2 - MURS EN RETOUR SUSPENDUS

Ce type de mur a été décrit en 3.6.3 : chaque mur en retour est constitué par une dalle verticale triangulaire portée par deux nervures de bordure encastées respectivement aux angles inférieur et supérieur du cadre. La dalle est séparée du pignon par un joint sans épaisseur.

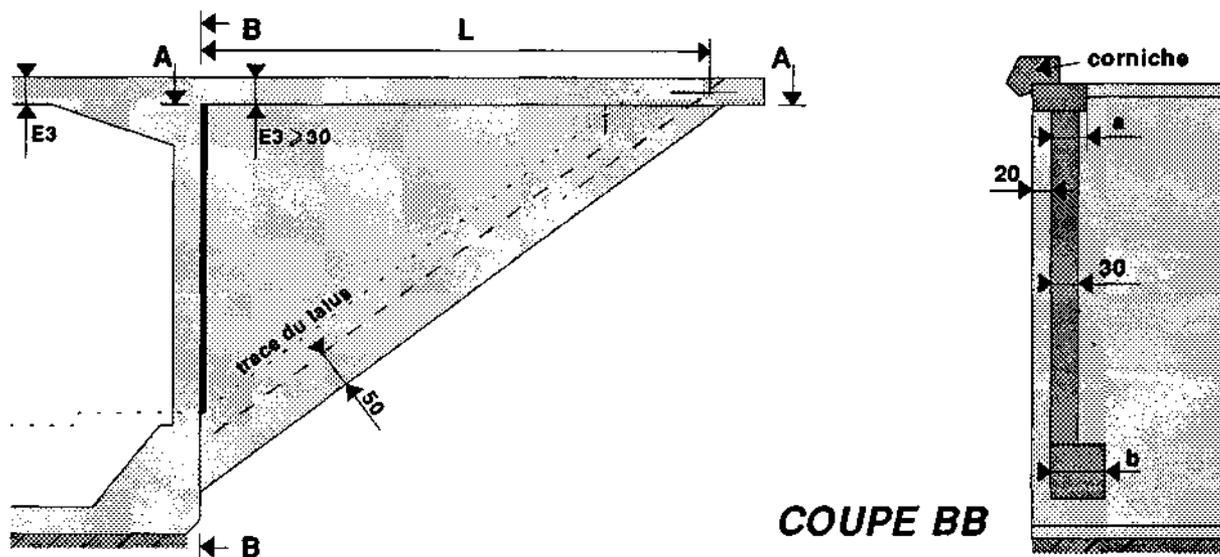


FIGURE 111 : Mur en retour suspendu

**a) Dalle verticale**

L'épaisseur de la dalle verticale est habituellement de 0,30 m.

**b) Nervure supérieure**

Son épaisseur est celle de la traverse supérieure du cadre. Sa largeur en section courante peut être fixée à 0,50 m. Si la largeur  $a$  nécessaire pour reprendre les moments à l'encastrement (à déterminer sur l'abaque de la figure 113) est supérieure à 0,50 m, on réalisera une nervure de largeur variable, suivant les dispositions de la figure 112.

**c) Nervure inférieure**

Son épaisseur peut être fixée à 0,50 m. Sa largeur en section courante varie de 0,30 m à  $b$ , nécessaire pour reprendre les moments à l'encastrement. La largeur  $b$  peut être déterminée à l'aide de l'abaque de la figure 113.

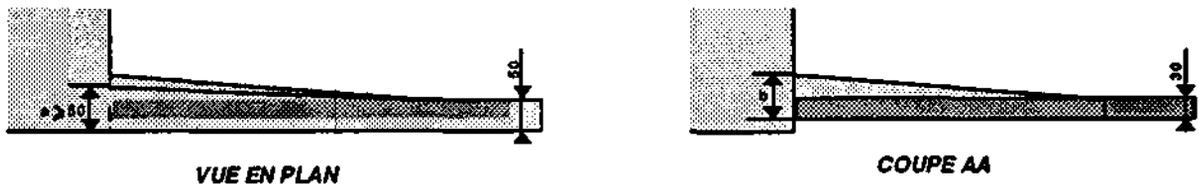


FIGURE 112 : Nervures supérieure et inférieure

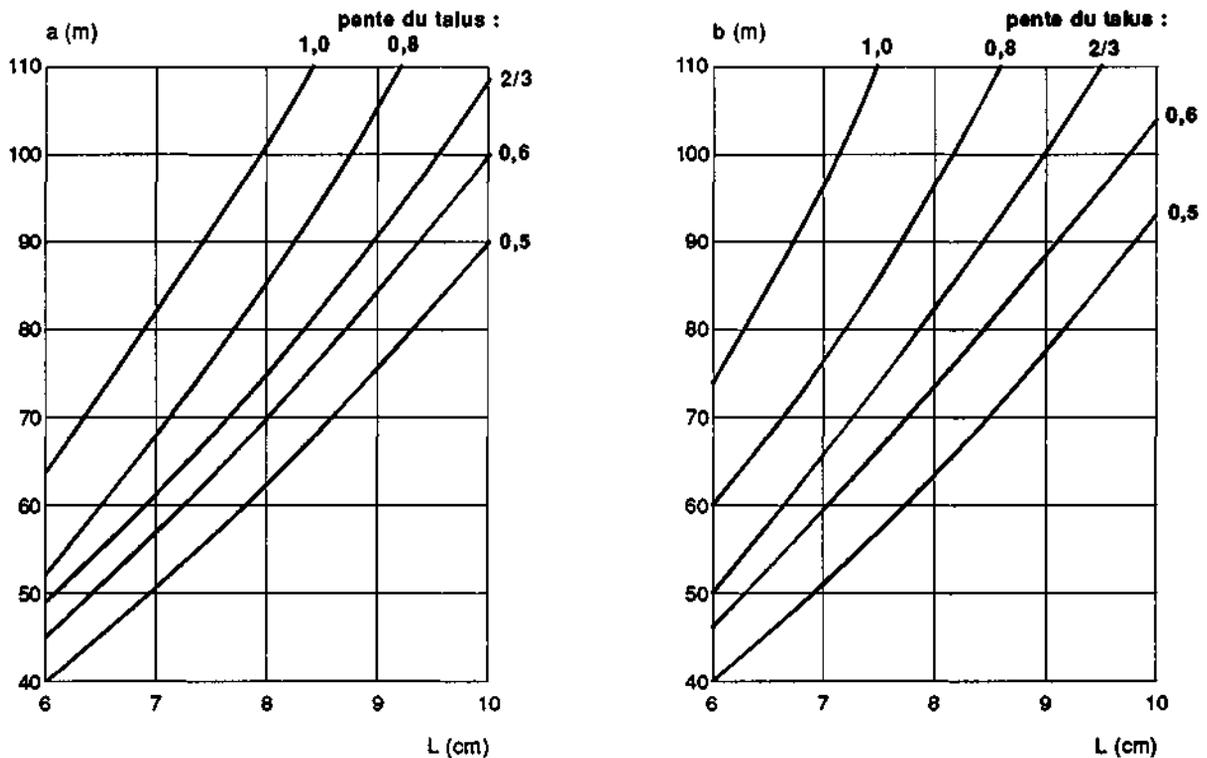


FIGURE 113 : Dimensionnement de la largeur des nervures

## **ANNEXE - 4**

### **NOTE SUR LE CALCUL DES PONTS-CADRES ET PORTIQUES**

La présente annexe constitue une note de synthèse sur les moyens usuels de calcul des ponts-cadres et portiques <sup>(\*)</sup>.

Ces moyens sont nombreux, mais peuvent globalement être rangés en deux catégories :

- pour les cas courants, les programmes spécifiquement conçus pour calculer ces types d'ouvrages, qui présentent l'avantage de fournir des résultats clairs et complets ;
- pour des cas particuliers, les programmes généraux de calcul de structures, du type programmes à barres ou d'éléments finis, qui présentent les inconvénients liés à leur généralité, à savoir de ne fournir que des résultats partiels et d'être peu souples d'emploi.

#### **4.1 - OUVRAGES DE BIAIS MODERE**

Les ponts-cadres et portiques, qui constituent en France une catégorie d'ouvrages très répandue, présentent pour une grande majorité un biais modéré, c'est-à-dire un angle de biais compris entre 70 et 100 grades.

Sous cette condition, l'influence du biais peut être prise en compte au moyen d'approximations simples et il devient alors possible de calculer ces ouvrages comme des portiques plans, sous réserve de considérer le radier (dans le cas des ponts-cadres) et les semelles (dans le cas des portiques fondés superficiellement) comme posés sur sol élastique.

Dans le sens transversal, l'effet de dalle, tant en ce qui concerne la répartition transversale des charges que la flexion transversale, peut être évalué avec une bonne approximation par la théorie de Guyon-Massonnet-Barès.

Dans ces cas courants, les calculs et études d'exécution peuvent être très grandement facilités par les programmes du SETRA PICF-EL (pour les ponts-cadres) et PIPO-EL (pour les portiques).

De façon générale, ces programmes fournissent, outre le calcul des efforts, le dimensionnement des aciers longitudinaux, transversaux et, le cas échéant, verticaux (c'est-à-dire cadres et étriers), ainsi que le dessin du ferrailage. Il est possible par ailleurs de demander une optimisation des épaisseurs.

Dans les détails, ces programmes effectuent les tâches suivantes :

- calcul des coefficients de majoration dynamique et de répartition transversale,
- calcul des sollicitations,
- calcul des pressions sur le sol de fondation,
- justifications réglementaires sous sollicitations normales et tangentielles à l'état limite de service et à l'état limite ultime,
- calcul des aciers longitudinaux, transversaux, et, le cas échéant, des cadres et étriers,
- avant-métré,
- dessins de coffrage et de ferrailage.

A titre d'illustration, des exemples de ces différents dessins sont reproduits dans les figures 114 à 117 ci-après.

---

\* La présente annexe a été rédigée avec l'aide de M. Nguyen Van Ke, ingénieur au C.T.O.A. du SETRA, pour la partie relative aux calculs aux éléments finis.

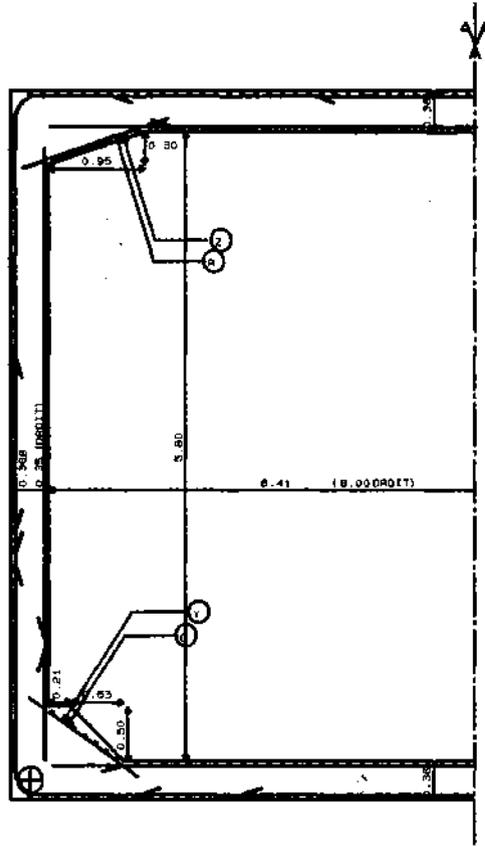


FIGURE 114 : Coupe de l'ouvrage

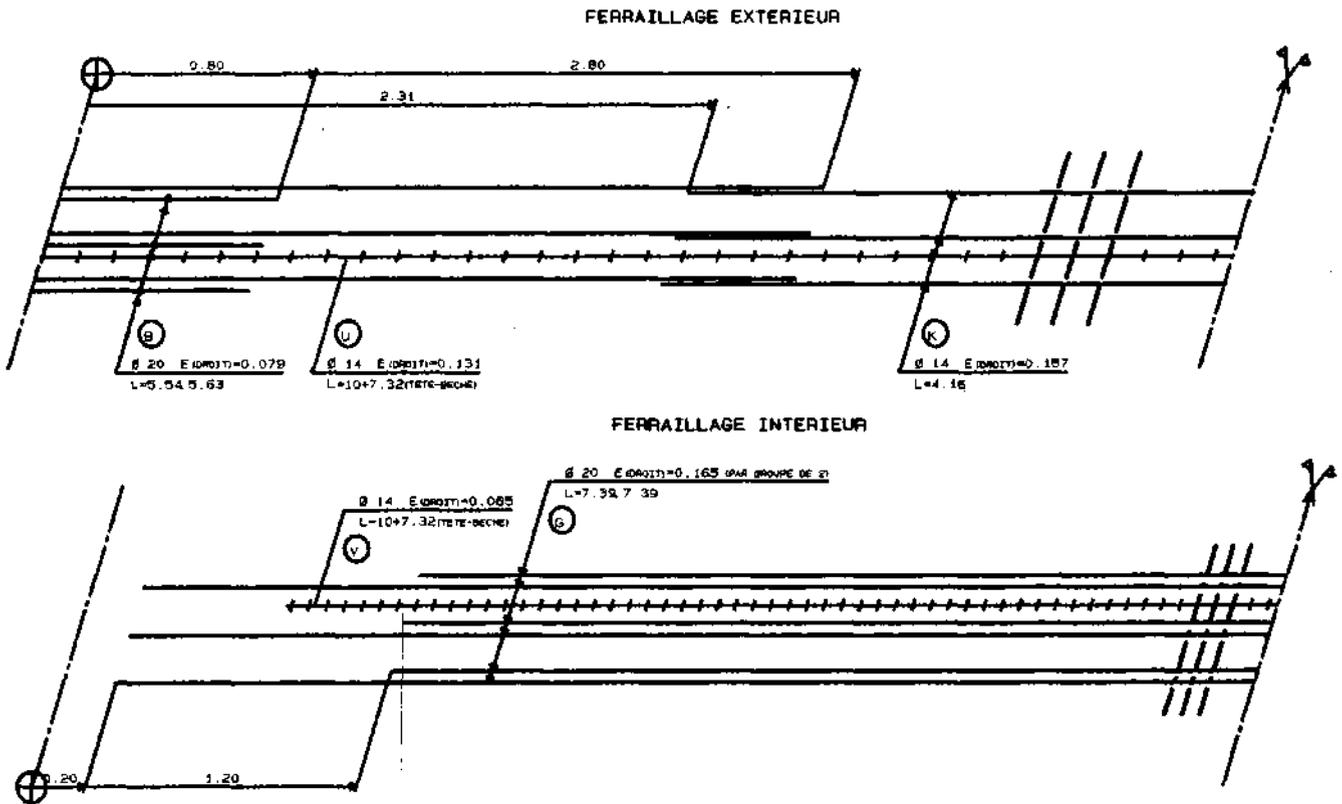
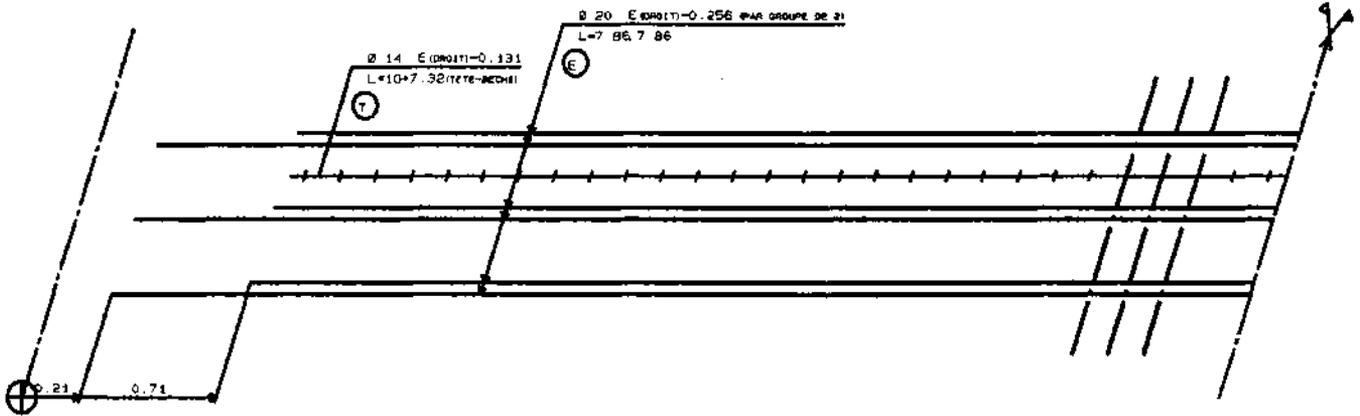


FIGURE 115 : Ferrailage de la traverse supérieure

FERRAILLAGE INTERIEUR



FERRAILLAGE EXTERIEUR

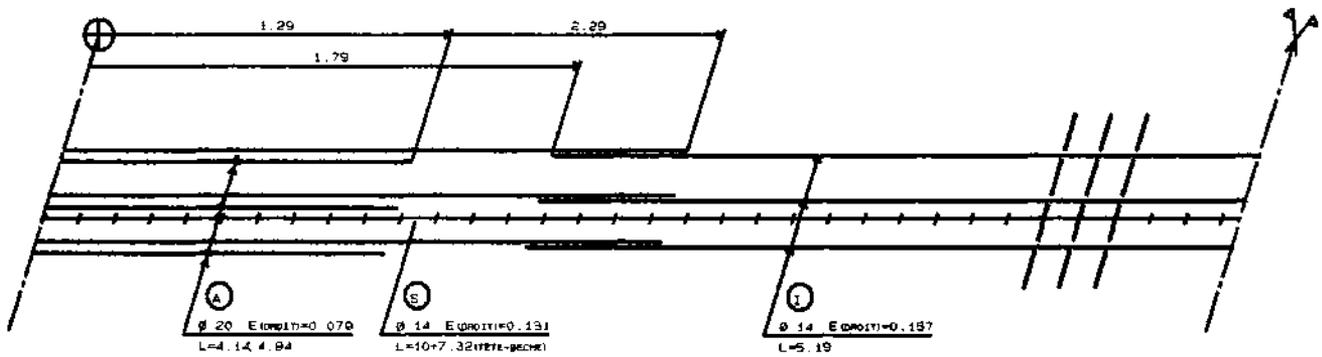


FIGURE 116 : Ferrailage de la traverse inférieure

FERRAILLAGE EXTERIEUR

FERRAILLAGE INTERIEUR

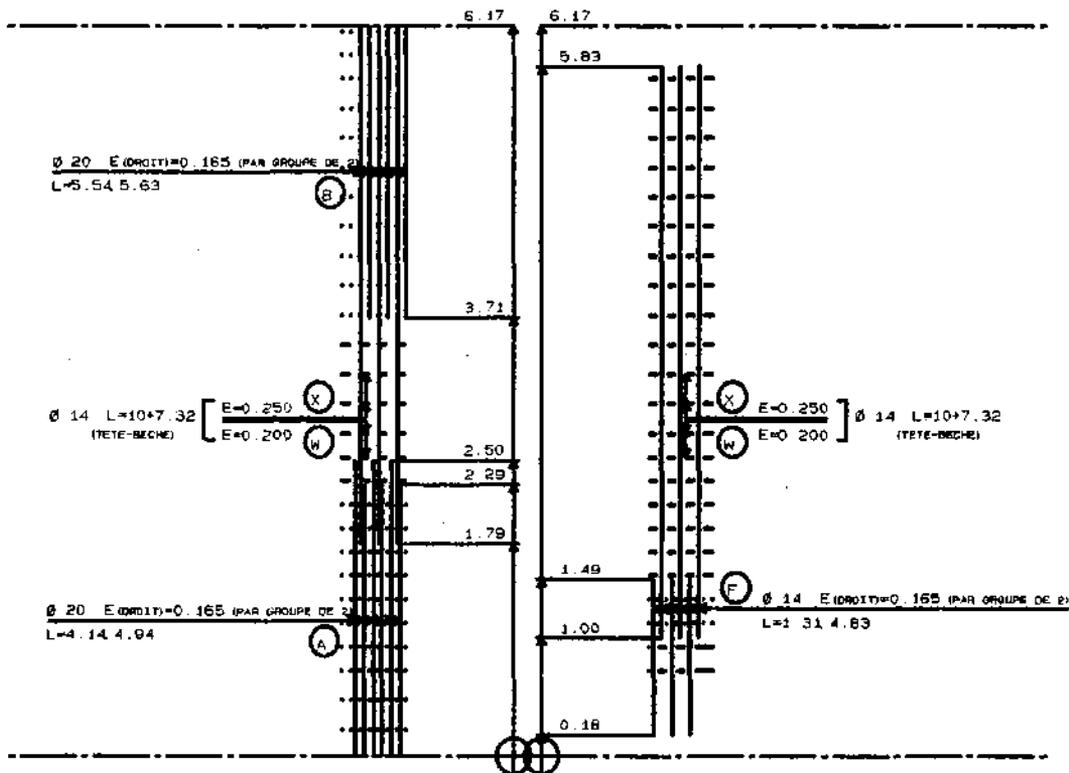


FIGURE 117 : Ferrailage des piédroits

## 4.2 - OUVRAGES DE BIAIS PRONONCÉ

Dans les ponts-cadres et portiques de biais prononcé, c'est-à-dire dont l'angle de biais est plus petit que 70 grades, l'influence du biais ne peut plus être prise en compte de manière approximative, tant en ce qui concerne les efforts généraux que les efforts locaux.

En effet, dans un ouvrage de biais prononcé, les plus grands moments dans les traverses, notamment dans la traverse supérieure, varient, sous un même cas de charge, en intensité et en direction d'un point à un autre. En particulier, au voisinage des bord libres, les efforts s'exercent suivant une direction sensiblement parallèle à ceux-ci, alors que, dans la zone centrale, les efforts prennent une direction dont l'obliquité varie suivant l'abscisse du point considéré. Cette inclinaison dépend à la fois de l'importance du biais et du coefficient de forme  $\eta$ .

$$\eta = \frac{\text{largeur droite}}{\text{ouverture droite}}$$

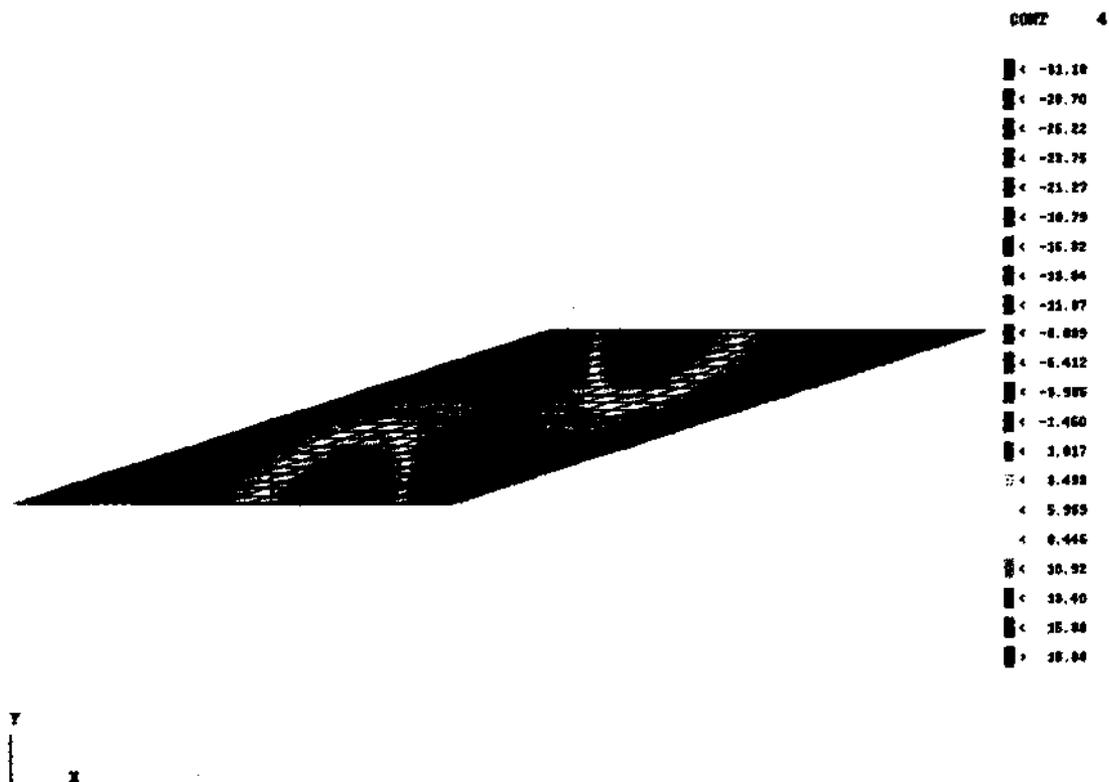
Conventionnellement, on définit la direction mécanique de la dalle comme étant celle des plus grands moments de flexion en son centre sous un chargement réparti.

Sous un chargement non réparti, la direction des plus grands moments s'écarte de cette direction mécanique, mais reste cependant comprise entre deux directions :

- la première orientée selon le biais (c'est-à-dire selon l'axe longitudinal de l'ouvrage),
- la seconde selon la perpendiculaire aux piédroits.

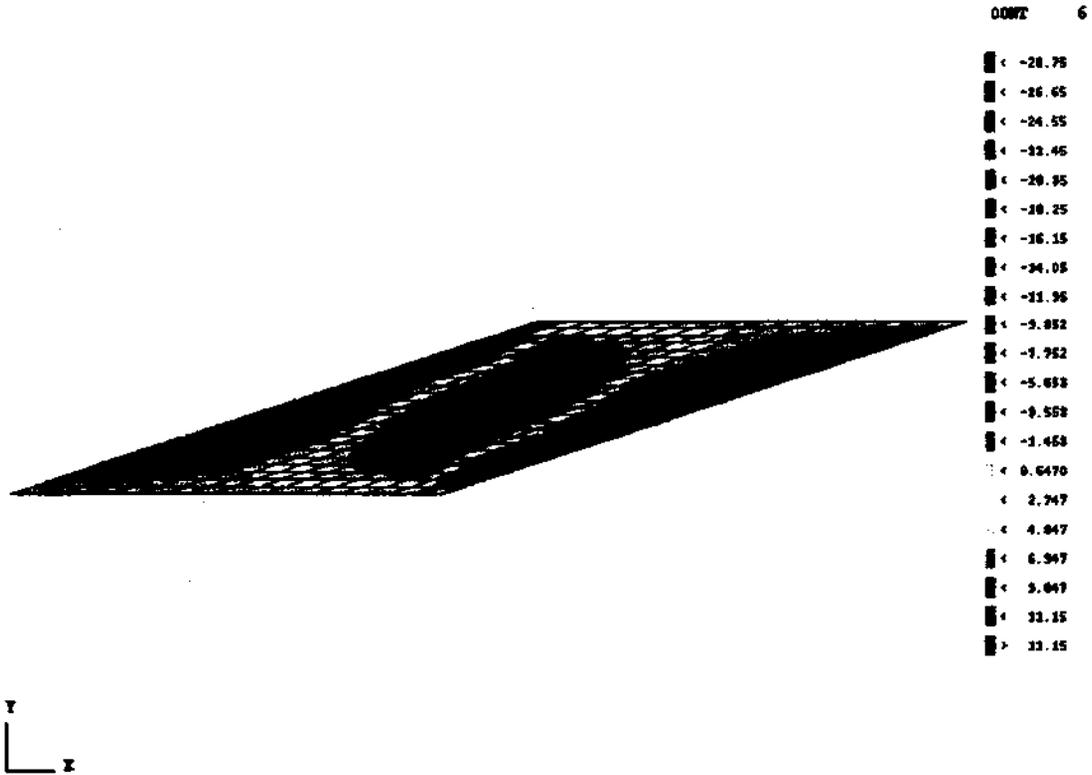
De plus, il se produit dans les zones de bords libres, ainsi que dans les angles obtus, des concentrations de moments de flexion et surtout de torsion. Ces concentrations sont d'autant plus accentuées que le biais est important.

A titre d'illustration, les figures 118 à 120 ci-après montrent la répartition des moments de flexion et de torsion obtenus par des calculs aux éléments finis dans la traverse d'un portique biais à 30 grades.



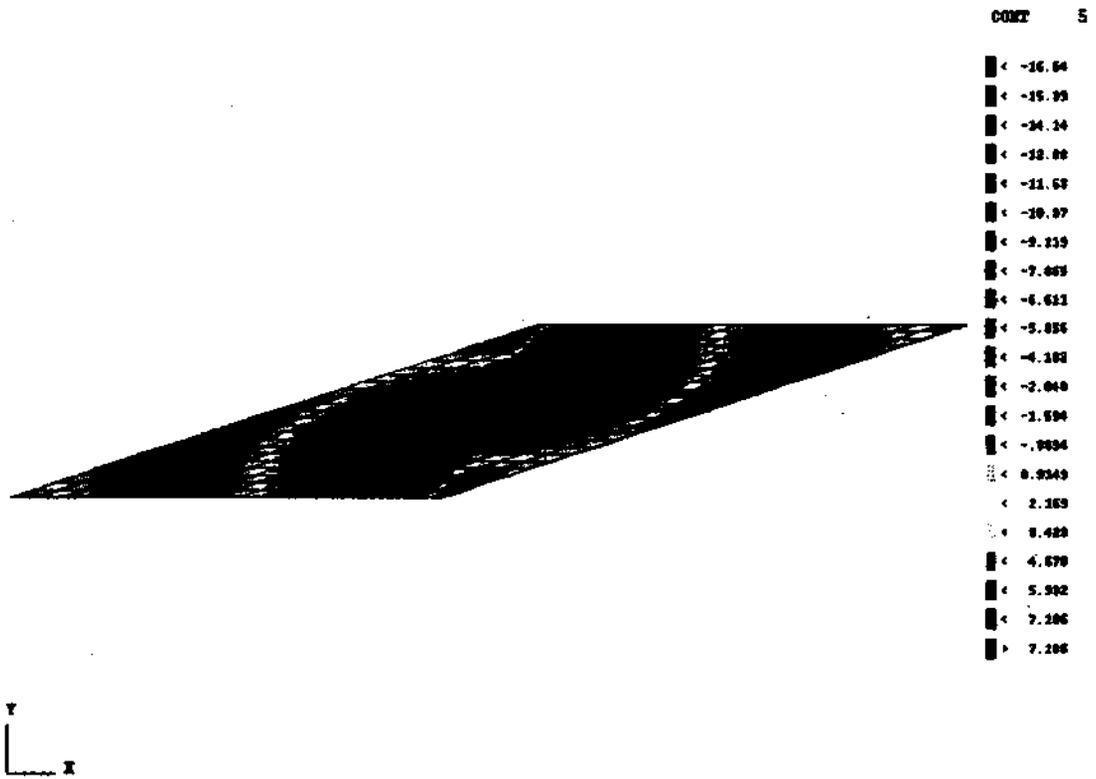
MX  
13 CP + POUSSEE DE TERRE MAXI + A(L)

FIGURE 118



MY  
13 CP + POUSSEE DE TERRE MAXI + A(L)

FIGURE 119



MX  
13 CP + POUSSEE DE TERRE MAXI + A(L)

FIGURE 120

Bien entendu, les efforts prenant naissance dans les angles obtus sont également ceux qui sollicitent les parties en regard des piédroits.

En outre, dans un pont-cadre ou portique biais, les poussées des terres s'exerçant sur chacun des piédroits présentent une résultante qui ne passe pas par le centre de torsion de l'ouvrage. De ce fait, elles ont pour effet de soumettre celui-ci à un moment général d'axe vertical.

Ce moment engendre entre autres des efforts de cisaillement dans les jonctions entre les piédroits et le tablier. En pratique, compte tenu de la rigidité très importante du piédroit dans son plan, on peut considérer que ce moment est uniquement équilibré par des efforts de cisaillement parallèles aux piédroits (figure 121).

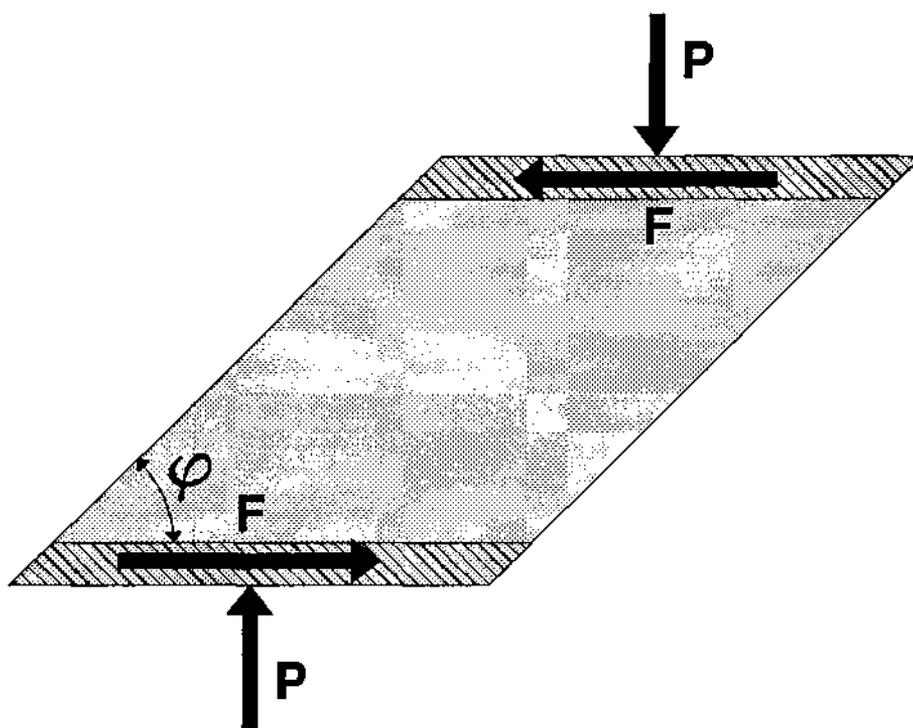


FIGURE 121

*Efforts à la jonction entre le tablier et les piédroits (vue en plan)*

Si  $P$  désigne la part de la résultante des poussées des terres agissant sur chaque piédroit à son sommet et  $F$  l'effort de cisaillement en tête de ceux-ci, l'équilibre des moments se traduit par :

$$F \approx P \cdot \cotg \varphi$$

L'effort  $F$  est donc d'autant plus important que le biais est grand, ainsi que les cisaillements qu'il engendre dans les jonctions entre piédroits et tablier. Des calculs aux éléments finis tridimensionnels ont montré que ces cisaillements ne sont pas uniformément répartis dans le long du piédroit, mais accusent des pointes localisées atteignant environ trois fois leur valeur moyenne dans les zones voisines des angles obtus.

Enfin, il se produit également des concentrations de moments de flexion dans la partie basse des piédroits située dans chaque angle aigu des portiques biais fondés sur semelles, alors que les efforts sont faibles en zone courante.

D'une façon globale, on peut considérer que les efforts qui se produisent dans les piédroits, à savoir les cisaillements à leur jonction avec le tablier et les moments de flexion dans leur partie basse, côté angle aigu, donnent lieu à des contraintes modérées, à condition :

- que l'ouvrage soit correctement dimensionné (par exemple à partir des indications fournies par les annexes 1 et 2),
- que le biais ne soit pas trop important, c'est-à-dire que l'angle de biais reste supérieur à 50 grades.

Lorsque ces conditions sont respectées, il est possible :

- Pour l'étude des portiques biais, d'utiliser conjointement les programmes PIPO et MRB. Le premier programme servira à calculer les efforts et le ferrailage dans les piédroits et les semelles et le second les efforts et le ferrailage du tablier. Il est à noter que le programme MRB est un programme général destiné au calcul des tabliers-dalles présentant un biais ou une courbure en plan, de ce fait, il est nécessaire de modéliser la présence des piédroits sous la forme d'un encastrement élastique du tablier. Les modalités correspondantes sont exposées dans le document guide de calcul MRB publié par le SETRA et sont par ailleurs largement automatisées dans la version MRB-EL du programme, qui sera bientôt disponible. Il est également à signaler que ce type de calcul permet de cerner avec une bonne précision les efforts dans le tablier, mais ne fournit pas les efforts de cisaillement à sa jonction avec les piédroits. C'est essentiellement pour cette raison que son domaine d'utilisation doit être limité à des angles de biais supérieurs à 50 grades, comme il a déjà été mentionné.
- Pour l'étude des ponts-cadres, d'utiliser le programme PICF-EL. Ce programme, dans sa dernière version, calcule les efforts généraux et locaux, selon les modalités exposées dans le document guide de calcul des ponts-cadres publié par le SETRA. Là encore, en raison du caractère simplifié des hypothèses admises, cette méthode n'est applicable que pour des angles de biais supérieurs à 50 grades.

Pour les ouvrages de biais plus important, c'est-à-dire dont l'angle de biais est inférieur à 50 grades, l'emploi de programmes plus généraux tels que les éléments finis est nécessaire pour cerner avec une précision suffisante les efforts généraux et locaux ainsi que le ferrailage des traverses et des piédroits.

S'agissant dans la plupart des cas de programmes de calcul très généraux, leur emploi requiert à la fois une bonne connaissance du programme et des spécificités du calcul de structure effectué. L'expérience montre en effet que les erreurs qui peuvent être commises sont imputables dans leur grande majorité à une modélisation non appropriée, voire parfois erronée.

En effet, dans l'emploi de ces codes, la structure est idéalisée et discrétisée sous la forme d'un maillage constitué d'éléments finis. Dans cette modélisation, il y a lieu de respecter d'une part l'équivalence entre la structure réelle et le maillage et, d'autre part, la compatibilité entre les divers éléments utilisés.

Le respect de l'équivalence entre la structure réelle et le maillage concerne essentiellement la relation déformations-efforts qui régit d'une part les sections de l'ouvrage ou d'une partie de celui-ci et d'autre part les éléments finis utilisés. C'est elle qui doit conditionner le choix du type d'élément à utiliser.

La recherche de la compatibilité des éléments utilisés concerne quant à elle essentiellement les déformations, en particulier le nombre de noeuds de liaison ainsi que la nature et le nombre de degrés de liberté de chaque noeud pour réaliser l'assemblage :

- entre les éléments correspondants à une même partie d'ouvrage,
- entre les éléments afférents à deux parties d'ouvrage distinctes,
- entre une partie d'ouvrage et le milieu extérieur au modèle.

Le deuxième cas, où deux parties d'ouvrage sont régies par des comportements différents et sont de ce fait modélisées par des éléments de nature différente doit mériter une mention particulière. Il y a lieu dans ce cas de mailler de telle sorte que tous les noeuds d'assemblage soient communs à ces deux parties et qu'ils comportent les mêmes degrés de liberté.

Il y a lieu, ensuite, de faire intervenir dans cette modélisation d'autres considérations telles que, par exemple, la symétrie éventuelle de la structure, la configuration des charges, la précision d'interpolation, la nature des efforts (efforts locaux, efforts généraux) dont on souhaite disposer dans les résultats de sortie, etc. A titre indicatif, la double symétrie de la structure et du chargement permet de restreindre l'étude à une partie réduite de la structure, la nature des efforts à rechercher conditionne quant à elle la finesse du maillage, alors que la précision d'interpolation dépend de la proportion des éléments.

### a) *Ouvrages constitués de voiles*

C'est le cas des ponts cadres et portiques traditionnels coulés en place.

Pour ces ouvrages, il est pratique de recourir aux éléments classiques de coque mince. Chaque élément possède trois dimensions et six degrés de liberté par noeud, à savoir trois translations et trois rotations.

Le recours systématique à des éléments quadrilatères peut constituer une solution standard.

Dans tous les cas, pour obtenir une bonne précision d'interpolation, il y a lieu de veiller, en ce qui concerne la proportion des éléments, à ce que leur grand côté n'excède pas 3 fois leur petit côté.

A titre d'information, l'élément quadrilatère est transformé de l'élément parent qui, lui, est un carré, tout comme l'élément triangulaire, transformé du triangle rectangle isocèle. Cette transformation s'effectue de façon automatique dans tous les codes, par des fonctions de transformation, à ne pas confondre en général avec les fonctions d'interpolation qui, comme leur nom l'indique, servent quant à elles à des calculs d'interpolation dans chaque élément. Un élément est dit isoparamétrique lorsque les fonctions de transformation et d'interpolation sont identiques. Dans de tels éléments, les noeuds géométriques coïncident avec les noeuds d'interpolation, d'où l'intérêt pratique de leur emploi dans un maillage.

La performance d'un élément dépend en grande partie de la souplesse de ses fonctions d'interpolation, c'est-à-dire de leur continuité, voire de leur dérivabilité et, par voie de conséquence, du nombre de noeuds et du nombre de degrés de liberté des éléments. En particulier, le nombre de noeuds situés sur chaque côté de l'élément, par l'intermédiaire desquels se fait l'assemblage entre éléments, joue un rôle important.

Cela étant, les éléments isoparamétriques, quadratiques (trois noeuds par côté) de fonction d'interpolation au moins continues que supportent tous les codes peuvent constituer une solution (d'ailleurs la moins mauvaise) pour la modélisation des voiles.

Le type d'élément étant choisi, il reste à définir la finesse du maillage, comme il a été indiqué plus haut.

Cette finesse, ou, ce qui revient au même, le nombre d'éléments, est à adapter aux conditions géométriques (cas de bords courbes par exemple) et mécaniques (nature des charges et des efforts ainsi que leur degré de variation).

Dans la pratique, la recherche des efforts locaux dans les zones de bord, dans les zones d'appui, ou dans les zones soumises aux fortes charges concentrées demande un maillage suffisamment fin. A l'inverse, dans les zones soumises à des efforts plus ou moins réguliers, on peut desserrer le maillage, pour des raisons d'économie de calcul.

Les charges, quant à elles, peuvent être introduites, selon les cas, sous forme de charges uniformément réparties sur les mailles, ce qui est simple en général, ou, sous forme de charges concentrées sur les noeuds, ce qui demande un soin particulier et peut être réalisé de la façon développée ci-après.

Cette affectation peut être faite soit par des fonctions inverses des fonctions d'interpolation du code utilisé, soit par un autre type de fonction. A titre indicatif, dans les cas les plus fréquents où les fonctions d'interpolation du code ne sont pas connues, on peut appliquer la règle simplifiée suivante.

Pour une charge concentrée  $W$  appliquée à un point de coordonnées  $(\epsilon, \eta)$  d'un élément quadrilatère ayant pour noeuds numérotés  $i$  ( $1 \leq i \leq 4$ ) la part de charge  $W_i$  à affecter au noeud  $i$  peut être évaluée par :

$$W_i = \frac{W}{4} (1 + \epsilon \cdot \epsilon_i) (1 + \eta \cdot \eta_i)$$

Ces calculs, fastidieux à la main, peuvent être grandement facilités par des moyens informatiques simples tels que les tableurs.

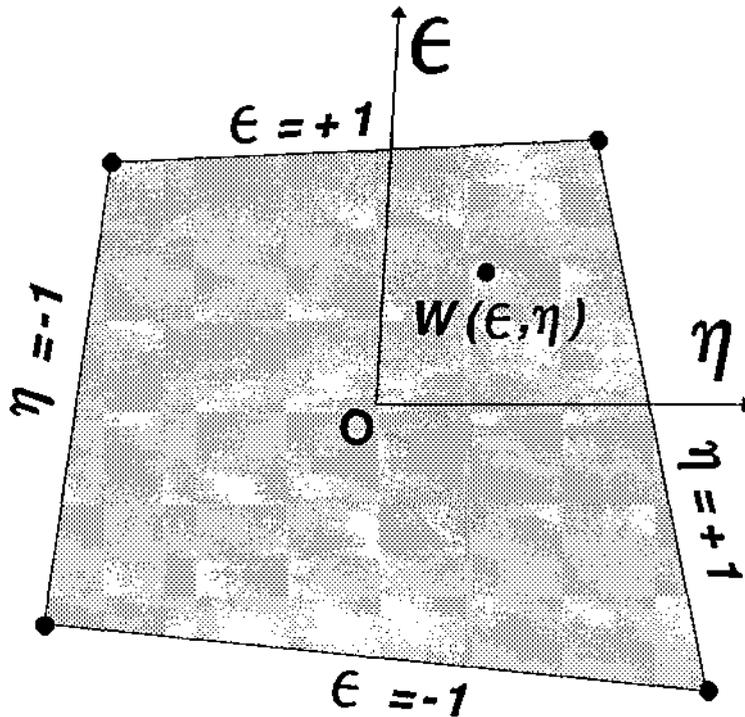


FIGURE 122

*Affectation d'une charge aux noeuds d'un maillage*

**b) Ouvrages constitués de voiles et de pièces prismatiques**

Ces dernières peuvent, par exemple, constituer les piédroits ou le tablier dans certains ouvrages préfabriqués.

Les parties d'ouvrage formées de voiles peuvent être modélisées dans les conditions déjà exposées ci-dessus.

Quant aux parties d'ouvrage constituées de pièces prismatiques (poutres, poteaux), la modélisation doit être réalisée par des éléments de poutre spatiale comportant six degrés de liberté par noeud (trois translations et trois rotations).

Dans cette modélisation, il importe d'observer les conditions de compatibilité des noeuds d'assemblage entre les éléments de coque et ceux de poutre, conditions qui ont déjà été mentionnées plus haut.

Dans la pratique, du fait que ces éléments de coque et ceux de poutre comportent déjà le même nombre de degrés de liberté par noeud, il suffit de mailler en sorte :

- que l'assemblage entre les éléments de coque et ceux de poutre s'effectue par l'intermédiaire des noeuds d'assemblage,
- que, par conséquent, chaque noeud d'assemblage fasse partie à la fois d'un élément de coque et d'un élément de poutre.

A titre d'illustration, les figures 123 et 124 ci-après montrent la modélisation et le maillage d'un portique composé :

- d'un tablier formé d'une dalle en béton armé coulé en place,
- de piédroits constitués d'éléments nervurés (poteaux) en béton armé préfabriqué.

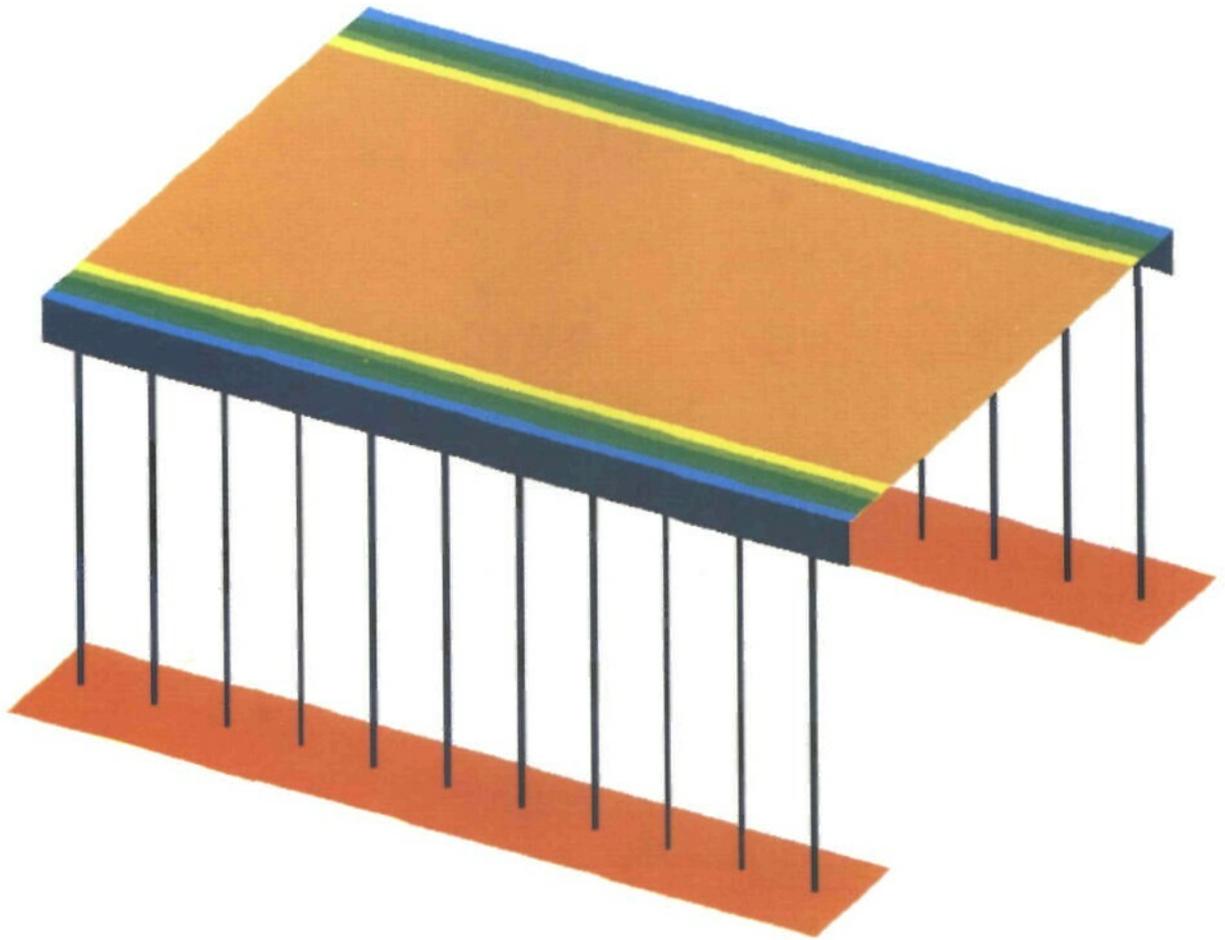


FIGURE 123

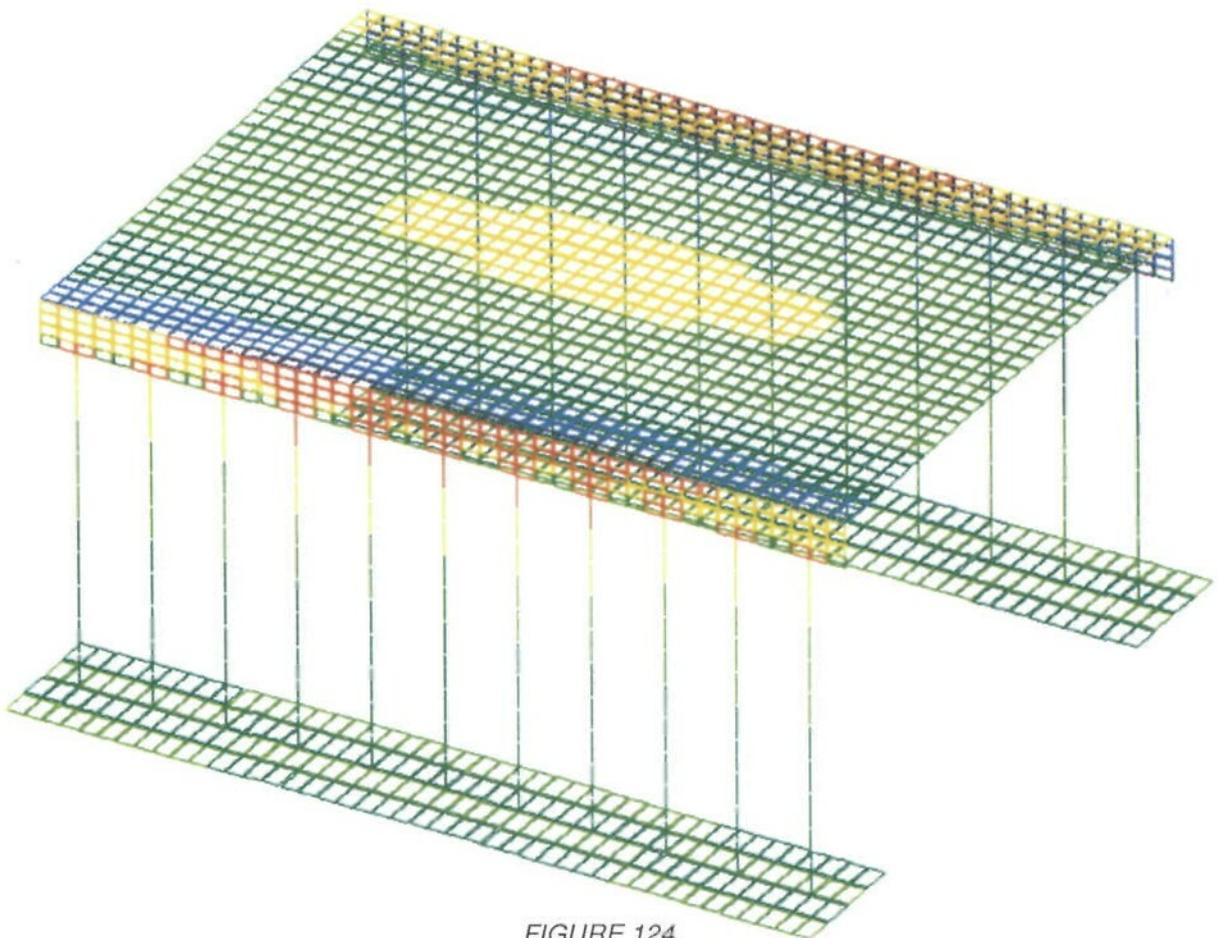


FIGURE 124

## **ANNEXE - 5**

### **BIBLIOGRAPHIE**

#### **5.1 - DOCUMENTS CONCERNANT LA CONCEPTION GENERALE**

- 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 esthétique des ouvrages d'art courants (SETRA).
- F. LEONHARDT : Bridges - Aesthetics and Design (Deutsche Verlags - Anstalt).

#### **5.2 - DOCUMENTS CONCERNANT LES EQUIPEMENTS**

- Circulaire n°88-49 du 9 Mai 1988 relative à l'agrément et aux conditions d'emploi des dispositifs de retenue des véhicules.
- G.C. : Equipements latéraux des tabliers - Garde-corps, dispositifs de retenue, ... (SETRA).
- Assainissement des ponts routes (SETRA).
- S.T.E.R. : Surfçage des tabliers, étanchéité, couches de roulement ... (SETRA).
- Fascicule 67 du CCTG relatif à l'étanchéité des ponts.
- Bulletin technique n°4 du SETRA relatif aux appareils d'appui.
- Dalles de transition (SETRA).
- Joints de chaussée - Avis techniques (SETRA).

#### **5.3 - DOCUMENTS CONCERNANT LE CALCUL**

- Programme PICF-EL - Guide de calcul (SETRA).
- Programme PIPO-EL - Guide de calcul (SETRA).
- Programme MRB - Guide de calcul (SETRA).
- R. BARES, Ch. MASSONNET - Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes (DUNOD).
- S. TIMOSHENKO, S. WOINOWSKY-KRIEGER - Théorie des plaques et coques (DUNOD).
- C. SCHLEICHER, B. WEGENER - Plaques biaises à travées solidaires (DUNOD).

#### **5.4 - DOCUMENTS CONCERNANT LES FONDATIONS**

- FOND 72 (SETRA-LCPC).
- Règles de justification des fondations sur Pieux (SETRA-LCPC).
- Fascicule 62, titre V, du CCTG relatif à la conception et au calcul des fondations des ouvrages de génie civil (projet).