



Ponts-dalles

Guide de conception



Ponts-dalles

Guide de conception

Juillet 1989

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) 42 31 31 31 - Télécopieur : (1) 42 31 31 69 - Télex 260763 F

Ce document a été rédigé au
Centre des Techniques d'Ouvrages
d'Art du S.E.T.R.A.
par V. LE KHAC, Ingénieur E.N.P.C.

-§-

Sa présentation a été assurée par:
Mme FAURE Elisabeth
M. GILCART Jean-Pierre

Note de présentation

Les ponts-dalles constituent le type d'ouvrage le plus répandu et le plus construit en France, puisqu'ils représentent près de la moitié de la surface totale des ponts construits ces dernières années.

Cette population d'ouvrages comprend dans une large proportion des passages supérieurs ou inférieurs routiers ou autoroutiers et, dans une moindre mesure, des ponts-rails, des tranchées couvertes et des passerelles pour piétons. Leur longueur varie d'une quinzaine à une soixantaine de mètres et, parfois, dépasse une centaine de mètres. Leurs travées déterminantes se situent entre une douzaine et une trentaine de mètres.

Ces ouvrages sont d'aspect élancé et restent cependant robustes, grâce à leur monolithisme. La simplicité de leur forme et leur grande réserve de sécurité constituent par ailleurs des atouts importants, ainsi que leur souplesse dans l'adaptation à toute difficulté d'implantation grâce à leur construction par coulage en place (dans le cas de tracé biais ou courbe en plan ou en élévation). Ces avantages s'avèrent d'autant plus intéressants que ce type d'ouvrage demeure parmi les solutions de franchissement les plus économiques, sur le double plan de l'investissement et de l'entretien.

En raison de ces atouts, cette population de ponts n'a pas cessé d'augmenter depuis la construction des premiers ouvrages de ce type sur l'autoroute située à la sortie Est de Marseille dans les années cinquante et surtout depuis le développement du réseau d'autoroutes en France commencé dans les années soixante.

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 peut 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 le dernier aspect, le calcul de ces ouvrages, du moins dans leur majorité, peut être assuré par les logiciels PSIDA (dans le cas de ponts-dalles en béton armé) et PSIDP (dans le cas de ponts-dalles en béton précontraint) du SETRA. Ces programmes, ainsi que les guides de calcul associés correspondent à la réglementation française en vigueur.

Le présent document assorti de ces guides de calculs remplace donc les documents antérieurs relatifs aux ponts-dalles, à savoir les dossiers-pilotes PSIDA 68 et PSIDP 69.



P. LEMARIE

Ingénieur Général des ponts et Chaussées
Directeur du Centre des Techniques
d'Ouvrages d'Art

Sommaire

1 - PRESENTATION	7
1.1. MORPHOLOGIE	7
1.2. DOMAINE D'EMPLOI	10
1.3. AVANTAGES	21
2 - CONCEPTION	23
2.1. ELEVATION - COUPE LONGITUDINALE	23
2.2. VUE EN PLAN	30
2.3. COUPE TRANSVERSALE	31
2.4. BIAIS ET COURBURE EN PLAN	36
2.5. APPUIS - APPAREILS D'APPUI	37
2.6. ETUDE ESTHETIQUE	39
2.7. FONDATIONS	52
3 - CONCEPTION DETAILLEE	56
3.1. PREDIMENSIONNEMENT	56
3.2. ABOUTS	68
3.3. CABLAGE	70
3.4. FERRAILLAGE	75
3.5. JOINTS DE CONSTRUCTION ET JOINTS DE COUPLAGE	89
3.6. APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE	93
3.7. APPAREILS D'APPUI A POT D'ELASTOMERE	98
3.8. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	99
3.9. EQUIPEMENTS DU TABLIER	101
4 - EXECUTION	106
4.1. CINTRE ET COFFRAGE	108
4.2. CONSERVATION ET MISE EN PLACE DES ARMATURES	112
4.3. BETONNAGE	113
4.4. MISES EN TENSION ET INJECTION DES CABLES	114
4.5. DECINTREMENT	114
4.6. FINITIONS	115

5 - DESORDRES ET DEFAUTS CONSTATES DANS LES DALLES	116
5.1. DESORDRES INHERENTS A LA CONCEPTION ET AU CALCUL	116
5.2. DESORDRES ET DEFAUTS IMPUTABLES A L'EXECUTION	119
5.3. DESORDRES ET DEFAUTS IMPUTABLES AUX MATERIAUX	120

--§--

A N N E X E S

ANNEXE 1 : NOTE SUR LE CALCUL AUTOMATIQUE DES TABLIERS-DALLES	125
ANNEXE 2 : BIBLIOGRAPHIE	135
ANNEXE 3 : TABLE DE MATIERES	137

1 - PRESENTATION DE LA STRUCTURE

1.1. MORPHOLOGIE

1.1.1. Profil en long

Les ponts-dalles sont constitués dans le sens longitudinal par une dalle pleine de béton coulé en place, à inertie constante, à travée unique ou à plusieurs travées continues sur appuis simples.

L'épaisseur optimale de la dalle qui dépend essentiellement de la répartition des travées et de la portée la plus longue de l'ouvrage, varie de 0,45 m à 1 m.

Le tablier de type PSI.DA (Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armée) est armé longitudinalement et transversalement. Le tablier PSI.DP (Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Précontrainte) est armé transversalement et précontraint longitudinalement par des câbles, généralement filants d'un about à l'autre.

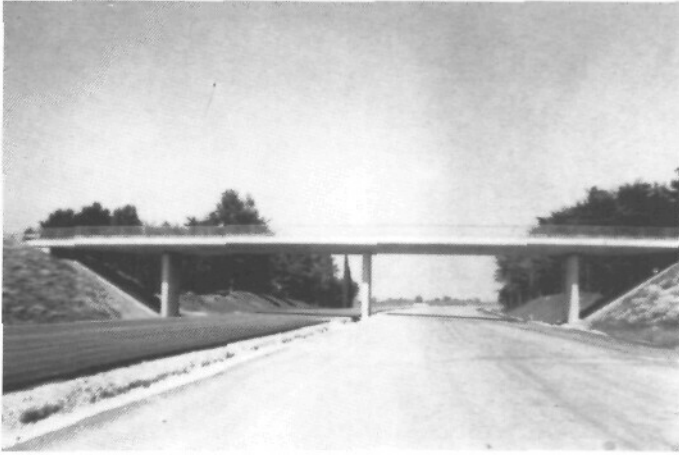
La précontrainte longitudinale intervient, par son effort normal et ses poussées au vide, dans le sens d'une réduction des efforts dans la structure. De ce fait, les tabliers PSI.DP ont un meilleur élanement et une consommation en aciers passifs plus faible que les tabliers PSI.DA, qu'il s'agisse des ferraillements longitudinal, transversal ou des cadres et étriers.

Pour les longueurs d'ouvrage ne dépassant pas une centaine de mètres, une précontrainte filante est à coup sûr plus simple et plus économique qu'un câblage comportant des arrêts de câbles, même dans le cas d'ouvrages à travées dissymétriques. De plus, les moments hyperstatiques développés par le câblage, de tracé voisin du diagramme des moments, augmentent son efficacité dans les zones d'appuis, où les moments atteignent leurs valeurs les plus élevées.

Dans la plupart des cas, les appuis d'extrémité sont appuyés sur des piles-culées enterrées dans les talus, les travées de rive ayant pour seule fonction d'équilibrer le fonctionnement des travées principales et de franchir l'emprise du talus. Cette solution est à la fois plus économique qu'une culée massive (qui aurait près de 5 m de hauteur) et incontestablement plus esthétique, l'ouvrage présentant une silhouette beaucoup plus légère et n'encombrant pas la perspective de la voie franchie. Ce dernier point peut d'ailleurs contribuer à améliorer la sécurité par l'augmentation de visibilité qu'il procure, particulièrement lorsque la voie franchie est en courbe.

Tel est le parti de base de ces ouvrages, qui présentent un aspect net, dégagé et fonctionnel, puisque même le profane saisit aisément l'intérêt de chacune des travées que comporte cette structure et qu'il appréciera les variations qu'on peut lui donner par combinaison des

divers éléments complémentaires (forme des piles vues, biais de l'ouvrage, constitution du garde-corps, perrés sous travées de rive, etc.). De plus, l'élément essentiel de l'ouvrage, le tablier, est continu, ce qui exprime pour l'observateur une solution adaptée au problème et conçue dans son ensemble.



*Pont-dalle à 4 travées pour
plateforme autoroutière*



Vue des piles et culées

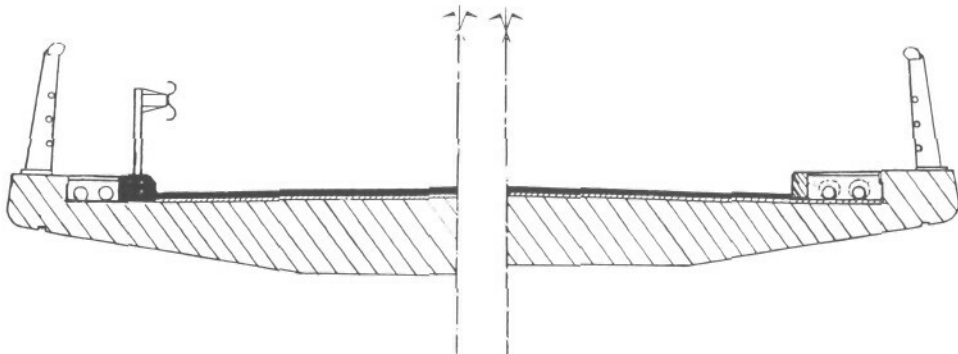
1.1.2. Profil en travers

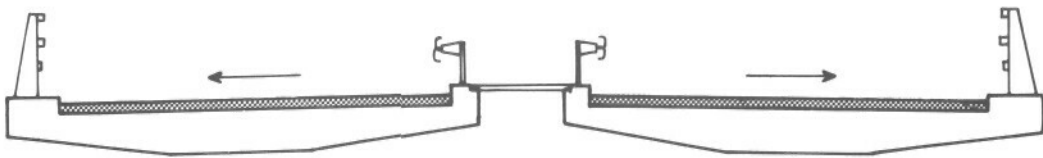
La section transversale de la dalle peut être rectangulaire ou comporter des encorbellements. La portée maximale des travées dépend de l'importance des encorbellements, qui augmentent le rendement de la section.

Cas d'un passage supérieur

Avec glissière + garde-corps

avec garde-corps seul

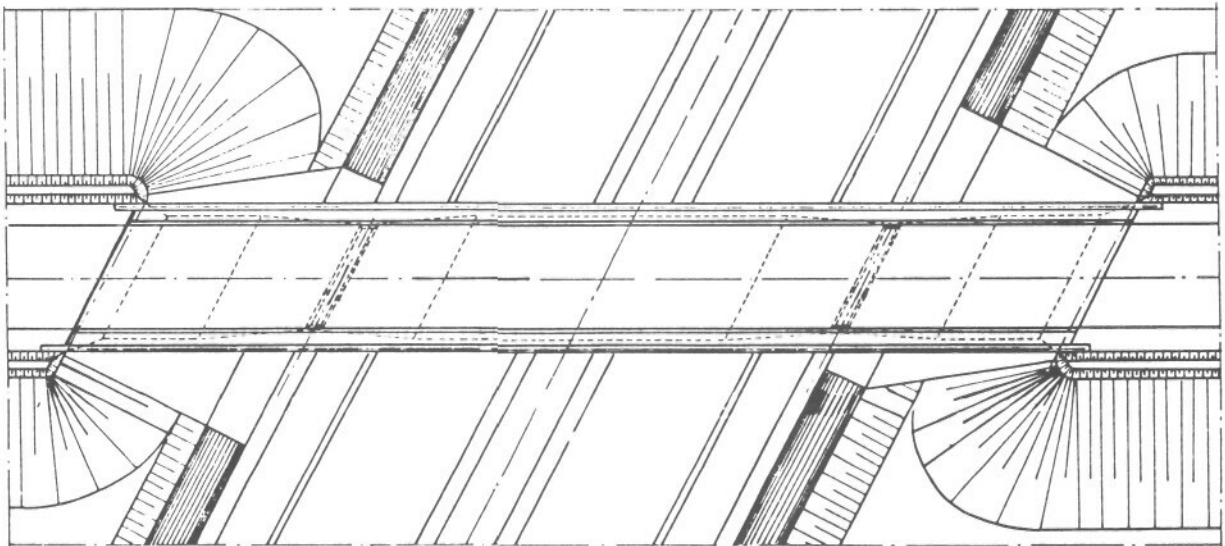




*Cas d'un passage inférieur
comportant deux chaussées séparées par un vide central*

1.1.3. *Vue en plan*

Les tabliers-dalles sont dans leur majorité peu biais (biais moyen supérieur à 80 grades) et à faible courbure en plan. Il faut cependant noter que l'exécution en place peut confier une grande liberté dans la conception des formes ainsi que la possibilité de s'adapter à toute difficulté d'implantation et peut ainsi contribuer, dans le cas d'ouvrages en ville, à l'enrichissement architectural urbain et, dans le cas d'ouvrages situés en zone d'échangeur, à une emprise optimale au sol.



Il paraît utile, pour éviter toute ambiguïté par la suite, de rappeler que le biais est défini conventionnellement par l'"angle de biais géométrique" formé par l'axe longitudinal de l'ouvrage et la direction des lignes d'appui. Cette définition peut parfois paraître paradoxale, dans la mesure où plus l'ouvrage est biais, plus l'angle de biais ainsi défini est petit !

1.2. DOMAINE D'EMPLOI

Les ponts-dalles constituent une solution viable pour le franchissement des brèches de longueur variant de 15 m à 60 m avec des portées unitaires maximales de vingt cinq mètres environ. Il s'agit donc d'un type d'ouvrage très fréquemment utilisé pour les passages supérieurs ou inférieurs autoroutiers et, à un moindre degré, pour les ouvrages hydrauliques, certains ponts-rails, tranchées couvertes et passerelles pour piétons.

Les tabliers du type PSI.DA ou PSI.DP ont presque entièrement supplanté les tabliers à poutres sous-chaussée en béton armé coulés en place compte tenu des conditions économiques du marché français. En effet, s'ils consomment en moyenne un peu plus de béton que ces derniers, ils permettent de gagner beaucoup sur les coffrages (environ 1 m²/m² de surface de tablier) et surtout, le gain est très important sur les cadences d'exécution. De plus, la simplicité des formes, la possibilité de ré-utiliser les cintres et les coffrages, l'utilisation d'une main-d'oeuvre non spécialisée, donc moins onéreuse, compensent une consommation plus importante des matériaux.

De même, pour les ouvrages de grande longueur (dépassant 150m), les ponts-dalles précontraints restent également compétitifs par rapport aux ouvrages à poutrelles préfabriquées prétendues (de type PRAD du SETRA).

Pont-dalle
de grande
longueur



Élancement

Hormis les difficultés d'exécution dues à la sujétion du cintre dans certains cas (cours d'eau, voies en exploitation), le domaine d'emploi des dalles est surtout limité par leur faible rendement géométrique, qui les rend peu adaptées dès que les portées unitaires deviennent importantes. Par contre, dans la gamme des portées moyennes, leur très fort élancement constitue un atout important, tant du point de vue esthétique que technique. À titre indicatif, les élancements (rapports de l'épaisseur sur la portée la plus longue) courants sont les suivants :

	Travée unique	Deux travées	Trois travées ou plus
PSI.DA	1/20	1/26	1/28
PSI.DP	1/22 à 1/25	1/28 (1) 1/25 (2)	1/33 (1) 1/28 (2)

NOTA : (1) pour dalles rectangulaires
(2) pour dalles à larges encorbellements

Ces valeurs donnent une idée générale sur l'élanement des tabliers-dalles routiers. On pourra trouver cependant dans le paragraphe 3.1. des règles de détail pour un dimensionnement plus fin de ces tabliers.

Quant aux tabliers-dalles de ponts-rails ou de passerelles pour piétons, leur élanement sera indiqué lorsqu'on abordera les domaines d'emploi particuliers (Cf. § 1.2.5.).

Portées unitaires

Dans le cas de la dalle en béton armé, le domaine des portées économiques se situe entre 7 et 15 mètres pour les ouvrages à 1 ou 2 travées et entre 6 et 18 mètres pour les ouvrages comprenant 3 travées ou plus.

Les portées comprises entre 14 m et 25 m, voire 30 m, relèvent du domaine d'emploi de la dalle en béton précontraint avec ou sans encorbellements latéraux. Cependant, la dalle à larges encorbellements s'impose économiquement pour les portées dépassant une vingtaine de mètres.

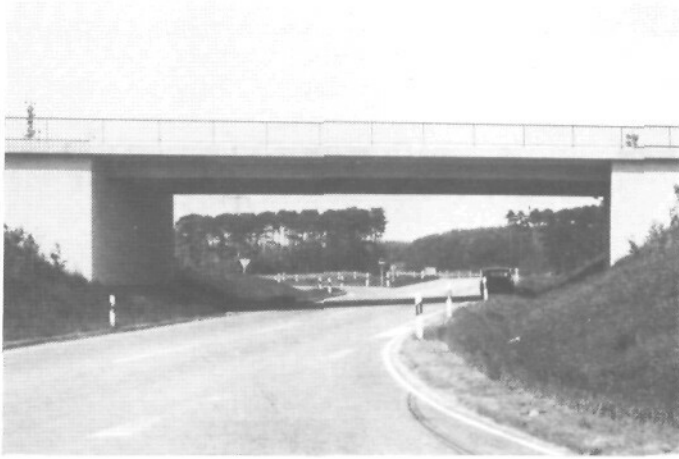
Au-delà de cette limite de 25 m, la relève du type PSI.DP peut être assurée par la dalle à simple nervure à hauteur variable en béton précontraint, ou la dalle à plusieurs nervures à hauteur constante ou variable en béton précontraint (type PSI.DN) ou par l'ossature mixte (par exemple constituée de deux poutres en acier laminé et hourdis participant en béton armé), ou enfin par une structure constituée soit par un portique avec piédroits inclinés (type PSI.BQ), soit, dans des cas très particuliers par un arc. Notons cependant que les tabliers à hauteur constante s'adaptent mieux du point de vue esthétique aux franchissements présentant un biais ou une pente longitudinale.

Les deux types de structures (DA et DP) ont donc une large plage commune d'emploi, de 14 à 18 m de portée déterminante, et le choix d'une structure plutôt que l'autre paraît relever davantage de considérations locales (personnalité du maître d'oeuvre, entreprises susceptibles de soumissionner, importance du lot d'ouvrages à construire) que de considérations économiques ou techniques probantes sur un plan général.

Dans le cadre du domaine d'emploi ainsi défini, nous donnons ci-après quelques exemples montrant l'étendue des utilisations possibles des ponts-dalles avec leurs divers types de travures. On ne fera pas de distinction entre les structures PSI.DA et PSI.DP, chacune d'entre elles étant à choisir en fonction des portées envisagées et, dans la plage d'utilisation commune, en fonction des critères plus subjectifs qui ont été rapidement évoqués ci-dessus.

1.2.1. Tabliers à 1 travée

Par rapport aux ponts à poutres, les ponts-dalles à travée indépendante ne sont à envisager que dans le cas d'ouvertures modérées et lorsqu'un grand élanement est indispensable. Les culées sont de préférence à placer en tête des talus ou à mi-hauteur de ces derniers. Leurs murs de tête sont alors semi-appareillés et sont d'aspect mieux réussi que dans le cas d'une implantation en pied des talus.



*Travée unique
sur culées
massives*

Dans presque tous les autres cas, suivant la portée de l'ouvrage et la qualité du sol de fondation, il y aura intérêt à recourir à une structure de type cadre ou portique en béton armé (PICF-PIPO) qui, faisant participer les piédroits à la flexion du tablier, permet des élancements tout aussi importants. Toutefois, ce choix n'est pas indiqué dans le cas où le tirant d'air requis est important. En effet, les murs de tête, presque obligatoirement en aile, produiraient en ce cas, un effet d'étreinte latérale qui écrase le passage. Dès lors il est souhaitable de faire appel à d'autres types de structures tels que, par exemple les ponts-dalles à une travée dont il est question ci-dessus ou ceux à deux travées dissymétriques décrits ci-après.

1.2.2. Tabliers à 2 travées

Ce type de tablier présente de nombreux avantages. Parmi ses nombreuses applications, remarquons qu'il s'adapte bien à certains franchissements d'autoroute à plate-forme réduite lorsque la largeur du terre-plein central permet l'implantation d'un appui central. Pour de tels ouvrages, les portées seront de 20 mètres environ dans le cas d'un franchissement droit et de 28 mètres environ dans le cas d'un franchissement biais à 50 grades, ce qui donnera respectivement des épaisseurs de 0,80 et 1,10 m.



Cette structure permet de réduire au minimum le nombre des appuis intermédiaires, ce qui peut présenter un intérêt lorsque les conditions de fondation sont mauvaises. Par ailleurs, l'absence de lignes d'appuis latérales rend possible un élargissement ultérieur non prévu de la plate-forme par suppression des perrés et remplacement des piles par des culées avec murs en retour.

La silhouette d'un tel ouvrage est élancée ; elle ménage de larges ouvertures et assure une excellente visibilité, ce qui est particulièrement intéressant lorsque le tracé de l'autoroute est incurvé.

Les piles culées apparentes et perchées en partie haute donnent une impression de bonne assise. Il est à noter enfin que ce type d'ouvrage dégage entièrement les perrés ; comme leur surface croît avec la longueur du tablier, dans certains cas elle peut devenir très importante et il est donc tout particulièrement recommandé d'en soigner l'étude et l'exécution.

Du point de vue économique, il apparaît que ce type d'ouvrage, pour un même franchissement, est un peu plus coûteux (15%) pour une dalle à deux travées avec encorbellements que l'ouvrage à 4 travées, mais, dans beaucoup de cas, les avantages décrits précédemment peuvent influencer le choix.

Le tablier à 2 travées peut aussi être utilisé pour certains franchissements en passages inférieurs, par exemple dans le cas d'une autoroute en grand remblai sous la forme d'un ouvrage à 2 travées dissymétriques ; cette solution est naturellement un peu plus coûteuse mais, si le site l'exige, elle remplace avantageusement les PICF et PIPO de grande hauteur, peu esthétiques.



Le tablier à 2 travées dissymétriques peut aussi être retenu pour certains franchissements de gabarit normal.

Dans ce cas, son emploi reste cependant lié aux caractéristiques du franchissement (voie inférieure, profil longitudinal de la voie supérieure) qui doivent permettre une implantation de la ligne d'appui intermédiaire réalisant un équilibre satisfaisant entre les 2 travées. De toute manière les risques de soulèvement de l'about de la travée courte exigent que le rapport des portées des deux travées dissymétriques ne soit pas trop petit : la nécessité de précautions spéciales peut apparaître lorsque ce rapport descend en dessous de 0,5, voire 0,6 dans le cas des travées biaisées.



1.2.3. Tabliers à 3 travées

Dans les franchissements d'autoroutes, la portée de la travée centrale, qui correspond, dans le cas le plus favorable du franchissement droit, à la largeur de la plate-forme de l'autoroute, ne permet pas d'employer la structure en dalle d'épaisseur constante dans les meilleures conditions techniques et économiques.

Le passage supérieur à 3 travées ne peut être envisagé que pour le franchissement d'une autoroute dont la plate-forme est réduite, ou pour le franchissement d'une voie à une seule chaussée comportant 3 ou 4 voies de circulation.

Les tabliers à 3 travées sont donc principalement employés dans les franchissements où la portée centrale reste assez réduite.

Le rapport entre la longueur de la travée de rive et celle de la travée centrale ne devant normalement pas descendre en-dessous de 0,5, seuls certains franchissements dégagant un grand tirant d'air permettent, grâce à l'allongement de la travée de rive, d'atteindre un équilibre qui évite le risque de soulèvement. Dans de tels franchissements, du fait, d'une part, des proportions entre les différentes travées et, d'autre part, de la faible largeur de la dalle et des encorbellements, qui réduisent le volume des éléments porteurs, le tablier à 3 travées en dalle pleine continue d'épaisseur constante est le type d'ouvrage qui semble parfaitement adapté sur les trois plans technique, esthétique et économique.

Nous avons présenté ci-dessous deux exemples d'application pour une même ouverture droite : un premier avec gabarit normal, un second avec un grand tirant d'air. Dans le second exemple, le rapport entre la longueur de la travée de rive et celle de la travée centrale est de 0,85.

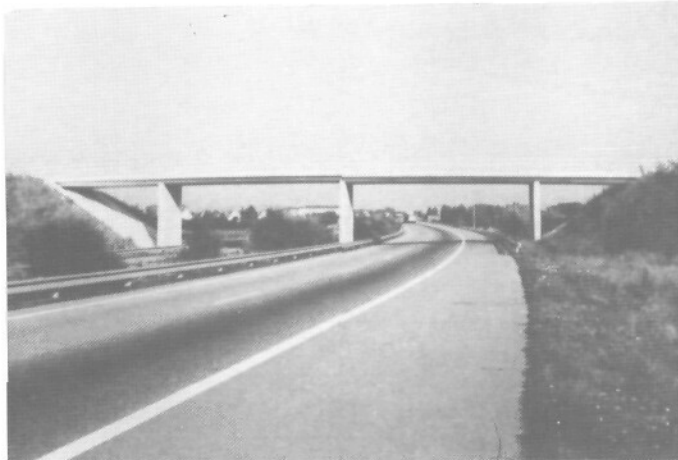
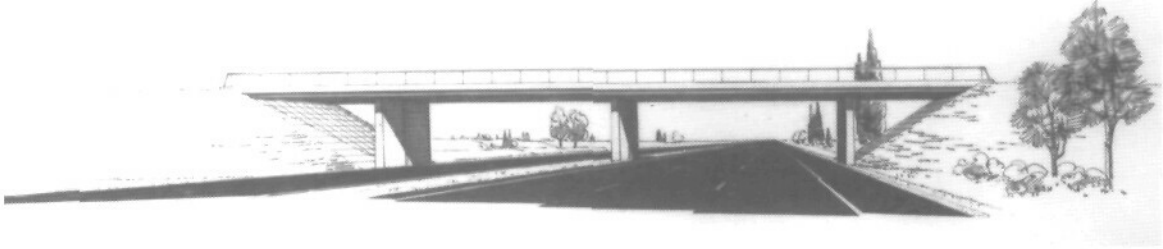
Il y a lieu enfin de noter que l'étude des appuis revêt une importance toute particulière sur le plan esthétique, leur nombre et leur longueur produisant dans la majorité des cas un "effet de mur". Le recours à des encorbellements permet de réduire cet effet, comme l'illustre le second exemple, dans lequel le grand tirant d'air augmente la surface des appuis.



1.2.4. Tabliers à 4 travées et plus

Le tablier à 4 travées est le type d'ouvrage le plus couramment rencontré. Si son utilisation, du point de vue esthétique, peut être discutable pour des franchissements d'autoroutes à plateforme étroite, dans le cas de plate-formes larges, les travées centrales, plus longues, donnent à l'ouvrage un aspect plus ouvert et équilibré.

Un tel ouvrage est mince (0,40 à 0,65 m) et donne passage aux chaussées à travers des rectangles assez allongés horizontalement (largeur voisine du triple de la hauteur) encadrés par des triangles (travées de rive et talus des terrassements) qui sont sensiblement des demi triangles équilatéraux.



Toutefois, ces éléments de l'aspect cessent d'être heureux lorsque le tablier doit se trouver à plus de 8 mètres au-dessus des chaussées de l'autoroute. Dans ce cas, en effet, l'ouvrage à quatre travées apparaîtrait comme un tablier trop mince haut perché sur des piles également trop grêles et découpant des rectangles centraux mal proportionnés.

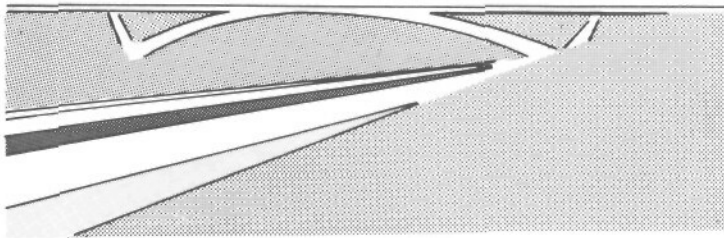
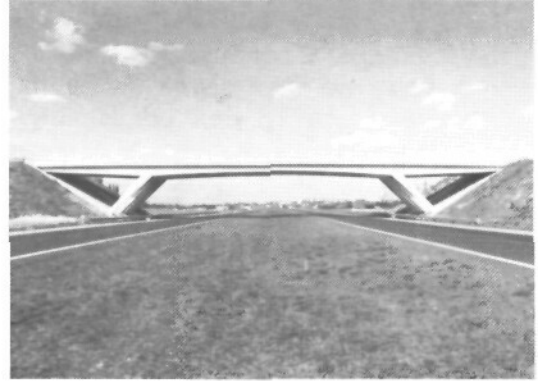
Lorsque l'autoroute est croisée par un chemin à rétablir dans une section où elle se présente en tranchée de déblai de plus de 8 m, une bonne solution sera a priori celle d'un trois travées sans appui sur le terre-plein central. Il faut cependant veiller à équilibrer convenablement travées de rive et travées centrales, tant du point de vue esthétique que technique.

Les dalles à une nervure de hauteur variable, ou à plusieurs nervures de hauteur constante ou variable (PSI.DN) peuvent également s'avérer bien adaptées, ainsi que les bipoutres mixtes (PSI.OM) et les ponts à béquilles (PSI.BQ). Très exceptionnellement, dans un souci d'esthétique marqué, un pont en arc pourra être envisagé.



Bi-poutre mixte
(PSOM)

Pont à béquilles
(PSBQ)

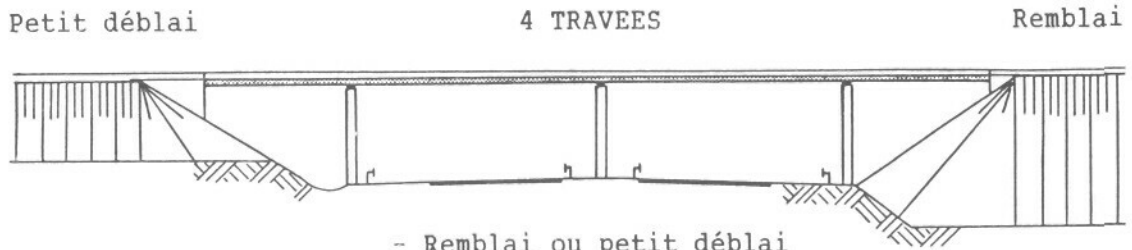


Pont en arc

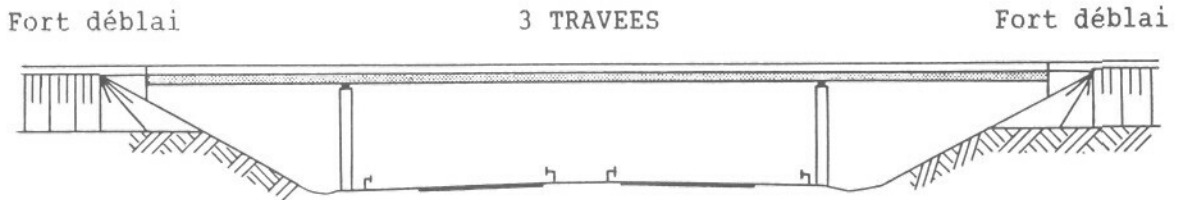
Les ponts en dalle pleine continue d'épaisseur constante en béton précontraint peuvent atteindre, lorsque les câbles de précontrainte sont filants, des longueurs de 75 mètres et plus. Cette structure peut donc être employée pour des ouvrages à 5 ou à 6 travées. Cette éventualité se rencontre dans certains franchissements, par exemple lorsque d'autres voies sont juxtaposées à la plateforme de l'autoroute. Dans ce type d'ouvrage la difficulté première réside dans la répartition harmonieuse des différentes travées en fonction de la possibilité d'implantation des lignes d'appui.



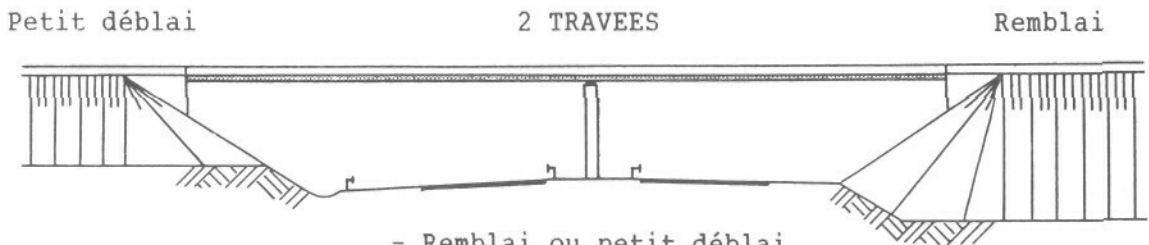
DIFFERENTS CAS D'EMPLOI DES PONTS-DALLES EN PASSAGE SUPERIEUR



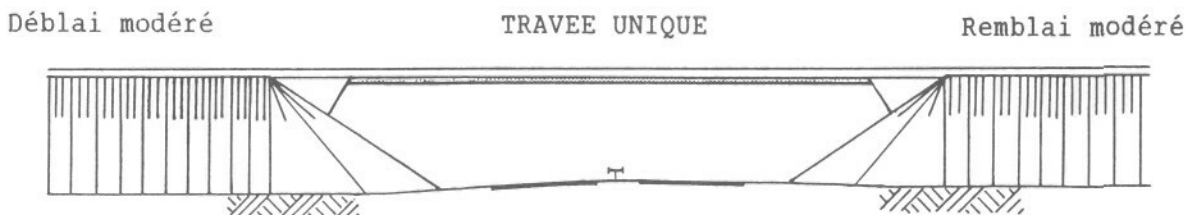
- Remblai ou petit déblai
- Biais important
- Epaisseur de dalle minimale
- Largeur de terre-plein central suffisante ($>3m$)



- Fort déblai
- Biais faible ($\varphi \geq 75$ grades)
- Largeur de terre-plein central inférieure à 3 m



- Remblai ou petit déblai
- Biais faible ($\varphi \geq 75$ grades)
- Largeur de terre-plein central suffisante ($>3m$)



- Remblai ou déblai modérés
- Biais modéré ($\varphi \geq 50$ grades)
- Plate-forme réduite

1.2.5. Domaines d'emploi particuliers

La structure de pont-dalle présente suffisamment de souplesse pour s'adapter à presque tous les rétablissements routiers ou autoroutiers. D'autres cas particuliers pour lesquels on a fait appel à cette structure concernent les tranchées couvertes, les ponts-rails, les passerelles pour piétons, les viaducs et les ouvrages construits sous circulation.

a) Tranchées couvertes

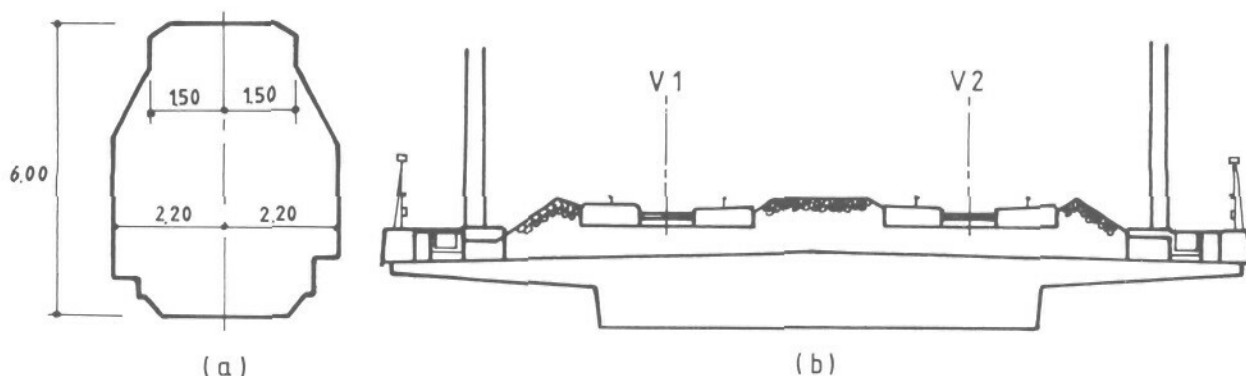
Il s'agit de dalles de couverture, la plupart du temps en béton précontraint. Certaines sont réalisées à même le sol après la construction des appuis constitués de pieux ou barrettes moulées dans le sol et avant l'excavation de la terre qui se trouve sous la couverture.

b) Ponts-rails

Les tabliers-dalles ferroviaires (supportant une ou deux voies ferrées) de faibles portées sont parfois choisis pour les lignes nouvelles. A portées égales, leur épaisseur économique est voisine de 1,8 fois celle des dalles routières. Cependant, leur silhouette paraît à peine plus massive comme le montre la photo suivante.



Les schémas ci-après montrent à titre indicatif (a) le gabarit d'une voie ferrée (en Europe occidentale) et (b) la coupe transversale d'un tablier-dalle à deux voies du TGV français.

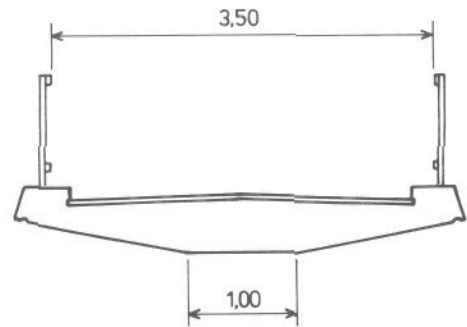


c) Passerelles pour piétons

La dalle pleine précontrainte exécutée en place est assez bien adaptée à la réalisation de passerelles pour piétons, souvent courbes en élévation et en plan.

La majorité d'entre elles ont une largeur de 3,50 m et possèdent, à portées égales une épaisseur voisine de 0,8 fois celle des dalles routières. A titre d'anecdote, la largeur mentionnée de 3,50 m n'est pas le fait du hasard, mais résulte de la condition de croisement de deux poussettes et d'un piéton. Par ailleurs, les structures en béton sont celles qui semblent les mieux adaptées au problème de résonance, du fait que leur fréquence fondamentale est assez éloignée de 2 Hertz, qui correspond approximativement à la fréquence du pas des piétons.

tablier-dalle pour passerelles



d) Viaducs

Certains viaducs récemment réalisés en dalle précontrainte montrent le caractère peu ordinaire mais économique dans l'emploi de ce type de structure. Ainsi, par exemple, dans le franchissement à 2 km d'intervalle, de deux vallées tourbeuses de 200 m de long chacune, où la solution de remblai était proscrite, le sol étant très compressible et où d'autre part, le planning de l'opération était trop tendu pour prendre le risque d'un curage partiel accompagné d'une substitution, il a été décidé de franchir ces zones en "viaduc". Le profil en long étant calé au plus bas pour permettre de repasser en remblai le plus tôt possible, il fallait choisir une structure d'épaisseur minimale.

tablier dalle pour viaducs



Une comparaison économique entre une solution P.R.A.D. et une solution dalle précontrainte a conduit à retenir cette dernière, avec une travée courante de 16 m.

L'ouvrage a été réalisé par phases, grâce à un cintre auto-déplaçable constitué de poutres à treillis H 33 Lambert, s'appuyant sur les semelles des appuis. La cadence de réalisation, après période de rodage, a été de 2 travées/semaine.

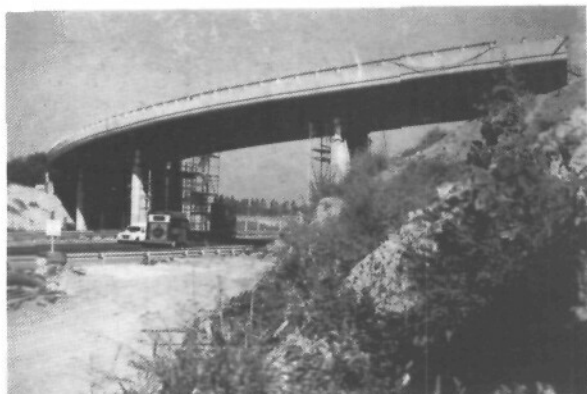
Il a été ainsi possible d'exécuter une surface de tablier de 8.000 m² en moins de 16 mois.

e) Ouvrages construits sous circulation

Construire un tablier-dalle sur cintre en sur-gabarit puis le descendre à sa cote définitive à l'aide de vérins peut constituer une solution intéressante au problème de franchissement d'une voie circulée. Ce choix peut être motivé par :

- le souci d'ordre esthétique de rester homogène avec les ouvrages existants de part et d'autre de l'ouvrage à construire, qui sont souvent des ponts-dalles,
- la possibilité d'éviter un surgabarit définitif disgracieux et coûteux en remblais contigus.

Le coût du vérinage qui peut être estimé à 5% environ du coût de l'ouvrage fait de ce choix une solution compétitive par rapport aux solutions de tabliers à poutres préfabriquées (béton ou acier) ou de tabliers poussés.



*tablier après bétonnage
et avant descente*





Vérinage et calage provisoire pour la descente du tablier à son emplacement définitif

Bien entendu, lorsque la longueur de l'ouvrage à construire est relativement grande par rapport à la largeur de la voie franchie sous circulation, il peut être avantageux de ne construire en surgabarit que la partie intéressée, c'est-à-dire en général une ou deux travées plus les amorces. Ces dernières sont reliées, après leur descente par vérinage, avec le reste de l'ouvrage qui est construit sur cintre ordinaire.

1.3. AVANTAGES DES PONTS-DALLES DANS LE CADRE DE LEUR DOMAINE D'EMPLOI

1.3.1. *Minceur et légèreté relatives*

- Poids propre de 1,2 à 2 t/m² selon les portées.
- Réactions d'appui de l'ordre de 20 t (pile-culée) à 70 t (pile intermédiaire) par mètre de largeur droite de tablier.
- Possibilité fréquente d'accepter dans ces conditions une fondation superficielle (semelles filantes de largeur comprise entre 1,5 et 4 mètres avec un taux de travail du sol inférieur à 200 ou 300 kPa).
- Lorsque la fondation sur pieux est inévitable, cette légèreté peut permettre une limitation du nombre ou de la longueur des pieux.
- Enfin, cette minceur relative devient déterminante lorsqu'elle retentit beaucoup sur le cube des terrassements adjacents. Par exemple, dans le cas d'une route à chaussée de 6 m enjambant une autoroute au niveau du terrain naturel par un dos d'âne d'environ 5,50 m, le gain de remblai est de l'ordre de 2000 m³ lorsque l'on substitue au tablier à poutres sous chaussée d'environ 1 m d'épaisseur, un tablier de type PSI.DA ou PSI.DP de moitié moins épais, de mêmes portées et de même surface utile.

1.3.2. *Construction rustique*

En raison de l'absence de retombées dans les ponts-dalles, leurs coffrage et cintre sont plus simples que pour les structures à poutres coulées en place. Ce gain est d'autant plus significatif que la main d'oeuvre est moins importante et pas nécessairement spécialisée dans la

mise en oeuvre du ferrailage et de la précontrainte à l'exception de la mise en tension et l'injection. Ces conditions favorables rendent l'exécution à la fois facile et rapide - de l'ordre de un mois par ouvrage, lorsque les appuis sont faits - ce qui conduit à des prix unitaires bas et compense une consommation de béton et d'aciers évidemment supérieure à celle d'ouvrages à poutres.

1.3.3. Grande réserve de sécurité

Comportement satisfaisant sous fissuration et réserve élevée en flexion. Ces avantages qu'on trouve aussi dans les poutres à âmes larges ont pour effet de rendre les dalles insensibles aux tassements différentiels d'appuis inférieurs à 2 ou 3 cm et aptes à supporter des tassements différentiels trois fois plus élevés moyennant peu de renforcements en armatures passives ou de précontrainte.

De même, les dalles, grâce à l'importance de leur rigidité horizontale, peuvent résister sans trop de dommages aux chocs de véhicules lourds circulant sur la voie franchie.

C'est cet avantage qui fait de la dalle continue l'instrument des franchissements légers sur terrains médiocres. Dans la plupart des cas un tassement différentiel de 6 ou 7 cm correspond à des tassements absolus de l'ordre de 20 cm ou plus. Il dégrade la ligne rouge de la voie portée avant d'endommager le tablier.

1.3.4. Liberté dans la conception des formes

Enfin, les ponts-dalles, du fait qu'ils sont construits par coulage en place, s'adaptent à toute difficulté d'implantation. Le projeteur est ainsi libre dans sa conception des formes (ponts courbes, ponts en Y, tabliers comportant des élargissements).

2 - CONCEPTION

Un pont-dalle comme tout ouvrage d'art doit allier les qualités fonctionnelles, économiques et esthétiques.

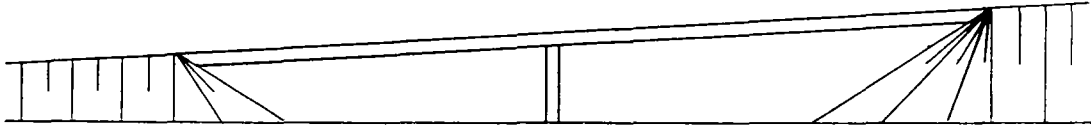
Le rôle fonctionnel de l'ouvrage (portance, capacité d'écoulement du trafic, facilité d'entretien et sécurité pour les usagers) est évident et constitue sa destination même. Il en est de même pour ce qui concerne le côté économique. Quant à son aspect, c'est-à-dire la beauté et l'intégration dans le site, celles-ci le rendent digne de sa qualification d'ouvrage d'art.

La conception (technique et esthétique) d'un pont-dalle comme celle de tout ouvrage d'art se fait normalement en allant du général vers le détail, par étapes et par affinements successifs. En d'autres termes, la conception générale (type d'ouvrage, nombre, répartition et longueur des travées, longueur totale de l'ouvrage et silhouette...) doit précéder la conception de détail (équipements, corniches, parements, peinture...). Il importe de le souligner, car des démarches inverses à cette règle de bon sens ne sont pas inexistantes, particulièrement en matière de recherche d'aspect. En somme, concevoir est une tâche complexe et on ne peut l'accomplir de façon adéquate sans un minimum d'organisation.

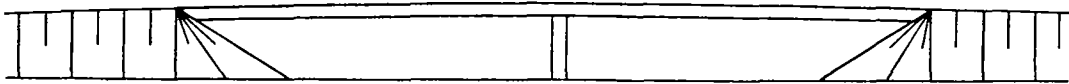
Cela ne signifie nullement qu'il faille négliger dans la conception des éléments d'apparence peu importants tels que les dispositifs de retenue, appareils d'appui, joints ... En effet, si le rôle d'un dispositif de retenue tel que la BN4 peut paraître trivial, son choix par rapport à un autre dispositif (garde-corps, garde-corps et glissière, BN1...) entraîne une modification de la largeur du tablier et donc de la conception et de l'économie du projet. Il en est de même pour les appareils d'appui et les joints, dans la mesure où ceux-ci jouent un rôle non négligeable dans le comportement et la pérennité de l'ouvrage.

2.1. PROFIL LONGITUDINAL - ELEVATION - COUPE LONGITUDINALE

Le profil longitudinal fait partie des premiers éléments à définir dans la conception d'un ouvrage par un travail commun entre projecteurs de tracé et concepteurs d'ouvrages d'art. De plus, on apprécie l'aspect d'un ouvrage à travers son profil longitudinal. Il convient par conséquent de donner à ce profil une ligne harmonieuse en évitant toute discontinuité de courbure sur l'ouvrage. On adopte, à cet effet, des profils soit en arc de cercle soit en alignement droit, mais jamais des profils mixtes comportant à la fois des droites et des cercles. Dans le cas où la voie portée est en pente, on adopte un profil rectiligne de préférence à un profil circulaire. Dans le cas de profil circulaire, on évite l'effet de "dos d'âne" en optant pour la courbure la plus faible tout en facilitant l'évacuation des eaux de ruissellement sur l'ouvrage.



Profil rectiligne avec pente



Profil circulaire symétrique

La longueur d'un ouvrage de même que sa travure (nombre, répartition et longueur des travées) jouent un rôle important dans l'économie de l'ouvrage et dans son intégration au tracé et au site.

2.1.1. Choix d'une travure

L'implantation des appuis et, par conséquent, la définition de la travure qui en résulte, c'est-à-dire du nombre et de la longueur des travées ainsi que la répartition de ces dernières constituent une étape importante dans la conception d'un ouvrage, puisque le choix du type d'ouvrage en dépend pour une large part.

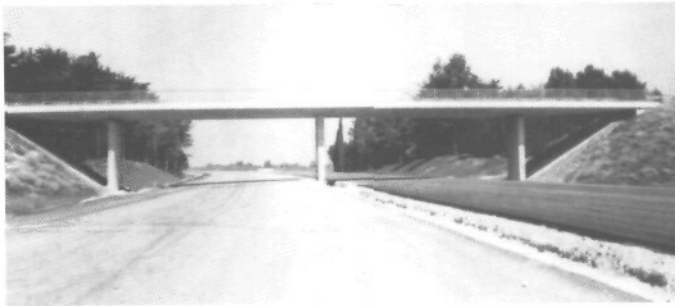
La tâche du concepteur consiste alors à collecter toutes les données relatives au franchissement. L'analyse de ces données permet de dégager une ou plusieurs possibilités d'implantation des appuis et donc de répartition des travées. On adopte parmi ces possibilités celles qui respectent la "bonne proportion" entre la longueur de chaque travée et la hauteur des appuis qui l'encadrent d'une part et entre la longueur des travées prises les unes par rapport aux autres d'autre part. L'appréciation de cette bonne proportion relève de l'art de construire dont il serait trop long de décrire dans le cadre du présent chapitre les règles générales et encore moins les règles quantifiées.

Dans l'absolu, la distribution de travées la plus harmonieuse semble être celle offrant une ligne approximativement conforme à la vieille règle du "nombre d'or", bien connue depuis l'antiquité. Cependant, les conditions ne sont pas souvent réunies dans la pratique pour l'application d'une telle règle, en raison des obstacles à franchir, en raison également des caractéristiques de sol..., si bien que dans la majorité des cas on s'efforce de se rapprocher des considérations suivantes :

- Un nombre impair de travées dont la longueur va en décroissant du milieu du pont à chacune des culées offre toujours un aspect satisfaisant. Le fait particulier que les passages supérieurs autoroutiers à trois travées sont la plupart du temps mieux appréciés en aspect que ceux à quatre travées est significatif à cet égard.



- Dans le cas d'un nombre pair de travées, l'aspect de l'ouvrage peut être amélioré par un équilibrage des deux travées centrales et, comme toujours, par une répartition décroissante en longueur des travées depuis le milieu du pont vers chacune des culées.



Cas d'un ouvrage à quatre travées bien équilibrées

En ce qui concerne le rapport entre la portée des travées de rive et celle de la travée adjacente, il ne doit pas descendre au-dessous de 0,5 dans les cas courants ou 0,6 dans le cas de biais prononcé. Si, pour des raisons qui doivent rester exceptionnelles, cette limite ne peut pas être respectée, il convient de rétablir l'équilibre statique sur l'appui d'extrémité concerné au moyen de dispositifs particuliers (appareils d'appui spéciaux anti-soulèvement par exemple) dont le coût reste relativement élevé et souvent disproportionné au regard du problème à traiter. Ce rapport ne doit pas non plus dépasser 0,85, pour des raisons d'aspect et aussi de dépense supplémentaire en armatures. Il s'agit par conséquent dans un cas comme dans l'autre de respecter non seulement les règles de bonne proportion mais également celles d'ordre technique et économique.



Répartition optimale

$$0,5L < l < 0,85L$$

Plusieurs travées de longueur inégale produisent un effet de désordre et d'agitation. À l'inverse, de nombreuses travées égales en longueur engendrent une sensation de monotonie. Cette sensation se trouve encore accentuée lorsque le tablier et les appuis délimitent des tirants d'air mal proportionnés en ce qui concerne le rapport hauteur/portée. Ce rapport, par application de la vieille règle du nombre d'or, ne doit pas trop dépasser la valeur de 0,618. Cependant, des tirants d'air trop étirés dans le sens horizontal, ne sont pas non plus souhaitables car ils donnent alors une impression d'écrasement.

Pour ces raisons, la répartition des travées illustrée sur la photo ci-après n'est pas souhaitable.



Une répartition peu heureuse des travées fait apparaître des rapports hauteur/portée mal proportionnés

Dans le cas d'une brèche telle que celle de cette photo, une solution d'ouvrage plus heureuse semblerait être celle d'un trois travées (avec suppression de l'appui central) sous réserve de l'équilibre des travées centrale et de rive, déjà mentionné, ou celle d'un deux travées (avec suppression des piles de rive), ou celle d'un pont à béquilles ou un arc si les conditions de sol sont favorables. Dans le domaine des ponts-dalles, on pourrait donc adopter en particulier la solution à deux travées avec culées perchées en crêtes de talus comme le montre la photo suivante. En restant dans la solution à deux travées, on pourrait encore améliorer l'aspect en réduisant la longueur de l'ouvrage par une implantation des culées légèrement plus avancée, c'est-à-dire à mi-hauteur des talus, de façon à rendre apparents les murs de tête.



Signalons enfin que les tabliers à hauteur constante donnent un aspect mieux réussi que ceux à hauteur variable dans le cas des profils en long courbes, ou dans le cas d'un franchissement biais.

De même, dans le cas d'ouvrages urbains, on accepte mieux un tablier à hauteur réduite, même si ce choix entraîne une diminution des portées, qu'un tablier épais avec des appuis trop espacés.

En ce qui concerne les données à collecter dont il a été question précédemment, la liste ci-après s'efforce d'énumérer les principales :

a) Données géométriques et géographiques

Elles concernent aussi bien le profil en long que les obstacles à franchir. Ces derniers peuvent être des voies routières ou autoroutières (élargissables ou non), des voies ferrées (électrifiées ou non), des cours d'eau (navigables ou non) ou des ouvrages d'art (en site urbain ou en zone d'échangeur, notamment).

L'objectif principal est non seulement de conserver la régularité et l'harmonie du profil en long mais aussi de ménager des ouvertures suffisantes pour respecter les gabarits imposés, les conditions de visibilité, ainsi que toutes les contraintes spécifiques à l'ouvrage. Ces contraintes peuvent résulter soit d'une situation particulière (proximité d'une voie d'insertion par exemple), soit de considérations imposées par les phases de travaux soit aussi d'une possibilité d'augmentation du nombre de voies dans le futur.

b) Données géotechniques

Elles concernent non seulement la portance du sol de fondation et les tassements de ce dernier, mais aussi les risques d'affouillements.

En particulier, lors de l'étude préliminaire, le concepteur devra collecter les sondages de la campagne générale de tracé fait à proximité de l'ouvrage ainsi que toutes les données existantes (carte géologique, sondages d'ouvrages déjà réalisés...). La difficulté de certains sites (zones karstiques ou sols compressibles) plaide en faveur d'un nombre minimal d'appuis.

c) Données d'hydrologie

Elles résultent des renseignements concernant le cours d'eau franchi tels que le débit, le niveau des crues pour lesquels il convient de réserver des "sections mouillées" ou des "revanches" suffisantes. Cette précaution devient indispensable lorsqu'en période de crue, le cours d'eau en question charrie des corps solides tels que troncs d'arbres, glaces...

d) Autres données

Ces données concernent essentiellement les réseaux. En site urbain ceux-ci peuvent parfois poser un problème lorsqu'un appui doit être implanté juste sur leur tracé et qu'il est impossible de les éviter ou de les déplacer. Dans un tel cas, la solution doit être recherchée au niveau des fondations pour assurer au mieux la transmission des charges jusqu'au sol de fondation en présence des obstacles en cause.

Enfin, les données qui concernent les charges à admettre sur l'ouvrage et qui constituent sa destination même. A ce propos, une passerelle pour piétons peut, par exemple, comporter des appuis plus espacés qu'un pont-route et, à plus forte raison, qu'un pont-rail.

2.1.2. Longueur du tablier

L'implantation des appuis définit non seulement la longueur et la répartition des travées, comme il a été dit plus haut, mais également la longueur totale de l'ouvrage, c'est-à-dire la longueur comprise entre ses appuis d'extrémité.

Cette longueur d'ouvrage contribue, à son tour, à la définition du découpage de l'ouvrage en une ou plusieurs longueurs comprises entre joints de dilatation.

Ce découpage doit être conçu de façon à limiter le nombre de joints intermédiaires sur l'ouvrage, pour les raisons suivantes :

- ces joints, malgré leur coût relativement élevé, nuisent au confort des usagers et renchérissent l'entretien de l'ouvrage ;
- le dédoublement des appareils d'appui (de part et d'autre du joint) au niveau d'un appui intermédiaire entraîne un sur-épaississement soit du sommier, soit de l'appui lui-même, ce qui nuit en général à l'aspect de l'ouvrage.
- sur le plan du comportement de la structure, on préfère, dans la mesure du possible, la continuité à l'isostaticité.

C'est pour ces raisons que, même dans le cas particulier des terrains comportant des risques de tassements ou d'affaissements miniers, l'hyperstaticité n'est pas à proscrire d'avance.

Dans le cas des dalles en béton armé, il n'existe pas de limite particulière à la longueur du tablier, si ce n'est celle due aux dilata-tions linéaires qui, pour de grandes longueurs continues, nécessitent des équipements lourds au niveau des appareils d'appui et des joints de chaussée complexes, peu adaptés à un ouvrage aussi rustique.

En ce qui concerne les dalles de béton précontraint, lorsque la précontrainte est réalisée par câbles filants (sans ancrages intermé-diaires), la longueur totale du tablier ne doit pas excéder 80 mètres envi-ron. Le cas échéant on pourrait, si cela était justifié, reculer cette li-mite jusqu'à 100 mètres, mais la précontrainte risque de se trouver alors mal utilisée compte tenu des pertes élevées de tension par frottements.

Au-delà de cette longueur, on aura intérêt à recourir à une précontrainte soit avec câbles arrêtés et comportant des recouvrements soit avec câbles couplés au moyen de "coupleurs". Ceci, pour deux raisons :

- les pertes de précontrainte deviennent beaucoup plus faibles,
- les ouvrages longs sont généralement répétitifs et on aura donc intérêt à les construire à l'avancement en réutilisant les cintres et les coffrages.

Ce mode de construction par phases permet en général de réali-ser (avec des avantages économiques et esthétiques) des tabliers-dalles continus de longueur allant jusqu'à 150 m sans joints de dilatation inter-médiaires. Pour les ouvrages plus longs, il est cependant préférable de di-viser le tablier en tronçons indépendants de 100 à 150 mètres pour éviter d'avoir recours à des appareils d'appui et des joints particuliers, chaque tronçon entre joints pouvant bien entendu être construit à l'avancement avec reprises de bétonnage comme cela a été dit.

La construction par phases, à côté de ses avantages certains, nécessite en contrepartie des précautions particulières au niveau des dis-positions constructives (soit relatives au ferrailage de retrait des sec-tions de reprise de bétonnage soit liées à l'emploi éventuel de coupleurs) ainsi qu'au niveau des calculs (redistribution des efforts par fluage du

béton notamment). Compte tenu de cette redistribution, l'effort S dans une section donnée sous le poids propre et la précontrainte est compris entre la valeur S_1 résultant des diverses phases de construction et la valeur S_2 évaluée à partir de l'hypothèse où le tablier est supposé construit entièrement sur cintre. Dans le cas particulier de tabliers-dalles construits à l'avancement, S peut être évalué par :

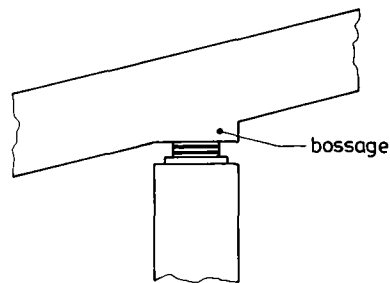
$$S = S_1 + f (S_2 - S_1)$$

expression dans laquelle le paramètre f vaut 0,75 (à $\pm 15\%$ près, lorsque la différence d'âge des bétons des tronçons successifs se situe entre deux et six semaines).

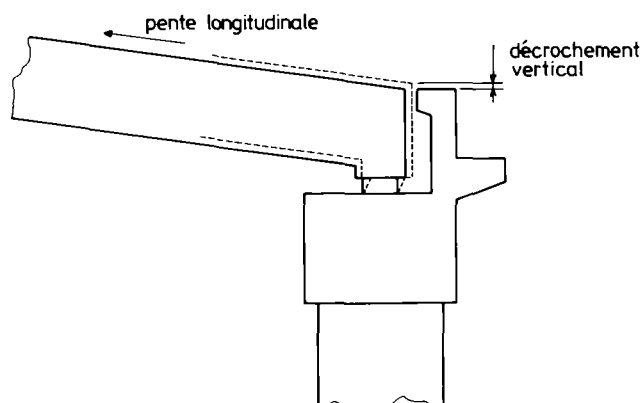
2.1.3. Pente longitudinale

Certains tabliers-dalles présentent, en raison du relief du site, une pente dans leur profil longitudinal. Leur conception n'est pas très différente de celle des tabliers ordinaires. Mais on peut néanmoins faire les remarques de détail suivantes :

- Du fait de leur épaisseur constante, les tabliers à inertie constante et en particulier les tabliers-dalles présentent un meilleur aspect que les tabliers à inertie variable
- Les appareils d'appui sont disposés horizontalement grâce à des bossages ménagés à leur niveau dans la sous-dalle.



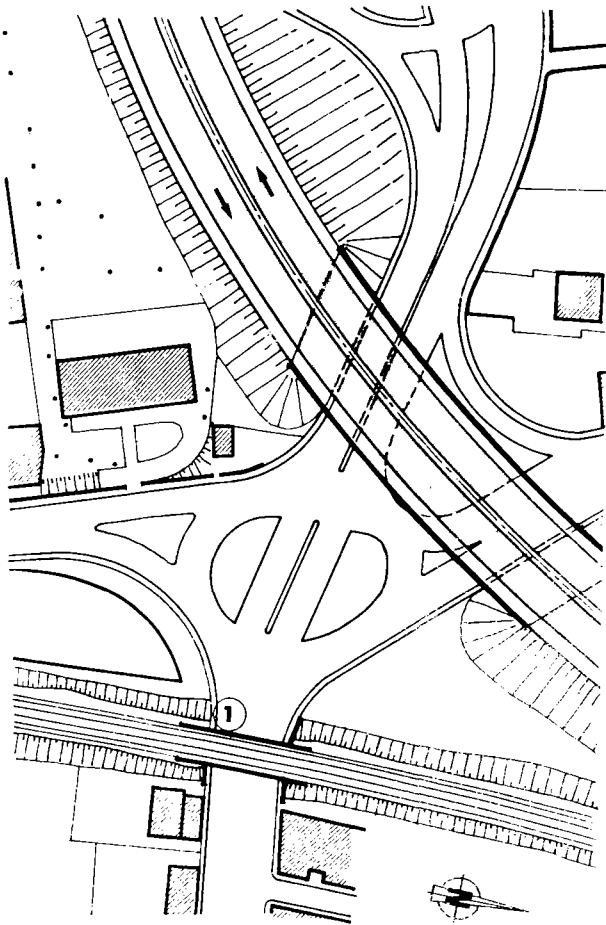
- Toute déformation longitudinale du tablier crée un décrochement vertical au niveau des joints de chaussée, si les abouts du tablier sont libres dans leurs mouvements. Lorsqu'ils sont importants (cas des pentes supérieures à 5% et des longueurs dilatables importantes), ces décrochements doivent pouvoir être évités ou, tout au moins, réduits par un choix approprié du modèle de joint de chaussée, ce qui touche la conception détaillée, ou, mieux encore, par une modification des longueurs dilatables, ce qui touche la conception générale.



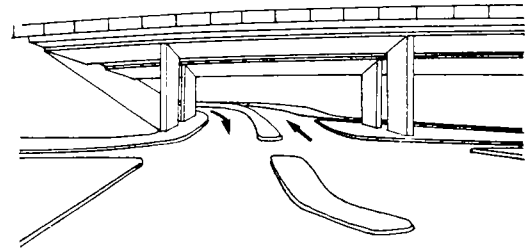
2.2. VUE EN PLAN

Des dessins de vue en plan (exécutés à une échelle appropriée) sont nécessaires pour mieux juger de l'opportunité du choix de l'implantation des appuis dans leur environnement et tenir compte des contraintes particulières. C'est le cas, par exemple, lorsque la voie franchie comporte une voie de sortie pour laquelle il faut respecter une distance minimale de visibilité entre les appuis et le musoir. De même, dans le cas de franchissements urbains, on évite l'implantation des appuis trop près des bordures, de tels appuis devenant dangereux pour la circulation, surtout après un virage.

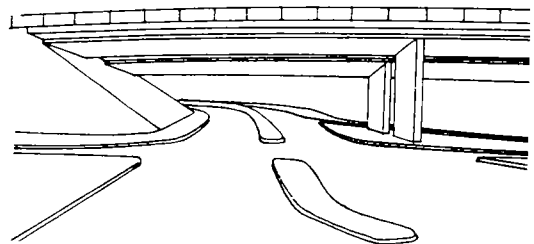
Les dessins présentés ci-après illustrent (a) la vue en plan d'un ouvrage donnant passage à une voie express dénivelée en ville, (b) l'implantation d'un appui sur trottoir à éviter au profit de la disposition (c) qui paraît la mieux adaptée (perspectives vues à partir du point (1)).



(a) Vue en plan



(b) Pile de rive gauche à supprimer



(c) Disposition souhaitable

Une telle suppression d'appui entraîne à coup sûr un allongement de la travée de rive. Celui-ci peut néanmoins être atténué par la disposition d'une culée apparente dont l'aspect est plus satisfaisant (Cf. §§ 2.5 et 2.6 relatifs à la conception des appuis). Du reste, le léger surcoût que peut impliquer cette transformation est largement compensé par la double amélioration de la sécurité et de l'aspect pour l'ouvrage.

2.3. COUPE TRANSVERSALE

D'une façon générale, la section transversale résulte principalement de la longueur des travées, celle-ci étant elle-même définie à partir de l'implantation des appuis (Cf. § 2.1.). Cette section transversale dépend également, mais dans une moindre mesure, de la largeur du profil en travers de la voie portée.

2.3.1. *Forme générale*

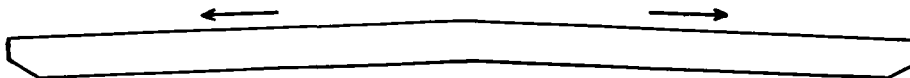
La forme transversale d'un tablier-dalle est fonction de la largeur de la voie portée et de ses dévers transversaux nécessités par l'écoulement des eaux et par la courbure en plan éventuelle.

Le dévers transversal minimal est de 2,5% (en double pente) pour les ouvrages rectilignes et de 2,5% à 6% (en simple pente) suivant le rayon de courbure en plan dans le cas d'ouvrages courbes. Ces valeurs doivent être considérées comme valeurs minimales même en présence d'une pente longitudinale.

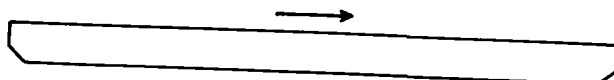
Il paraît judicieux (c'est d'ailleurs la tendance actuelle) de rattrapper ces dévers au niveau de la face supérieure de la dalle porteuse, la chape et le revêtement de chaussée étant ensuite réalisés en épaisseur constante. La face inférieure de la dalle, quant à elle, peut être soit horizontale dans le cas d'ouvrages rectilignes et peu larges (profil bombé) soit inclinée et parallèle à la face supérieure dans le cas d'ouvrages rectilignes et de grande largeur (profil en "toit") et dans le cas d'ouvrages courbes (profil "déversé").



profil bombé
(tabliers de largeur réduite)



profil en toit
(tabliers de grande largeur)




profil déversé
(tabliers courbes en plan)

Dans ces deux derniers cas, tout comme en présence d'une pente longitudinale, des bossages dans la sous-face de la dalle sont nécessaires pour asseoir les appareils d'appui.

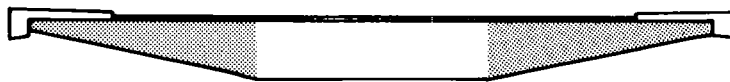
2.3.2. Encorbellements

Le recours à des encorbellements est généralement dicté par des considérations d'ordre esthétique, ceux-ci diminuant l'épaisseur apparente de la dalle et favorisant certaines dispositions particulières d'appuis. Notons que leur présence augmente également le rendement géométrique de la section et permet ainsi d'atteindre des portées plus importantes. La dalle est dite à larges encorbellements lorsque ces derniers occupent la moitié ou plus de la largeur totale de l'ouvrage.

 encorbellements



(a) encorbellements minces



(b) encorbellements massifs



(c) encorbellements courbes (ouvrages urbains)

La section transversale avec encorbellements latéraux se présente sous les formes illustrées ci-dessus. En dehors de la forme (c) due à l'architecte VICARIOT, forme qui est assez originale et plutôt réservée à des ouvrages urbains ou périurbains, l'emploi des formes (a) et (b) est assez courant et résulte généralement, comme il a été dit, d'un choix esthétique. Cependant, du point de vue strictement mécanique, la forme (a), qui comporte des décrochements au niveau de la face inférieure de la partie centrale de la dalle, est de préférence réservée à des portées importantes, alors que la forme (b), d'un coffrage plus simple et plus lisse (vue par dessous), convient à des portées plus modestes. Dans tous les cas, ces formes de section transversale s'imposent pour les portées supérieures à une vingtaine de mètres, en raison de l'allègement qu'elles peuvent procurer à l'ouvrage.

2.3.3. Largeur du tablier

La largeur droite de la dalle est, suivant la voie portée, généralement comprise entre 5,50 et 16 mètres, encorbellements compris.

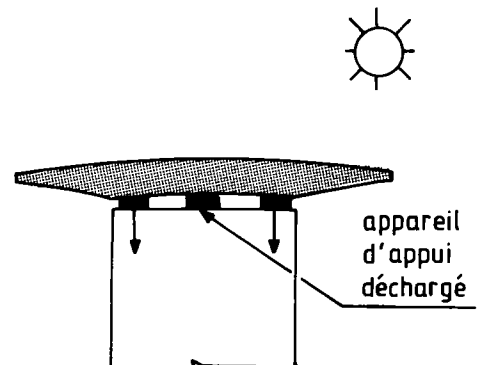
Par ailleurs, les tabliers-dalles de largeur supérieure à une quinzaine de mètres, donnent lieu, outre l'effet de tunnel souvent désagréable pour les utilisateurs de la voie franchie, à des problèmes particuliers dont la solution doit être recherchée dans les dispositions constructives.

En effet, pour les tabliers-dalles de largeur dépassant 15m, afin de les rendre peu vulnérables aux effets de déformations imposées (tassements du cintre ou des appuis, gradient de température) il est conseillé dans la mesure du possible de les concevoir en demi-tabliers séparés par un vide central ou par un joint de faible épaisseur. Le monolithisme transversal n'est à conserver, au prix des dispositions particulières (renforcements locaux), que devant l'impératif de continuité transversale de roulement.

Mécaniquement, on peut considérer qu'un ouvrage est de grande largeur lorsque la largeur de la dalle est supérieure à la portée dans l'une des travées. Pour ces dalles, on peut faire les remarques d'ordre général suivantes :

- Les efforts transversaux sont bornés et légèrement supérieurs (de l'ordre de 20%) à ceux d'une travée équivalente de forme carrée.
- Il y a lieu de porter une attention particulière aux effets du gradient thermique, qui a tendance à modifier considérablement la répartition des réactions entre les différents appareils d'une même ligne d'appuis, les appareils d'appui de rive étant alors les plus chargés, et qui serait source de désordres, si le ferrailage passif de la dalle ou le dimensionnement de ces appareils de rive n'étaient pas suffisants (croquis). Des solutions à ce problème sont proposées dans la partie de conception détaillée.

*Déformation et modification
des réactions d'appuis consécutives à un ensoleillement*

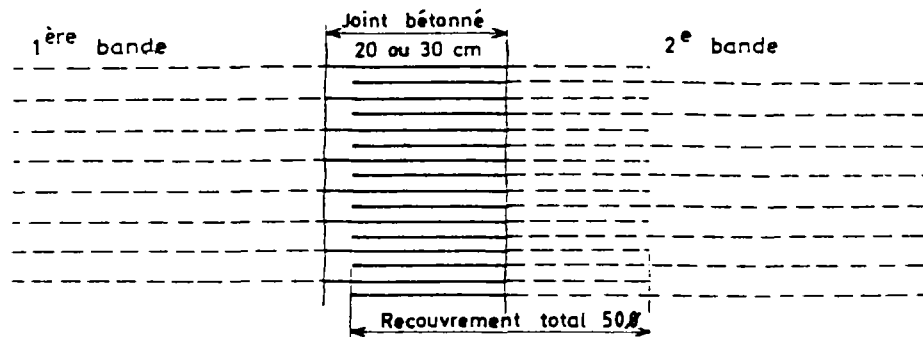


- Une précontrainte transversale dans un ouvrage large n'agit pratiquement que par son effort normal. Elle n'est normalement pas à envisager pour un pont-dalle en raison de son coût plus élevé qu'un ferrailage passif et des sujétions de mise en place (tracé, mise en tension, cachetage des ancrages, ...), compte tenu du nombre très élevé d'armatures nécessaire.

Si un ouvrage de grande largeur est bétonné et précontraint en plusieurs phases dans le sens de la largeur avec réemploi de l'échafaudage et du cintre, des précautions particulières devront être prises.

On pourra, par exemple, procéder de la façon suivante :

- l'ouvrage est découpé en plusieurs bandes dans le sens de la largeur en ménageant des joints de 0,20 à 0,30 m de large entre les bandes, joints qui seront assez fortement ferrillés de façon à reprendre les efforts de retrait et fluage différentiels et de limiter ainsi l'ouverture d'une éventuelle fissuration.
- la continuité du ferrailage transversal doit être convenablement assurée : recouvrement du ferrailage transversal sur cinquante diamètres, ou ancrage par courbure dans le joint du ferrailage transversal ;



- bétonnage et mise en précontrainte moitié (un câble sur deux) de chaque bande; en effet, la charge permanente de l'ossature seule est équilibrée par environ la moitié de la poussée au vide initiale de la précontrainte; la fraction de la précontrainte initiale qui équilibre l'ossature seule peut être facilement évaluée à partir des calculs de déformation de l'ouvrage en comparant les flèches instantanées en milieu de travée sous l'effet de l'ossature seule et de la précontrainte ;
- bétonnage des joints entre les différentes bandes, si possible lorsque ces dernières ont acquis des déformations sensiblement égales par retrait et fluage;
- mise en précontrainte de l'autre moitié des câbles.

Une autre solution consiste à réaliser deux demi-dalles reliées par un hourdis mince (de 1 à 2 m de portée et de 0,15 à 0,20 m d'épaisseur). Ce hourdis suffisamment ferrillé sera bétonné après réalisation des deux demi-dalles.



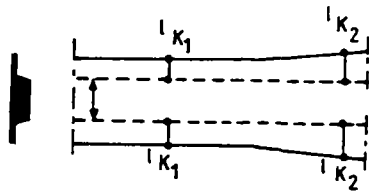
□ Béton coulé en dernière phase

2.3.4. Tabliers de largeur variable

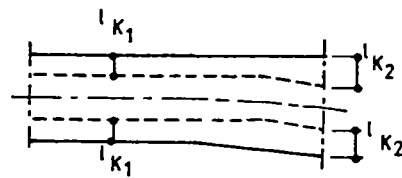
Certains ouvrages situés en zone d'échangeur ou en site urbain comportent un élargissement partiel soit d'une partie de leur longueur par la présence de voies d'insertion, soit de leurs extrémités en présence de carrefours.

Cet élargissement peut être réalisé, selon le cas, au niveau des encorbellements ou au niveau de la nervure.

On présente ci-après deux configurations types selon que les élargissements sont symétriques ou non par rapport à l'axe de l'ouvrage.

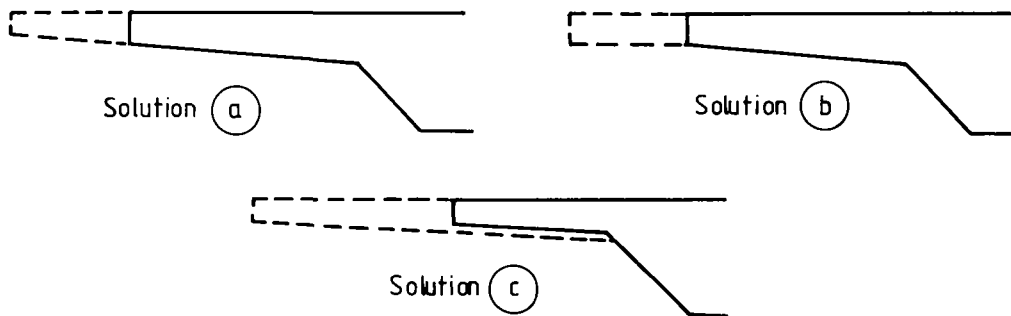


élargissement symétrique



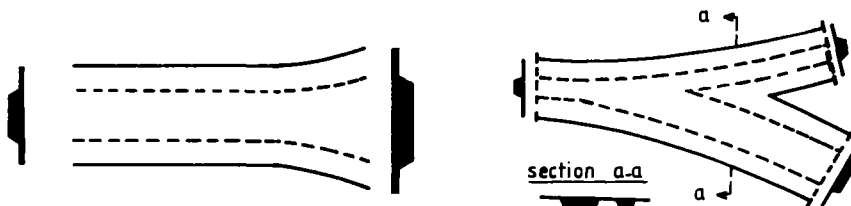
élargissement dissymétrique

Par ailleurs, trois solutions d'extension des encorbellements sont possibles selon les schémas ci-dessous :



La solution c, plutôt réservée aux grands élargissements, nécessite une transformation du fond de coffrage. Dans tous les cas, le but à rechercher est d'obtenir des proportions équilibrées en hauteur vue d'une part et une épaisseur suffisante d'autre part, mais pas trop massive, afin de permettre l'ancrage des dispositifs de retenue dans les parties courante et élargie du tablier.

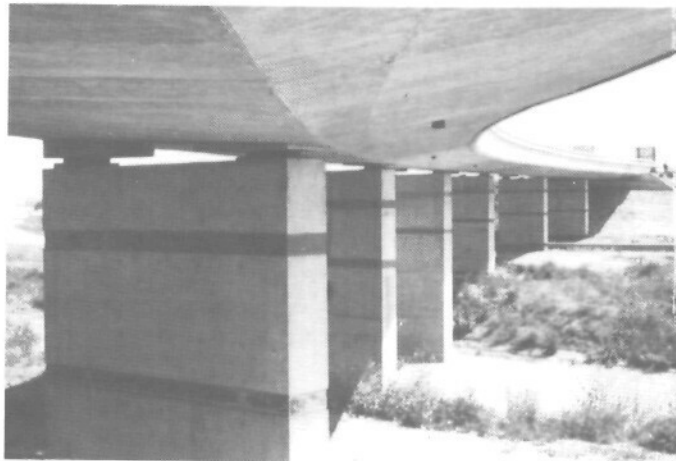
On peut être amené à élargir la nervure de façon à limiter la portée des encorbellements à 3,50 m ou même à ajouter d'autres nervures comme schématisé ci-après :



2.4. BIAIS ET COURBURE EN PLAN

De par leurs forme et mode de construction par coulage en place, les ponts-dalles s'adaptent parfaitement au biais et à la courbure en plan du tracé, ce qui est un avantage indéniable.

Cependant, pour une même brèche, les franchissements biais ou courbes en plan nécessitent une longueur d'ouvrage plus longue que pour un franchissement droit et rectiligne. Cette longueur détermine bien entendu le choix du type d'ouvrage dans les mêmes conditions que les caractéristiques de la brèche. Mais plus que les ouvrages droits et rectilignes, un ouvrage biais ou courbe implique, outre les problèmes de calcul, des soins à apporter à la conception technique et esthétique des appuis.



En effet, sur le plan du calcul, le comportement mécanique des ouvrages droits et rectilignes est différent des ouvrages biais ou courbes dans lesquels les états de flexion sont modifiés du fait de la torsion introduite par le biais ou la courbure. Bien que l'étude de ces problèmes particuliers soit rendue possible par des moyens de calcul plus ou moins généraux tels que, par exemple, le programme MRB du S.E.T.R.A. pour les dalles à bords libres parallèles ou par des programmes aux éléments finis pour les autres dalles de forme quelconque, il n'en demeure pas moins que ces ouvrages restent des ouvrages spéciaux bien qu'étant ouvrages types. En effet, par rapport à un franchissement droit et rectiligne leur coût est plus élevé, ceci du fait de leurs travées de longueur plus importante et de leurs appuis plus longs, du fait aussi des dispositions constructives particulières portant sur les divers renforcements locaux. Ceci ne semble nullement oublié par les projeteurs de tracé et ouvrages d'art, puisque les ouvrages très biais ou très courbes réalisés représentent une population peu nombreuse, et ne dépassent pas 10% des ponts-dalles construits.

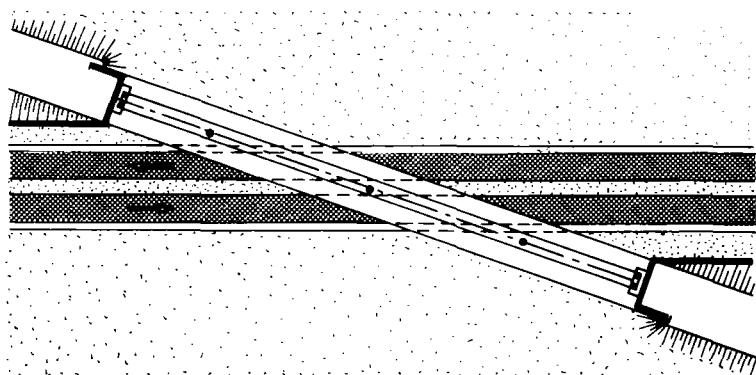
Les programmes PSIDA et PSIDP du S.E.T.R.A. de calcul de ponts-dalles emploient quant à eux la méthode de Guyon-Massonnet-Bares et ne peuvent être de ce fait utilisés valablement que pour des tabliers-dalles de biais et de courbure en plan modérés, c'est-à-dire pour des angles de biais mécanique (l'angle de biais mécanique est celui formé par la direction des plus grands moments en travée et la direction perpendiculaire aux bords libres) supérieurs à 70 grades environ et pour des portées angulaires (c'est-à-dire rapports des portées développées au rayon de courbure en plan) ne dépassant pas 0,3 radian (Cf. développements dans le document "PSIDP.EL - Guide de calcul" publié en Octobre 1985 par le S.E.T.R.A.). A l'inverse, les tabliers-dalles de biais prononcé ou de forte courbure en plan doivent être calculés par des moyens ou programmes plus généraux, comme il est dit plus haut.

Sur le plan de la conception, nous développerons aux paragraphes 2.5 et 2.6 les autres problèmes liés au biais et à la courbure concernant les appuis et l'aspect.

2.5. APPUIS

Le choix de la travure (Cf. § 2.1.1.) définit l'implantation des appuis (nombre, répartition et hauteur), compte tenu des données fonctionnelles, économiques et d'aspect général, alors que le choix de leur forme résulte essentiellement de considérations esthétiques (Cf. § 2.6.). Bien entendu, le choix des appuis ainsi que la disposition des fûts ou voiles d'une part et des appareils d'appui d'autre part sont étroitement liés.

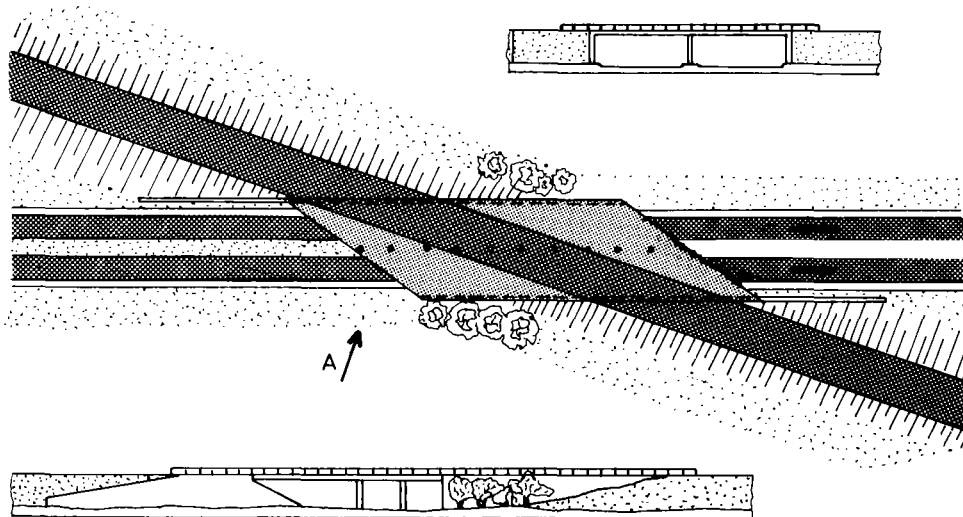
Dans les ouvrages biais, les appuis et donc les appareils d'appui sont souvent disposés suivant le biais. Cependant pour les ouvrages peu larges, il est possible de supprimer l'effet du biais sur les piles intermédiaires en adoptant des appuis "ponctuels" à fût unique supportant chacun un seul appareil d'appui.



Ouvrages droits pour un franchissement biais, grâce :

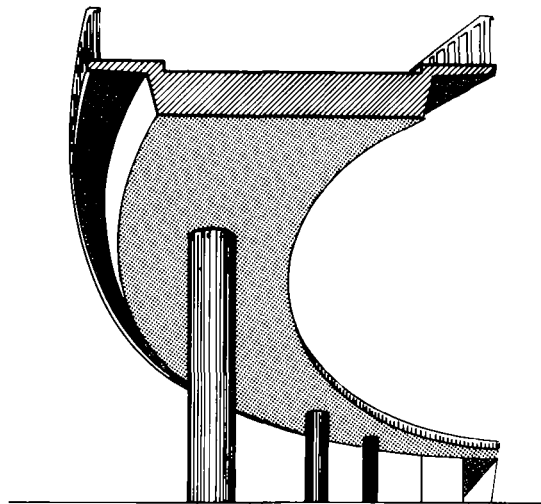
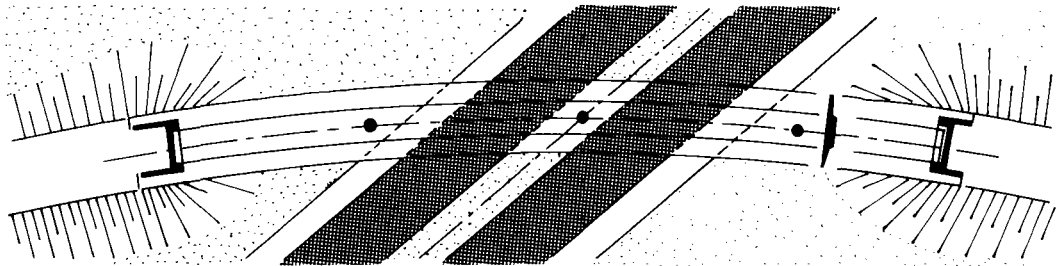
- aux appuis intermédiaires ponctuels,
- aux culées implantées en retrait par rapport à la voie.

Pour les biais importants, c'est-à-dire d'une vingtaine à une trentaine de grades, cette solution peut être plus avantageuse, tant sur le plan technique que sur le plan de l'aspect, qu'une solution de type couverture présentée sur le croquis ci-après :

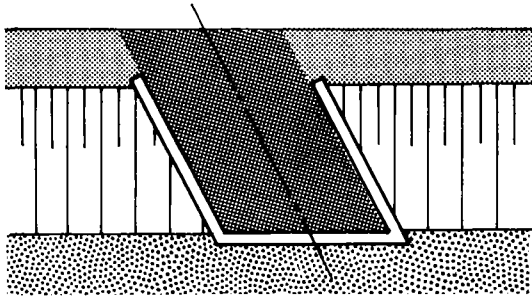


Une telle solution de couverture réduit, il est vrai, le biais de l'ouvrage, mais par contre en augmente notablement la surface. Le fait que, sur certains ouvrages où cette solution a été adoptée, on ait été amené à ajourer les parties triangulaires inutilisées ou à paysager ces dernières, accentue encore le caractère peu rationnel et inesthétique de ce choix.

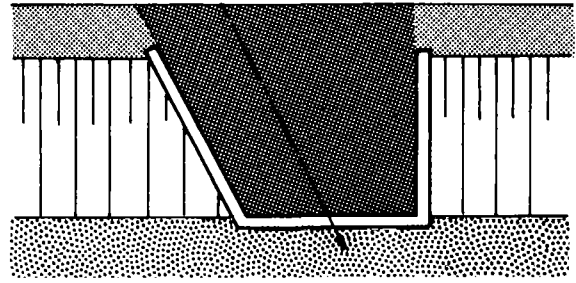
Dans les ouvrages courbes en plan, les appuis peuvent selon le cas être disposés suivant le biais (le tablier est alors courbe et biais à la fois) ou perpendiculairement à l'axe longitudinal du pont. En site urbain, il est avantageux (emprise minimale au sol, aspect satisfaisant) d'adopter des appuis ponctuels à fût unique lorsque la largeur du tablier est modérée. Dans ce cas, comme d'ailleurs dans le cas d'ouvrages biais sur appuis intermédiaires ponctuels, les fûts de piles doivent être de dimension suffisante (pour la résistance aux chocs de véhicules, pour l'implantation des appareils d'appui et des niches à vérins, ainsi que pour des questions d'aspect). Par ailleurs, les appuis d'extrémité, ainsi que leurs appareils d'appui, doivent être conçus en vue d'un encastrement vis-à-vis de la torsion due au biais ou à la courbure. Au niveau des fondations, cette solution peut conduire à une réduction des dimensions des semelles dans le cas de fondations superficielles ou du diamètre des pieux, voire de leur nombre dans le cas de fondations sur pieux de gros diamètre.



En ce qui concerne l'implantation des culées et l'aspect qui en résulte pour les têtes de l'ouvrage dans le cas d'un franchissement biais, elles peuvent être placées soit en retrait par rapport à la voie franchie (cas de la vue en plan ci-dessus), soit aux abords de la voie franchie, (croquis ci-après). Dans le premier cas, les culées peuvent être disposées selon le biais ou suivant la direction perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage, ce qui semble être plus rationnel, alors que dans le second cas, c'est-à-dire dans le cas de l'implantation des culées aux abords de la voie franchie, l'aspect de l'ouvrage peut être amélioré par une disposition des culées selon le biais, ou selon une direction qui l'approche tout en évitant un biais par trop accusé.

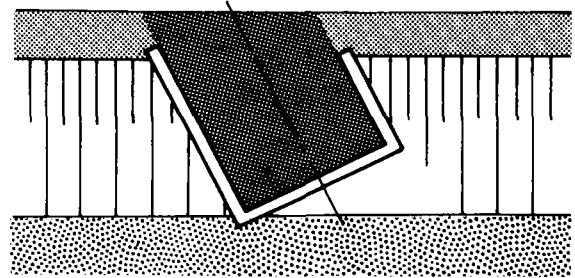


(a)



(b)

Cas d'implantation d'une culée aux abords d'une voie : les dispositions (a) et (b) sont à préférer à la disposition (c) dans laquelle tous les murs de tête ont une hauteur variable.



(c)

Par ailleurs, sur le plan mécanique, dans les ouvrages courbes, les déformations horizontales dues à la précontrainte et au fluage sont parallèles à l'axe longitudinal, alors que celles dues au retrait et température dépendent des rayons-vecteurs (ou longueurs dilatables) issus du point fixe. Seuls les appareils d'appui mobiles (soit glissants soit semi-mobiles en élastomère fretté) sont capables de s'adapter avec peu d'efforts dans les appuis à de telles déformations. Toutefois, lorsque les déformations latérales sont importantes et suffisantes pour entraver le bon fonctionnement des joints de chaussée, il convient de les astreindre au droit des appuis d'extrémité aux seules déformations longitudinales au moyen d'appareils d'appui spéciaux, à condition bien entendu de dimensionner ces appuis et le tablier en conséquence.

2.6. ETUDES ESTHETIQUES

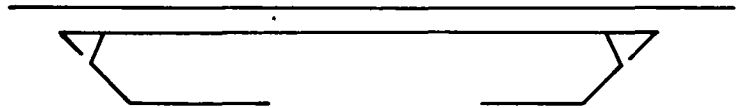
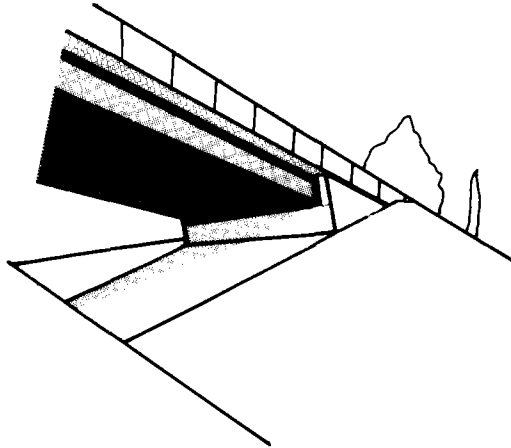
Nous avons mis en évidence l'aspect esthétique des ponts-dalles dans leur morphologie et domaine d'emploi, soulignant cet aspect dans leur conception générale. Il paraît en effet indispensable de prendre en considération l'étude esthétique, c'est-à-dire celle des formes et des proportions, dans la conception, générale et détaillée, des ouvrages, notamment des parties d'ouvrage visibles par les usagers.

D'une façon générale, en matière de recherche esthétique, l'illusion peut jouer un rôle important dans la perception des formes et des proportions. En particulier la forme des éléments porteurs tels que le tablier et les appuis ou des éléments non porteurs tels que les corniches, n'est jamais totalement subordonnée à des exigences techniques, et peut en conséquence faire l'objet d'un certain choix, dont les répercussions sont importantes sur l'aspect de l'ouvrage.

Ainsi dans le cas d'un franchissement de faible tirant d'air, une dalle avec encorbellements, grâce à la réduction des faces latérales, vues accentuées par l'effet d'ombre, peut donner à l'ouvrage un aspect plus léger et donc moins "écrasant". A l'inverse, dans le cas d'un franchissement de grand tirant d'air, l'aspect défavorable de l'ouvrage qui paraît

alors haut sur ses appuis peut être amélioré par un choix d'appuis larges ou de corniches hautes.

Un autre exemple concerne le cas d'une culée avec mur de front et murs en retour. Une telle structure, lorsqu'elle est implantée en flanc ou à plus forte raison en pied de talus, paraît souvent massive et disproportionnée au regard de la minceur d'un tablier-dalle. Cet aspect de lourdeur relative peut être atténué par le recours à un mur de front légèrement incliné vers l'intérieur comme le montre le croquis ci-après :



Une légère inclinaison des murs de front confère une certaine "nervosité" à l'aspect de l'ouvrage.

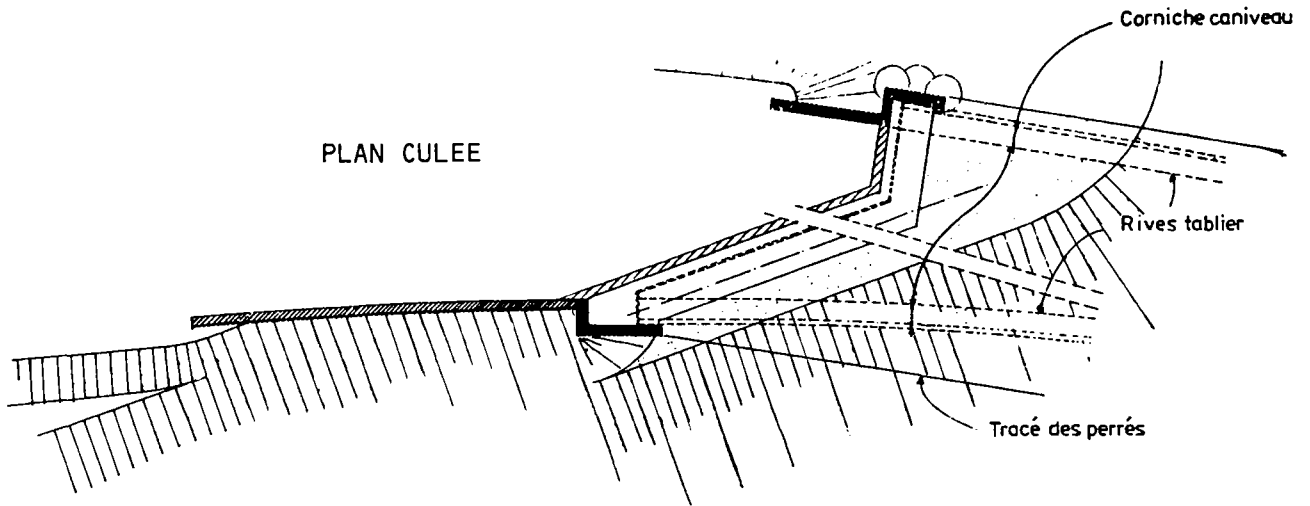
La perception "dynamique" du profil en long, c'est-à-dire celle qui résulte d'une vue parcourant l'ouvrage d'un bout à l'autre, paraît sensiblement meilleure après ce traitement du mur de front.

Bien entendu, la perception d'un ouvrage ne s'arrête pas à ses murs de tête, mais continue au-delà, c'est-à-dire jusqu'à ses abords. C'est de l'aspect de ces derniers que dépend en partie celui de l'ouvrage.

A ce titre, leur traitement peut être nécessaire dans certains cas, comme le montrent les dessins suivants.

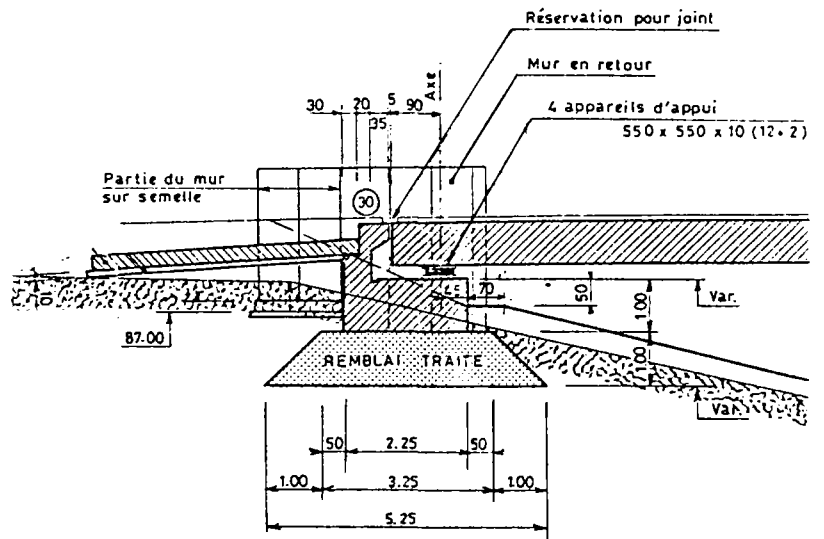
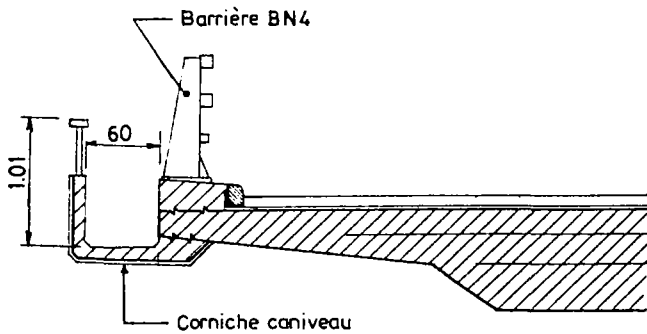
Il s'agit d'un aménagement d'une "tête de pont" nécessitée par l'implantation d'une culée biaise à proximité d'une voie urbaine. L'aspect technique d'une telle implantation a déjà été discuté au paragraphe 2.5. Comme on peut le voir, ces dessins mettent en évidence :

- l'emploi de corniche-caniveau dans le but d'éviter des descentes d'eau pluviale qui seraient nuisibles à l'aspect de l'ouvrage,
- la forme particulière du mur en retour à la fois fonctionnel (au niveau de son décrochement imposé par la présence de la corniche-caniveau) et esthétique (dans la texture de ses parements à cannelures),
- le remodelage du terrain naturel aux abords de la culée.

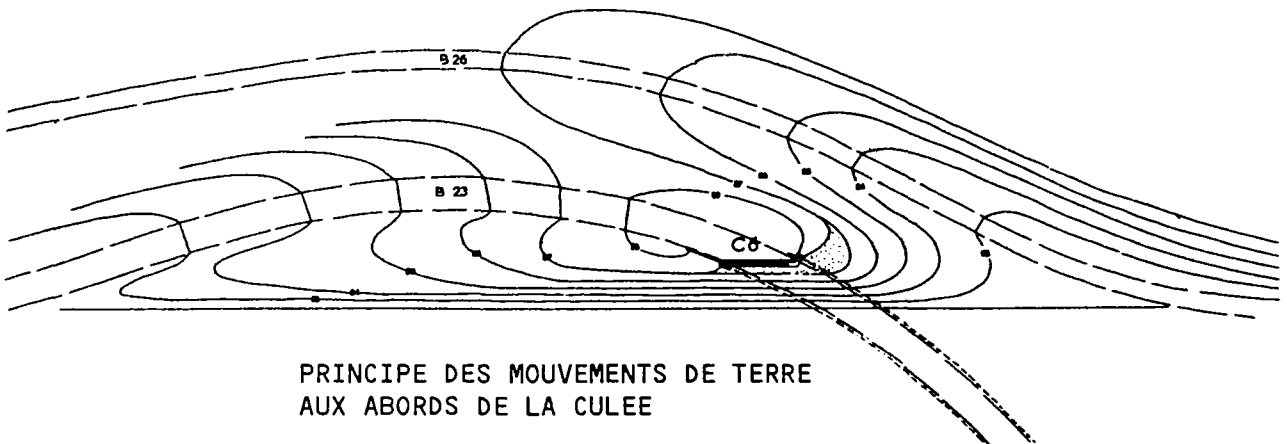


NOTA : Les cotes indiquées ne sont utiles que dans la mesure bien entendu où elles permettent de situer un ordre de grandeur

ENCORBELLEMENT

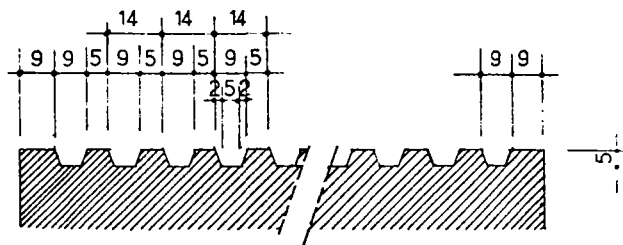
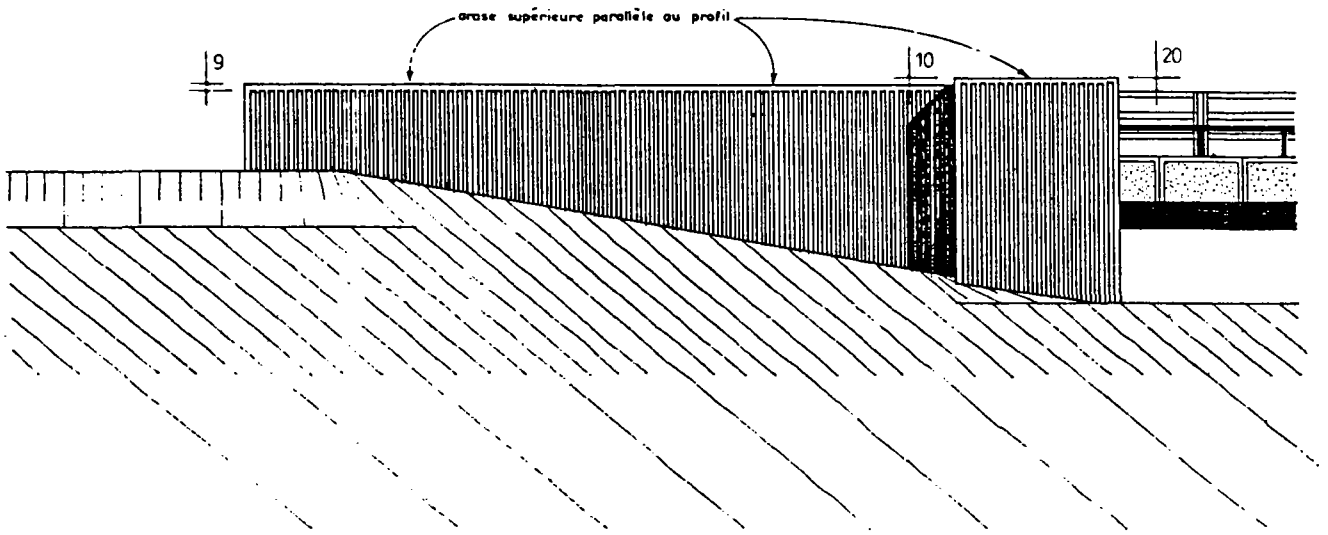


COUPE LONGITUDINALE



**PRINCIPE DES MOUVEMENTS DE TERRE
AUX ABORDS DE LA CULEE**

VUE MUR EN RETOUR OUVRAGÉ

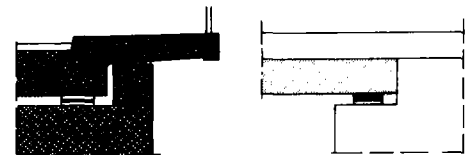
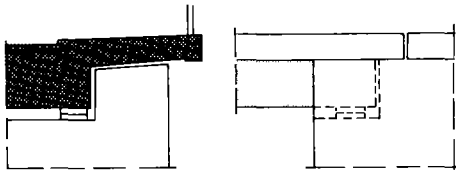
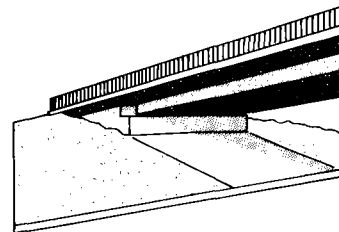
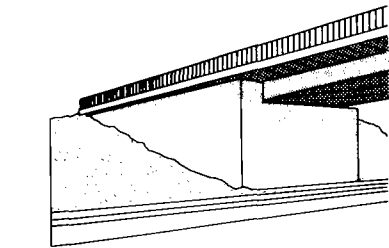


DETAIL CANNELURES

Pour le reste, on pourra trouver dans ce qui suit les quelques dispositions de détail portant sur des parties vues afin d'améliorer leur aspect. Son attention est attirée sur le fait que, ces détails n'ont qu'un caractère de complément, c'est-à-dire ne prétendent en aucun cas être ex-hautifs et, encore moins, destinés à remplacer une défaillance quelconque dans la conception générale.

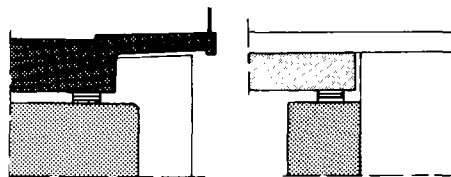
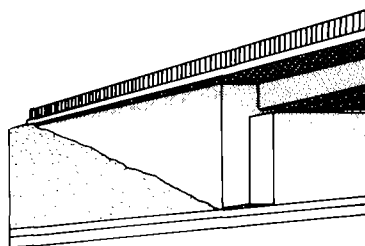
a) Appuis

Les appuis d'extrémité sont constitués de culées à mur de front apparent ou plus fréquemment de piles-culées soit semi-apparentes soit noyées dans les talus. Dans tous les cas, la disposition relative de l'ensemble tablier-corniches - murs en retour - murs masqués - murs de front, mérite une attention toute particulière, l'aspect de l'ouvrage en dépendant pour une large part, ainsi que le montrent les croquis ci-après. L'objectif principal est de conserver l'effet d'ombre sous le tablier et au-dessus des murs de tête et de souligner ainsi la continuité de la corniche sur tout l'ouvrage.



*Culée-About et appareils
d'appui non visibles
Cas d'implantation
en pied de talus*

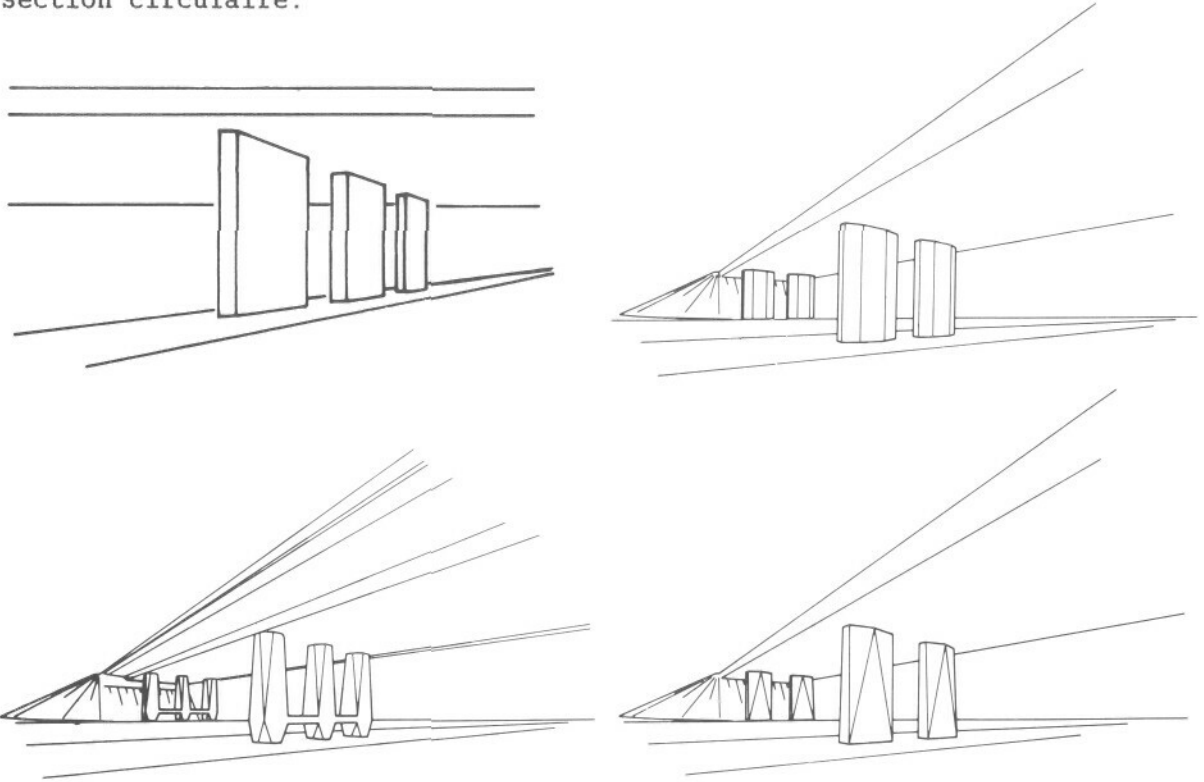
*Culée-Appareil d'appui visibles
Cas d'implantation
en crête de talus*



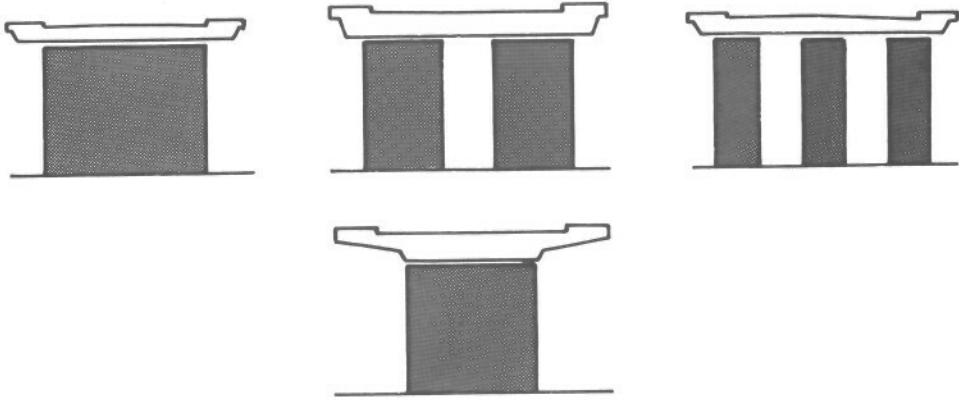
*Culée-Mur de front en saillie
Cas d'implantation en pied de talus*

On remarquera dans tous les cas la continuité de l'effet d'ombre sous le tablier, même au-delà du mur de front, ainsi que la séparation assez nette entre le talus et le tablier, de sorte que ce dernier ne donne pas l'impression de venir "mourir" dans les terres.

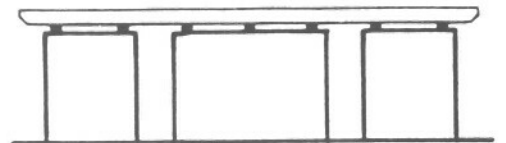
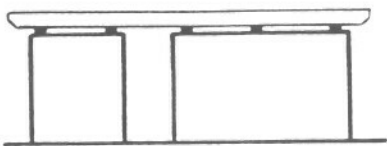
Les piles sont souvent constituées de voiles rectangulaires, plus résistants aux chocs de véhicules que les colonnes. Cependant, d'autres formes peuvent être envisagées pour les piles (en V, polygonale, elliptique...) lorsqu'un meilleur aspect doit être recherché (cas d'ouvrages urbains par exemple). Dans le cas où chaque pile est constituée d'une colonne unique (Cf. § 2.5), il est préférable d'éviter la monotonie de la section circulaire.



Pour des raisons architecturales, on pourra utiliser des piles à voile unique jusqu'à une largeur biaise de sous dalle de l'ordre de 5 m, et des piles à voiles multiples pour les largeurs plus grandes : par exemple 2 voiles entre 6 et 10 m et 3 voiles au-delà de 12 m. Il est souhaitable de limiter la longueur unitaire des voiles entre 2 m (minimum pour la résistance aux chocs) à 5 m (maximum au-delà duquel pèsent la lourdeur et l'effet d'écran). Dans le cas d'emploi de voiles multiples, une longueur de 2,5 m de ceux-ci semble répondre aux divers critères : résistance aux chocs, aspect satisfaisant, implantation des appareils d'appui et des niches pour vérins.

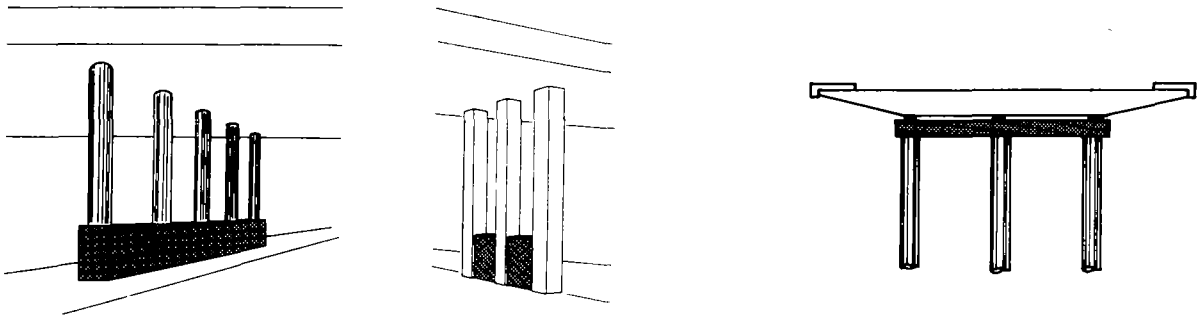


On évitera dans tous les cas d'avoir recours à des voiles de longueur inégale comme dans les dispositions schématisées ci-après :



Dispositions à éviter

Dans un même ordre d'idée, le raidissage des piles, dans le soubassement ou en tête des fûts, ne favorise généralement pas l'aspect de l'ouvrage, mais dénote, de surcroît, une insuffisance du dimensionnement de celles-ci (croquis ci-après) :



Soubassement et chevêtres des piles pouvant être évités par un dimensionnement correct de ces dernières.

Dans le sens longitudinal, l'épaisseur des voiles sera normalement de 0,50 m à 0,80 m afin de respecter les proportions entre les divers paramètres, à savoir : hauteur du tirant d'air, portée, épaisseur du tablier, largeur des fûts, ou tout au moins largeur de leur partie supérieure. Une solution quantitative à ce problème peut être résumée dans la formulation suivante qui semble d'ailleurs donner satisfaction aux concepteurs (ingénieurs et architectes) :

Avec les notations du schéma ci-contre :

$$E = \frac{4H + \ell}{100} + 0,10 \quad (\text{en mètres})$$

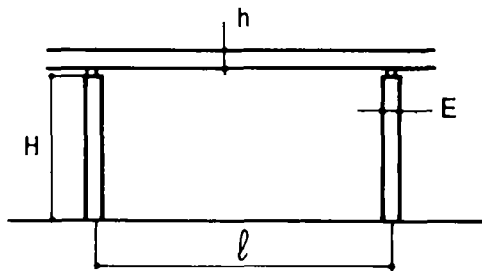
E reste compris entre 0,85 h et 1,15 h, sans toutefois descendre en-dessous de 0,50 m

ℓ = portée droite

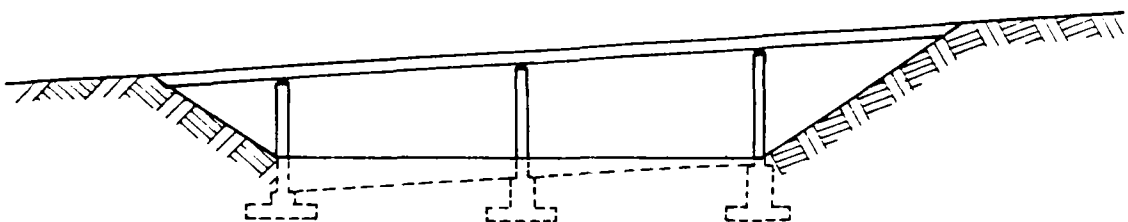
h = épaisseur du tablier.

H = hauteur du tirant d'air

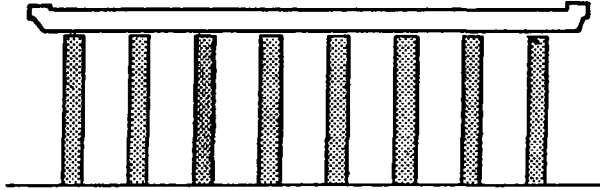
E = largeur des fûts ou de leur partie supérieure



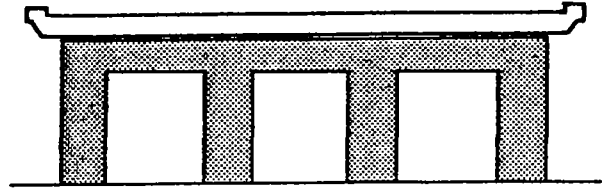
On conserve dans tous les cas la même épaisseur de voile pour toutes les piles, même si leur hauteur est variable comme dans le cas d'un profil en pente (croquis).



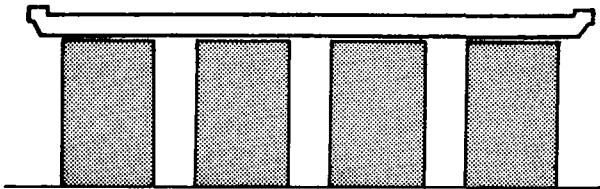
CHOIX D'UNE DISPOSITION DE PILE



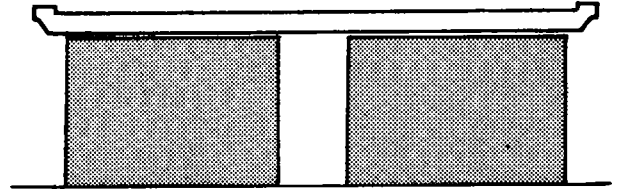
*Forêt de petites colonnes
Faible résistance aux chocs*



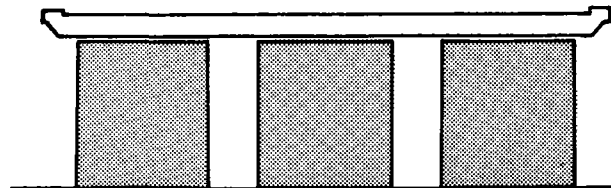
*Retombée disgracieuse allant
par ailleurs à l'encontre de
l'intérêt d'une structure en
dalle*



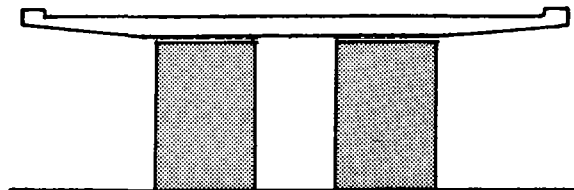
*Trop de voiles
Donne un effet d'écran*



*Voiles trop longs
Donne un effet d'écran*



*Voiles en nombre correct, mais
de longueur encore importante
Donne un effet d'écran*



Meilleure disposition

Répartition harmonieuse entre pleins et vides qui, de surcroît, donne une certaine transparence, agréable à la perception dynamique, grâce aux appuis placés en retrait.

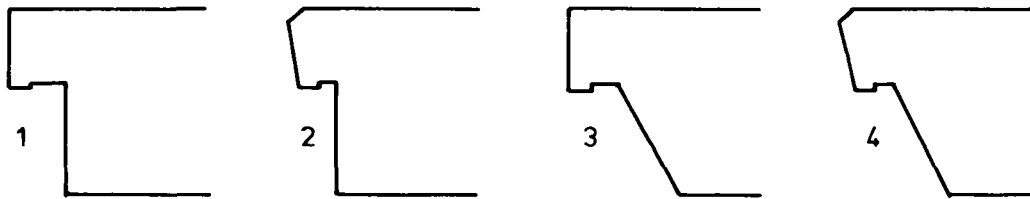
b) Tablier et équipements

En ce qui concerne le profil en long, le tablier à épaisseur constante semble préférable, du point de vue de l'aspect, aux tabliers à épaisseur variable dans le cas de franchissements biais ou avec pente longitudinale (Cf. paragraphe 2.1.).

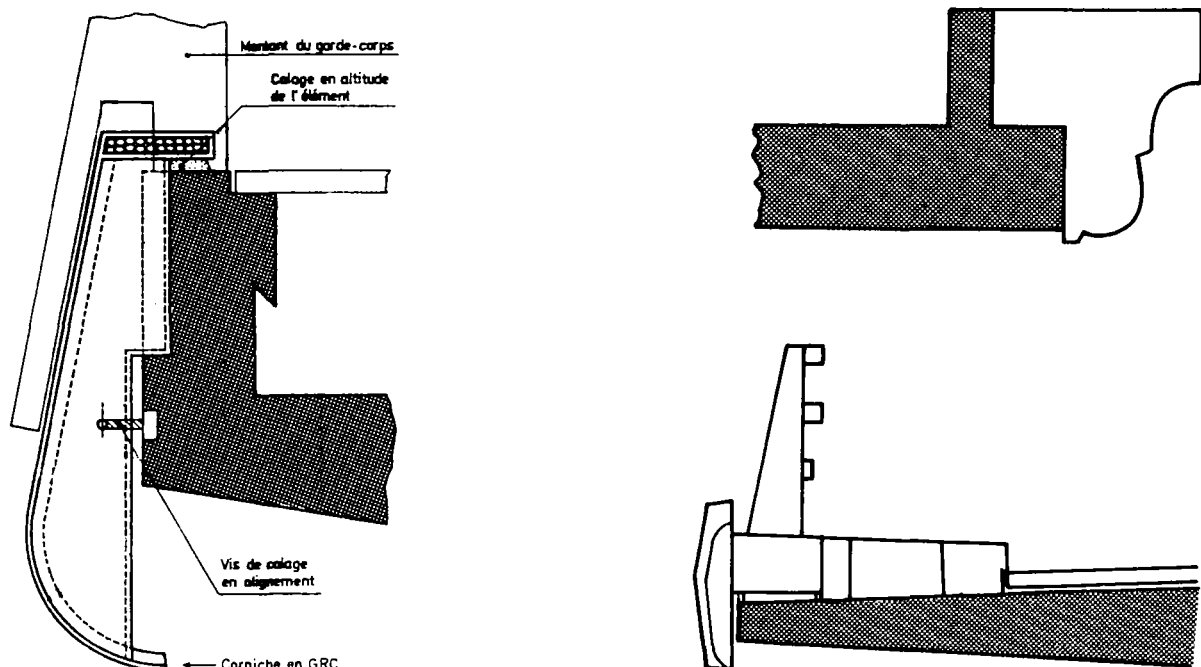
Lorsque la forme de la section transversale est définitivement arrêtée, son profil doit faire l'objet d'une étude détaillée. De même, on doit apporter un soin particulier à la conception des équipements apparents tels que les corniches et les dispositifs de retenue.

Si la section transversale est rectangulaire, on devra tout d'abord déterminer l'épaisseur vue de la dalle et choisir le profil de sa joue. Pour une épaisseur utile donnée, l'épaisseur vue de la dalle peut ainsi être sensiblement modifiée afin d'obtenir des proportions harmonieuses avec la hauteur de la corniche.

L'association entre la corniche et la joue de la dalle prend en général les formes suivantes où le type 3 (joue inclinée, corniche verticale) semble le plus harmonieux.



Cependant, d'autres formes de corniches sont envisageables lorsqu'une recherche d'aspect le justifie, ainsi que le montrent les exemples ci-après.





Ces modèles peuvent s'adapter aussi bien aux dalles rectangulaires qu'aux dalles à encorbellements. Certains d'entre eux sont constitués d'éléments minces donc légers (bardage en tôle d'aluminium peinte).

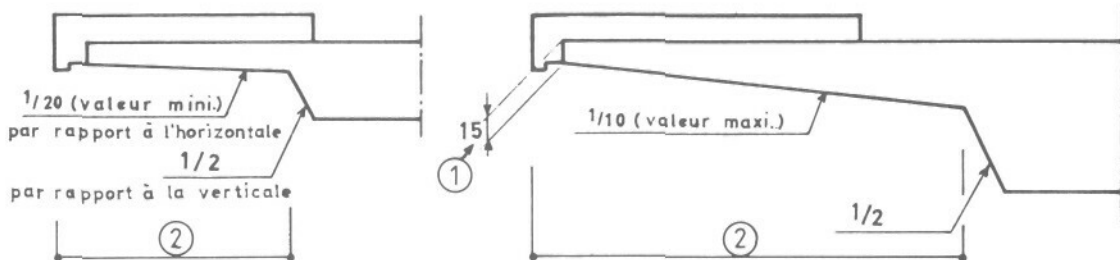
Dans le cas d'une section transversale avec encorbellements, on peut donner respectivement aux deux plans qui composent l'encorbellement, c'est-à-dire celui de sa sous-face et celui de la joue de la nervure, des profils horizontaux ou inclinés par rapport à l'horizontale, verticaux ou inclinés par rapport à la verticale.

Le choix entre ces différentes associations peut dépendre de la largeur de l'encorbellement et de l'épaisseur utile de la dalle.

Lorsque l'épaisseur de la dalle est importante, la face inclinée a tendance pour l'observateur, à en minimiser l'épaisseur réelle. Cependant cet effet d'ombre n'est réel que lorsque la largeur de l'encorbellement dépasse le double de l'épaisseur de la dalle.

L'inclinaison de la sous-face aura une valeur telle qu'elle réserve une section suffisante pour l'encastrement tout en laissant bien apparente la joue de la dalle ; la valeur de cette inclinaison par rapport à l'horizontale, suivant la largeur de l'encorbellement et l'épaisseur de la dalle, sera le plus souvent comprise entre $1/20$ et $1/10$.

L'inclinaison de la dalle sera voisine de $1/2$ par rapport à la verticale.



① à porter à 22 dans le cas d'un ancrage de BN4

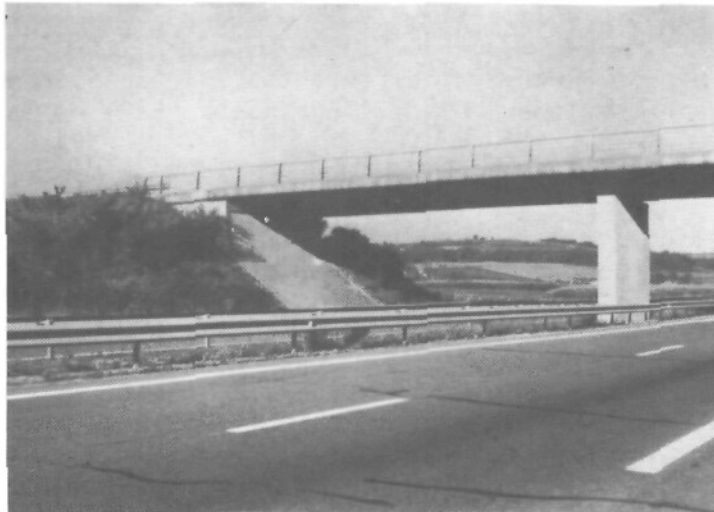
② l'effet d'ombre n'existe que lorsque la largeur de l'encorbellement dépasse le double de l'épaisseur de la dalle

Dans certains cas le nombre de plans de l'encorbellement peut être réduit en faisant varier continûment le profil transversal de la dalle.

Ce profil peut se présenter sous la forme d'une ligne brisée comportant une partie centrale horizontale et deux parties latérales faiblement inclinées par rapport à l'horizontale; ce profil peut occasionner une économie de coffrage lorsque la hauteur de la joue, dans certaines dalles avec encorbellements, est très réduite. Ce profil peut aussi se présenter, dans certains ouvrages exceptionnels, sous la forme d'un arc très tendu.



Ainsi, la section transversale avec encorbellements semble esthétiquement préférable (effet d'ombre) en plus de la légèreté et la réduction de la longueur des voiles d'appui.



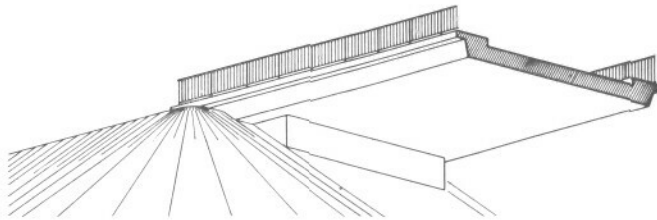
En ce qui concerne les dispositifs de retenue implantés en bord de tablier tels que les garde-corps et certains modèles de barrières (BN1, BN4...), leur conception, c'est-à-dire le choix du type et de l'implantation, doit faire l'objet d'un soin particulier, ces éléments faisant partie de ceux qui contribuent non seulement à l'aspect en tant qu'éléments apparents mais aussi et surtout à la sécurité.

S'agissant d'éléments participant à l'aspect, leur choix doit être fait en fonction de l'environnement dans lequel s'inscrit l'ouvrage (en rase campagne ou en ville). Dans la pratique, ce choix est à faire parmi les modèles existants qui ont fait leur preuve.

On trouvera dans le paragraphe 3.8 un plus ample développement sur les dispositifs de retenue. Ce qu'on peut toutefois dire dès maintenant est :

- Que le garde-corps et la barrière BN4 donnent à l'ouvrage, grâce à leur barraudage, un aspect de légèreté et de transparence par comparaison aux barrières BN1 ou BN2 qui sont plus "opaques" en raison de leur muret en béton. De ce fait, la présence de ces types de dispositifs n'est pas sans incidence sur l'aspect de l'ouvrage, car ils concourent à modifier la face vue du tablier. Il en résulte que du point de vue esthétique le garde-corps ou la barrière BN4 convient plutôt à des faibles hauteurs de tirant d'air sous l'ouvrage, et, qu'à l'inverse, la barrière BN1 ou BN2 s'adapte mieux à des hauteurs de tirant d'air plus importantes.
- Que les dispositifs de retenue, pour être efficaces, doivent normalement être soit conservés soit complétés par d'autres dispositifs à proximité immédiate de l'ouvrage.

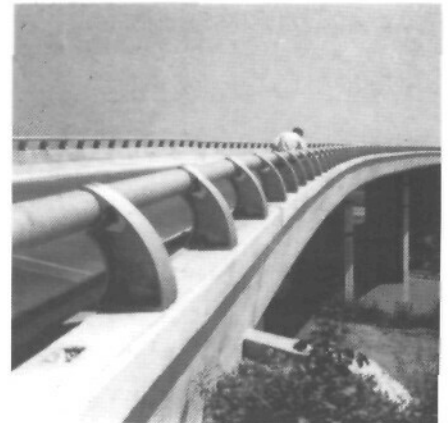
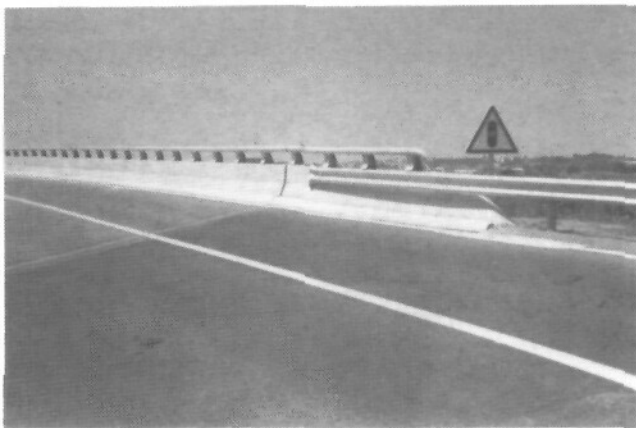
A titre indicatif, il est déconseillé, pour des raisons tenant à la sécurité et à l'aspect, d'arrêter le garde-corps à l'intersection du talus avec le tablier ou avec les culées. Les extrémités du garde-corps doivent se situer nettement au-delà de cette intersection (croquis a). Tout décrochement en plan du garde-corps doit par ailleurs être évité (photo b).



Croquis a



Photo b
Décrochement à éviter



L'objectif final est toujours d'obtenir une image composée de l'ouvrage par la mise au net et à l'échelle des dessins déjà obtenus pendant tout le processus de conception. Parallèlement aux dessins de la vue en plan, les coupes ainsi que l'élévation, il est nécessaire d'esquisser au

moins une perspective de façon à obtenir une image du pont dans son environnement. L'harmonie entre le tablier et les appuis peut être appréciée par une vue inclinée sur l'ouvrage, ou par un photomontage, moyen de plus en plus utilisé, de l'ouvrage dans son cadre naturel.

En conclusion, les études esthétiques jouent un rôle important dans la conception générale et détaillée des ouvrages d'art. En ce qui concerne les ouvrages courants, les ponts-dalles en particulier, qui sont des ouvrages simples par essence, toute recherche en vue de rendre leur aspect encore plus sobre ne serait que souhaitable, car leur conception et leur ligne générales une fois figées, la faible incidence économique (de quelques pourcent du coût de l'ouvrage) d'une telle recherche en mérite largement l'effort, compte tenu de leur impact dans l'environnement et compte tenu également de leur longue durée de vie.

2.7. FONDATIONS

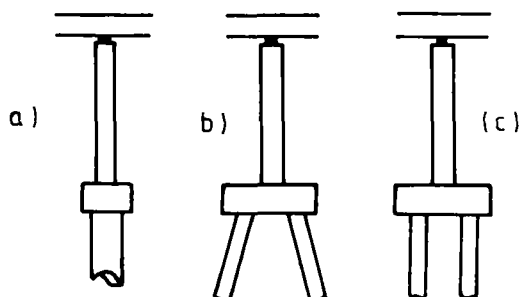
2.7.1. Généralités

Comme il a déjà été dit, le sol de fondation est un des facteurs de choix de l'implantation des appuis et de la répartition des travées. En outre, c'est le principal facteur de détermination du type de fondation. De ce fait, on devra veiller à intégrer dans son choix non seulement les conclusions de l'étude de sol mais également toutes les contraintes de réalisation des fondations (blindage de fouilles, rabattement de nappe), ou celles provenant d'autres parties du projet (par exemple caniveau dans le terre-plein central, collecteur sous cunettes).

Selon la nature du sol de fondation, le choix du type de fondation s'effectue entre la fondation sur semelles superficielles ou la fondation profonde (pieux ou puits).

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

Lorsque le bon sol est profond, la fondation sur pieux s'impose. En fonction de leur portance, les pieux peuvent être soit battus (pour des portances de l'ordre de 100 t environ) soit forés (pour des portances allant jusqu'à 500 t environ). Dans le cas particulier d'une fondation sur pieux sous appuis isolés (colonnes par exemple), il peut être avantageux de transmettre la charge directement au sol de fondation au moyen de gros pieux forés (ou puits) plutôt que par l'intermédiaire de pieux plus nombreux.



La solution a est à préférer aux solutions b et c dans le cas d'un appui isolé.

On veillera toutefois d'une part à la bonne reprise des efforts horizontaux et d'autre part à imposer des tolérances d'implantation des pieux suffisamment sévères dans ce cas.

Le cas de sols affouillables mérite une grande attention. Dans un tel cas, il est impératif d'asseoir les fondations, qu'il s'agisse de la semelle dans le cas de fondations superficielles ou des pieux dans le cas de fondations profondes, à un niveau suffisant pour préserver leur stabilité dans l'hypothèse d'un affouillement maximal. Il importe donc d'apporter un soin tout particulier au choix de ce niveau.

Signalons encore, dans ces quelques généralités que, dans le cas où une fondation doit être conçue pour supporter des étais, il convient de surdimensionner la largeur des semelles de fondation comme l'indique le croquis ci-après :



2.7.2. Quelques choix particuliers

Nous examinons ci-après quelques cas particuliers où il est possible de donner des renseignements plus détaillés.

a) Cas où la voie franchie est en déblai

C'est le cas le plus simple: suivant la qualité du terrain naturel, on adopte soit des fondations superficielles soit des fondations sur pieux pour l'ensemble des appuis. En général, l'ouvrage ne nécessite pas de dalles de transition, aucun tassement particulier n'étant à prévoir postérieurement à l'exécution de celui-ci.

b) Cas où la voie franchie est au niveau du terrain naturel

Deux cas sont à envisager:

- Le terrain naturel est de bonne qualité

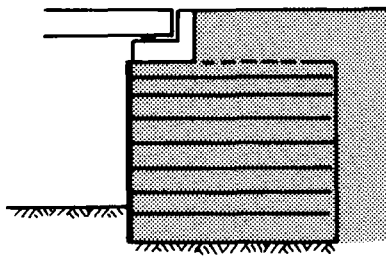
Dans ce cas, il est recommandé d'exécuter les remblais d'accès avant l'ouvrage, en utilisant un matériau sélectionné et soigneusement compacté dans les zones d'extrémité, et de fonder l'ensemble de l'ouvrage sur semelles superficielles, les appuis de rive étant alors fondés en tête de talus. Cette disposition présente pour avantages de simplifier au maximum les appuis de rive. Lorsqu'un tel phasage n'est pas réalisable, on sera amené à fonder les appuis de rive au niveau du terrain naturel au moyen d'une palée enterrée. Cette disposition, plus onéreuse, complique la réalisation des extrémités des remblais, qui doivent être compactées avec de petits engins à faible rendement, et rend généralement indispensable le recours à des dalles de transition.

- Le terrain naturel est de mauvaise qualité

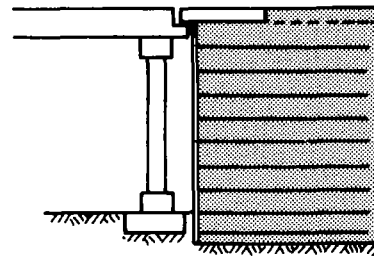
C'est le cas lorsqu'il est prévisible que des tassements importants auront lieu sous le poids des remblais d'accès. Il devient alors quasi indispensable, pour l'économie du projet, de réaliser les remblais

largement à l'avance, de sorte que la majorité des tassements soit acquise lors de la construction de l'ouvrage. Il est alors possible de fonder les travées de rive soit sur pieux à travers le remblai, soit directement en tête de celui-ci, suivant l'amplitude des tassements à attendre après construction de l'ouvrage. La solution consistant à appuyer les appuis de rive sur des palées enterrées fondées sur pieux risque de s'avérer très onéreuse, voire impraticable, compte tenu des frottements négatifs et des poussées latérales qu'auraient à subir les pieux.

Dans ces conditions de mauvais sol et dans la mesure où une solution classique s'avère difficile voire impossible à réaliser tant du point de vue technique que du point de vue économique, nous signalons que la terre armée peut constituer une solution alternative intéressante. En effet la terre armée peut alors être employée (Cf. figures ci-après) pour constituer soit une culée porteuse, soit une culée mixte. Dans un cas comme dans l'autre, le massif en terre armée est à réaliser à l'avance, afin que la majorité des tassements soit acquise lors de la construction de la culée elle-même. Cependant, contrairement à la solution de la culée porteuse, la terre armée dans la solution de la culée mixte n'assure qu'un rôle de soutènement.



Culée porteuse en terre armée



Culée mixte

Le problème majeur concerne naturellement les tassements du sol de fondation après la pose du tablier. Les sols de fondation médiocres peuvent d'ailleurs nécessiter un traitement d'amélioration préalable. En tout état de cause, il y a lieu de tenir compte de ces tassements dans le calcul du tablier.

2.7.3. Interactions sol-structure

Les caractéristiques géotechniques, outre leur rôle déterminant dans le choix du nombre et de l'implantation des appuis, ainsi que dans le dimensionnement des fondations, sont également nécessaires au calcul des appuis et du tablier.

En effet, les efforts dans les appuis dus au freinage (sur tablier) et aux déformations imposées (sur tablier ou appuis) dépendent des "raideurs des appuis". Ces raideurs sont fonction non seulement des caractéristiques des appuis et des appareils d'appui, mais également de celles des fondations et enfin de la nature du sol de fondation. A titre indicatif, dans le cas de fondations superficielles, la prise en compte d'une rotation de la semelle - rotation calculée à partir des caractéristiques du sol de fondation - a pour effet de réduire la raideur de l'appui et donc l'effort dans celui-ci, par rapport à l'hypothèse d'un encastrement à sa base.

Dans le cas de sables ou d'argiles, cette réduction due à l'interaction sol-structure peut atteindre 15% sous les actions de courte durée (telles par exemple que le freinage, les actions dynamiques...). Elle est par contre faible, voire négligeable, sous les actions de longue durée.

D'autre part, comme il a été dit plus haut, l'étude du tablier doit tenir compte des tassements différentiels entre appuis lesquels doivent pouvoir être définis par le dossier géotechnique.

Les tabliers-dalles peuvent supporter, avec peu de renforcements, des tassements différentiels allant jusqu'à 2 à 3 centimètres. Les dalles précontraintes PSIDP peuvent même supporter des tassements bien supérieurs moyennant des renforcements plus importants. Cependant les grands tassements, du fait qu'ils portent préjudice au bon fonctionnement des ouvrages, doivent être évités par un choix approprié du type de fondation. On estime à cet effet que les tassements différentiels ne sont pas tolérables pour les ouvrages d'art, et ceci quelle que soit la quantité d'armatures mises en place dans le tablier, dès que le rapport des tassements différentiels entre appuis aux portées adjacentes dépasse 1/250.

3 - CONCEPTION DETAILLEE

3.1. PREDIMENSIONNEMENT

Les règles simples proposées dans ce qui suit concernent le dimensionnement de l'épaisseur de la dalle et l'estimation du nombre d'armatures de précontrainte.

3.1.1. Choix du type de dalle

Par rapport à la dalle à encorbellements, la dalle rectangulaire est d'un coffrage plus simple mais devient trop lourde pour le franchissement des portées supérieures à une vingtaine de mètres. Cette remarque est utile pour le choix d'une part du type de dalle (dalle rectangulaire ou dalle à encorbellements) en fonction de la travée la plus longue de l'ouvrage, d'où découle le type d'abaque de dimensionnement de l'épaisseur de la dalle.

3.1.2. Tabliers-dalles précontraints

a) Epaisseur économique

D'une façon générale, l'épaisseur économique d'un tablier-dalle PSI.DP est essentiellement fonction :

- de ses caractéristiques géométriques : nombre, répartition et longueur des travées ;
- et, à un moindre degré, du profil en travers de l'ouvrage (nombre de voies chargeables...).

Le problème théorique est de déterminer, en fonction de ces facteurs, l'épaisseur de la dalle qui minimise le coût de l'ouvrage (tablier + appuis + fondations).

En **pratique**, cette épaisseur économique ne peut être souvent déterminée qu'approximativement, compte tenu du choix des appuis et des fondations, compte tenu également de la fluctuation du prix des matériaux (béton, aciers de précontrainte, aciers passifs) et compte tenu enfin du choix de la classe de vérification.

De plus, le coût, donc l'épaisseur économique d'un tablier-dalle varie non pas continûment, mais "en dents de scie" suivant le **nombre entier** d'unités de précontrainte à mettre en oeuvre dans ce tablier, particulièrement dans le cas d'unités puissantes.

Enfin, il est à remarquer que le coût d'un tablier-dalle varie peu en fonction de son épaisseur au voisinage de l'épaisseur économique. A titre indicatif, une variation de l'épaisseur de $\pm 20\%$ autour de l'épaisseur économique ne donne lieu, toutes choses égales par ailleurs, qu'à une majoration de 2% au plus du coût de l'ouvrage.

Les abaques des pages 59 à 61 permettent le dimensionnement d'un tablier-dalle courant à deux travées, à trois travées et à quatre travées (*).

Ces abaques sont établis dans les conditions suivantes :

- ouvrage calculé selon la classe II ,
- profil en travers comportant deux voies de circulation (chaussées de 7,50 m + deux trottoirs de 1,25 m),

Ces abaques permettent, par extension, de déterminer avec une précision suffisante l'épaisseur économique d'autres cas d'ouvrage : tabliers-dalles plus larges (chaussée comportant plus de deux voies, trottoirs plus larges), tabliers ayant des travées en nombre et répartition quelconques (voir exemples de dimensionnement, § 3.1.2).

Par ailleurs, pour un ouvrage calculé selon la classe III , ces abaques permettent un dimensionnement très voisin (par excès) du dimensionnement économique avec écart inférieur à 5% sur les épaisseurs.

L'utilisation de ces abaques fournit un dimensionnement économique et satisfaisant au règlement pour un béton de résistance caractéristique à 28 jours de 25 MPa dans le cas de dalles rectangulaires et de 30 MPa dans le cas de dalles à larges encorbellements latéraux.

Ce dimensionnement ne conduira généralement pas à des compressions excessives en phase provisoire et en service.

Cependant, lorsque les conditions du franchissement nécessitent la construction de l'ouvrage le plus mince possible, on pourra admettre que **l'épaisseur minimale technique** est voisine de 0,80 fois l'épaisseur économique. On devra alors s'assurer que les compressions atteintes par le béton en phase provisoire et en service sont admissibles. Si ces dernières ne sont pas admissibles pour le béton prévu, il sera nécessaire soit d'augmenter l'épaisseur de la dalle projetée, soit d'exiger une plus grande résistance du béton à utiliser pour la construction de l'ouvrage, notamment à la date de mise en précontrainte de celui-ci.

(*) Pour les dalles à travée unique de portée ℓ , nous conseillons d'adopter une épaisseur comprise entre $\ell/25$ et $\ell/22$.

En ce qui concerne les encorbellements eux-mêmes, leur largeur individuelle est fixée, dans l'établissement de ces abaques, au quart de la largeur totale. Cette proportion peut être légèrement augmentée, moyennant bien entendu une consommation plus importante en armatures de précontrainte. Dans tous les cas, la largeur des encorbellements et celle de la nervure sont à déterminer de façon à permettre :

- Une disposition convenable des armatures de précontrainte, de préférence en une seule nappe dans la nervure, dans sa partie courante (loin des ancrages). L'emploi d'unités de précontrainte très puissantes peut ne pas être compatible avec l'épaisseur du tablier et entraîne, de toute façon, une surconsommation du fait d'une diminution de la hauteur utile, tout comme dans le cas d'une disposition en deux nappes d'armatures dans les zones courantes loin des ancrages. A cet effet, une estimation préalable de cette précontrainte, selon par exemple la règle proposée au paragraphe (b), peut être utile, notamment dans le cas de dalles à très larges encorbellements.
- Un positionnement des ancrages de précontrainte en une ou deux nappes dans les sections d'about (Cf. le paragraphe 3.3 à propos du câblage).
- Une implantation correcte des appareils d'appui qui se trouvent sous la nervure, de façon à assurer un encastrement efficace de cette dernière vis-à-vis de la torsion, du moins sur culées.

Quant à l'épaisseur d'un encorbellement, elle peut varier de $(0,20 \pm 0,05)$ m à l'extrémité de l'encorbellement à $(0,50 \pm 0,15)$ m dans la section de jonction encorbellement-nervure. S'il est nécessaire d'ancrer une barrière normale de type BN4, l'extrémité de l'encorbellement doit avoir une épaisseur au moins égale à 0,22 m. Le dimensionnement des encorbellements ainsi que leur calcul détaillé sont exposés dans le dossier de Guide de Calcul des tabliers dalles en béton précontraint du S.E.T.R.A.

Exemple de dimensionnement

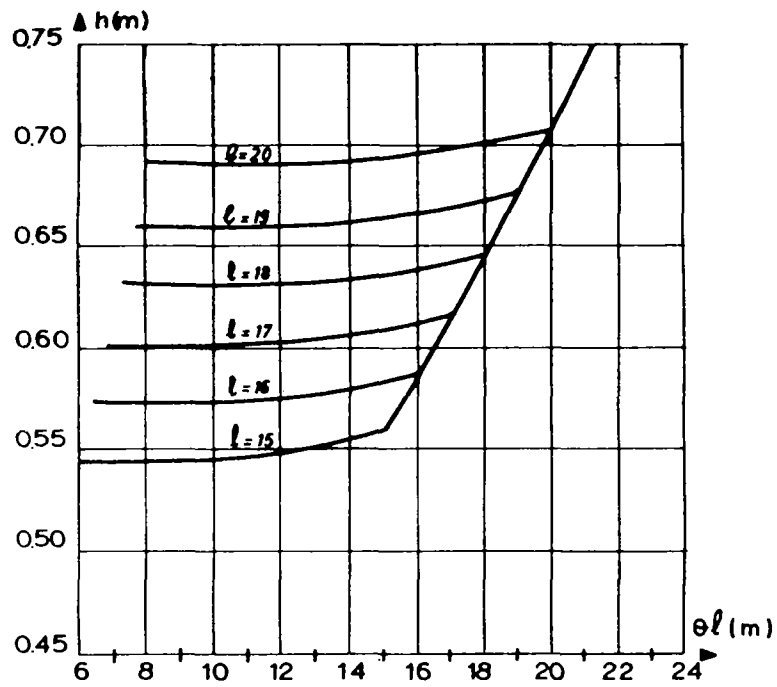
Soit à déterminer l'épaisseur économique d'un tablier-dalle routier à trois travées de portées : 18 m - 25 m - 20 m.

L'épaisseur économique de cet ouvrage, évidemment non symétrique, est voisine de celle d'un ouvrage à trois travées symétriques de portées 20 m - 25 m - 20 m. Par ailleurs, le choix de la dalle à encorbellements s'impose (cf. § 3.1.1).

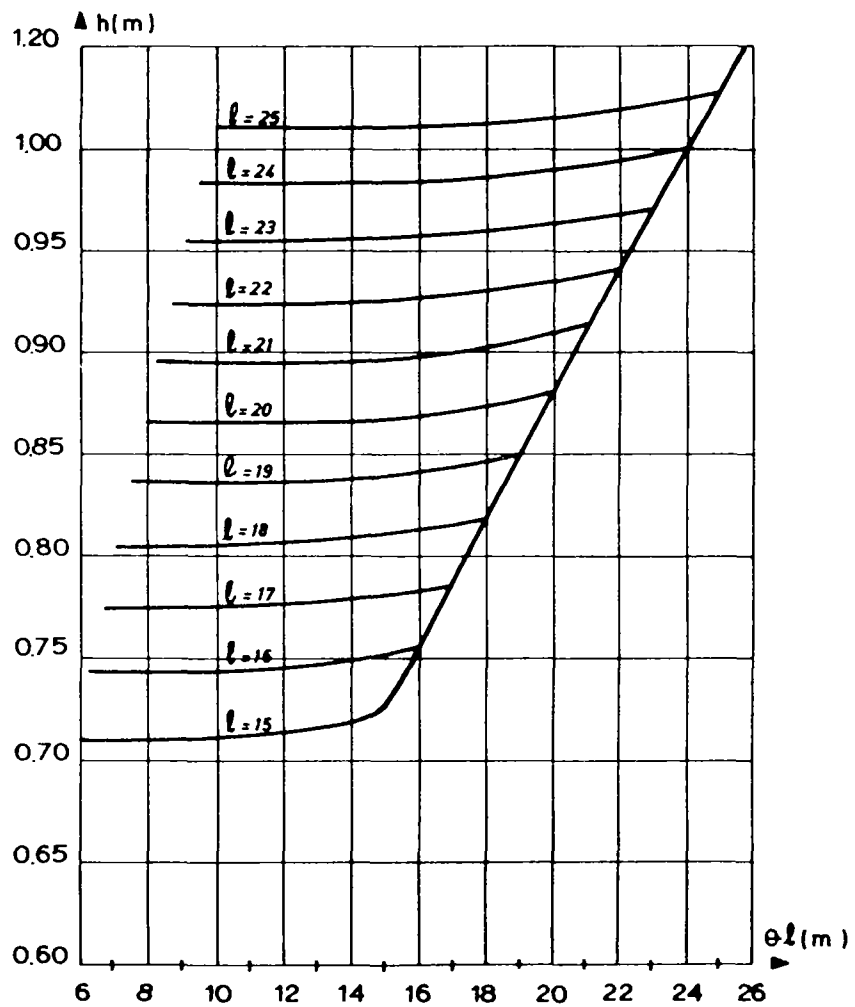
Finalement, la lecture de l'abaque relatif à la dalle avec encorbellements à trois travées symétriques donne pour $l = 25$ m et $0l = 20$ m : $h \# 0,93$ m.

On adopte la valeur 0,90 m, sous réserve de pouvoir "caler" cette épaisseur dans le profil en long.

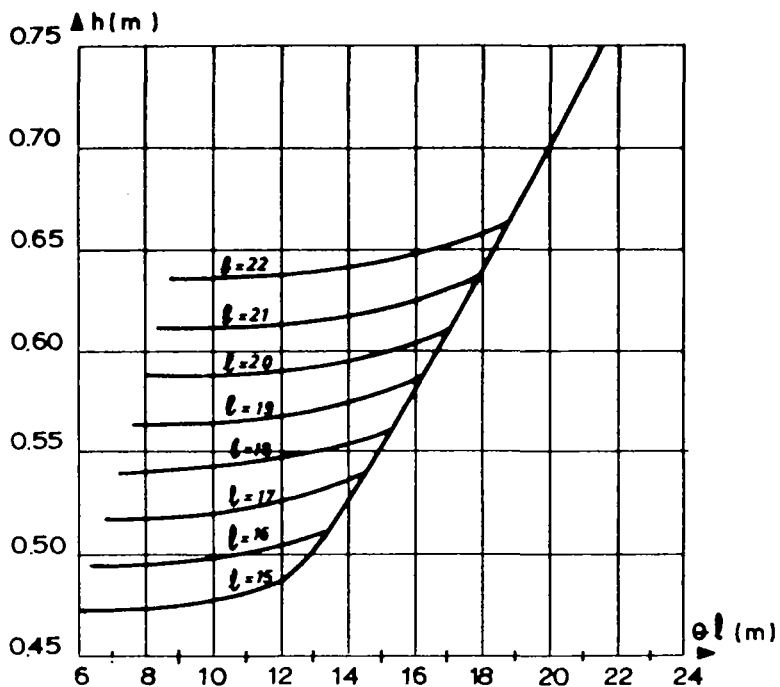
DALLE PLEINE A DEUX TRAVEES



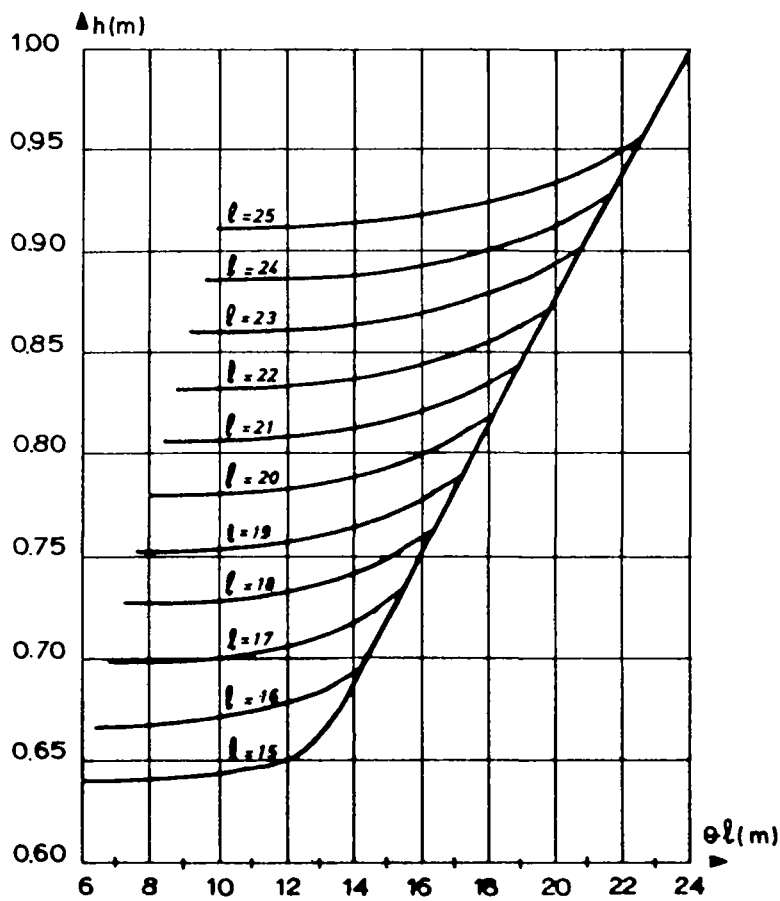
DALLE NERVUREE A DEUX TRAVEES



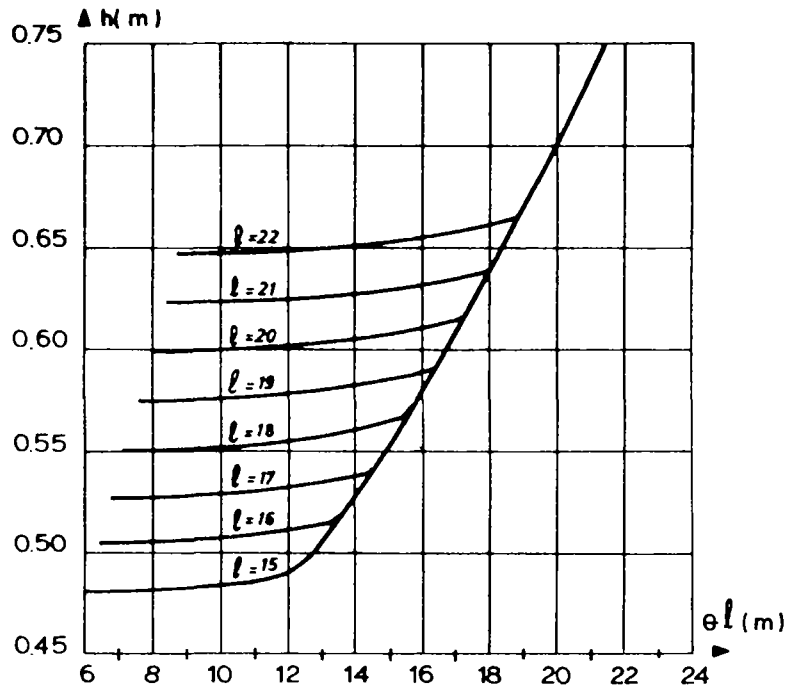
DALLE PLEINE A TROIS TRAVEES



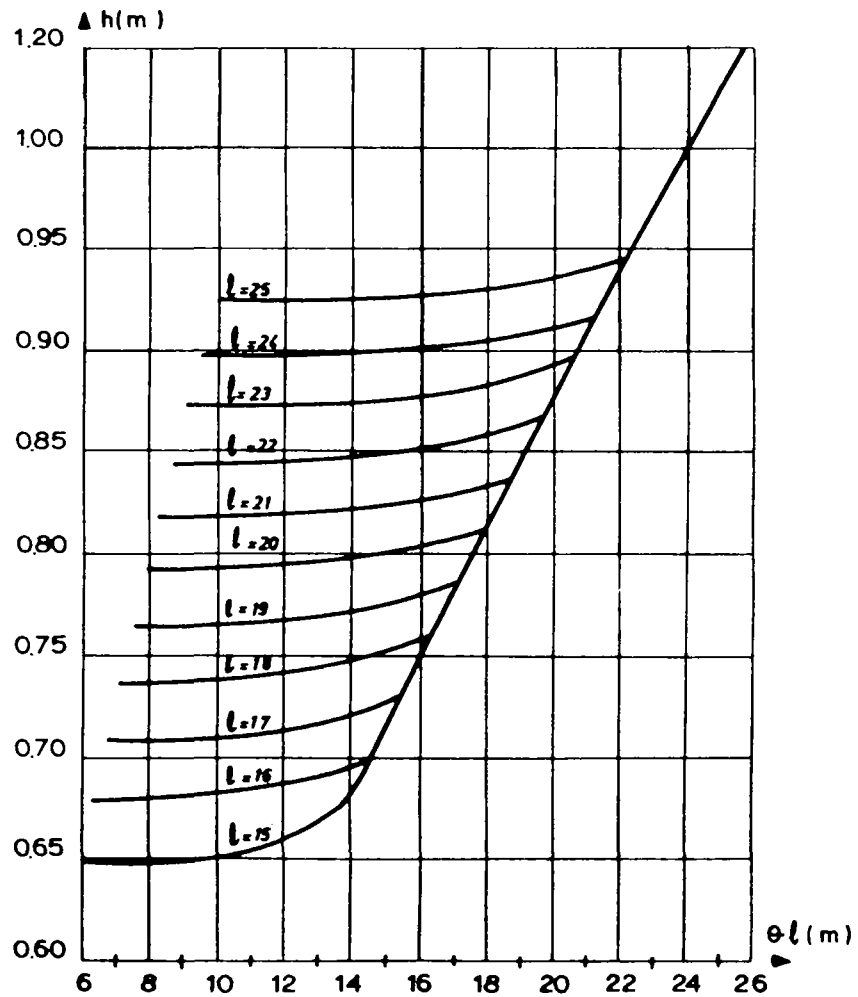
DALLE NERVUREE A TROIS TRAVEES



DALLE PLEINE A QUATRE TRAVEES



DALLE NERVUREE A QUATRE TRAVEES



b) Estimation de la précontrainte longitudinale

La force minimale, F , de la précontrainte (toutes pertes déduites) est fonction de la géométrie de l'ouvrage, des charges admises sur l'ouvrage et de la classe de vérification (classes II ou III).

Nous supposons, dans un but de simplification, que la charge $A(\ell)$ soit déterminante, ce qui est en général le cas.

. Classe II de vérification

F est la plus grande des deux valeurs F_1, F_2 :

$$F_1 = \frac{0.125 \ell^2 (g + \xi S_1) - ft \cdot \eta \cdot B \cdot y}{Z}$$

$$F_2 = \frac{0.125 \ell^2 (g + \xi S_2)}{Z}$$

. Classe III de vérification

$$F = \frac{0.125 \ell^2 g}{Z}$$

Les notations sont définies dans la page suivante.

Le nombre d'unités de précontrainte est égal au quotient de F ainsi estimé par la force utile minimale d'une unité.

A titre indicatif, la tension utile minimale en service des aciers de classe III, TBR pour les câbles toronnés est comprise entre 1100 et 1200 MPa.

Les notations utilisées sont les suivantes :

- h = hauteur totale de dalle
 h_u = $h - 3.\emptyset$, avec
 \emptyset = diamètre du conduit de précontrainte
- B = aire de la section transversale de la dalle
 v, v' = distances du C.D.G. aux faces supérieure et inférieure
 η = rendement mécanique de la section # 0,33
- N = nombre total de voies de l'ouvrage
 v_0 = largeur nominale de voie (fascicule 61, II),
- v_0 = 3,50 m pour ponts de 1ère classe
3,00 m pour ponts de 2ème classe
2,75 m pour ponts de 3ème classe
- ψ_1 = fraction de charges d'exploitation sans caractère particulier, prise en compte dans la combinaison d'actions fréquente (BPEL)
- ψ_1 = 0,6 pour ouvrages de 1ère classe
0,4 pour ouvrages de 2ème classe
0,2 pour ouvrages de 3ème classe
(classe au sens du fascicule 61,II)

Les paramètres y et z sont définis comme suit :

- pour les ouvrages comportant 2 travées et plus,
 $y = h$ et $z = h_u + h$
 - pour les ouvrages à travée unique,
 $y = v$ et $z = v' - 1,5 \emptyset + \eta v$
- l = portée centrale (ouvrages à 3 travées et plus)
portée de rive la plus longue (ouvrages à 2 travées)
- θ = rapport de la portée de rive à la portée centrale.
- 1 pour ouvrages à une ou deux travées
- ξ = $\max \left\{ 1; \frac{5(\theta + 1)}{8} \right\}$ pour ouvrages à trois travées
- $\max \left\{ 1, 1; \frac{3\theta + 7}{8} \right\}$ pour ouvrages à quatre travées
- g = valeur caractéristique maximale de la charge permanente (dalle + équipements fixes).
- S_1 = $1,2.N.v_0.A(l)$ $A(l)$ = densité de la charge
 S_2 = $\psi_1.N.v_0.A(l)$ A pour l mètres chargés
- f_t = résistance à la traction du béton à 28 jours.

3.1.3. Tabliers-dalles en béton armé

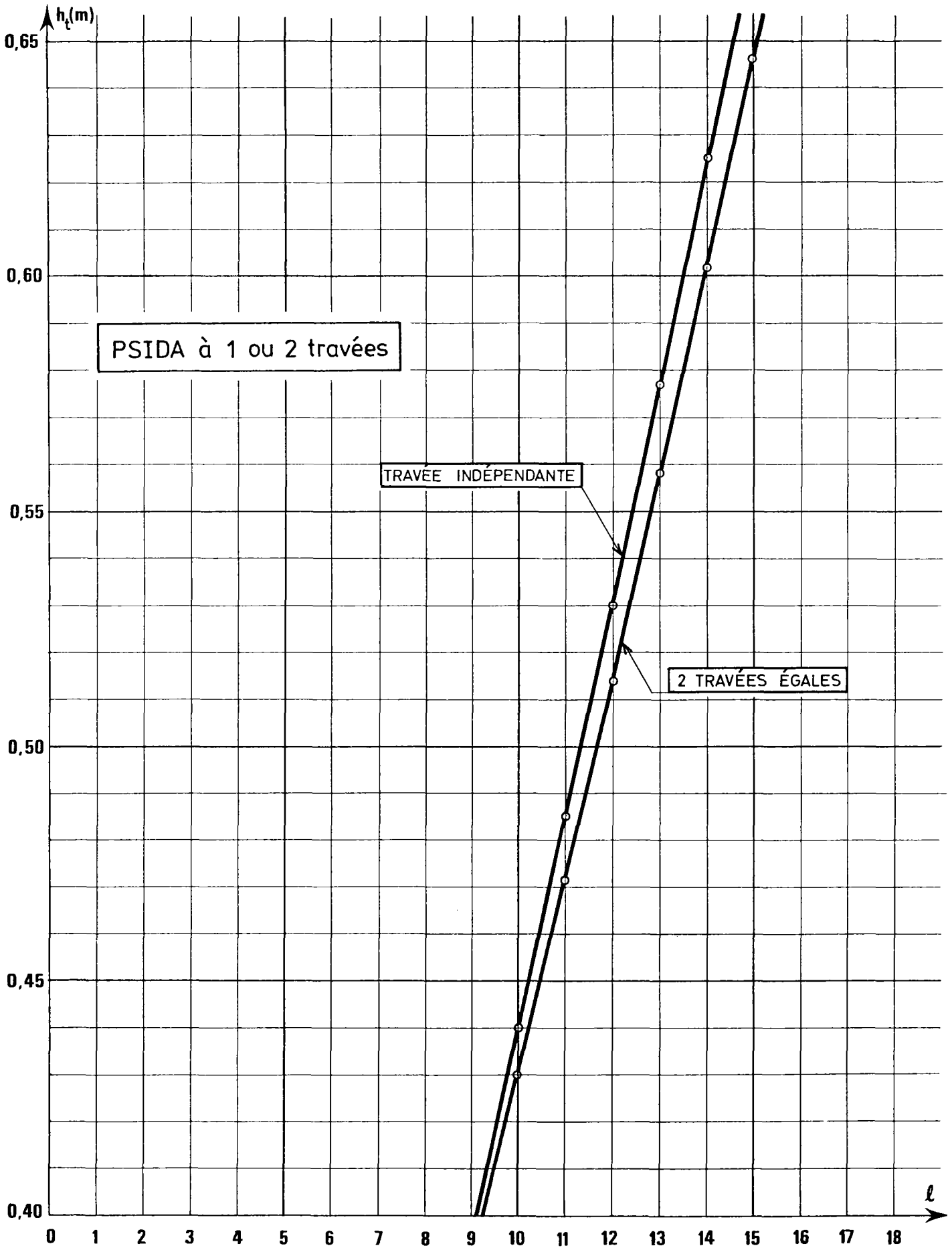
Dans le cas de tabliers-dalles en béton armé, c'est le critère technique, à savoir le non dépassement de la contrainte admissible en compression, qui est déterminant pour le dimensionnement, et non le critère économique comme dans le cas de tabliers-dalles précontraints. Autrement dit, l'épaisseur économique d'une dalle de béton armé est plus faible que son épaisseur technique. Cette dernière épaisseur peut être déterminée par les abaques joints de dimensionnement dans le cas d'ouvrages à une, deux, trois ou quatre travées symétriques construits avec un béton de classe B25. Ces abaques peuvent également être utilisés, moyennant adaptations, dans le cas d'ouvrages dissymétriques ou dans le cas d'ouvrages comportant un nombre quelconque de travées.

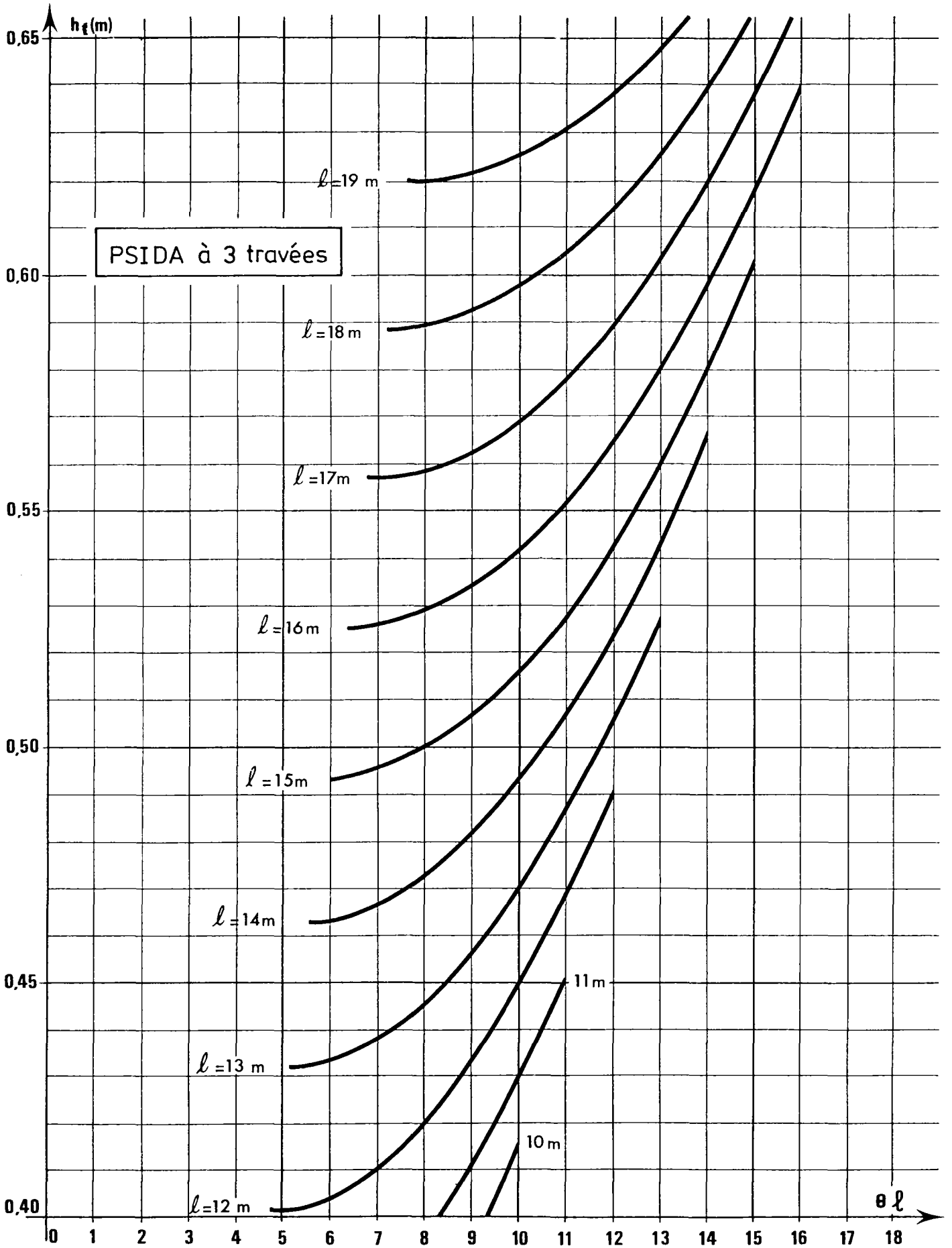
Ainsi, par exemple, l'épaisseur d'un tablier-dalle à 5 travées non symétriques de portées 9 m - 14 m - 15 m - 13 m - 8 m peut être définie à partir de l'ouvrage à quatre travées symétriques de portées 8 m - 15 m - 15 m - 8 m, pour lequel une épaisseur de 0,56 m peut être fixée, d'après les abaques. A titre indicatif, cette épaisseur est légèrement plus grande que celle qui aurait résulté de la répartition des travées 9 m - 15 m - 15 m - 9 m comportant des travées de rive plus longues.

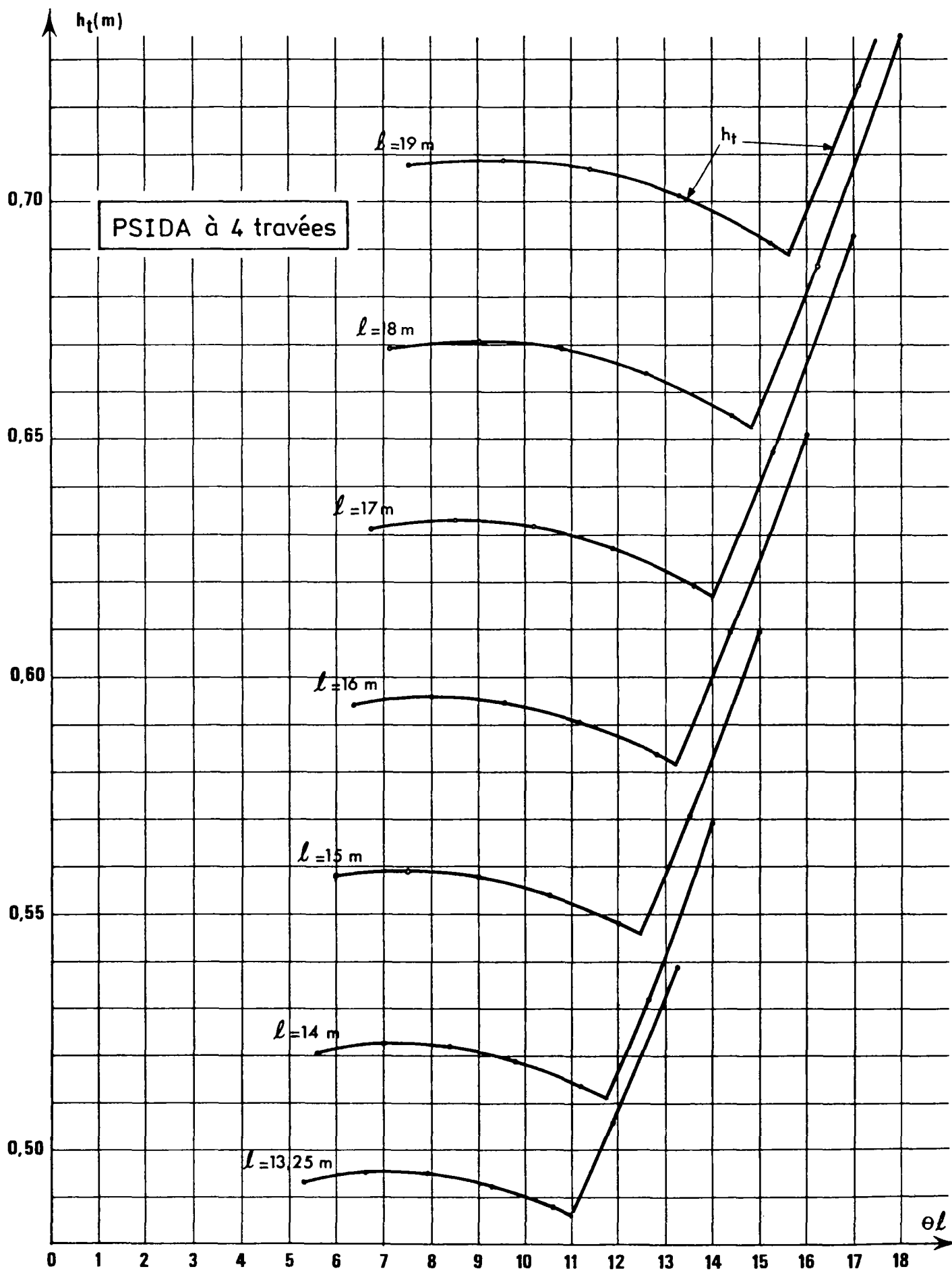
Par ailleurs, il est possible de diminuer légèrement l'épaisseur de la dalle, lorsque le béton employé est de classe supérieure à B25. A titre indicatif, l'épaisseur varie selon la loi suivante :

	B25	B30	B35
épaisseur	h	0,87h	0,81h

Bien entendu, une telle réduction de l'épaisseur de la dalle entraîne de façon inévitable une dépense accrue en armatures, tant dans le sens longitudinal que dans le sens transversal. De ce fait, elle peut conduire, particulièrement pour les armatures longitudinales, à l'emploi de fers de très gros diamètre et peu espacés ce qui ne constitue pas une disposition souhaitable. En d'autres termes, la recherche d'une minceur excessive de la dalle doit être évitée, car elle n'est pas compatible avec les bonnes dispositions constructives.

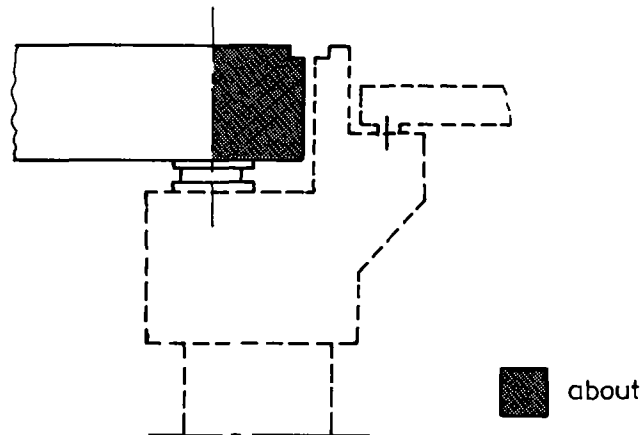




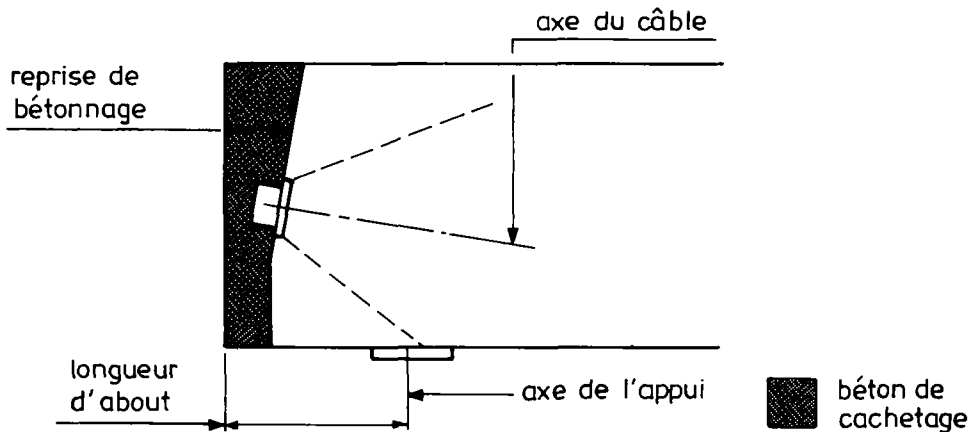


3.2. ABOUTS

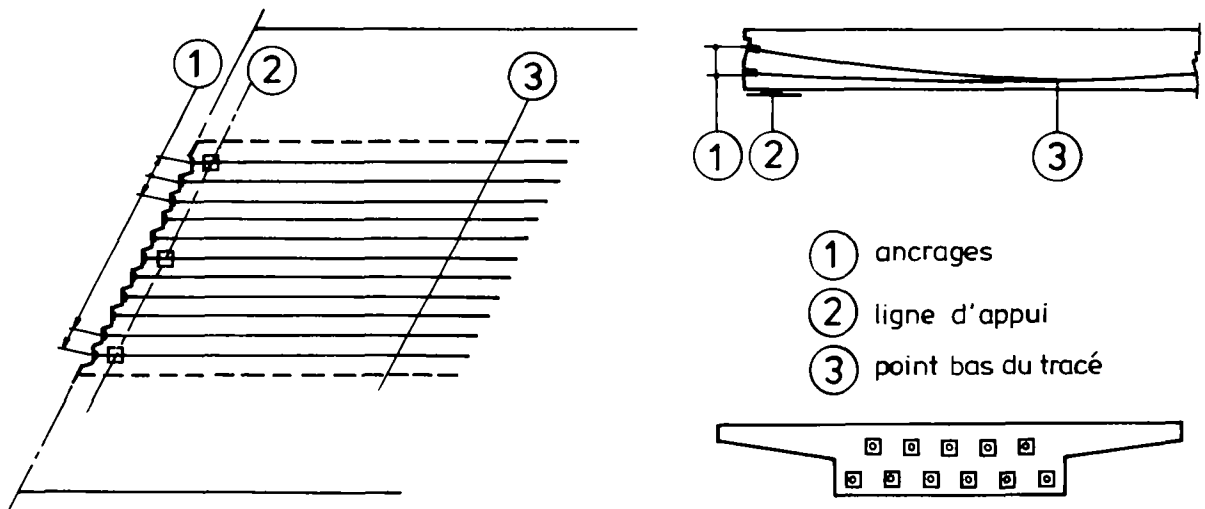
La "longueur d'about" est définie comme la partie de tablier délimitée par la face d'about et l'axe d'appui de la culée ou de la pile-culée (croquis ci-après).



L'about comprend, dans le cas des ouvrages en béton précontraint, une reprise de bétonnage et une partie de béton de cachetage schématisées ci-après.



La surface de reprise de bétonnage doit avoir une forme permettant la transmission efficace des efforts d'ancrage des câbles de précontrainte, notamment dans le cas d'un about biais, comme l'illustrent les schémas ci-après :



C'est cette forme de coffrage en "dents de scie" qui nécessite plus de longueur d'about dans le cas des ouvrages en béton précontraint. Les dispositions particulières relatives aux ancrages des câbles de précontrainte et aux aciers de frettage sont exposées aux paragraphes 3.3. et 3.4.

Par ailleurs, la longueur d'about doit permettre un ancrage suffisant des armatures passives en face inférieure. Ces armatures sont destinées, rappelons-le, à reprendre d'une part, sur chaque appui extrême, l'effort tranchant (réduit dans le cas des ouvrages en béton précontraint) et à assurer, d'autre part, l'équilibre du coin inférieur.

La longueur d'about est bien entendu à dimensionner en respectant ces deux conditions.

En pratique, cette longueur d'about peut être prise au moins égale aux valeurs ci-après :

$0,5 (1 + |\cotg \varphi|)$ dans le cas de dalles en béton précontraint

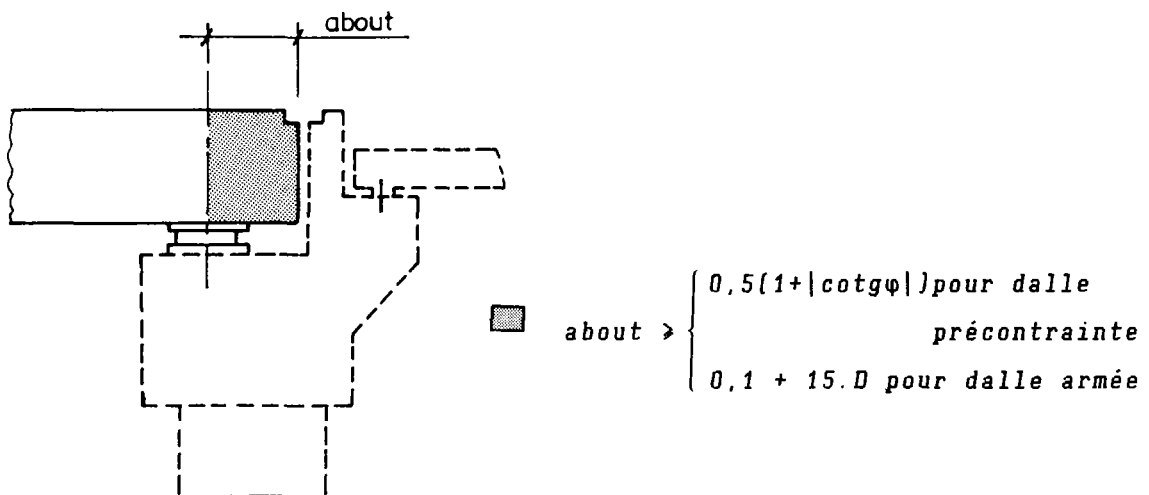
$0,1 + 15.D$ dans le cas de dalles en béton armé

Il s'agit, dans un cas comme dans l'autre, de longueurs en mètre mesurées dans l'axe longitudinal de l'ouvrage (c'est-à-dire suivant le biais). Dans ces expressions :

φ désigne le biais géométrique

D désigne le diamètre du plus gros fer ancré par courbure au-delà de la ligne d'appui.

Ces dimensions forfaitaires sont suffisantes sous réserve d'un ancrage par courbure et au-delà de la ligne d'appui des armatures passives en face inférieure de la dalle.



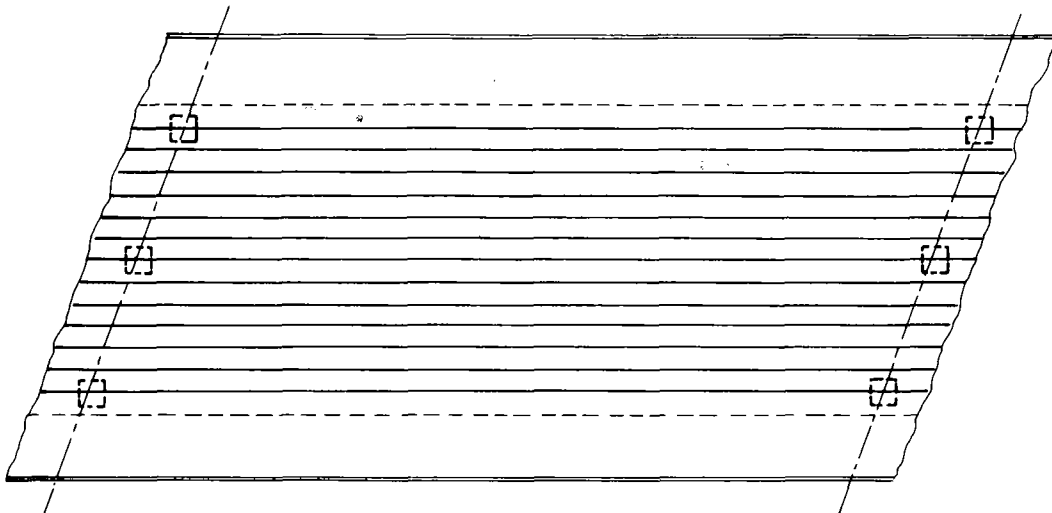
Coupe longitudinale
biaise

3.3. CABLAGE

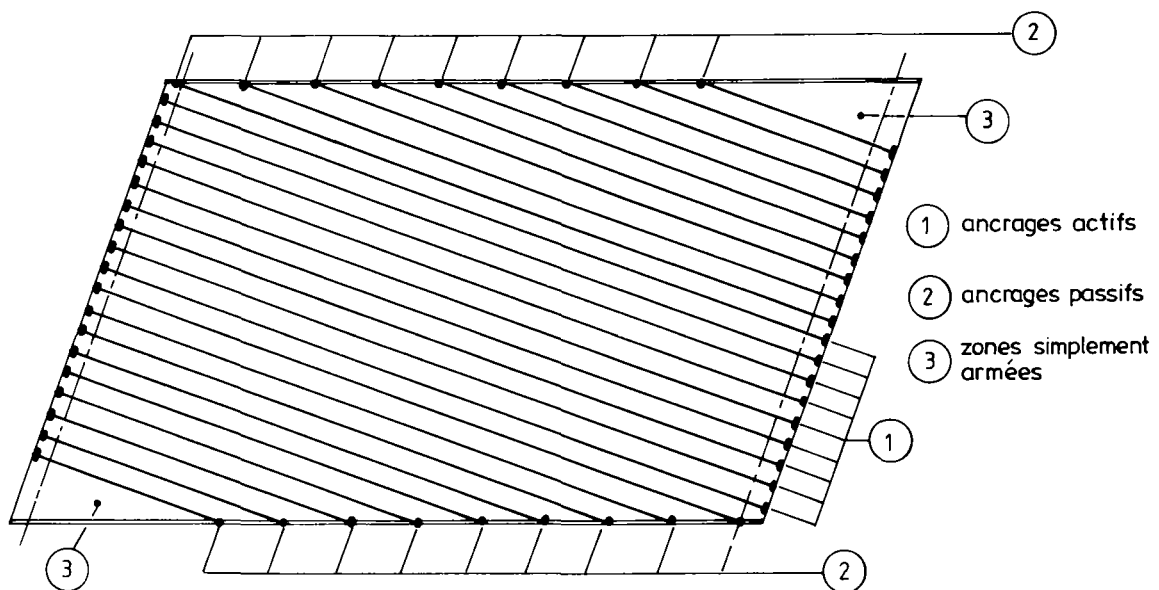
Ce paragraphe concerne les tabliers-dalles comportant un câblage longitudinal (cas d'une simple précontrainte) et, éventuellement un câblage transversal (cas d'une double précontrainte). Notons que le recours à une précontrainte transversale, même locale au niveau des zones les plus sollicitées comme, par exemple, les chevêtres incorporés, est rarement justifié, tant pour des raisons d'économie (faible rendement) que pour des raisons d'exécution (sujétions liées aux entrecroisements des armatures et également à la mise en tension des câbles transversaux). Lorsque la construction est prévue sur cintre d'un seul tenant, ce qui est le cas général des tabliers de longueur inférieure à une centaine de mètres, la précontrainte longitudinale est assurée par des câbles filants ancrés aux abouts.

Dans la partie courante (c'est-à-dire loin des zones d'ancrage) des tabliers-dalles à bords libres parallèles, les armatures de précontrainte sont situées dans des plans verticaux parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Cette disposition est pleinement efficace dans le cas des tabliers-dalles droits ou peu biais, puisque la direction de la précontrainte est très proche en ce cas de la direction des plus grands moments. En revanche, dans les dalles de biais prononcé, la direction des plus grands moments s'écarte de la direction de l'axe longitudinal, un câblage parallèle à cette dernière direction peut paraître a priori moins efficace, du point de vue mécanique, qu'un câblage perpendiculaire aux lignes d'appui. En fait, des essais ont montré que le comportement à la rupture d'une dalle biaise ne se trouve pas grandement modifié lorsqu'elle est précontrainte par des câbles parallèles à l'axe longitudinal ou par des câbles de direction perpendiculaire aux lignes d'appui. Il apparaît donc que le câblage parallèle à l'axe longitudinal, du fait qu'il est commode à mettre en oeuvre, reste utilisé dans la majorité des tabliers-dalles à bords libres parallèles.

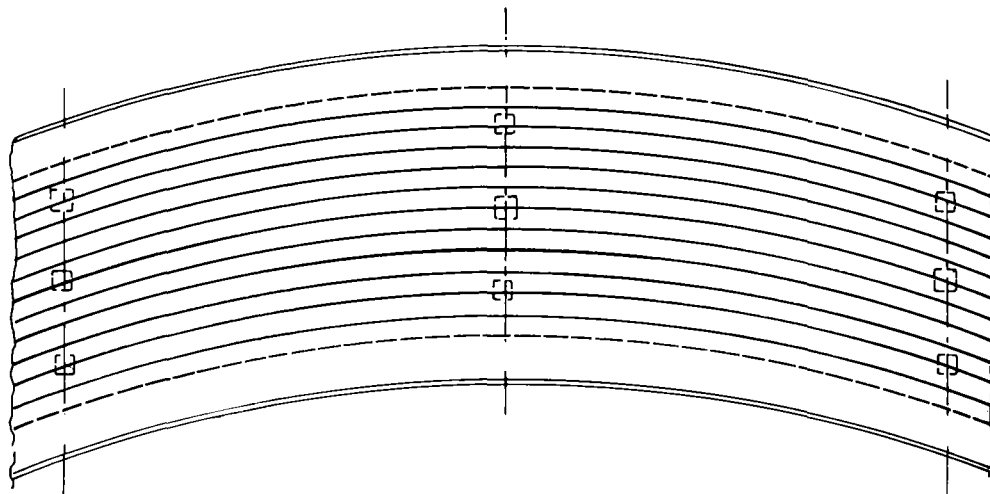


Croquis 1
Dalle biaise (Câbles parallèles à l'axe)



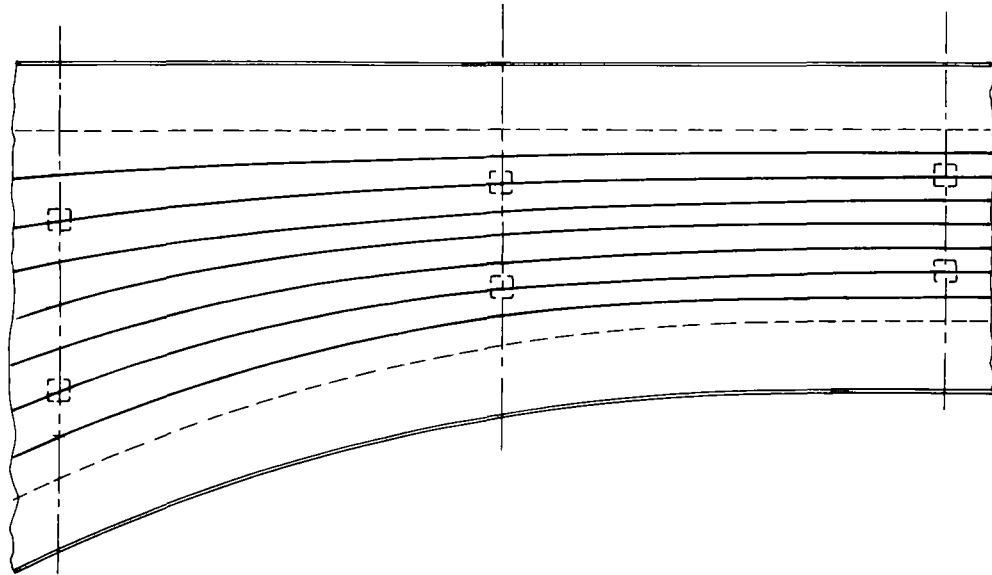
Croquis 2
Dalle biaise (Câbles perpendiculaires aux lignes d'appui)

Par ailleurs, dans le cas de tabliers-dalles courbes en plan, mais comportant des bords libres parallèles, la disposition de câbles courbes et parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage est encore conseillée, pour des raisons d'efficacité mécanique et de simplicité de mise en oeuvre. La poussée au vide horizontale de tels câbles, courbes en plan, même avec des grosses unités, reste négligeable. En revanche, la poussée au vide verticale ainsi que les efforts d'ancrage de la précontrainte doivent intervenir dans les calculs et justifications au même titre que les autres charges telles que les charges permanentes et les charges d'exploitation.



Croquis
Dalle courbe avec câbles parallèles à l'axe

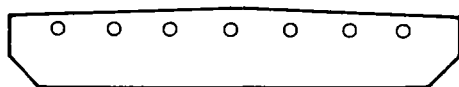
Dans le cas de dalles à bords libres non parallèles, les câbles doivent être répartis en éventail de façon à intéresser toute la largeur de la dalle sur l'ensemble des sections.



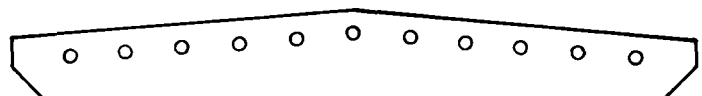
Dalle à bords non parallèles avec câbles en éventail

A la différence des tabliers à une ou à plusieurs nervures étroites, il est toujours possible dans le cas de tabliers-dalles d'adapter la puissance des unités de précontrainte de façon à les disposer en une seule nappe dans la partie courante du tablier c'est-à-dire loin des zones d'ancrage.

Dans le cas d'un tablier-dalle à extrados bombé, deux arrangements de câbles sont possibles aux points hauts de leur tracé : la première disposition (croquis a) consiste à les placer sur une même côte et convient de ce fait aux dalles de faible largeur, à la différence de la seconde disposition, qui convient aux dalles larges, dans laquelle la côte des câbles est variable (croquis b).

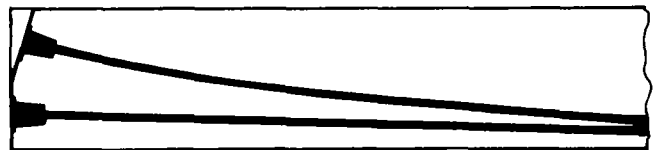
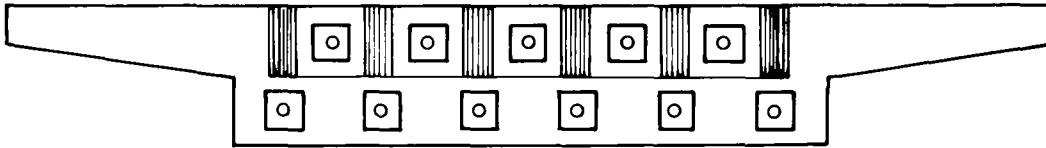


Croquis a
(dalles peu larges)



Croquis b
(dalles larges)

Dans les zones d'ancrage de câbles de précontrainte (c'est le cas par exemple des abouts), il est indiqué de répartir par contre les câbles et donc leurs ancrages en deux nappes, éventuellement en quinconce, selon les dispositions présentées ci-après :



Ces croquis ont un caractère sommaire et les aciers passifs (en particulier les armatures de frettage aux abouts et les armatures en attente pour la couture du béton de cachetage), n'y sont pas présentées. En ce qui concerne les armatures de frettage, celles-ci font l'objet d'un développement au paragraphe 3.4.6.

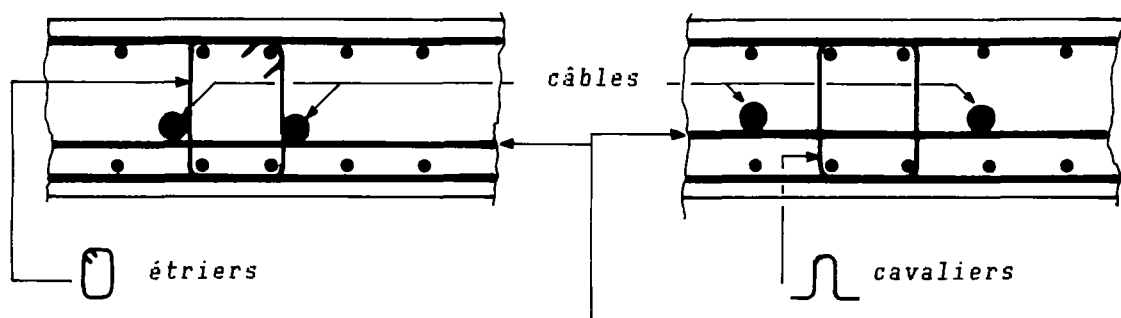
Même dans le cas où il est possible de placer les ancrages en un seul lit, la disposition en deux lits demeure une disposition conseillée, dans la mesure où elle contribue à l'équilibre du coin inférieur et de la bielle d'effort tranchant en tant qu'armatures inférieures de la zone d'about.

Les armatures passives, y compris les cadres et étriers de cette zone, sont de ce fait diminuées sensiblement. Une telle réduction s'avère d'autant plus souhaitable que cette zone figure parmi celles du tablier qui sont les plus chargées en armatures.

Par rapport à une disposition en un seul lit, la disposition en deux lits réduit par ailleurs les contraintes de cisaillement de diffusion de la précontrainte, souvent très élevées dans ces zones.

Dans les joints de couplage (Cf. paragraphe 3.5), la répartition des ancrages sur l'ensemble de la section est aussi favorable à la reprise des efforts de diffusion de la précontrainte et des tractions qui apparaissent, du fait du couplage des câbles, sur la zone voisine du pourtour de la section du joint de couplage.

Pour respecter les tolérances admissibles en matière de tracé de précontrainte, des "chaises" de support de câbles sont indispensables. Ces chaises sont constituées en général d'étriers ou de cavaliers complétés par des barres horizontales disposées dans le sens transversal (Cf. croquis).



barres fixées sur chaises

Dans la pratique, ces chaises et barres doivent constituer au moins un point de support tous les mètres, sauf dans les zones voisines des appuis intermédiaires où ces points sont à doubler, du fait de la courbure accentuée du tracé de câbles.

Il y a lieu enfin de respecter les dispositions relatives au groupement d'armatures, aux distances minimales (distance entre armatures ou ancrages, distance des armatures ou ancrages aux parements de béton). Ces dispositions font l'objet des spécifications de l'article 10 des règles BPEL.

Le groupement des armatures de précontrainte doit satisfaire aux conditions suivantes :

- le nombre de conduits dans chaque paquet est limité :

. dans le sens horizontal à :

2 si $\emptyset < 5$ cm

1 si $\emptyset > 5$ cm

. dans le sens vertical à :

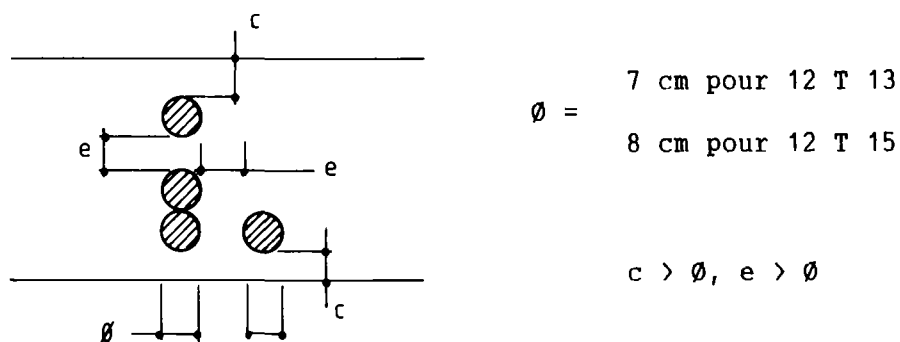
3 si $\emptyset < 5$ cm

2 si $5 \text{ cm} < \emptyset < 10$ cm

1 si $\emptyset > 10$ cm

\emptyset désignant le diamètre d'encombrement maximal des conduits intéressés ;

En application de ces clauses et dans le cas particulier d'emploi des câbles 12 T 13 ou 12 T 15, ce qui est souvent le cas dans les tabliers-dalles, les conditions deviennent plus simples et peuvent être résumées dans le schéma ci-après :



De plus, le nombre de conduits doit être limité à l'unité dans le sens horizontal et à deux dans le sens vertical, qu'il s'agisse de câbles 12 T 13 ou 12 T 15.

3.4. FERRAILLAGE

Le présent paragraphe traite du ferrailage des tabliers-dalles soit de béton armé, soit de béton précontraint, en ce qui concerne les dispositions particulières à ces types de tabliers, sans pour autant exposer les détails de calcul qui ont déjà fait l'objet de documents prévus à cet effet.

On se borne au cas de dalles à bords libres parallèles et dans le cas du béton précontraint, aux dalles comportant seulement une précontrainte longitudinale (Cf. paragraphe 3.3.). On fournit néanmoins des indications particulières pour les dalles à bords libres non parallèles ainsi que pour les dalles doublement précontraintes.

Le ferrailage dans le cas général est constitué d'armatures passives longitudinales, transversales et verticales (ou cadres et étriers).

Ces armatures passives ont pour rôle essentiel de reprendre les efforts dans le béton, de répartir les fissures éventuelles du béton et de limiter ainsi l'ouverture de ces fissures, sous certaines conditions portant sur l'enrobage, l'espacement, le diamètre des fers et surtout leur taux de travail. Notons au passage qu'à la différence des aciers de précontrainte, les aciers passifs n'ont pas la capacité d'empêcher la formation des fissures.

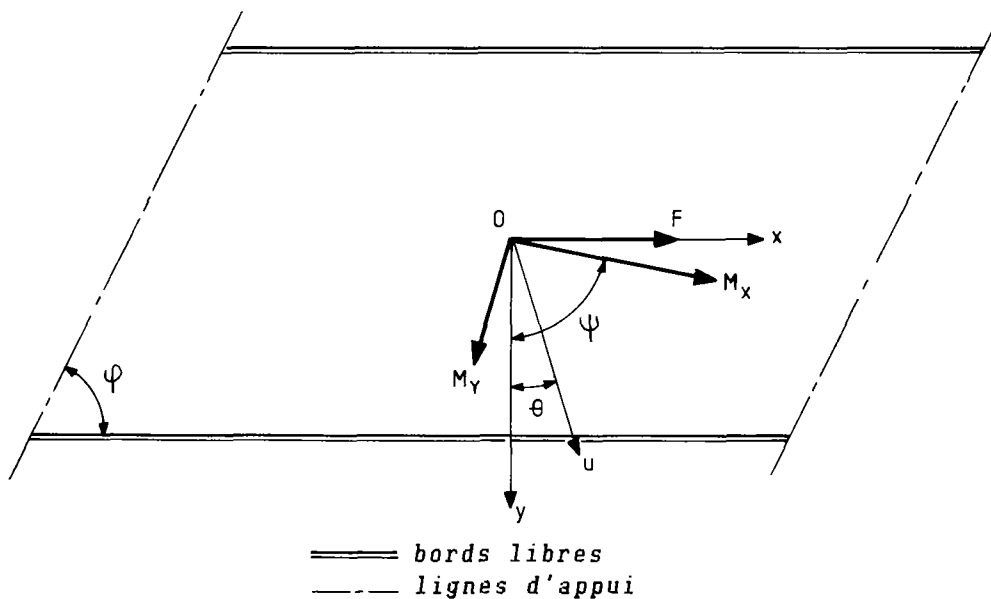
3.4.1. Principe

Nous faisons tout d'abord un bref rappel sur le calcul des dalles.

Dans un tablier-dalle à bords libres parallèles soumis à une charge uniformément répartie, la direction mécanique principale, c'est-à-dire la direction des plus grands moments de flexion, reste à peu près constante dans la partie centrale de chaque travée, partie qui est hors des zones d'appui et de bords libres. La précontrainte, lorsqu'elle est prévue, ainsi que les charges d'exploitation, modifient légèrement cette direction,

du fait que ces charges ne sont pas uniformément réparties dans la majorité des cas. Cependant d'une façon globale, la direction des plus grands moments résultants demeure comprise entre la direction de l'axe longitudinal de la dalle et celle qui est perpendiculaire aux lignes d'appui, toujours dans cette partie centrale.

La figure ci-après représente à titre d'illustration les éléments de réduction du tenseur de flexion (M_x, M_y) et l'effort normal de la précontrainte longitudinale au centre O d'une travée de la dalle.



Dans ce dessin, on désigne par :

- Ox l'axe longitudinal
- Oy la direction perpendiculaire aux bords libres
- (M_x, M_y) les moments principaux de flexion (y compris éventuellement l'action de la précontrainte) par mètre mesuré le long des facettes qui leur sont perpendiculaires. La direction d'un moment est, par convention, celle des contraintes qu'il engendre.
- F l'effort normal, éventuel de la précontrainte, par mètre mesuré le long de la facette qui lui est perpendiculaire.
- φ l'angle de biais géométrique, formé par l'axe longitudinal et la direction des lignes d'appui.
- θ l'angle formé par O_y et la direction des contraintes principales de traction dans le béton.
- ψ l'angle de biais mécanique que forme, avec O_y , la direction mécanique.

ψ peut être estimée par la relation empirique suivante :

$$\psi = \begin{cases} \varphi + (100 - \varphi) (1 - 0,5 \eta)^2 & \text{si } \eta < 2 \\ \varphi & \text{si } \eta > 2 \end{cases}$$

Dans cette relation φ et ψ sont exprimés en grade et η désigne le rapport largeur biaise sur portée biaise de la dalle.

Par ailleurs, l'angle θ qui définit la direction des contraintes principales de traction peut être obtenu par la relation suivante :

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{\Delta M \sin 2\psi}{M_0 + \Delta M \cos 2\psi}$$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \Delta M = M_y - M_x \\ M_0 = \frac{Fh}{6} \end{array} \right. , \text{ où } h \text{ désigne la hauteur totale de la dalle et } F, \text{ l'effort normal de la précontrainte.}$$

Il en résulte que dans le cas de dalles simplement armées ($F = 0$), $\theta = \psi$ et qu'en revanche dans le cas de dalles précontraintes, θ et ψ sont différents : la précontrainte modifie alors la distribution des contraintes principales.

3.4.2. Zonage et direction des fers

En principe, du fait du caractère tensoriel des efforts (moments et efforts normaux), le ferrailage de chaque face de dalle doit comporter au moins deux directions d'armatures distinctes, c'est-à-dire, par définition, d'armatures formant entre elles un angle aigu supérieur à 20° . Pour des raisons d'efficacité, il est même souhaitable de porter ce minimum à 60° , comme on le verra 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 locaux de poinçonnement.

Ce principe reste valable pour chacune des parties de dalle que sont :

- les zones centrales des travées
- les zones, dites de chevêtres (incorporés), d'étendue plus ou moins importante et proches des appuis.
- les zones de bords libres
- les angles

Il convient de mentionner en outre les zones d'abouts et des encorbellements, bien qu'elles ne soient pas entièrement différentes des parties déjà citées, ceci en raison du caractère spécifique des efforts qui se développent dans ces zones.

On dispose pour cela des armatures longitudinales et transversales de façon à reprendre efficacement le tenseur de flexion, tout en tenant compte de l'effet de la précontrainte, si celle-ci est prévue dans la dalle.

L'idéal serait de pouvoir faire varier la direction et la densité de ces armatures longitudinales et transversales d'une zone à l'autre de façon à reprendre les efforts qui eux aussi varient en direction et en densité.

Cependant, un tel ferrailage n'est pas facile à façonner et à mettre en place, en raison des sujétions que cela implique pour le recouvrement des armatures (en direction et en densité) entre les diverses zones.

C'est pourquoi, il est toujours indiqué de conserver une certaine continuité de la direction des fers entre les diverses parties de dalle. A cet effet, il est souhaitable :

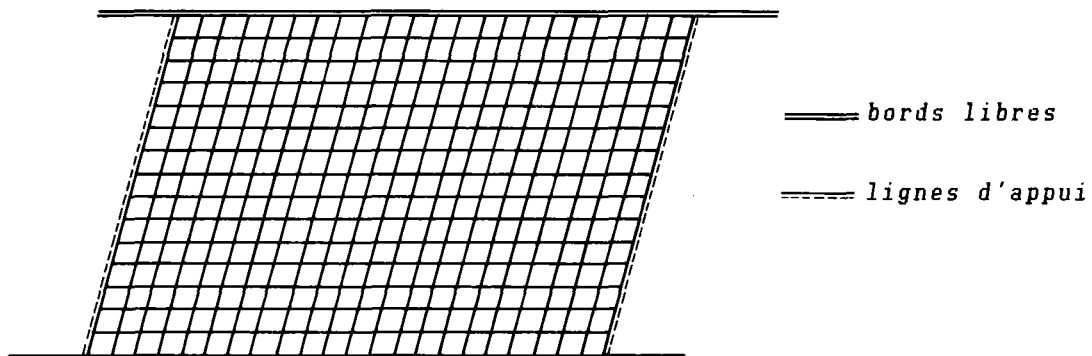
- que les armatures faisant partie d'une même face et d'un même système de ferrailage (longitudinal ou transversal) soient parallèles entre elles, pour faciliter le raccordement des fers entre zones différentes,
- que les armatures en faces supérieure et inférieure possèdent au moins une direction commune,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

De ce fait, les armatures longitudinales peuvent être orientées soit parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage, ce qui est généralement le cas, soit perpendiculairement aux lignes d'appui. Ces deux directions sont aussi celles du câblage longitudinal (Cf. paragraphe 3.3) dans le cas de tabliers-dalles biais précontraints. Pour ces derniers, la disposition des armatures longitudinales parallèles au câblage longitudinal est une disposition pratique pour la fixation des câbles.

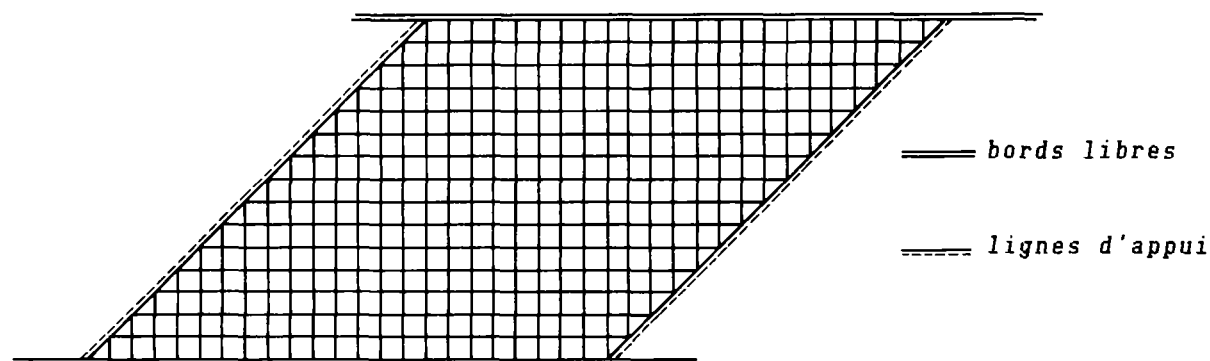
En ce qui concerne les armatures transversales, il est toujours souhaitable, pour des raisons d'efficacité mécanique, de les disposer perpendiculairement aux fers longitudinaux. Cependant, on peut être amené à s'écarter de cette direction dans certains cas de figure, pour des raisons d'ordre pratique de façonnage et de mise en place des fers. De toute façon, l'angle aigu formé par ces deux systèmes de fers ne doit pas descendre en dessous de 60° , sans quoi la consommation en aciers serait trop importante.

Ces considérations conduisent aux schémas pratiques suivants, en ce qui concerne la direction des armatures :

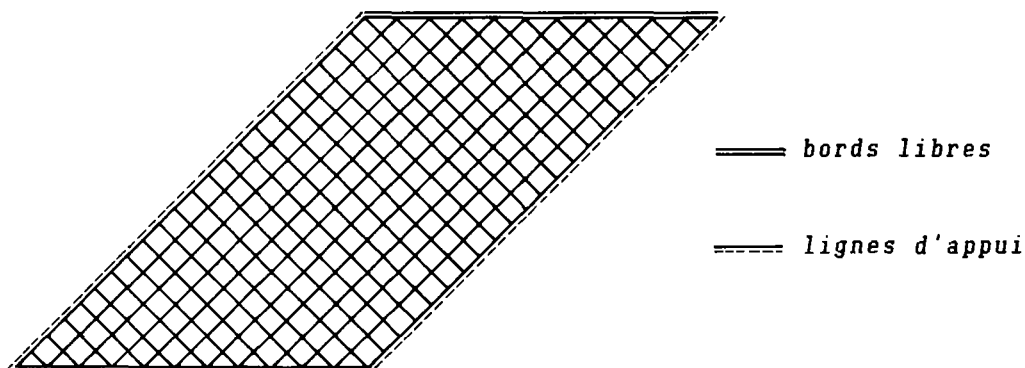
1) *Fers parallèles aux bords libres et aux lignes d'appui*



2) Fers parallèles et perpendiculaires aux bords libres



3) Fers perpendiculaires et parallèles aux lignes d'appuis



L'option 1, qui est la plus simple à réaliser (en ce qui concerne le façonnage et la mise en place des fers), est conseillée pour les tabliers-dalles droits ou peu biais (angle de biais, φ , supérieur à 70 grades environ dans le cas de dalles précontraintes et à 80 grades environ dans le cas de dalles en béton armé).

L'option 2 convient aux dalles de biais plus prononcé.

Par rapport à ces deux options, l'option 3 est d'une application moins courante, puisqu'elle ne convient qu'à des travées uniques de biais prononcé et de grande largeur (sauts de mouton), pour lesquelles l'option 2 peut également être envisagée.

Bien entendu, le choix d'une option ou de l'autre pour les angles de biais compris entre 70 et 80 grades reste possible et résulte des considérations d'ordre plutôt pratique que mécanique ou économique.

Quelle que soit l'option de ferrailage adoptée, il importe d'assurer un recouvrement correct d'une part entre les armatures d'une même zone et d'autre part entre les armatures des zones voisines.

La direction des fers une fois adoptée, il ne reste plus qu'à faire varier la densité d'aciers (longueur, diamètre et répartition) en fonction des efforts qui se développent dans les diverses parties de dalle.

3.4.3. Parties centrales des travées

Dans ces parties, la répartition des efforts est assez favorable pour qu'on puisse conserver une densité constante du ferrailage longitudinal sur toute la largeur de la dalle. De même, on peut y disposer une densité d'aciers transversaux constante sur toute la longueur de la zone.

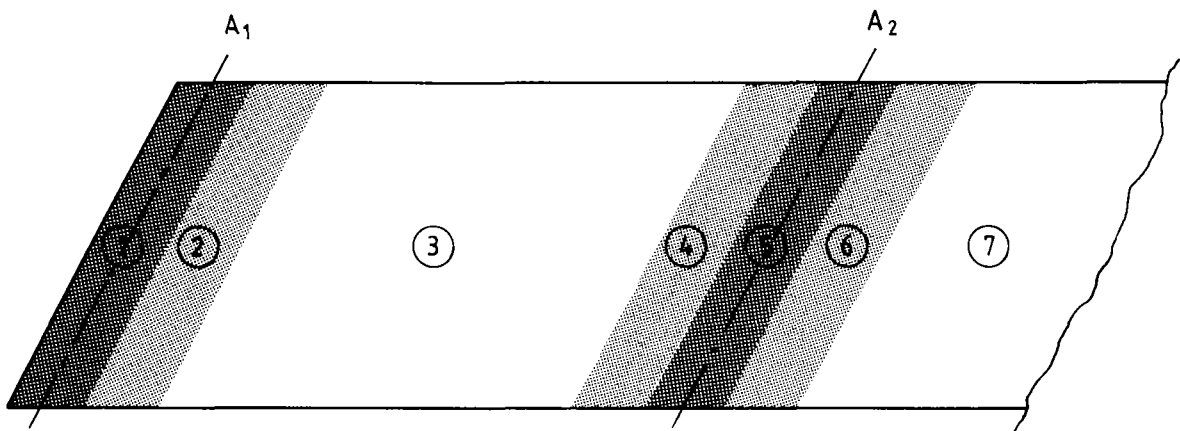
En ce qui concerne donc le ferrailage longitudinal, des arrêts de barres peuvent être nécessaires.

En ce qui concerne ensuite le ferrailage transversal, il est indispensable de prévoir en face inférieure de la dalle une section d'armatures capable de limiter l'ouverture d'une éventuelle fissuration du béton consécutive aux effets d'un gradient thermique qui affecte particulièrement les dalles larges. A titre indicatif, le pourcentage minimum de ce ferrailage doit être supérieur à $1,3 \eta \text{ ‰}$ de la section du béton, sans toutefois dépasser la limite de 2 ‰ , où η désigne le rapport largeur/portée. Ce pourcentage correspond aux armatures disposées perpendiculairement aux bords libres de la dalle. Dans le cas où ces armatures sont parallèles aux lignes d'appui, ces pourcentages sont à multiplier par $1/\sin\varphi$, φ étant l'angle de biais géométrique.

En ce qui concerne enfin les armatures verticales, elles sont en général définies par la règle du pourcentage minimum dans ces zones.

3.4.4. Zones dites de chevêtre (incorporé)

Ces parties de dalle sont situées de part et d'autre de chaque appui. Leur étendue est essentiellement fonction de l'espacement des appareils d'appui et de l'angle de biais formé par la ligne d'appui considérée avec l'axe longitudinal de l'ouvrage. Leur emplacement peut être défini par le croquis ci-après :



Le nom et la longueur (mesurée dans l'axe longitudinal) des zones sont consignés dans le tableau suivant, où a_1 désigne l'entraxe des appareils d'appui sur l'appui A₁ :

N°	Zones	Longueur
1	Chevêtre sur pile-culée A ₁	About + $\frac{1}{3} \frac{a_1}{\sin\phi}$
2	Extension de chevêtre sur A ₁	$\frac{2}{3} \frac{a_1}{\sin\phi}$
3	Zone courante en travée 1	
4,6	Extensions de chevêtre sur l'appui A ₂	$\frac{2}{3} \frac{a_1}{\sin\phi}$
5	Chevêtre sur A ₂	id
7	Zone courante en travée 2	

En raison de l'importance des efforts (de flexion mais aussi d'effort tranchant et de torsion) qui se développent dans ces zones, les ferrillages longitudinal, transversal et vertical doivent y être plus importants que dans les zones centrales des travées.

La direction des fers est la même que celle déjà choisie pour les zones centrales des travées. Néanmoins dans le cas de l'option 2 où les fers transversaux ne sont pas parallèles aux lignes d'appui, il est tout indiqué, pour des raisons d'efficacité mécanique, d'ajouter à ces fers transversaux des armatures de renfort localisées dans les zones de chevêtre sur piles-culées et disposées parallèlement à ces lignes d'appui, de façon à y constituer un chaînage efficace.

Les armatures longitudinales et transversales doivent être bien entendu en nombre (ou densité) suffisant pour reprendre les efforts, en particulier les concentrations d'efforts dans les parties de dalle voisines des appareils d'appui.

De plus, des armatures d'efforts tranchants locaux de poinçonnement sont à prévoir dans ces zones, notamment au voisinage des appareils d'appui (BAEL, article A.5.2,4 ; BPEL, article 9.6,2).

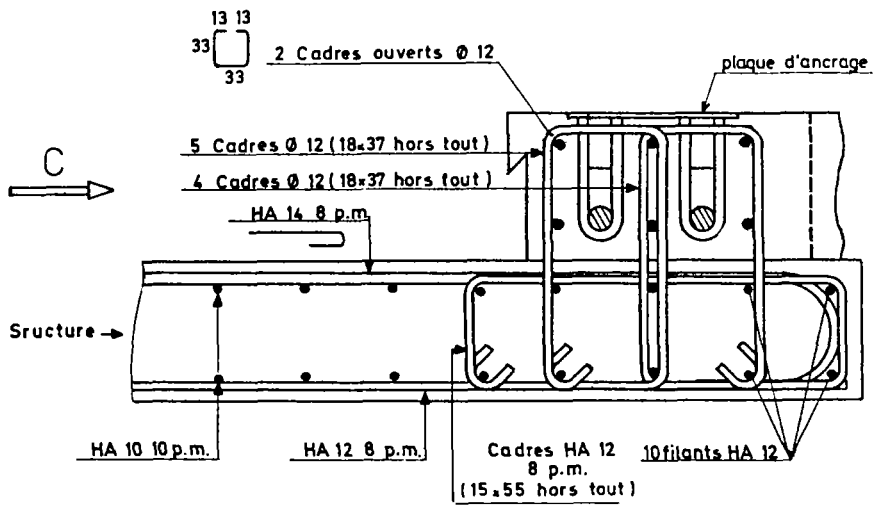
3.4.5. Zones proches des bords libres

Les armatures longitudinales et transversales dans ces zones doivent être renforcées de façon à constituer un chaînage le long de chaque bord libre sur une largeur égale à l'épaisseur de la dalle. Ces aciers longitudinaux et transversaux doivent présenter un pourcentage minimum de 0,9‰ sur chaque face et dans chaque direction de manière à pouvoir résister à la déchirure des bords libres. Ceci peut conduire, dans le cas de l'option 3 où les armatures longitudinales ne sont pas parallèles aux bords libres, à renforcer ces armatures longitudinales par un ferrillage localisé dans ces zones de bords libres et disposé parallèlement à ces bords.

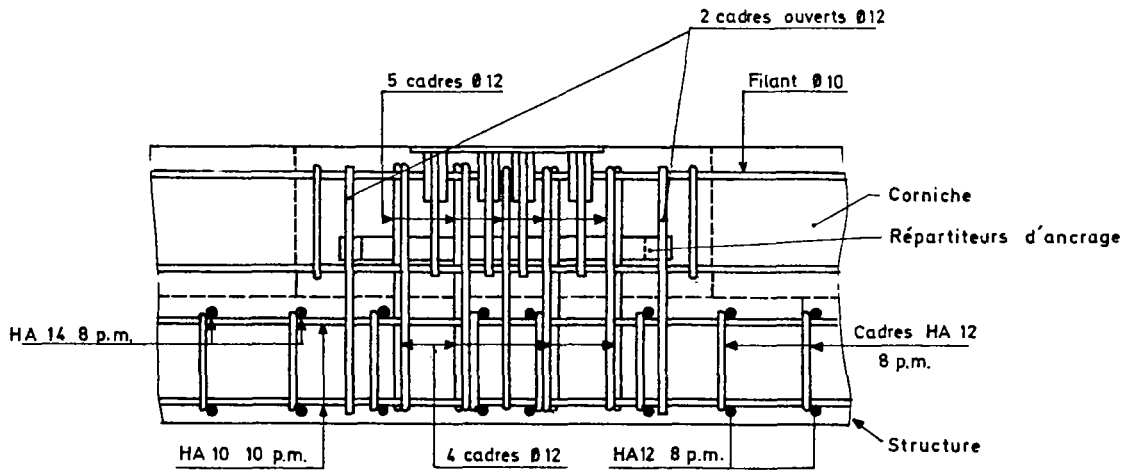
En outre, il y a lieu de relier ces aciers par des cadres présentant une section minimum de 5 cm² environ au mètre linéaire.

Dans le cas de scellement d'un dispositif de retenue tel que la barrière BN4, il convient d'adopter le ferrillage local minimal conforme aux dessins types indiqués dans le dossier GC du S.E.T.R.A. et rappelés page 82. (Consulter la dernière version de ce dossier).

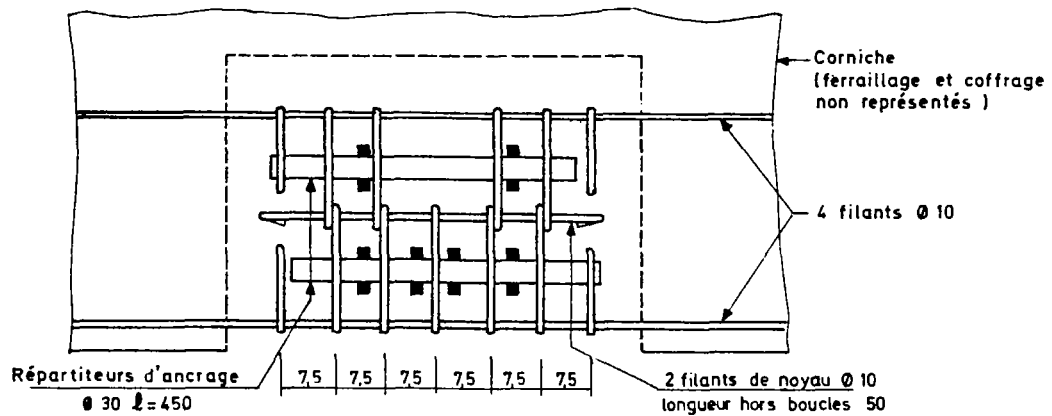
COUPE TRANSVERSALE



VUE SUIVANT C



VUE EN PLAN



Nota : le dessin est fait dans le cas d'une corniche coulée en place.
La liaison du ferrillage d'une corniche préfabriquée avec l'ancrage est possible

3.4.6. Zones situées aux angles

Le cas des parties de dalle situées aux angles, c'est-à-dire les parties délimitées par les bords libres et les abouts, mérite une attention toute particulière, du fait de l'importance des efforts (de cisaillement de torsion notamment) qui s'y développent. Ces efforts sont d'autant plus importants que lorsque le biais du tablier est élevé. Il importe donc de renforcer le ferrailage dans ces zones. Ces renforcements sont la plupart du temps constitués de quadrillages d'armatures de façon à présenter dans toutes directions un pourcentage au moins égal au pourcentage minimum de non-fragilité.

Si le réseau d'armatures est constitué par deux directions d'armatures orthogonales, les sections d'armatures dans chacune de ces deux directions doivent être au moins égales à 1,2 ‰ de l'aire du béton, ce qui représente le pourcentage de non-fragilité. A l'inverse, si le réseau d'armatures est composé de deux directions d'armatures non orthogonales et formant entre elles un angle α , il convient de donner à chacune de ces deux sections d'armatures une valeur au moins égale à $(0,6/\sin^2\alpha)$ ‰ de l'aire du béton. Ceci peut conduire à un pourcentage sensiblement supérieur au pourcentage minimum de non-fragilité.

En effet : 2,4 ‰ pour $\alpha = 60^\circ$

4,1 ‰ pour $\alpha = 45^\circ$,

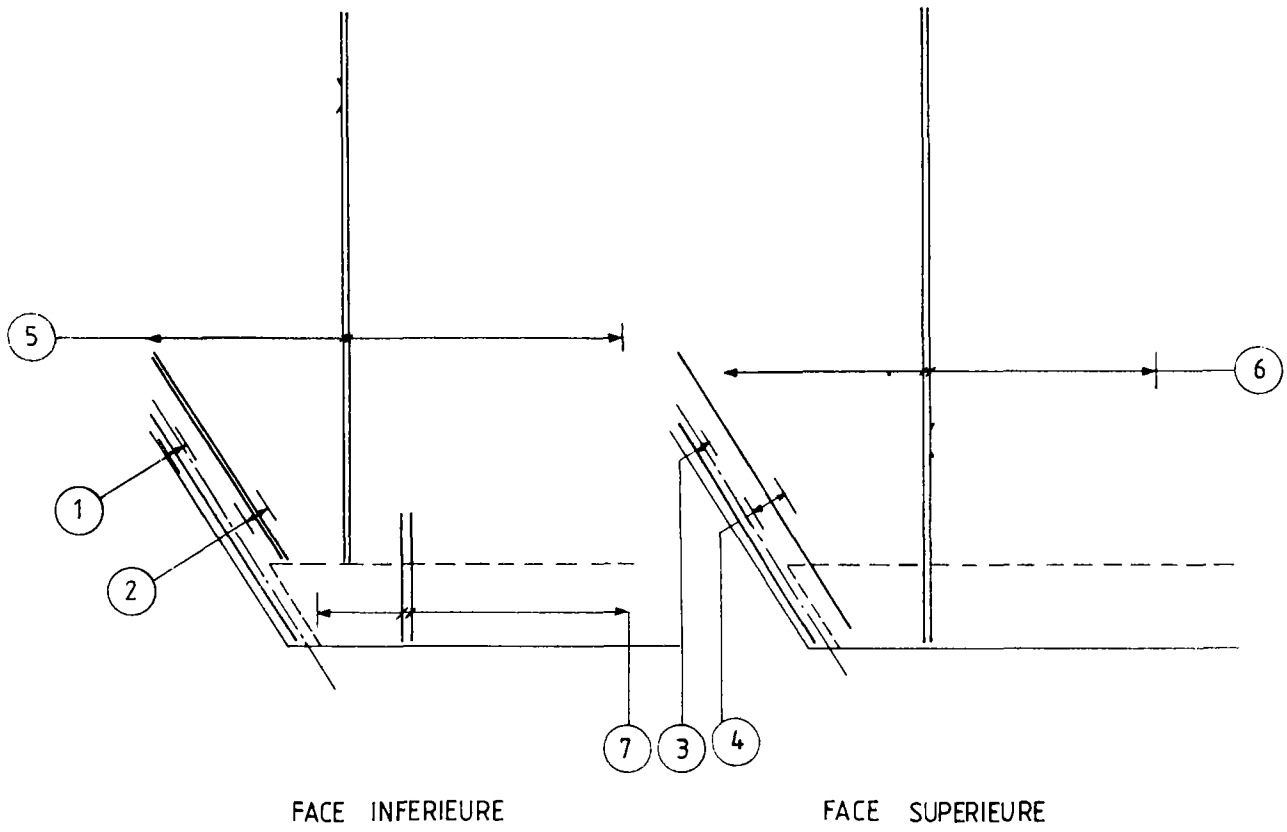
pourcentages à comparer au pourcentage de 1,2 ‰ de non-fragilité.

Ces exemples montrent qu'il est avantageux de prévoir un réseau d'armatures tel que l'angle aigu formé par les deux directions d'armatures soit supérieur à 60° , une troisième nappe d'armatures étant par ailleurs à éviter, en raison des difficultés encourues pour le façonnage et l'exécution (mise en place des fers et bétonnage).

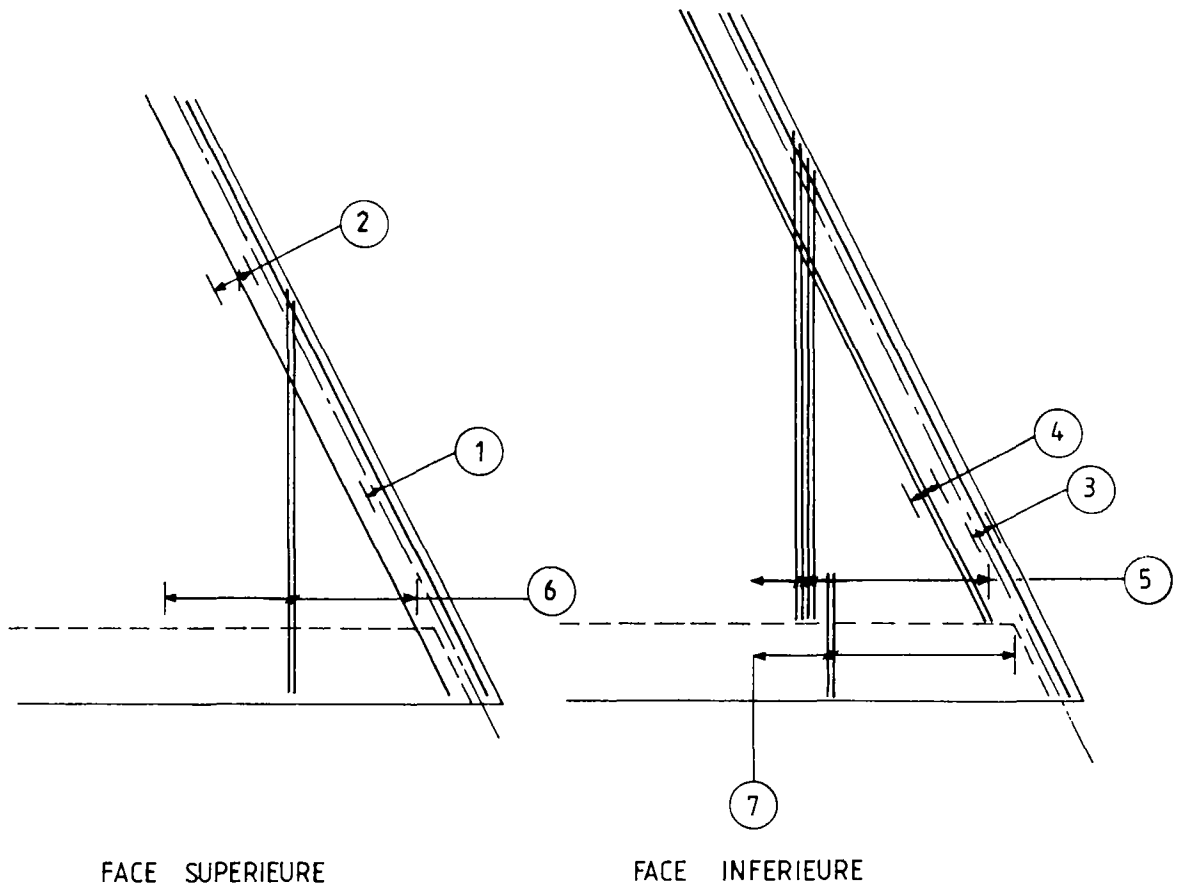
Ainsi donc ce réseau d'armatures, constitué de fers faisant entre eux un angle aigu au moins égal à 60° , peut être renforcé, le cas échéant, par des fers de même direction formant des quadrillages localisés dans les angles.

Ces armatures de renfort sont à façonner et disposer conformément au principe présenté sur la page suivante. On s'attache à ce qu'ils comportent des longueurs d'ancrage ainsi que des retours suffisants.

Dans ces croquis, les aciers n°s 1, 2, 3, 4 sont ceux des chevêtres incorporés sur piles-culées et les aciers n°s 5, 6, 7 sont des aciers de renfort aux angles.



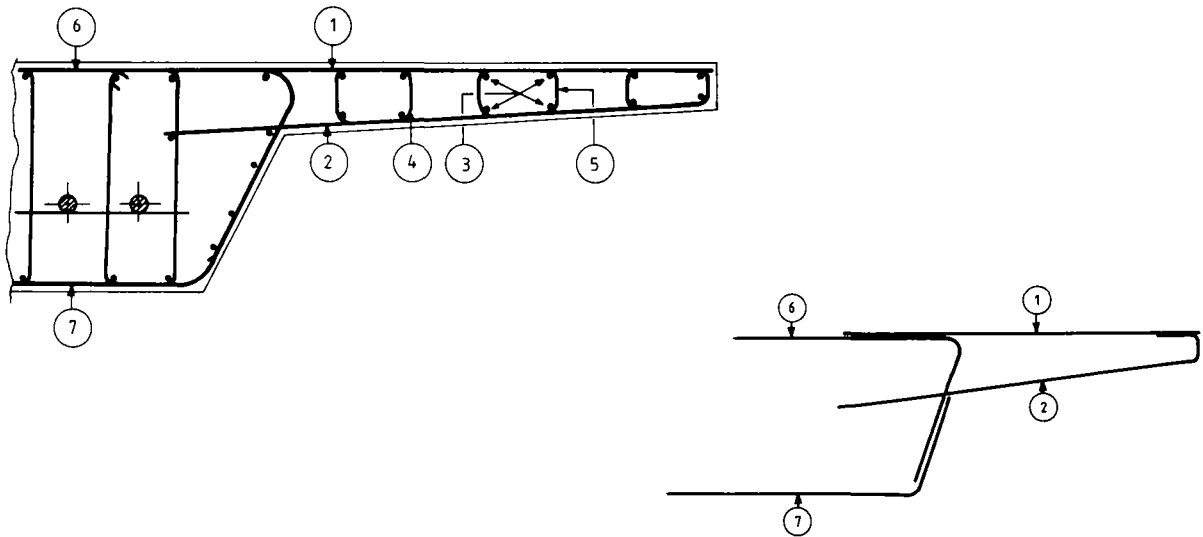
ANGLES OBTUS



ANGLES AIGUS

3.4.7. Encorbellements

Dans le cas de dalles à encorbellements latéraux, les remarques précédentes faites à propos du ferrailage de la partie centrale de la dalle ainsi que les armatures de renfort dans les zones de bords libres et des angles restent encore valables. De plus, les aciers propres aux encorbellements et les aciers assurant la liaison de ces encorbellements à la dalle centrale doivent être suffisants pour reprendre les efforts dus au retrait différentiel, du fait du changement de section, et surtout, à l'encastrement de ces dalles en console. Le dimensionnement de ces encorbellements, ainsi que le calcul de leurs aciers sont détaillés dans l'annexe 3 du document PSIDP.EL - Guide de calcul du S.E.T.R.A.. Il ne semble donc pas opportun de reproduire ici ces éléments. Toutefois, il nous paraît utile de présenter sur le croquis ci-après le principe du ferrailage de ces zones. On notera au passage l'interdépendance de ce ferrailage avec celui du reste de la dalle, en ce qui concerne la direction, la répartition, le diamètre et le recouvrement.



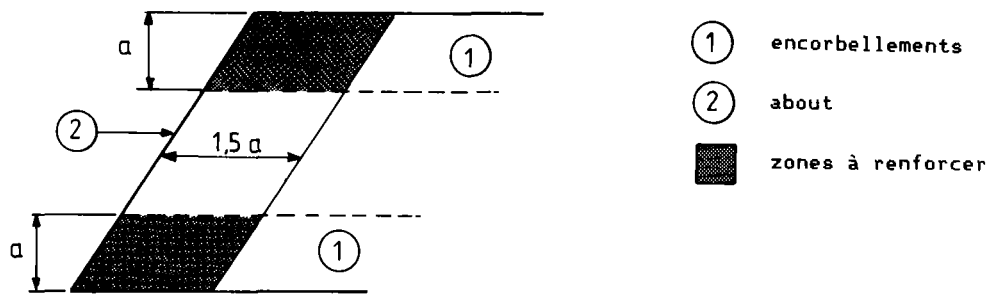
La forme et la disposition des fers 1, 2, 6 et 7 sont en particulier illustrées.

Parallèlement à ces aciers transversaux, le ferrailage longitudinal, les cadres, les armatures de précontrainte ainsi que les supports de ces dernières sont aussi présentés sur ces dessins.

Il convient de remarquer d'une part le bon recouvrement des aciers 1 - 6, 6 - 7 et d'autre part l'ancrage suffisant des fers 1 et 2 dans la partie centrale de la dalle.

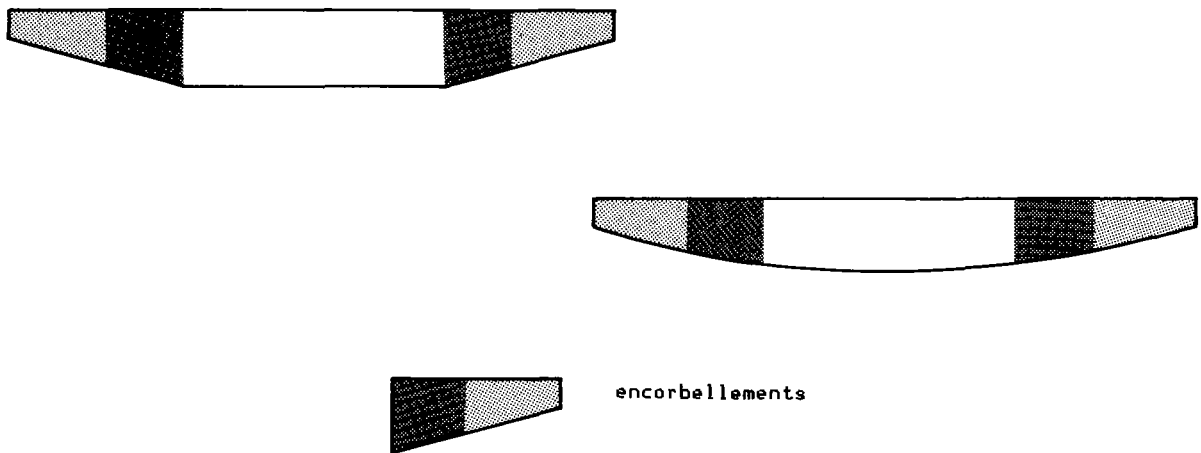
Par ailleurs, la fermeture de la section, qu'il s'agisse de la partie centrale ou des encorbellements, est entièrement assurée par des aciers, ce qui est d'autant plus nécessaire que le tablier est biais ou courbe en plan.

De même, il est indispensable de doubler les aciers 1, 2 et 3 dans la zone de dalle située dans chaque angle de tablier sur une longueur, comptée à partir de l'about, égale à 1,5 fois la portée de l'encorbellement, en raison des efforts accrus qui s'y développent.



Il importe, comme dans le cas des fers 1 et 2, de bien ancrer les fers transversaux de renfort dans la partie centrale de la dalle.

L'attention est enfin attirée sur le cas de dalles comportant des encorbellements relativement massifs tels que ceux présentés sur les croquis ci-après :



Leur grande rigidité relative (par rapport aux nervures) fait qu'une partie non négligeable d'efforts, en particulier efforts de flexion longitudinale, transite dans ces parties en encorbellement, notamment dans les zones de liaison avec les nervures (zones doublement grisées sur les dessins). Il est donc normal et indispensable que ces zones soient aussi bien armées en armatures longitudinales (faces supérieure et inférieure) que les nervures. L'insuffisance de telles armatures est la cause principale de quelques fissurations transversales dans ces parties de dalle, surtout dans le cas de dalles non pourvues de précontrainte longitudinale. Ces fissurations entraînent un report d'efforts sur les nervures qui à leur tour peuvent être fissurées en cas d'insuffisance d'armatures.

3.4.8. Abouts

La définition des abouts a déjà été présentée au paragraphe 2.2.

On expose dans ce qui suit le principe de la disposition du ferrailage dans ces zones.

Le ferrailage d'un about est constitué d'armatures destinées à :

- a) la reprise des efforts de flexion et d'effort tranchant dans les chevêtres incorporés d'about,
- b) l'équilibre de la bielle d'about
- c) l'équilibre du coin inférieur
- d) la reprise des efforts de la diffusion de la précontrainte, dans le cas d'un tablier précontraint.

A l'exception des armatures (a) qui sont spécifiques aux dalles et qui ont déjà fait à ce titre l'objet d'un développement au paragraphe 3.4.2., les autres armatures sont à prévoir aussi bien dans les dalles que dans les poutres.

Les armatures (b) et (c) sont constituées de cadres verticaux et d'armatures longitudinales en face inférieure (dans la zone d'about, au voisinage des appareils d'appui).

Dans les tabliers-dalles précontraints, l'équilibre du coin inférieur doit être surtout assuré à la mise en tension en l'absence du béton de cachetage, c'est-à-dire avec une longueur d'about réduite, pendant la période de construction.

De plus, les armatures longitudinales en face inférieure dans la zone d'about doivent être bien ancrées au-delà de la ligne d'appui, avec des retours suffisants (crochets, armatures en U...).

Enfin, ces armatures (b) et (c) sont sensiblement réduites si les câbles de précontrainte sont ancrés sur deux nappes, comme cela a déjà été signalé au paragraphe 3.3.

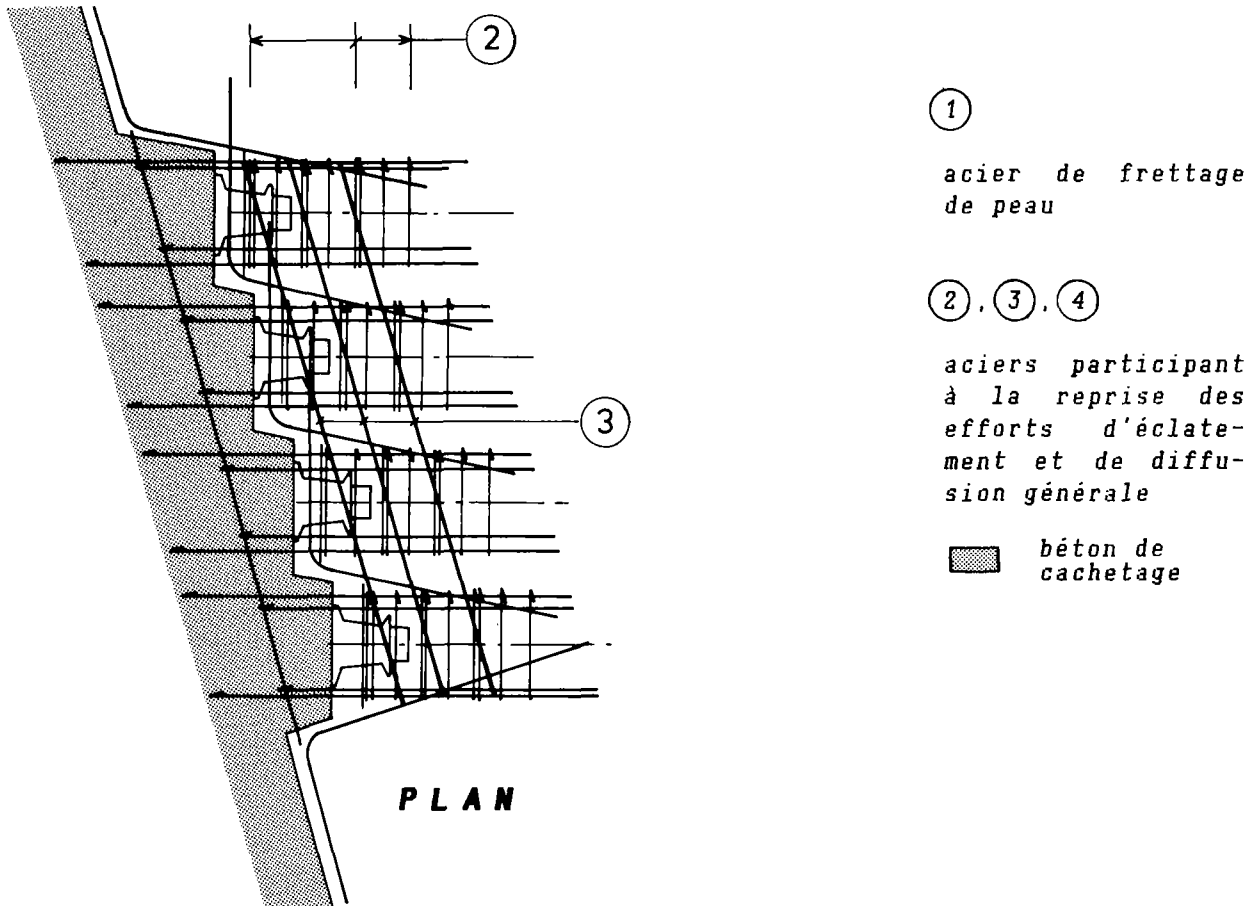
En ce qui concerne les armatures (d), celles-ci sont composées de deux types, non cumulables entre eux.

- un premier système constitué d'aciers de **frettage de peau** et **d'aciers de frettage d'éclatement**, placés au voisinage immédiat de chaque ancrage de précontrainte et selon des directions perpendiculaires à l'axe des câbles.
- un deuxième système composé d'aciers **d'équilibre général**, toujours perpendiculaires à l'axe des câbles, et disposés dans une zone de béton plus étendue derrière les ancrages de précontrainte. Ces aciers sont destinés à reprendre les efforts, de traction et surtout de cisaillement, dans cette zone, dus à la diffusion générale de la précontrainte. Les aciers horizontaux sont à prolonger dans les encorbellements, lorsque ceux-ci existent, de façon à équilibrer également les efforts de cisaillement à la jonction nervure-encorbellements.

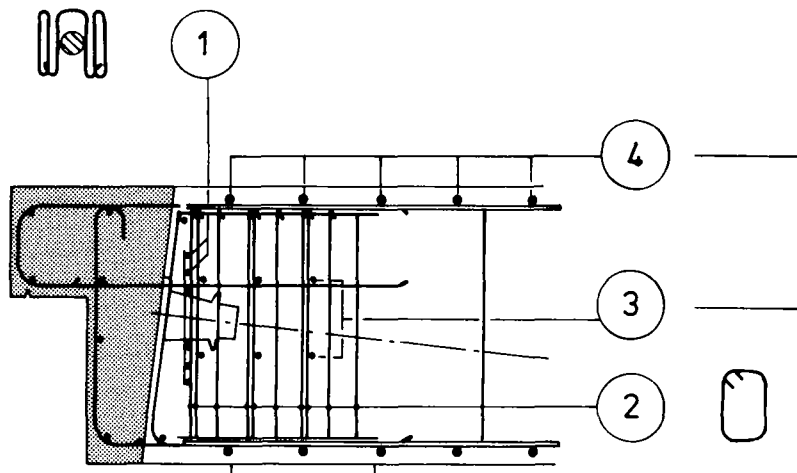
Les croquis joints illustrent le principe du ferrailage de ces zones d'about.

L'attention est particulièrement attirée sur ce que la continuité des aciers de frettage de peau et des aciers de frettage d'éclatement soit assurée entre ancrages, aussi bien dans le sens vertical que dans le sens horizontal, ce qui est le cas des aciers n° 2, 3 et 4 sur les dessins.

DETAILS DE FERRAILAGE D'UN ABOUT



COUPE



3.5. JOINTS DE CONSTRUCTION ET JOINTS DE COUPLAGE

Pour les ouvrages de longueur supérieure à une trentaine de mètres, des joints de construction sont nécessaires dans la majorité des cas. Ces joints constituent des points faibles par suite d'une diminution de la résistance du béton. Cette diminution est aggravée par des tractions, qui sont plus ou moins importantes selon les précautions apportées à la mise en oeuvre du béton et qui sont dues à la chaleur d'hydratation du béton de la partie nouvellement construite.

Ces sections sont d'autant plus faibles qu'elles comportent des ancrages ou couplages d'armatures de précontrainte.

Vis-à-vis de la chaleur d'hydratation, il y a donc lieu de contrôler et d'éviter toutes contraintes de traction trop fortes dans le béton, notamment dans le cas des pièces massives.

Pour ces raisons, ces joints sont de préférence à localiser dans les sections de faibles moments.

Il y a également lieu de compenser la diminution de la résistance en traction du béton par des armatures passives de renfort disposées à proximité du joint et dans cette partie de nouveau béton.

Les joints comportant un couplage d'armatures de précontrainte méritent quant à eux une mention particulière, même si leur comportement semble assez bien appréhendé à l'heure actuelle. Bien entendu, comme dans la majorité des cas, cette expérience n'a pas été acquise sans quelques désordres rencontrés dans le passé sur les ouvrages comportant des couplages d'armatures dont on a constaté les défauts suivants :

- 1) Trop de coupleurs concentrés dans une même section et, de surcroît, pas assez répartis dans toute la section.
- 2) Insuffisance d'armatures passives traversant ces joints de couplage.
- 3) Dislocation de la section du joint avant que le nouveau béton soit précontraint, ce qui se traduit par une impossibilité du nouveau béton à suivre les déformations dues au fluage de la partie bétonnée en première phase, du fait des contraintes de compression assez élevées derrière chaque ancrage. De ce fait, des tractions se produisent dans le béton adjacent et derrière chaque ancrage. Ces tractions peuvent entraîner une fissuration du béton, si elles ne sont pas reprises par une précontrainte continue traversant le joint. Des armatures passives sont donc à placer près de chaque ancrage de façon à répartir les fissures et à limiter ainsi leur ouverture.

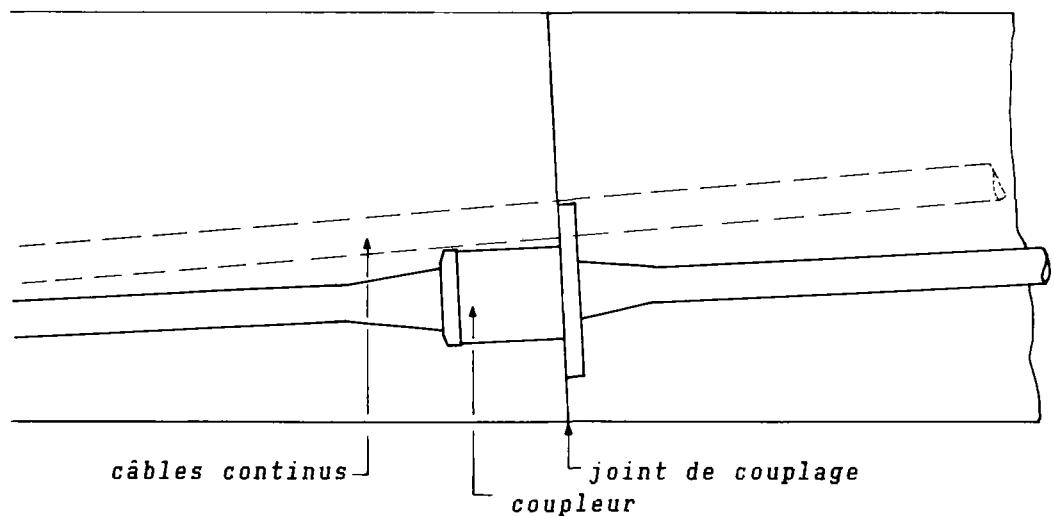
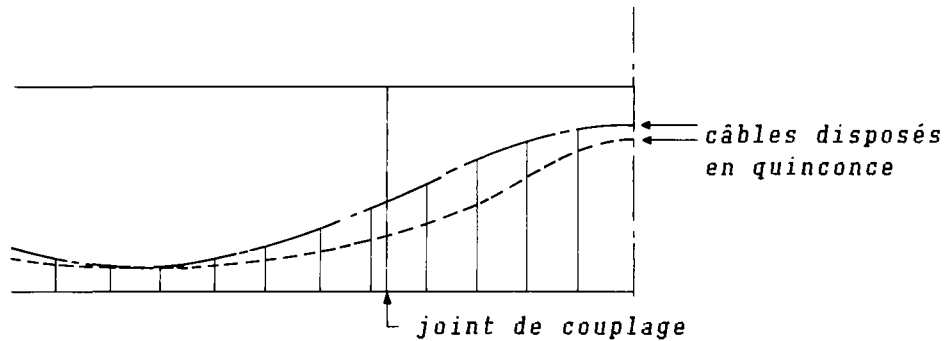
Après la précontrainte du nouveau béton par des câbles couplés dans la section du joint, les conditions sont inverses à celles décrites précédemment. En effet, des compressions accrues prennent naissance dans le béton près des câbles, alors que des tractions se produisent dans le béton situé à une certaine distance des câbles. Ces tractions seraient diminuées, voire même négligeables si chaque coupleur pouvait se déplacer librement dans le nouveau béton, à l'intérieur

par exemple d'un dispositif, appelé capot. Tout l'effort de précontrainte serait alors reporté sur la section de joint, et non plus la moitié de cet effort comme dans le cas d'absence de capotage.

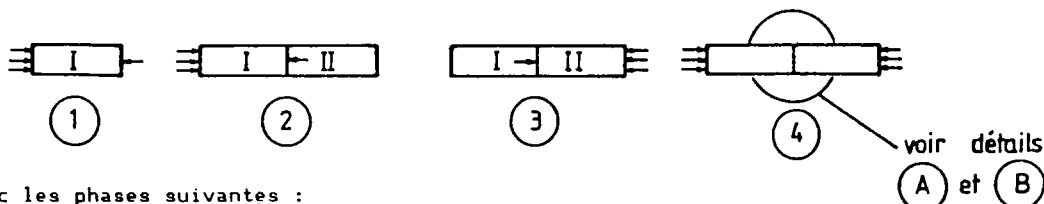
En résumé, il se produit, dans une section de couplage, une distribution non uniforme de contraintes de compression du béton. Parallèlement, des contraintes de traction prennent naissance dans le béton situé dans la zone du pourtour de la section, et ces tractions sont d'autant plus fortes que cette section est plus étendue (effet Mehlhorn).

Il est indiqué par conséquent de limiter le nombre de câbles couplés dans une section de joint et de les répartir sur l'ensemble de cette section.

Sur le plan de la normalisation et à la différence des codes antérieurs, les règles BPEL sont explicites en la matière. Ces règles fixent à moitié le nombre maximum d'armatures couplées dans une section et apportent des détails de calcul des aciers passifs de frettage (Cf. BPEL, article 6.1,5 et annexe 4).

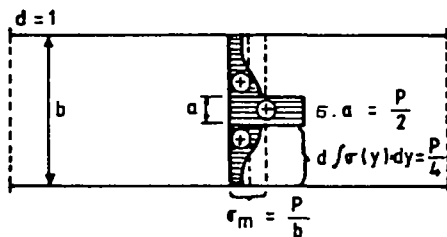


JOINT DE COUPLAGE

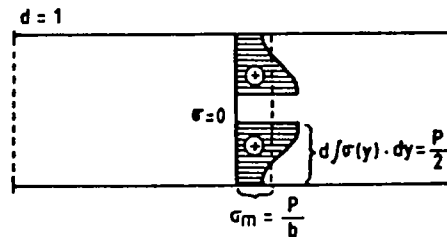


Avec les phases suivantes :

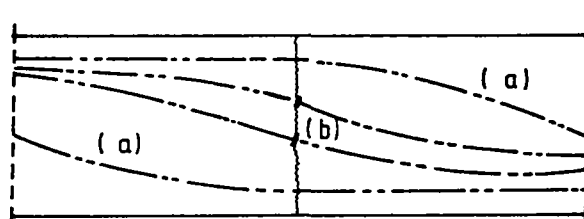
- ① Partie I précontrainte
- ② Partie II bétonnée, le comportement du joint est celui d'un joint de construction
- ③ Partie II précontrainte
- ④ Situation définitive, deux cas à distinguer selon les détails (A) et (B) ci-après où b et d désignent respectivement la largeur et la hauteur de la pièce.



Détail (A)
(sans capotage)



Détail (B)
(avec capotage)



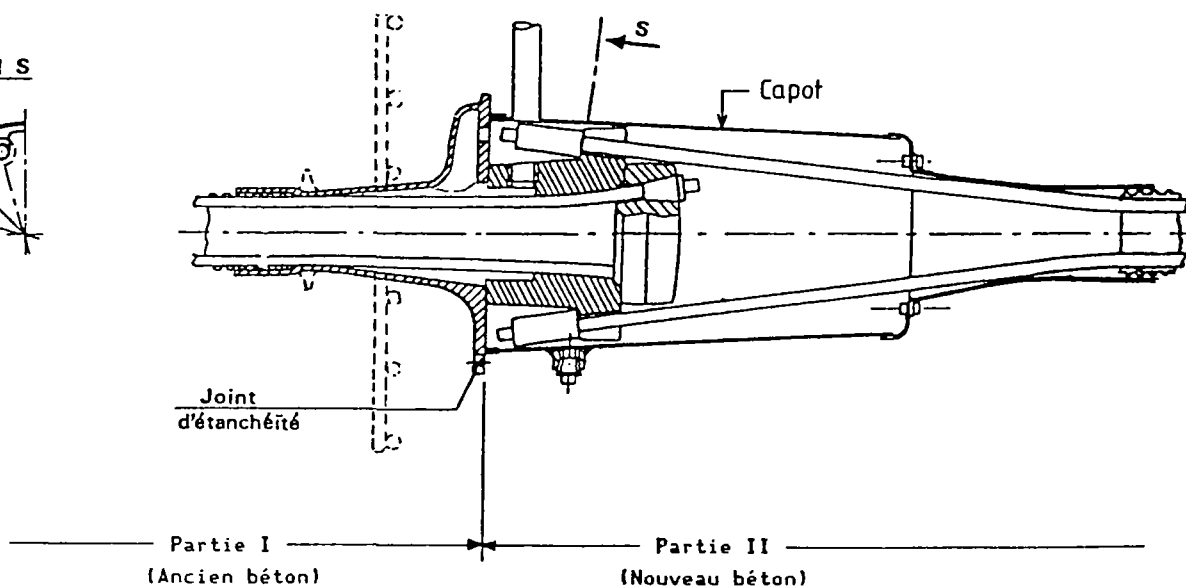
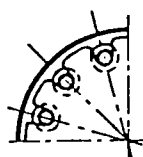
- (a) câbles continus
- (b) câbles couplés

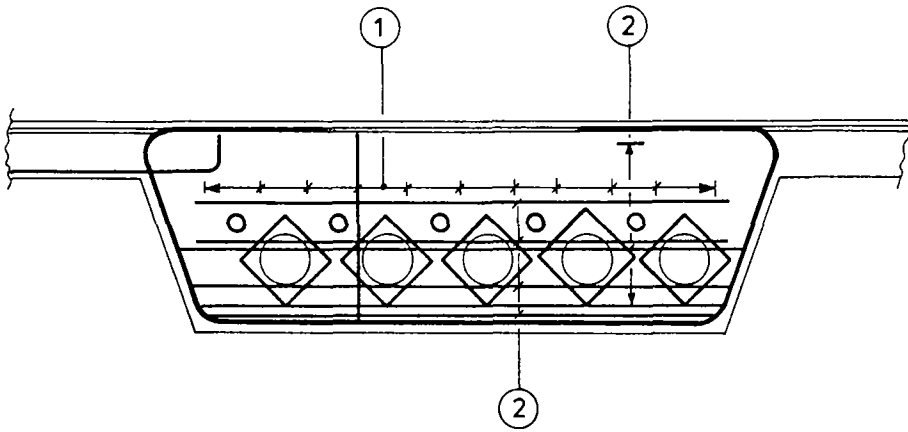
Dispositions conseillées

- au plus moitié de câbles couplés, ceux-ci devant être munis de capots selon modèle agréé.
- précontrainte répartie sur la section de couplage.
- armatures de frettage suffisantes.

Schéma d'un coupleur
(procédé breveté)

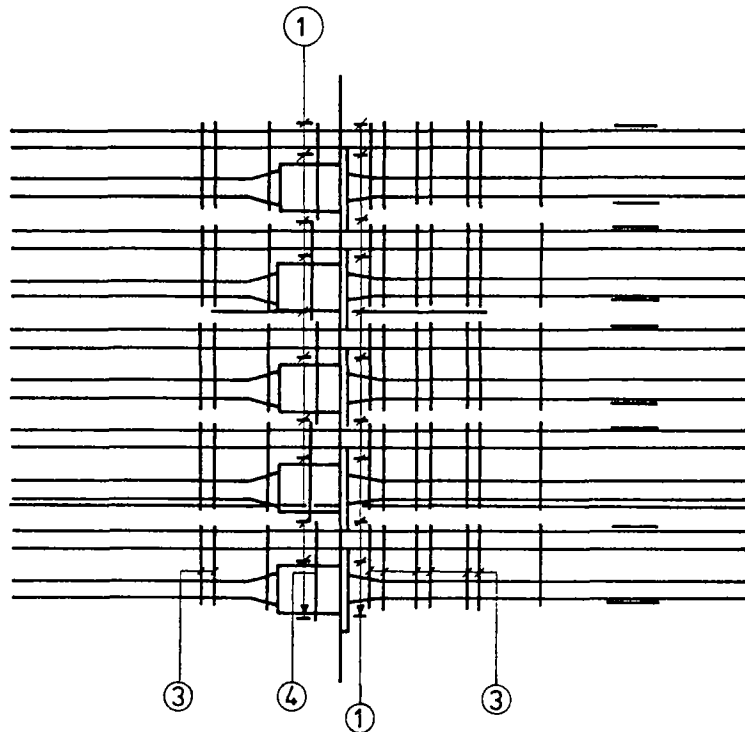
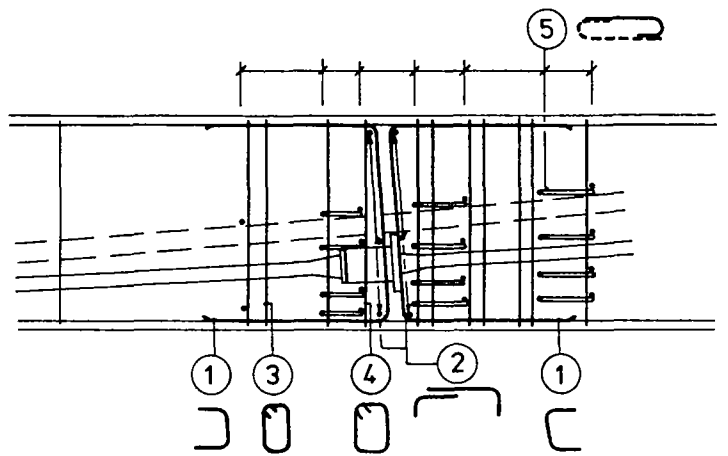
SECTION S





①. ② *Aciers de frettage de peau*

③. ④. ⑤ *Aciers de frettage d'éclatement et de diffusion générale*



3.6. APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE

L'aptitude du caoutchouc à se distordre a été valorisée dès les années 50 par FREYSSINET sous forme d'appuis en polychloroprène ("Néoprène" chez du Pont de Nemours) frettés. Le caoutchouc assurait alors non seulement la fonction de répartition, mais également les fonctions de déplacement et rotation. Sous la première forme, ces appuis frettés comportaient des empilages alternés de feuilles d'élastomère de 5 mm et de grillages en acier ou de tôle en acier inoxydable rugueux.

C'est en 1957 qu'on a substitué ces frettages par des tôles adhérisées à l'élastomère, ce qui permettait, grâce à la meilleure efficacité du frettage, une augmentation considérable des charges admissibles, néanmoins accompagnée d'une diminution de la souplesse en rotation (à dimensions égales). L'adhérisation est obtenue sous presse lors de la vulcanisation.

Nous pouvons résumer comme suit les éléments essentiels de dimensionnement dans le cas particulier des appareils d'appui rectangulaires.

3.6.1. Dimensionnement des appareils d'appui en élastomère fretté.

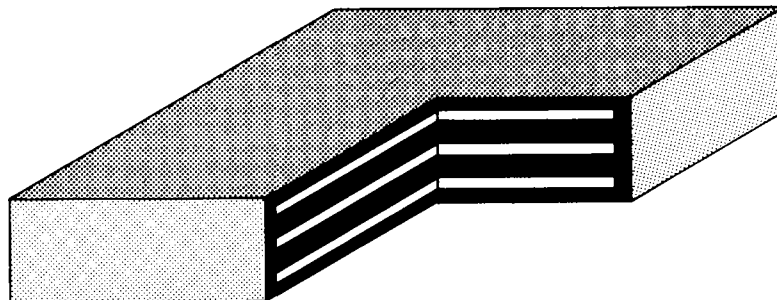
a) Définitions-Notations

Il s'agit d'appareils d'appui frettés rectangulaires de dimensions efficaces $a \times b$ en plan, d'épaisseur totale T (frettes non comprises), comportant n feuillettes d'épaisseur t , ($T = nt$). Notons au passage que leur constitution monobloc avec faces extérieures en élastomère réduit le risque de cheminement sous faibles charges et constitue une protection efficace contre la corrosion. Par ailleurs, la protection des chants est assurée par un revêtement ou par un enrobage en élastomère.

Dans les cas usuels, l'épaisseur de feuillet élastomère est à choisir parmi les valeurs standard 8, 10, 12 ou 15 mm. Celles-ci correspondent aux frettes d'épaisseur (notée t_s) respective de 2, 3, 3 et 4 mm.

On désigne par 200x300x3(8+2), l'appareil d'appui, qui comprend :

- les dimensions efficaces en plan de 200 mm par 300 mm
- 2 couches extérieures d'élastomère de 4 mm
- 2 couches intermédiaires d'élastomère de 8 mm
- 3 tôles intermédiaires de 2 mm en acier.



On désigne dans la suite par :

- . P , l'effort vertical sur l'appareil d'appui à dimensionner
- . H , l'effort horizontal sur cet appareil d'appui
- . $\sigma = P/ab$

- . G_1 (resp. G_2), le module de cisaillement sous charge de longue durée (resp. courte durée)
Valeurs courantes : $G_1 = 0,8$ MPa, $G_2 = 1,6$ MPa
- . U_g , la distorsion sous les charges de longue durée telles que la précontrainte, retrait et fluage du béton.

b) Dimensions en plan (a x b) d'un appareil d'appui

Celles-ci sont déterminées par les conditions suivantes :

$$\sigma < G \frac{a \cdot b}{t(a+b)}$$

$$\sigma < 15 \text{ MPa}$$

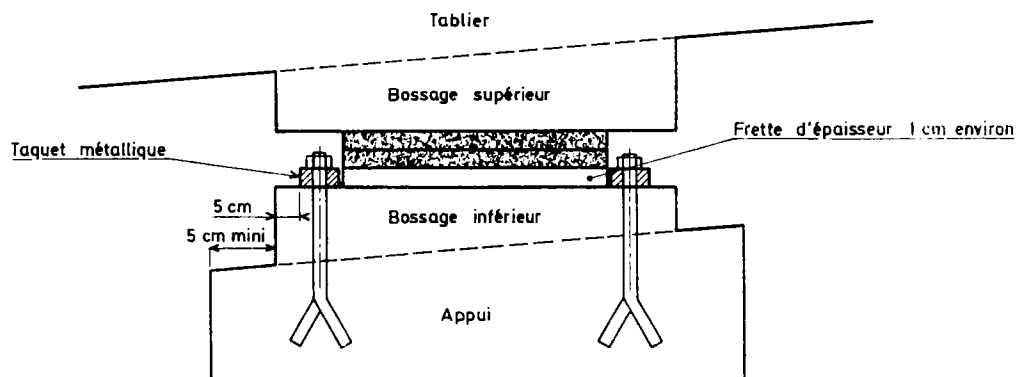
Cette limite, de 15 MPa, est à réduire dans le cas où l'appareil d'appui se situe à proximité d'une arrête ou d'un parement.

REMARQUES

- 1) Si $\sigma < 2$ MPa, il faut prévoir un dispositif d'anti-cheminement (blocage latéral ou collage de l'appareil d'appui)
- 2) De même, un dispositif de blocage est nécessaire si l'effort horizontal dépasse $f \cdot P$, f étant le coefficient de frottement appareil d'appui-béton, défini par :

$$f = \begin{cases} 0,12 + 0,2/\sigma, & \text{pour un contact acier-béton} \\ 0,10 + 0,6/\sigma, & \text{pour un contact caoutchouc-béton} \\ & (\text{cas courant}) \end{cases}$$

Dans l'expression de f , σ est exprimé en MPa



c) *Épaisseur totale (T)*

Celle-ci est déterminée par les conditions suivantes :

- 1) $\frac{Ug}{T} < 0,5$ (limitation à vide)
- 2) $\frac{Ug}{T} + \frac{H}{G_{2ab}} < 0,7$ (limitation en charge)
- 3) $T < \frac{1}{5} \min (a,b)$ (non déversement)

d) *Épaisseur (t) d'un feuillet d'élastomère*

Celle-ci doit respecter la condition

$$\alpha_1 = \frac{\alpha}{n} < 3 \left(\frac{t}{a}\right)^2$$

α étant la rotation totale (en radian) de l'appareil d'appui.

Cette condition est équivalente à

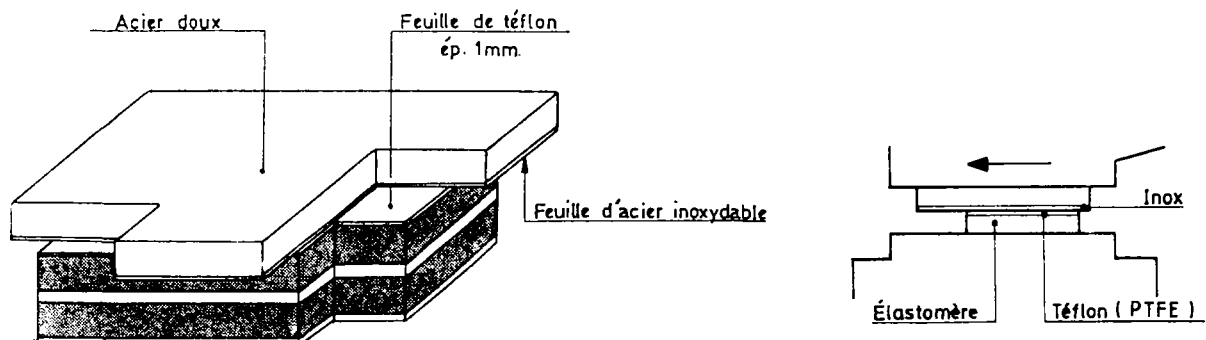
$$t.T > \frac{1}{3} . \alpha . a^2,$$

a étant supposé la plus petite dimension parmi a et b.

3.6.2. *Appareils d'appui glissants en élastomère fretté*

Quand la déformation imposée, u, devient excessive (cas d'ouvrages de grandes dimensions), on utilise des appareils d'appui glissants.

Du point de vue de composition, ces appareils d'appui sont des appareils d'appui en élastomère fretté surmontés d'une feuille de PTFE (appelé également téflon, corps présentant un très faible coefficient de frottement, f, sur l'acier poli). Le glissement s'effectue précisément entre cette feuille PTFE et la face inox polie d'une plaque en acier scellée sur la sous-face du tablier (croquis).



Il s'agit là d'appareils d'appui permettant à la fois des rotations et glissements du tablier. Le glissement a lieu lorsque $H > f.P$. En d'autres termes, l'effort horizontal dans l'appui est plafonné à $f.P$ (effet d'un filtrage). Le coefficient de frottement, f , varie de 0,02 à 0,06 pour σ compris entre 2 et 15 MPa, ce qui est le cas courant des tabliers d'ouvrages d'art. En ce qui concerne les charges verticales, la capacité de ce type d'appareil d'appui reste identique à celle des appareils d'appui en élastomère fretté ordinaire. De ce fait, tous ces appareils d'appui, avec ou sans plan de glissement, sont destinés aux charges verticales ne dépassant pas 800 t environ, compte-tenu des limites dimensionnelles des plaques couramment fabriquées.

Le bon fonctionnement de ces appareils d'appui glissants dépend de leur aptitude au glissement dont les conditions ne sont pas toujours réunies dans la pratique. Des appareils glissants qui ne glissent pas ne sont jamais favorables ni pour eux-mêmes ni pour les appuis qui les supportent ! Le non-glissement est en général consécutif à un défaut de planéité (fabrication, stockage, manutention, pose) ou à des intrusions dans le plan de glissement du fait de l'absence d'une protection de ce dernier.

De ce fait, les appareils d'appui glissants en élastomère fretté sont de moins en moins utilisés. Il est possible alors de les remplacer par des appareils d'appui ordinaires en élastomère fretté, lorsque les déplacements restent modérés, ou par des appareils d'appui à pot d'élastomère comportant un plan de glissement (Cf. §3.7.).

Comme il a été dit, on utilise les appareils d'appui glissants lorsque la déformation imposée devient excessive, c'est-à-dire, d'après les conditions et les notations du paragraphe 3.6.1, lorsque :

$$U_g > \frac{\min(a,b)}{10}$$

Cette condition peut être exprimée en fonction de la longueur dilatable (notée l_d) par :

$$l_d > 100 \text{ m}$$

(ceci du fait que $U_g \approx 7.10^{-4}.l_d$ et que $\min(a, b) \leq 0,7 \text{ m}$ pour les appareils courants).

En d'autres termes, l'emploi des appareils d'appui glissants s'impose pour des longueurs dilatables supérieures à une centaine de mètres, compte tenu des dimensions couramment fabriquées des plaques d'élastomère. En deça de cette limite, l'emploi des appareils en élastomère fretté ordinaires, c'est-à-dire ne comportant pas de plan de glissement, est possible, lorsque la résistance de l'appui en question le permet.

3.6.3. Dimensionnement pratique des appareils d'appui en élastomère fretté

Lorsqu'un emploi d'appareils d'appui en élastomère fretté est possible, il est avantageux, pour des raisons de facilité d'entretien et de bonne durabilité, de s'orienter vers le choix d'appareils entièrement enrobés d'élastomère.

Dans l'état actuel des choses, ce choix doit être limité aux dimensions standards préconisées par la norme NFT 47.815 et rappelées dans le tableau ci-après.

	2(8+2)	3(8+2)	4(8+2)			
100 X 150	x					
100 X 200	x					
150 X 200	x	x				
150 X 250	x	x				
150 X 300	x	x				
200 X 250		x	x			
200 X 300		x	x			
200 X 350		x	x			
200 X 400		x	x			
	3(10+3)	4(10+3)	5(10+3)			
250 X 300	x	x				
250 X 400	x	x				
300 X 400	x	x	x			
300 X 500	x	x	x			
300 X 600	x	x	x			
	3(12+3)	4(12+3)	5(12+3)	6(12+3)	7(12+3)	8(12+3)
350 X 450	x	x	x			
400 X 500		x	x	x		
400 X 600		x	x	x		
450 X 600		x	x	x	x	
500 X 600			x	x	x	x
		4(15+5)	5(15+5)	6(15+5)	7(15+5)	
600 X 600		x	x	x	x	
600 X 700		x	x	x	x	
700 X 700			x	x	x	

APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE ENTIEREMENT ENROBES
TABLEAU DES DIMENSIONS

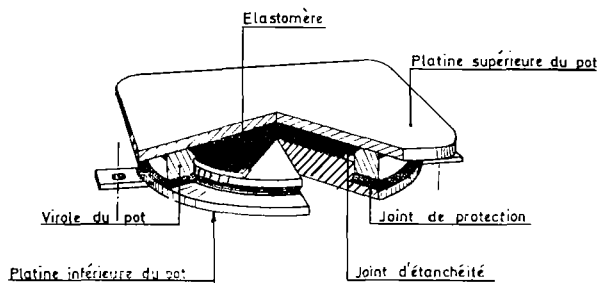
Chaque appareil d'appui nécessite dans cette technique un moule d'un coût élevé, ce qui explique le nombre limité de ces produits standards. Par ailleurs, la fabrication par découpage de plaques mères aux dimensions d'appareil à la demande va être abandonnée.

3.7. APPAREILS D'APPUI A POT D'ELASTOMERE

Par rapport aux appareils d'appui en élastomère fretté ordinaires qui ne supportent que des charges modérées, les appareils d'appui à pot sont destinés plutôt à des réactions d'appui élevées, c'est-à-dire au-delà de 800 t environ. Cependant, l'emploi de ces appareils d'appui peut être commode même pour des charges plus faibles, dans la mesure où ils peuvent permettre de libérer ou de bloquer certains déplacements dans les conditions développées plus loin.

Ces appareils d'appui, qui font partie de la classe des appareils spéciaux, se composent d'un pot métallique cylindrique contenant un élastomère non fretté, et d'un couvercle-piston monté libre dans son logement, qui s'appuie sur l'élastomère. L'étanchéité est assurée par un joint annulaire.

L'élastomère se comporte comme un fluide confiné et permet ainsi de faibles rotations du couvercle.



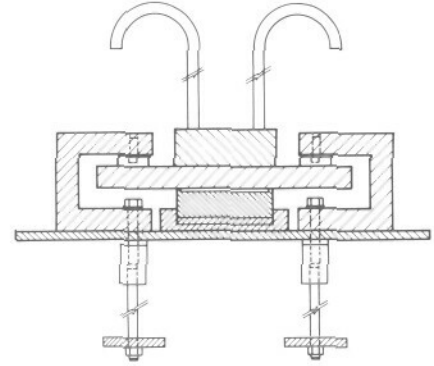
*Schéma de principe
d'un appareil d'appui à pot*

De plus, un dispositif particulier (acier inox-P.T.F.E.) peut permettre à l'appareil d'appui des translations, soit multidirectionnelles, soit unidirectionnelles grâce à un guidage. Bien entendu, dans le dernier cas, toutes les translations non parallèles à la direction de guidage sont bloquées.

Enfin, certains appareils d'appui peuvent être équipés d'un dispositif anti-soulèvement. De tels appareils peuvent par exemple empêcher le soulèvement du tablier par rapport à ses appuis, tout en lui permettant de faibles rotations et translations soit multidirectionnelles, soit unidirectionnelles grâce à un guidage. Il ne s'agit là bien entendu que des translations parallèles au plan de glissement, puisque les translations perpendiculaires à ce plan sont en ce cas bloquées. Les illustrations ci-après concernent l'emploi de ce type d'appareils d'appui dans un pont dalle en vue de reprendre des réactions d'appui négatives développées par une forte dissymétrie des travées et également par le biais de l'ouvrage. Cet emploi a été justifié par le fait qu'il était impossible de modifier la conception générale de l'ouvrage en évitant cette forte dissymétrie dans ses travées. Ce type d'appareil d'appui offre par ailleurs l'avantage d'être aisément démontable.



Appareil mis en place



Coupe montrant la structure
(procédé breveté)

L'avantage principal des appareils d'appui à pot réside dans ce qu'ils peuvent supporter des charges importantes, tout en ayant un encombrement réduit, le taux de travail élevé de l'élastomère (jusqu'à 25 MPa) étant permis par son confinement dans le pot.

De plus, ces appareils d'appui peuvent, grâce à des dispositifs particuliers, déjà mentionnés, permettre favorablement de libérer certains déplacements préférentiels et d'en bloquer d'autres, lorsque la forme de la structure étudiée les exige.

Par ailleurs, par rapport aux appareils d'appui en élastomère ordinaires, les appareils à pot sont en général plus "propres" et plus durables, et les défauts et désordres sont moins connus.

Le principal inconvénient, comme il était prévisible, est leur coût qui reste élevé. Leur emploi est par conséquent réservé à des cas spéciaux.

Enfin, leur constitution fait qu'ils n'ont pas en général le même module vis-à-vis des déformations verticales que celui des appareils d'appui en élastomère fretté. De ce fait, il n'est pas indiqué d'avoir à la fois ces deux types d'appareils d'appui sur une même ligne d'appui.

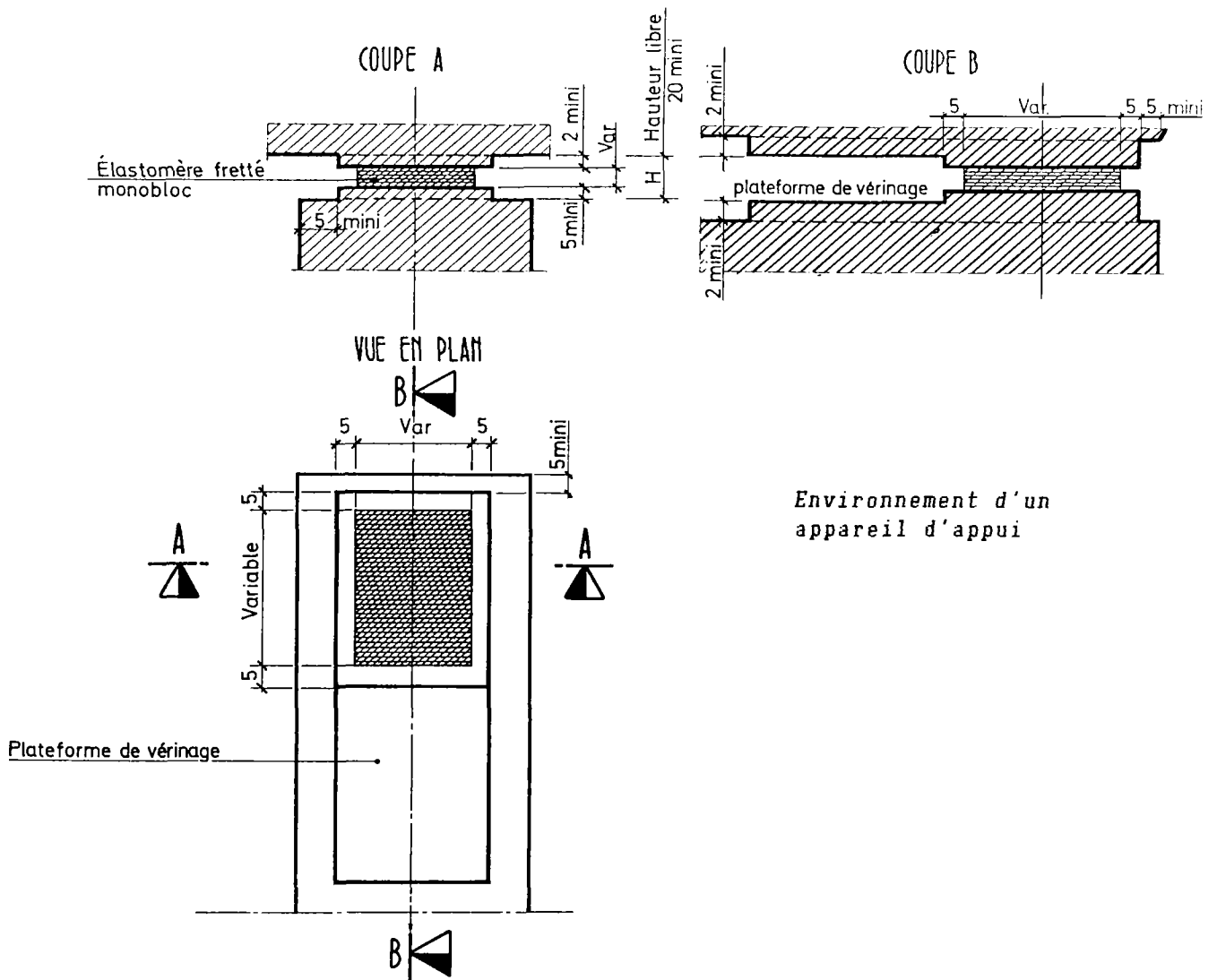
3.8. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX APPAREILS D'APPUI

Dans le cas des dalles, le nombre d'appareils d'appui ainsi que leur emplacement sur chaque ligne d'appui sont à déterminer en fonction de la largeur disponible au niveau de la dalle et au niveau des appuis, et aussi en fonction de la descente de charge sur la ligne d'appui considérée. De même, d'autres considérations doivent être prises en compte, elles concernent la résistance de la dalle, la recherche éventuelle d'un encastrement vis-à-vis de la torsion du tablier, ou la possibilité de vérynage en cours de construction ou en cas de remplacement d'appareils d'appui.

L'entraxe des appareils d'appui d'une ligne d'appui est compris dans la majorité des cas entre 3 m et 4 m environ. Cependant, lorsque les conditions de géométrie et d'implantation de la dalle et des fûts d'appui l'exigent, les appareils d'appui peuvent être espacés entre 2 m et 5 m environ.

Lorsqu'un encastrement vis-à-vis de la torsion du tablier est à rechercher sur une ligne d'appui, celle-ci doit comporter au moins deux appareils d'appui suffisamment espacés.

Par ailleurs, en ce qui concerne l'implantation détaillée des appareils eux-mêmes, il y a lieu de respecter la disposition type suivante concernant les bossages, les abords ainsi que la distance libre minimale entre l'intrados de la dalle et la face supérieure de l'appui, en vue de faciliter l'entretien et le remplacement des appareils d'appui.



Enfin, il nous paraît utile de rappeler ici l'importance du choix de la nature d'appareils d'appui, à savoir les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils à pot d'élastomère. Ce choix est à faire selon les conditions exposées aux §§ 3.6 et 3.7 précédents.

3.9. EQUIPEMENTS DU TABLIER

Ces éléments sont ceux qui ne concourent pas, par définition, à la résistance de l'ouvrage. Cependant force est de constater que leur présence n'est pas sans incidence sur l'aspect (c'est le cas des corniches et des dispositifs de retenue), la sécurité (dispositifs de retenue) et la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement, joints de chaussée,...).

La conception d'un ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

On se borne dans ce qui suit à résumer la conception de ces équipements, à l'exception des corniches qui ont déjà fait l'objet d'un développement au § 2.6.

3.9.1. Dispositifs de retenue.

Le choix des dispositifs de retenue doit répondre aux critères de sécurité et d'esthétique.

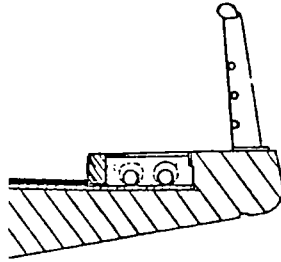
Ces dispositifs contribuent à modifier la face vue du tablier, leur présence n'est donc pas sans incidence sur l'aspect de l'ouvrage. Cette question a déjà été soulevée dans la recherche esthétique (Cf. paragraphe 2.6).

S'agissant également et surtout d'éléments de sécurité, leur choix et leur implantation doivent être compatibles avec la destination de l'ouvrage (passerelles pour piétons, ponts-routes, ponts rails) et le but à rechercher (qui doit être retenu par le dispositif ? et dans quelles circonstances ?). A ce problème, le dossier technique GC du S.E.T.R.A. apporte à notre avis une solution appropriée et complète, basée sur la notion de l'indice de danger. Sans entrer dans les détails, on peut dire que l'application de ces recommandations peut aboutir, dans les cas courants, aux dispositions types suivantes, classées par ordre croissant d'efficacité en tant que dispositifs de retenue :

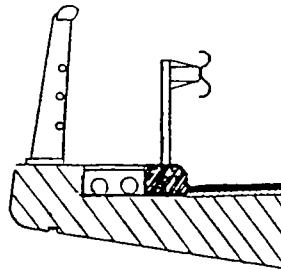
- a - Garde-corps seul
- b - Garde-corps + glissière de sécurité
- c - Barrière normale en métal (de type BN4) ou en béton surmontée d'une lisse métallique (de type BN1 ou BN2)
- d - Barrière normale (BN4, BN1 ou BN2) + glissière de sécurité
- e - Barrière lourde (en cours d'étude).

Ces diverses dispositions sont illustrées par les croquis ci-après, où LU, LR et D désignent respectivement la largeur utile, la largeur roulable et la largeur du débattement.

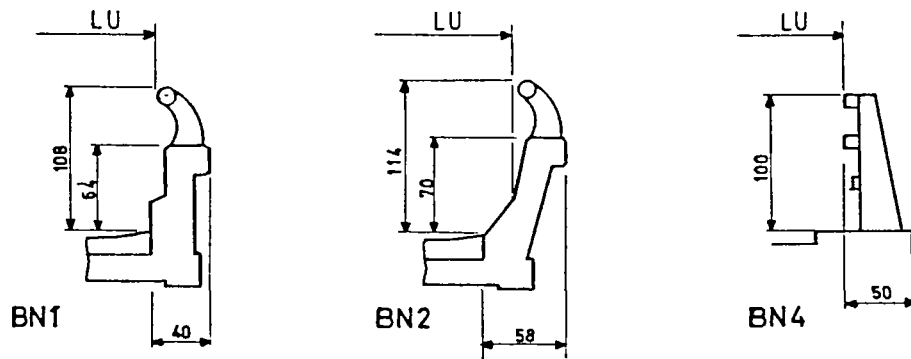
1) *Garde-corps seuls*



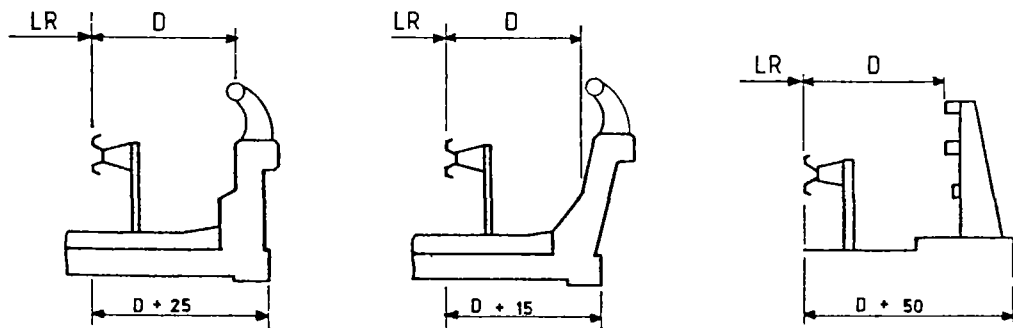
2) *Garde-corps plus glissières*



3) *Barrières seules*

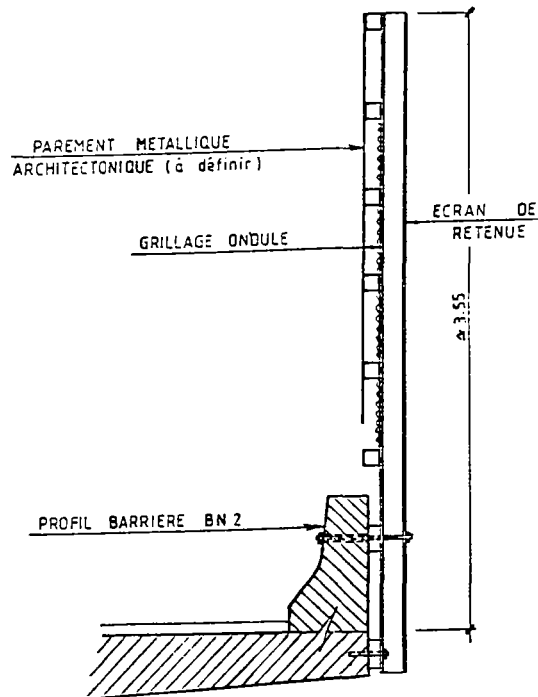


4) *Barrières plus glissières*



Les dispositifs de retenue sur ouvrage sont à compléter par des dispositifs de retenue hors ouvrage appropriés dont la nature doit être définie en fonction du contexte de l'ouvrage projeté.

Par ailleurs, on peut être amené à compléter, dans certains cas exceptionnels, les barrières normales par une rehausse destinée à retenir des chargements en perdition dont la chute peut présenter un danger grave pour des installations en contre-bas ou pour l'environnement (pollution). Les dispositions courantes sont constituées d'un écran métallique monté sur une barrière normale de type BN4 ou BN2, comme le montre le dessin ci-après.

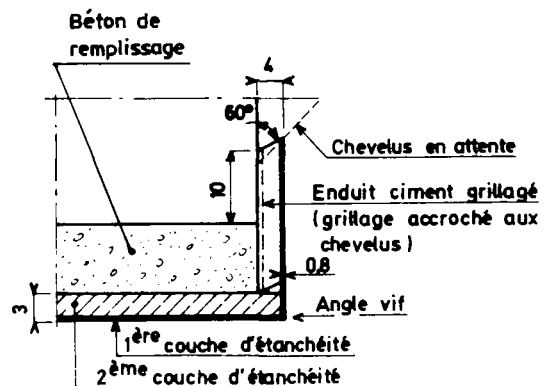


De même, les glissières de sécurité montées sur longrine non ancrée sont à préférer à celles de l'ancien modèle de scellement pour des raisons de facilité d'entretien, de remplacement et de continuité de l'étanchéité.

3.9.2. Etanchéité

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

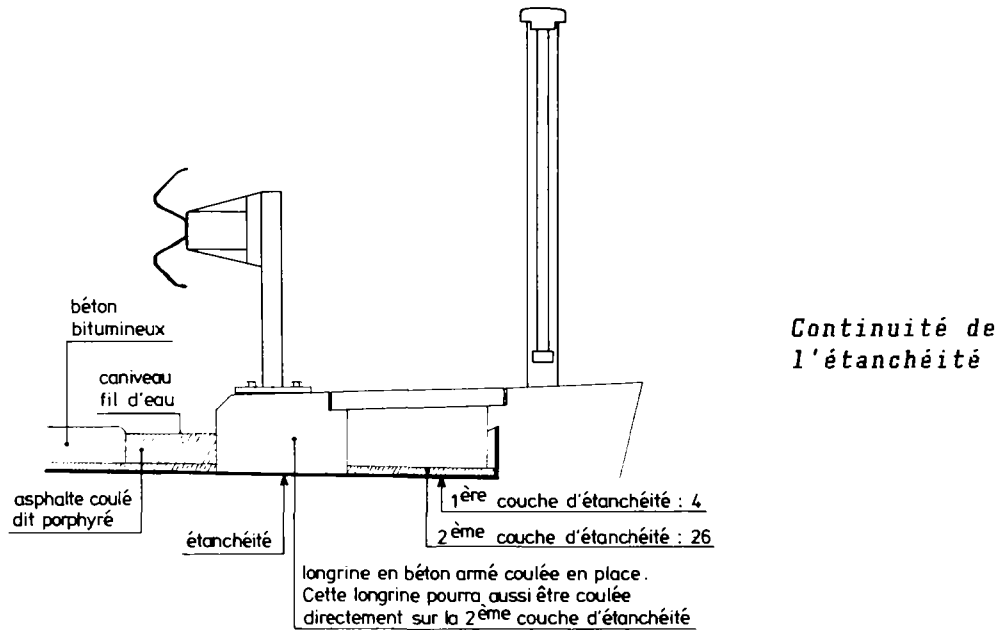
Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérents aux supports ou de feuilles préfabriquées protégées ou non par de l'asphalte gravillonné. Leurs avantages et inconvénients peuvent être résumés dans le tableau joint. Par ailleurs, on apportera un soin tout particulier à la continuité de l'étanchéité sur toute la surface du tablier et aux relevés d'étanchéité dans les engravures ménagées à cet effet. (Voir fascicule 67, article 9.1.23 et le dossier STER).



Détail d'un relevé d'étanchéité

AVANTAGES ET INCONVENIENTS COMPARES DES TROIS PRINCIPAUX SYSTEMES D'ETANCHEITE

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



3.9.3. Assainissement

Il est indispensable de bien drainer les tabliers ainsi que leurs accès, particulièrement pour les ouvrages longs. Un bon drainage doit répondre à la fois aux critères d'efficacité et d'esthétique. Le nombre de gargouilles nécessaires dépend de la pente longitudinale du pont. A titre d'ordre de grandeur, un drainage efficace demande la mise en place par exemple d'une gargouille \varnothing 150 mm tous les 5 m dans le cas de 0,2% de pente ou tous les 25 m dans le cas de 1% de pente environ. Par ailleurs, les descentes d'eau pluviales doivent être aussi discrètes que possible pour ne pas nuire à l'esthétique, notamment en ce qui concerne les ouvrages urbains. Dans le cas où ces descentes doivent être toutefois évitées, une solution peut résider dans le choix de corniches caniveaux. On se reportera le cas échéant au dossier Assainissement des ponts (diffusé prochainement par le S.E.T.R.A.).

3.9.4. Joints de chaussée

C'est la marque de qualité quant au confort des usagers. Ils figurent aussi parmi les éléments les plus sollicités d'un tablier. Pour cette raison, le choix du modèle et la pose doivent être guidés par des considérations de robustesse, de durabilité et d'étanchéité du joint. Le manque de soins dans la conception et l'exécution des joints peut être une cause des désordres qui affectent non seulement leur niveau, mais aussi le tablier et les appuis.

En principe, tout joint de dilatation doit être équipé de joint de chaussée dont les caractéristiques sont à déterminer par le soufflé du joint, le trafic, ainsi que l'étanchéité sur l'ouvrage. Le soufflé, c'est-à-dire le déplacement relatif maximal des faces en regard du joint dû aux effets de la température, du retrait, du fluage et des charges d'exploitation, peut comporter non seulement une composante longitudinale (parallèle à l'axe de l'ouvrage) mais aussi des composantes transversales et verticales. Ces composantes dépendent essentiellement de la géométrie du tablier, de la longueur dilatable et également de la souplesse des appuis et appareils d'appui.

Bien entendu, le choix doit être orienté vers le modèle le plus efficace et le mieux adapté aux données du problème à résoudre. A cet effet on peut consulter utilement le document Joints de Chaussées ainsi que les avis techniques publiés par le S.E.T.R.A.

4 - EXECUTION

Les ponts-dalles sont construits sur cintre, la plupart du temps en un seul tenant. Le coulage en place du tablier peut comporter des reprises de bétonnage, lorsque le volume de béton dépasse une limite de l'ordre de 300 à 400 m³.

Seuls les tabliers d'une certaine longueur, par exemple à partir d'une centaine de mètres, nécessitent une construction par phases. Le bétonnage du tablier est en ce cas effectué par tronçons successifs avec réemploi du cintre. Chaque tronçon, en général constitué de deux à quatre travées plus une amorce de la travée suivante, est construit sur cintre d'un seul tenant. Dans ce cas, les joints de bétonnage qui séparent les tronçons nécessitent beaucoup plus de précautions que dans le cas des reprises ordinaires, principalement en raison de la différence plus importante d'âge des bétons situés de part et d'autre du joint, compte tenu de la durée d'un cycle coffrage - armatures - bétonnage d'un tronçon, mais aussi en raison des dispositions spéciales d'ancrage de câbles de précontrainte (Cf. § 3.5) dans le cas de tabliers précontraints.

La construction sur cintre reste encore possible sous circulation, même dans le cas où il n'est pas possible de réduire les gabarits imposés par celle-ci. En effet, une solution consiste dans ce cas à construire le tablier sur cintre en sur-gabarit et à le descendre ensuite par vérinage à son emplacement définitif.

La descente par vérinage (souvent inférieure à un mètre en hauteur) doit s'effectuer par paliers successifs selon un phasage et un mode opératoire bien définis à l'avance et tenant compte de l'implantation des vérins et 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). Le palier (d'une vingtaine à une quarantaine de mm) et la tolérance (1 mm environ) en dénivellation des vérins d'une même ligne d'appui doivent être calculés de façon à respecter la force limite des vérins et à minimiser les renforcements dans le tablier et en tête des appuis (en armatures passives notamment). Dans le cas de tabliers de largeur modérée (inférieure à une douzaine de m), on a par conséquent intérêt à limiter à deux le nombre de points d'appui, chaque point d'appui étant constitué bien entendu d'un ou de plusieurs vérins groupés (en général 2 à 3) compte tenu des descentes de charges et compte tenu de la puissance de chaque vérin (de 200 t environ en général).

Signalons qu'un progrès vient d'être établi en ce sens, puisque certains procédés permettent maintenant de synchroniser le mouvement de l'ensemble des vérins, ce qui a pour effet favorable de ne créer en principe aucun effort ni déplacement parasite dans le tablier dans sa descente, en dehors bien entendu des efforts locaux de poinçonnement. A ce titre, de tels procédés sont avantageux pour les tabliers présentant une géométrie tourmentée en ce qui concerne la pente, la courbure ou le biais. Cependant, il convient, dans ce cas comme dans le cas précédent, de procéder par paliers successifs et suivis de calages appropriés.

L'opération de vérinage, qui demande un matériel et un appareillage appropriés et une maîtrise parfaite de la technique, ne peut être confiée qu'à des entreprises spécialisées.

Bien entendu, lorsque la longueur de l'ouvrage à construire est relativement grande par rapport à la largeur de la plate-forme franchie, il peut être avantageux de ne construire en sur-gabarit que la partie intéressée, c'est-à-dire en général une ou deux travées plus les amorces. Ces dernières sont reliées, après leur descente par vérinage, avec le reste de l'ouvrage, qui est construit sur cintre ordinaire.

Sur le plan de la normalisation, l'exécution des ponts-dalles, comme d'ailleurs de tout ouvrage en béton est réglementée par le fascicule 65 du Cahier des Clauses Techniques Générales, applicable aux marchés publics de travaux en France.

Il est donc normal de souligner que les ponts-dalles ne font pas exception à l'application de ces règles de l'art. L'expérience montre que des aléas, parfois graves, ne sont pas absents dans les chantiers d'ouvrages de ce type, bien qu'il s'agisse là d'ouvrages simples à réaliser, du moins en apparence.

Sur le plan pratique, il apparaît utile de résumer ci-après les points essentiels qui concernent :

- la conception, le calcul et l'exécution des cintre et coffrage
- la conservation et la mise en place des armatures (qu'il s'agisse d'aciers passifs ou de précontrainte)
- le bétonnage
- la ou les mises en tension et l'injection des câbles
- le décintrement
- les finitions

4.1. CINTRE ET COFFRAGE

Les échafaudages et cintres étant des ouvrages provisoires, ils ne sont souvent pas traités avec le soin nécessaire, et il en résulte fréquemment des dispositions défectueuses qui peuvent conduire à des accidents graves, voire à des effondrements.

Dans l'exécution des ouvrages courants, les cintres sont constitués soit d'un étaielement vertical (il s'agit en général de tours supportant une surface réduite de tablier), soit d'un étaielement horizontal (les appuis sont en ce cas peu nombreux et supportent un système de poutres, donc de bandes de tablier). Le système à étaielement vertical convient particulièrement à des sites faciles d'accès et comportant un bon sol.



*étaielement vertical
(à tours)*



*étaielement horizontal
(à poutres)*

4.4.1. Etude préalable

Le cintre est un ensemble d'éléments qu'il faut déterminer dans un même projet. Son établissement doit répondre à des critères de portance et de déformabilité.

En particulier, la flèche du cintre lors de la mise en charge par du béton frais doit être faible (de l'ordre de 2 à 3 cm) afin d'éviter tout risque de fissuration ou de cassure du béton frais.

Les facteurs à prendre en compte dans l'étude du cintre sont plus particulièrement les suivantes :

a) Les charges verticales telles que :

- Poids mort
 - . poids propre étaielement et coffrage
 - . poids du béton frais et des armatures

Une étude des tassements du sol de fondation doit être effectuée sous ces charges.

- Charges de service
 - . le personnel
 - . le matériel de bétonnage
 - . les charges provisoires de stockage des matériaux (acier, mais aussi tas de béton frais)
 - . les effets dynamiques (vidange des bennes, pompage du béton, chocs de benne...)
 - . les efforts dus à la précontrainte (décintrement et mise en précontrainte phase par phase)

La valeur des charges de service prises en compte doivent figurer sur les dessins d'exécution.

b) Les charges horizontales telles que :

- effets du vent sur les grands étaielements en particulier
- la poussée du béton frais
- des efforts qui peuvent être engendrés par des flexions locales non prévues.

Le contreventement doit être calculé en conséquence.

c) L'ordre et le phasage de mise en place du béton.

Lorsqu'une reprise de bétonnage est prévue (pour des tabliers très longs par exemple) il faut s'assurer que les flèches prises par les éléments porteurs sous la charge du béton n'influencent pas la partie de l'étaielement non encore chargée et en aucun cas, que les déformations des pièces n'agissent sur le coffrage de la partie voisine non chargée.

d) L'influence de l'état du matériel.

Le matériel d'étaielement est appelé à être monté et démonté très souvent.

Le constructeur a fait effectuer des essais de résistance sur du matériel neuf et il donne les capacités de celui-ci. Or, même en éliminant du chantier, et c'est une règle très difficile à faire appliquer, tous les éléments faussés, ayant reçu un coup ou partiellement dessoudés, le matériel employé est très souvent usé et les emmanchements ont donc du jeu.

De même, un matériel qui a subi plusieurs emplois et qui est resté stocké longtemps soit sur dépôt soit sur chantier est soumis à la longue à corrosion.

Il est donc indispensable de tenir compte de ces états en éliminant les éléments en cause. Toutefois, dans le cas où un réemploi est jugé possible, il y a lieu de diminuer sensiblement leur portance dans les calculs.

4.1.2. Mise en place de l'étaielement

En ce qui concerne l'exécution de l'étaielement, plusieurs points importants sont à surveiller. Cette surveillance est indispensable dans la mesure où il est difficile de définir sur plans tous les détails concernant les assemblages, contreventements, réglages et calages nécessaires à une transmission correcte de charges et d'efforts. Ces points concernent :

a) La mise hors d'eau de la plateforme

b) La qualité du sol de fondations

Elle est très importante et des désordres dus aux tassements du sol peuvent provoquer des malfaçons ou même la ruine de l'ouvrage lors du coulage.

c) Le pied de l'étalement

Cette partie appelle les observations ci-après :

- attention à l'érosion sous les dalles ou madriers
- si l'on utilise des madriers, il ne faut pas qu'un appui se trouve à l'extrémité de celui-ci
- éviter tous les calages de fortune sous la platine qui risquent de la faire travailler en flexion :
 - . coins en bois
 - . calages en contre plaqué
- pas de calages et rallonges de fortune pour rattrapper un niveau de plateforme mal déterminé, cela donne :
 - . des vérins sortis au maximum qui sont le plus souvent non verticaux et qui travaillent donc en flexion
 - . des empilages de fortune

d) La partie centrale

Cette partie est constituée de pièces standards propres à chaque fabricant. Il faut appliquer les règles de montage propres au matériel pour avoir un étalement valable mais ce n'est pas suffisant.

Il y a lieu de s'assurer que :

- les éléments sont en bon état général et ne sont pas faussés
- les tours et les mâts sont convenablement contreventés
- il y a convergence des barres ou tubes à leur noeud d'assemblage
- les efforts horizontaux sont repris
 - . par triangulation
 - . brélage aux appuis de l'ouvrage
 - . butonnage des tours en tête sur les maçonneries
- les poutrelles sont convenablement contreventées.

e) La tête des tours et des mâts

En ce qui concerne le réglage on retrouve les points critiques vus au pied. En plus viennent s'ajouter les conditions d'appuis du platelage supérieur.

- Veiller au bon centrage des madriers dans les fourches
- Si c'est possible et en particulier pour plusieurs réutilisations, employer des profilés métalliques (IPE ou poutrelle alu vendue par les fabricants d'étalement). Une seule poutrelle remplace plusieurs madriers et si le profilé est centré on est sûr du point de passage de la force.
- Attention au contact métal-métal. Il faut empêcher tout déplacement horizontal des différents composants soit en sou-

dant une cale sur le profilé soit en utilisant des pièces spéciales tels que crapauds, broches, ...

f) Le platelage supérieur

Le platelage est différent et les points à surveiller sont de deux grandes familles selon qu'il s'agit d'un platelage généralisé sur tours ou d'un platelage sur cintre de grande portées.

- S'assurer que les raidisseurs remplissent bien leur rôle. Une façon d'être assuré que l'effort ne transite pas par les ailes est de souder un carré qui forme couteau dans l'axe de l'âme.
- Eviter tous les empilages superflus en mettant en oeuvre des éléments standards réglables.
- Si on ne peut pas réaliser la jointure entre 2 madriers sur une fourche, il faudra réaliser l'éclissage avec une plaque d'acier et des boulons reconstituant l'inertie du bois.
- Les pièces d'about des poutrelles treillis du commerce sont prévues pour permettre une rotation de l'appui. Lorsque le cintre est constitué de gros profilés du commerce il faut créer un effet de couteau de balance en soudant un carré dans l'axe du profilé inférieur.
- Les profilés qui supportent les poutrelles doivent être de dimensions suffisantes. Il ne doit pas pouvoir y avoir risque de glissement fer sur fer. Pour cela les différents composants doivent être butés latéralement.
- Pour des cintres composés de structures treillis il faut effectuer des contreventements verticaux et horizontaux (en général constitués de tubes du commerce) de façon à assurer la stabilité de l'ensemble mâts-platelage.

4.1.3. Coffrages

En ce qui concerne l'aspect de l'ouvrage à réaliser, du fait de l'importance visuelle de la sous-dalle, la dalle pleine ne pardonne guère à l'oeil les irrégularités d'arête ou une cambrure excessive des travées (festonnement). Les coffrages doivent être bien disposés avec une contre-flèche convenable dans chaque travée et une bonne co-planéité entre panneaux.

Enfin et toujours pour des raisons d'aspect, il est indispensable d'avoir une bonne exécution des coffrages des parements vus, non seulement pour les flancs inclinés de la dalle, mais aussi pour la régularité de pose des panneaux d'intrados. On peut obtenir à peu de frais une sous-dalle animée d'un motif géométrique en disposant convenablement les panneaux (quinconce, damier...). On adoucira les arêtes d'intrados par des chanfreins (bandes adhésives dans l'angle des coffrages). On emploiera des espaçateurs et soutiens de coffrage ne laissant pas de trace sur les parements décoffrés. Pas de fers restant fichés dans les parements, serre-joints sous tubes plastiques tranchés nets après décoffrage, sans ragréage, têtes ou colliers plastiques pour les armatures de montage et de ferrailage transversal. De même, on n'oubliera pas la fixation des quarts de rond pour la réalisation des gouttes d'eau ou larmiers.

4.2. CONSERVATION ET MISE EN PLACE DES ARMATURES

En ce qui concerne le stockage des armatures de précontrainte, les précautions contre la corrosion doivent couvrir toute la période comprise entre la fin de la fabrication des aciers et le moment où les aciers sont mis en place dans l'ouvrage, gaines injectées et cachetages effectués. En particulier :

- la livraison doit être faite par wagon couvert ou camion bâché ;
- le déchargement doit être fait avec ménagement ;
- le stockage doit avoir lieu dans un local fermé et couvert mais ventilé, jamais à même le sol (toujours sur des mardriers) en atmosphère peu humide (moins de 60% d'humidité relative) et absolument non corrosive (pas de moteurs thermiques ou de braseros en fonctionnement à proximité) ;
- une surveillance de l'état des armatures est indispensable.

En ce qui concerne la mise en place des armatures, les principes de ferrailage retenus permettent la préfabrication de véritables "squelettes de poutres incorporées" assez rigides (le cas échéant rendus tels à l'aide de quelques cadres "de montage") et convenablement reliés par les aciers transversaux. L'emploi systématique de cales calibrées, des attaches bien faites, des fers de couture bien pliés, doivent assurer le positionnement des aciers à moins de 5 mm de leur position théorique en tout point.

Pour ce qui concerne en particulier les armatures de précontrainte, on veillera aux points suivants :

- **passage des armatures aux points de passages obligés**

Les tolérances maximales en hauteur des armatures de précontrainte sont de 5mm aux points où la distance aux parois inférieure et supérieure de la dalle prend ses valeurs extrêmes successives et de 10mm entre ces points.

En outre, on s'assurera à la main et à la vue de la rigidité des fixations et donc leur résistance vis-à-vis de la poussée du béton frais et des efforts dynamiques dus à la vibration du béton.

- **absence de festonnement des armatures**

L'armature ne prendra pas sous son poids propre de flèche supérieure à 5mm par rapport à son tracé théorique.

- **solidité du montage au droit de chaque ligne d'appui**

Dans ces sections déterminantes pour la dalle continue les armatures sont au voisinage de la surface supérieure, il faut non seulement que leur fixation soit conforme à la position théorique (excentrement maximal, couverture minimale) mais aussi que les péripéties du bétonnage (circulation sur planches ou à même le béton frais, d'ouvriers parfois chargés), n'altèrent pas ces fixations qui ne pourraient être ni retou-

chées ni réglées de nouveau dans le béton frais. Le montage de soutien des armatures en position haute devra, en conséquence, être convenablement contreventé.

- **couverture suffisante** des armatures de précontrainte aux points hauts de leur tracé, en particulier lorsque la dalle est d'épaisseur variable.

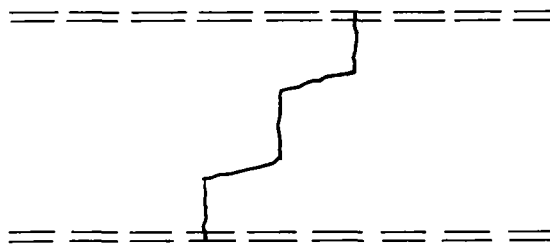
4.3. BETONNAGE

Pour un cube de béton ne dépassant pas 300 m³ environ, il est recommandé de bétonner en continu.

Lorsque des reprises de bétonnage sont en revanche à prévoir, ce qui est le cas des cubes de béton plus importants, on les localisera au voisinage des sections de faibles moments en arrêtant le bétonnage au-delà de l'appui le plus proche, jamais en-deçà ni, à plus forte raison, sur l'appui. On pourra les réaliser à l'aide de grillages à mailles fines tout en assurant la continuité des fers qui traversent le joint de reprise. Dans les tabliers biaisés, on préférera les reprises "en escalier" à des reprises "en baïonnette".



Dalles biaises - Formes de reprises à éviter (vue en plan)



Dalles biaises - Forme de reprise à préférer (vue en plan)

Lorsqu'un bétonnage à la pompe est à prévoir, on se conformera aux dispositions spéciales quant au dosage et à la consistance du béton.

De même, le bétonnage en période d'hiver ou de forte chaleur doit s'accompagner de mesures et précautions spéciales.

4.4. MISE EN TENSION ET INJECTION DES CABLES

La mise en tension des câbles doit être conforme à l'ordre de mise en tension figuré sur les dessins d'exécution.

Afin d'éviter des tractions parasites, la mise en tension est à faire en commençant par les câbles situés près de l'axe longitudinal et en terminant par les câbles près des bords libres, tout en conservant une symétrie aussi parfaite que possible autour de cet axe.

Par ailleurs, la mise en tension doit être effectuée à vitesse modérée (2 à 3 cm d'allongement à la minute) avec une lecture continue de la pression sur un manomètre et le contrôle simultané de l'allongement.

En cas de mise en tension par les deux extrémités, on veillera à la coordination des deux vérins. Un procès-verbal doit être dressé pour la mise en tension de chaque armature.

L'injection a pour double rôle de réaliser l'adhérence entre l'acier et la masse précontrainte et de protéger l'acier tendu. La composition des coulis sera conforme aux agréments en vigueur.

L'injection doit avoir lieu normalement dans un délai maximal de 6 à 8 jours après la mise en tension définitive, sauf dérogation exceptionnelle et faire l'objet de précautions spéciales (cachetage provisoire étanche des têtes d'armatures, insufflation d'air comprimé une ou deux fois par jour pour sécher les aciers).

Des précautions particulières doivent être prises en ce qui concerne l'injection des groupes d'armatures de précontrainte ; ces précautions spéciales ont essentiellement pour objet d'éviter les inconvénients qui résulteraient d'une intercommunication accidentelle entre les gaines. Le cas échéant on choisira en fonction de cette considération les câbles à tendre en première phase.

Le cachetage des ancrages et plaques d'appui sera réalisé par un béton complémentaire qui sera convenablement cousu au corps de la dalle grâce à des aciers laissés en attente qui s'ancreront dans les frettes et ferraillages d'about.

4.5. DECINTREMENT

Le décintrement ne peut s'effectuer que lorsque les conditions suivantes sont vérifiées :

- bien évidemment la résistance du béton doit être suffisante de façon à assurer la portance de l'ouvrage et limiter les flèches,
- compatibilité avec les phases de travaux déjà prévues,
- coordination extérieure au chantier (cas des ponts construits sur voie circulée).

Le décintrement s'effectue :

- à l'aide de vérins,
- à l'aide de boîtes à sable.

S'il y a plusieurs phases de décintrement, une note de calculs complémentaires est à fournir. Des mesures topographiques précises sont à effectuer.



Décintrement

4.6. FINITIONS

La bonne exécution dépend aussi des opérations liées aux finitions, notamment :

- Le réglage de l'extrados de la dalle par règles guides longitudinales mises en place et vérifiées avant bétonnage sur lesquelles on déplace des règles transversales (un soin très particulier est nécessaire en cas de chaussée d'épaisseur constante, car il faut alors dès le bétonnage réaliser le bombement) ; la qualité de finition des dalles a, en particulier, une grande importance en ce qui concerne l'enrobage des armatures et la réalisation, l'efficacité et la longévité des chapes d'étanchéité.
- Chape coulée dès que possible et protégée autant qu'il en sera besoin.
- Fers en attente pour la corniche.
- Réservations et scellement des dispositifs de retenue, confection des longrines non ancrées pour glissières de sécurité en particulier.

5 - DESORDRES ET DEFAUTS CONSTATES DANS LES DALLES

Les désordres et défauts rencontrés dans les ponts-dalles sont relativement peu nombreux par rapport à leur population. Ceci tient au fait que ces ouvrages sont des structures massives, relativement faciles à concevoir et à réaliser.

Cependant, à côté des désordres et défauts qui peuvent être considérés comme déjà connus pour ces types d'ouvrages, on a constaté récemment d'autres désordres qui, tout en restant peu nombreux, relèvent des phénomènes moins connus tels que la cassure du béton frais ou la réaction alcalis-granulats (ou alcalis-silice).

Dans ce qui suit, nous nous proposons de décrire tous ces défauts et désordres ainsi que leurs causes possibles, et, chemin faisant, d'en dégager les façons de les prévenir ou de les traiter.

D'une manière globale, ces désordres et défauts sont attribuables à des erreurs ou défauts inhérents à la conception, à l'exécution ou aux matériaux.

5.1. DESORDRES INHERENTS A LA CONCEPTION ET AU CALCUL

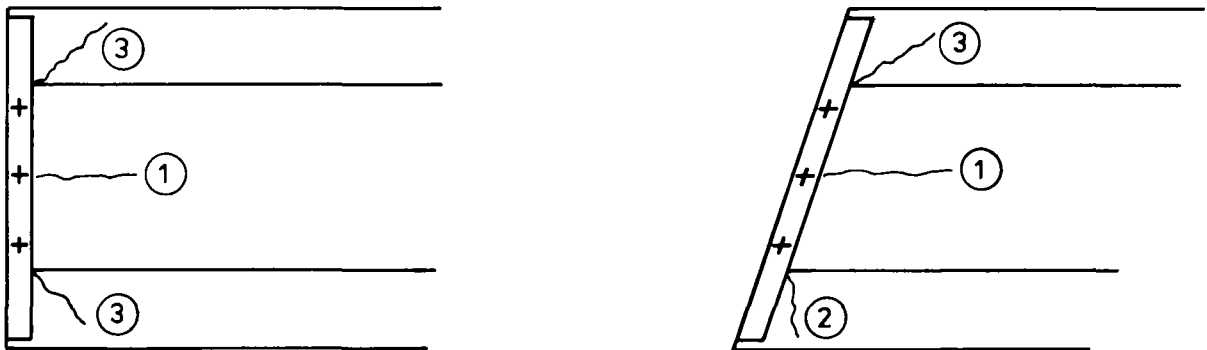
Ces désordres, de loin les plus nombreux, sont imputables dans leur majorité à des insuffisances de béton et surtout d'aciers passifs.

En effet, quelques désordres ou défauts (flèches excessives, éclatements ou épaufrures) sont dus à un dimensionnement insuffisant du béton. Ces désordres sont toutefois moins nombreux que dans le cas d'ouvrages à poutres. Mais, comme dans le cas général, un manque du béton d'enrobage par exemple réduit toujours la durée de sa carbonatation et le béton d'enrobage une fois carbonaté, ne joue plus le rôle de protection contre la corrosion des aciers.

Les aciers passifs quant à eux ont pour rôle de limiter l'ouverture des fissures. Leur insuffisance ainsi d'ailleurs que leur mise en place défectueuse sont des causes directes ou indirectes de plusieurs fissurations. Ces fissurations peuvent être considérées dans leur ensemble comme le "négatif" des règles de bonne construction, en particulier des dispositions constructives de ferrailage (Cf. paragraphe 3.4). Il suffit, pour s'en rendre compte, de les énumérer et, partant, d'en rappeler les causes et remèdes.

a) Fissures en zones d'about de tablier

On a constaté soit des fissures longitudinales (1) plus ou moins près de l'axe longitudinal du tablier soit des fissures transversales ou légèrement inclinées (2) et (3), dans les encorbellements.



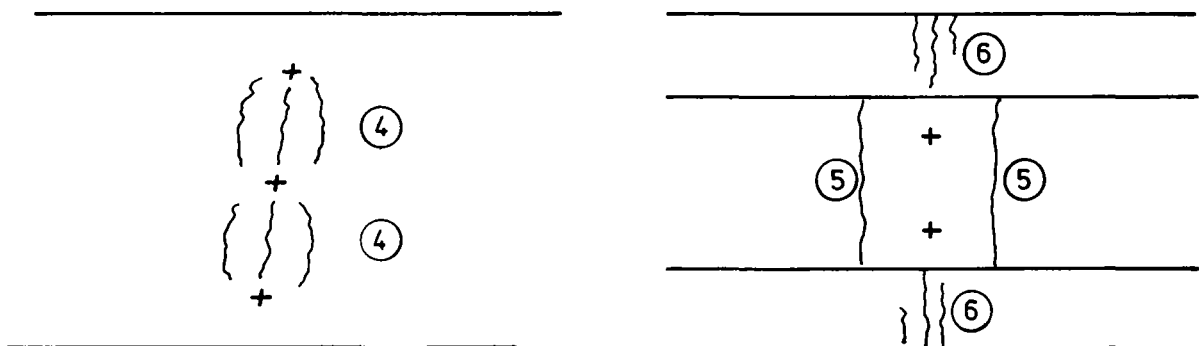
+ : appareil d'appui

Ces fissures, qui sont souvent traversantes et d'ouverture importante, sont dues à une insuffisance d'aciers passifs de reprise des efforts de diffusion de la précontrainte longitudinale, qu'il s'agisse des efforts de surface, des efforts d'éclatement ou des efforts d'équilibre général. La direction, inclinée sur l'axe longitudinal, des fissures de type (2) et (3) est en particulier la marque des efforts de cisaillement le long de la jonction nervure-encorbellements, ces efforts sont engendrés par la diffusion générale de la précontrainte.

Il est important de rappeler en outre que certaines ruptures, constatées pendant la mise en tension, du béton situé en ces zones d'about, proviennent d'une conception défectueuse d'armatures de frettage disposées derrière ces ancrages. Ces ruptures ont inévitablement entraîné des déformations excessives et donc la ruine des ancrages eux-mêmes. Ces accidents, qui sont heureusement rares, mettent en évidence l'importance d'une bonne conception en armatures passives, non seulement en quantité mais aussi en ce qui concerne la forme, l'ancrage, le diamètre et l'espacement des fers.

b) Fissures transversales

On a constaté des fissures transversales en face inférieure des tabliers près des appuis intermédiaires. Ces fissures peuvent prendre l'une des formes de type (4), (5) et (6) comme l'indiquent les croquis ci-après :



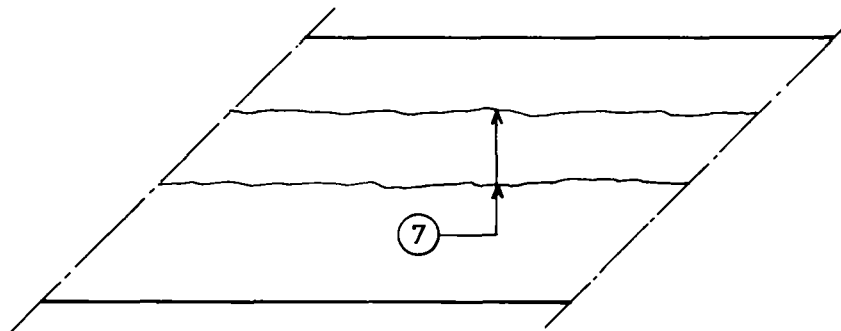
+ : appareil d'appui

Ces fissures peuvent avoir plusieurs origines :

- Pointes de flexion longitudinale dans ces zones avec amplification due à une forme de tracé de câble peu appropriée, ou à un gradient thermique, c'est le cas de (4), (5) et (6).
- Retrait différentiel gêné entre nervure et encorbellements, lorsque ces derniers sont minces par rapport à la nervure, c'est le cas de (6).
- Insuffisance d'aciers passifs dans ces encorbellements pour reprendre la flexion soit sur appuis intermédiaires (moments négatifs), soit en travée (moments positifs) dans le cas où ces encorbellements sont massifs par comparaison à la nervure, c'est le cas de la forme (6).

c) Fissures longitudinales

Ce type de fissuration affecte les dalles larges, c'est-à-dire présentant une largeur dépassant une quinzaine de mètres. Elle se présente sous la forme des fissures longitudinales en face inférieure de ces dalles, (7).



Ces fissures tendent à découper ces dalles en deux ou plusieurs bandes longitudinales et proviennent vraisemblablement d'un gradient thermique ou un tassement de cintre avant le durcissement du béton.

Ce sont là des désordres constatés dont les causes sont inhérentes à la conception et au calcul.

La prévention de ces désordres peut être trouvée dans le respect des règles de bonne construction, dont les principales sont exposées au paragraphe 3.4.

Quant à la réparation, elle doit venir du diagnostic. En effet, comme il a déjà été exposé, une des causes directes ou indirectes de ces désordres est l'insuffisance d'armatures passives dans la reprise des efforts soit de la précontrainte, soit des déformations imposées.

Mis à part le cas de rupture du béton d'about, qui nécessite la démolition locale puis la reconstruction de la zone en cause, les autres types de désordres peuvent en général être réparés. La réparation de ces fissures est bien entendu de nature différente selon leur gravité ou, ce qui revient au même, le degré d'insuffisance des aciers.

En effet, un manque important d'aciers demande une injection des fissures suivie d'un renforcement, alors qu'une insuffisance peu importante nécessite un simple calfeutrement en vue de protéger les armatures contre la corrosion. Les renforcements courants consistent en un apport en renforts soit constitués d'armatures à haute adhérence, soit de plaques en acier laminé, à savoir des tôles (épaisseur ne dépassant pas 4mm) ou des plats (au-delà de 4mm). Ces renforts sont scellés au béton soit à l'intérieur de saignées ménagées au préalable dans le béton dans le cas des aciers HA, soit à même la surface du béton, après une préparation soignée de celle-ci, dans le cas de tôles ou de plats collés. Le renforcement demande toujours une injection préalable avec de la résine dure (genre époxydique ou similaire), tandis qu'un calfeutrement peut être réalisé avec de la résine souple (genre acrylique ou similaire). Signalons qu'en dehors de ces techniques de renforcement par armatures passives, il existe également la voie active apportée par la précontrainte extérieure.

Ces techniques de renforcement sont du reste assez bien connues et il serait long de les détailler ici davantage. Il importe de souligner cependant que, comme il s'agit de techniques spéciales, il est impératif de les confier à des entreprises spécialisées, voire même à des applicateurs agréés (par exemple dans le cas de la technique de réparation par tôles ou plats collés, qui est protégée par le brevet UTI-L'HERMITE).

En ce qui concerne les appuis, on a constaté des ruptures de piles fragiles, consécutives à des chocs de véhicules. La cause directe reste bien entendu le choc, mais il faut remarquer que ces ruptures n'auraient pas eu lieu si les appuis en cause avaient été bien conçus pour résister aux chocs (Cf. conception des appuis).

En ce qui concerne les appareils d'appui, on a constaté des ruptures d'articulations Freyssinet, notamment dans les tabliers-dalles biais ou courbes, ruptures consécutives à des déplacements et rotations excessifs des tabliers. Dans les tabliers biais ou courbes, il est donc souhaitable d'avoir recours à des appareils d'appui en élastomère.

En ce qui concerne les joints et les dalles de transition, des bourrelets, voire même des dislocations, constatés au niveau du revêtement de certains tabliers sont la trace de défauts ou omissions dans la conception de ces éléments.

5.2. DESORDRES ET DEFAUTS IMPUTABLES A L'EXECUTION

Ces désordres et défauts sont ceux constatés sur les ouvrages soit après leur achèvement, soit pendant leur construction, par suite d'une rupture de cintre et échafaudage.

Nous nous limiterons dans ce qui suit à la description des désordres et défauts dus à une exécution défectueuse.

On a constaté :

- 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 cintre et coffrage

- des fissures dues à un tassement du cintre avant le durcissement du béton
- des encastresments partiels d'appareils d'appui sur piles par suite de "tassement" des coffrages aux abords. De tels défauts d'exécution, qui peuvent se rencontrer sur tous ouvrages ou parties d'ouvrages coulés en place, sont généralement de faible gravité dans les parties concernées des ouvrages, où se trouvent peu d'armatures importantes. Cependant, lorsque ces défauts sont prononcés, ils peuvent nuire au fonctionnement et empêcher la visite des appareils d'appui (et éventuellement leur remplacement ultérieur). Pour les éviter il suffit de prévoir une légère marge de hauteur (bossages) entre les appareils et la sous-face du tablier.
- des dommages causés aux appareils d'appuis (et probablement aux colonnes elles-mêmes) par un remblaiement défectueux des piles-culées. Ces dommages sont aggravés lorsque les fûts des piles-culées sont insuffisamment dimensionnés ou contreventés.

5.3. DESORDRES ET DEFAUTS IMPUTABLES AUX MATERIAUX

Ces désordres et défauts, principalement ceux qui proviennent du béton, sont les moins nombreux en l'état actuel des choses. Certains d'entre eux ont été cependant jugés assez graves pour qu'une démolition suivie de reconstruction aient eu lieu.

S'agissant du matériau béton et de sa composition, on a constaté en effet :

- des défauts de compacité du béton
- des manques de résistance du béton
- des fissurations plus ou moins importantes qui apparaissent quelques heures après le bétonnage, donc avant le durcissement du béton. Ces fissures sont dues soit à un retrait plastique, soit à un tassement du béton dans le coffrage avant son durcissement. Dans les deux cas, le volume du béton varie et la fissuration apparaît lorsque cette variation est gênée soit par des fers soit par le coffrage.

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

Ces désordres sont souvent décelables assez tôt dans la vie d'un ouvrage. En revanche, la "maladie", car il s'agit bien d'une maladie, due à des réactions alcalis-granulats n'apparaît qu'au bout de plusieurs années de service. Ce type de désordre se traduit par un faïençage inhabituel, constaté sur les parements du béton en cause, et 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 du béton en cause 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, à l'état actuel des connaissances, être due à la conjonction de trois facteurs essentiels que constituent l'acalinité du ciment ou du béton, le caractère réactif des granulats (sable compris) et l'eau.

La prévention de ces désordres et défauts peut par conséquent être trouvée dans l'application stricte des normes de matériaux (fabrication) et des règles relatives au choix, à l'emploi et au dosage des constituants, y compris des adjuvants (construction), ainsi que des règles de l'art en matière de l'étanchéité de ponts.

Quant à la réparation, elle n'est pas encore envisageable à l'heure actuelle pour les ouvrages ou parties d'ouvrage touchés par le phénomène alcalis-granulats, des recherches étant actuellement 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 dès son début par une amélioration de l'étanchéité.

En revanche, les autres désordres et défauts peuvent être réparables, lorsqu'ils sont d'importance et d'étendue limitées.

A ce titre, un léger défaut de compacité peut être remédié par une imperméabilisation du béton ou une imprégnation dans la masse du béton. De même, un faible écart dans la résistance du béton peut être remédié par un placage de béton sur le béton existant dans le but d'augmenter le bras de levier. Mais une faible résistance du béton s'accompagne en général d'une porosité accrue et le remède devient doublement complexe.

Enfin, s'agissant des fissures de retrait plastique ou de cassure du béton frais, celles-ci ne mettent pas en cause, en principe, la résistance mécanique lorsqu'elles sont d'importance limitée. Le remède peut consister en ce cas à étancher les fissures, dans le but de protéger contre la corrosion des armatures. Une attention s'impose toutefois : dans le cas où une étanchéité de tout l'intrados d'une dalle doit être recherchée (au moyen de peinture, injection...), il importe d'assurer au préalable l'étanchéité de l'extrados, de façon à éviter des pièges à eau dans la dalle elle-même.

S'agissant des aciers, les désordres et défauts constatés dans les ponts-dalles sont peu nombreux et se sont limités à :

- des ruptures d'armatures corrodées. Cette corrosion, de type classique, est due à une protection insuffisamment assurée par le béton, l'étanchéité ou par le coulis d'injection dans le cas des armatures de précontrainte. Ces désordres ne proviennent donc pas, à proprement parler, d'un défaut quelconque du matériau acier. Par contre, on n'a pas constaté de ruptures due au phénomène de corrosion fissurante sous tension d'aciers de précontrainte.
- des ruptures d'armatures de précontrainte, dues au phénomène de traction déviée, propres à un ancien système de précontrainte qui n'est d'ailleurs plus agréé maintenant.
- des désordres dans les sections de couplage d'armatures de précontrainte, dont la cause peut être attribuée non seulement à une disposition non appropriée des aciers passifs et de précontrainte, mais aussi à un défaut de certains types de coupleurs eux-mêmes. Les dispositions constructives relatives à ces sections de couplage sont développées au paragraphe 3.5.

A N N E X E S

ANNEXE 1 : NOTE SUR LE CALCUL AUTOMATIQUE DES TABLIERS-DALLES	125
ANNEXE 2 : BIBLIOGRAPHIE	135
ANNEXE 3 : TABLE DE MATIERES	137

ANNEXE 1

NOTE SUR LE CALCUL AUTOMATIQUE DES TABLIERS-DALLES

La présente annexe consitue une note de synthèse sur les moyens usuels de calcul des tabliers-dalles.

Comme dans le cas général, ces moyens de calcul sont assez nombreux. Les programmes généraux, c'est-à-dire ceux qui intéressent plusieurs types de structures, ont en général l'inconvénient d'être peu souple d'emploi. A l'inverse, les programmes moins généraux ont souvent le double avantage : grande souplesse d'emploi et résultats plus exhaustifs. Dans la pratique, un compromis s'avère donc souvent nécessaire dans le choix des programmes de calcul.

1 - CAS DE TABLIERS COURANTS

Les ponts-dalles constituent en France le type d'ouvrage le plus répandu et le plus construit. De cette population, nombreux sont les ouvrages peu biaux, peu courbes, ayant des bords libres ainsi que des lignes d'appui parallèles ou presque parallèles. En effet, ces ouvrages représentent approximativement 90% de la population. Pour ce qui concerne en particulier le biais, l'angle de biais moyen de tous les tabliers construits est statistiquement voisin de 85 grades. Pour cette famille, les études peuvent être grandement facilitées par les programmes P.S.I.D.A. (dans le cas des ponts-dalles de béton armé) et P.S.I.D.P. (dans le cas des ponts-dalles en béton précontraint) du S.E.T.R.A.. Il s'agit donc de programmes conçus pour ces tabliers-dalles qui sont en majorité et qui sont "sans caractère particulier", c'est-à-dire qui présentent à la fois :

- des bords libres parallèles
- des angles de biais mécanique (il s'agit là d'angles formés par la direction des plus grands moments en travée et la direction perpendiculaire aux bords libres) supérieurs à 70 grades,
- des angles de biais géométrique, formés par l'axe longitudinal du pont et les lignes d'appui, peu différents d'un appui à l'autre.
- des portées angulaires (c'est-à-dire rapports des portées développées au rayon de courbure en plan) ne dépassant pas 0,3 radian.

Les tabliers-dalles, qui présentent des bords libres non parallèles, mais néanmoins qui répondent à ces limites de biais et de courbure en plan, peuvent être étudiés, quant à eux, par le programme M.C.P. du S.E.T.R.A.. Signalons au passage que ce programme peut être utilisé même dans le cas où l'épaisseur du tablier est variable dans le sens longitudinal.

Cette annexe a été rédigée avec les conseils de Monsieur NGUYEN, Ingénieur au S.E.T.R.A., en ce qui concerne le calcul aux éléments finis.

Ces programmes nécessitent en général peu de données et fournissent cependant des résultats exhaustifs. Leur mode d'emploi ainsi que leur fondement sont exposés dans les Guides de Calcul qui leur sont réservés.

2 - CAS DE TABLIERS SPECIAUX

2.1. PROGRAMME MRB DU S.E.T.R.A.

En revanche, les tabliers-dalles très biais, d'angle de biais constant ou variable d'un appui à l'autre, ou de courbure en plan prononcée, mais dont les bords libres restent parallèles, peuvent être étudiés par le programme M.R.B., également du S.E.T.R.A.. Il s'agit d'un programme de calcul de structure assez général, d'efforts bien entendu, mais également de ferrailage. La précontrainte, lorsqu'elle existe, doit y être introduite au même titre que les charges d'exploitation, ce qui est différent du cas des programmes P.S.I.D.P.-M.C.P., ceux-ci pouvant dimensionner eux-mêmes la précontrainte en intensité et en tracé. L'emploi du programme M.R.B. est aussi recommandé dans le cas où le tablier est appuyé au niveau d'une ou plusieurs piles sur un appareil d'appui unique. Cette conception répond à la description du § 2.5. Les conditions d'emploi de M.R.B. sont exposées dans le Guide d'emploi de ce programme.

2.2. PROGRAMMES GENERAUX

Enfin, il faut citer les tabliers-dalles qui ne rentrent pas dans le domaine d'emploi des programmes PSIDA - PSIDP - MCP - MRB. Ces tabliers, de forme complexe, peuvent être caractérisés par leurs bords libres non parallèles et une ou plusieurs particularités liées soit au biais, soit à la courbure. On en rencontre dans les ponts en Y ou dans les structures que constituent les couvertures situées à certains carrefours en ville. Ces dalles peuvent être étudiées par les programmes (appelés parfois "codes") aux éléments finis ou de grillages de poutres. Il s'agit là, la plupart du temps, de programmes de calcul de structure très généraux, dont l'emploi demande de la part de l'ingénieur, du moins à l'état actuel des choses, des connaissances spécifiques non seulement du programme, bien entendu, mais aussi du calcul de structure. L'expérience montre que les erreurs sont dans leur majorité imputables à une modélisation non appropriée, voire parfois erronée.

En effet, dans l'emploi de ces codes, la structure, la dalle en l'occurrence, est idéalisée et discrétisée sous la forme d'un maillage constitué selon le cas, d'éléments finis ou de gril de poutres fictives. Dans cette modélisation, il y a lieu de respecter l'équivalence entre la structure réelle et le maillage, ainsi que la compatibilité entre les divers éléments (éléments finis ou poutres). Cette équivalence concerne à la fois les déformations et les raideurs. 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 nature des efforts (efforts locaux, efforts généraux) dont on souhaite en disposer dans les résultats de sortie, la précision d'interpolation... A titre indicatif, la double symétrie de la structure et du chargement permet de restreindre avec avantage 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.

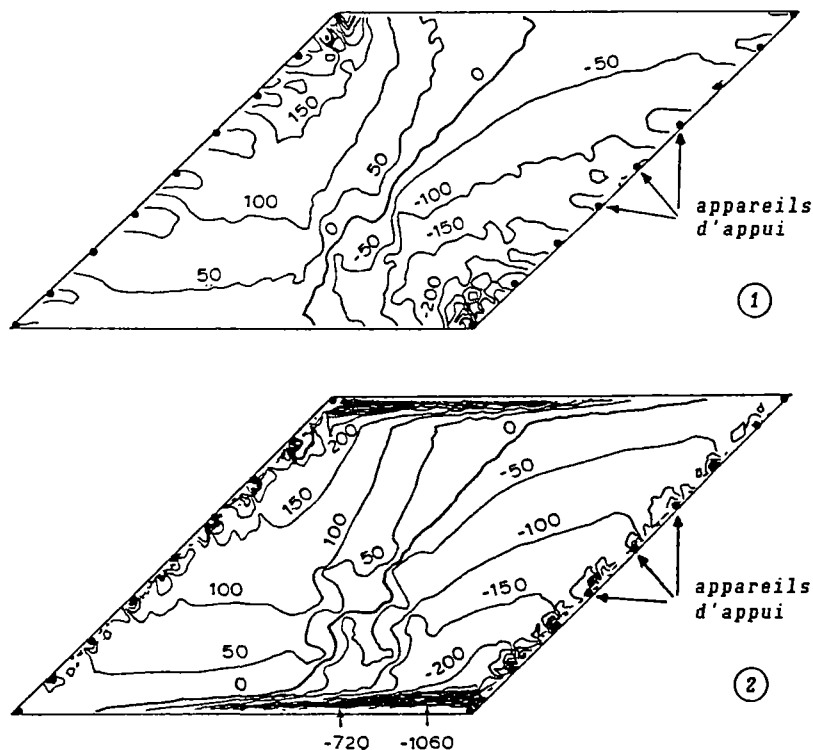
Sans entrer dans les détails de cette technique de maillage qu'il serait trop long de développer dans cette annexe, il est possible toutefois de rappeler dans ce qui suit quelques règles minimales.

La question se pose différemment selon le cas (éléments finis ou gril de poutres), mais cependant la difficulté réside le plus souvent dans le maillage des zones d'about ou des bords libres. Ces zones sont le siège d'importants efforts de cisaillement de torsion.

a) *Eléments finis*

Les dalles sont des structures soumises principalement aux efforts de flexion, sauf dans les zones d'about ou de bords libres où existent également des moments élevés de torsion, comme il a été dit précédemment. Ces zones intéressent une largeur de l'ordre de deux fois l'épaisseur de la dalle.

Le calcul des dalles peut donc être effectué selon la théorie classique des plaques minces. Toutefois dans les zones d'about ou de bords libres, l'erreur qui résulte de cette théorie affecte les moments de torsion et, par conséquent, les efforts de cisaillement qui en dérivent. Pour le calcul de ces derniers, le recours à une autre théorie tenant compte des déformations de cisaillement, comme celle de Mindlin, s'avère donc nécessaire et plus représentatif. Dans la partie non située près des bords, les efforts, tant de torsion que de cisaillement, calculés à partir de ces deux théories se recoupent. Il en va de même en ce qui concerne les efforts de flexion dans la dalle tout entière. Il suffit, pour s'en rendre compte, de voir, en particulier, les courbes de niveau d'efforts de cisaillement résultant d'un même cas de charge dans une dalle biaise à 50 degrés, de 50 cm d'épaisseur, obtenus de ces deux théories. La différence qualitative dans les zones de bords est pour le moins saisissante.



Courbes de niveau d'efforts de cisaillement
obtenues de calculs aux éléments finis issus :

- ① de la théorie classique
- ② de la théorie de Mindlin

(source : *The Structural Engineer*, n°3 Mars 1984)

C'est pour ces raisons et aussi pour des raisons de compatibilité, qu'il serait souhaitable de faire appel, dans la modélisation des dalles de forme complexe, aux éléments finis de plaque épaisse respectant les conditions de Mindlin.

Cependant, les codes qui offrent cette possibilité sont peu nombreux à l'heure actuelle, de sorte que, dans la pratique, on fait encore appel aux éléments de plaque ou de coque classique. La différence de ces deux types d'éléments réside dans ce que :

- l'élément de plaque mince a deux dimensions et trois degrés de liberté par noeud, à savoir le déplacement vertical et les deux rotations d'axes horizontaux contenus dans le feuillet moyen,
- l'élément de coque mince, a deux dimensions et six degrés de liberté par noeud (trois déplacements et trois rotations). Ce type d'élément est nécessaire, lorsqu'il y a lieu de tenir compte des effets membranaires, en plus des effets de flexion.

Le type d'élément de coque mince demeure par conséquent plus général. Il se présente dans tous les codes sous la forme de quadrilatères ou de triangles.

Le recours systématique à des éléments quadrilatères peut constituer une solution standard. Cela n'exclue pas, bien au contraire, que les zones d'about ou de bords libres soient maillées d'éléments triangulaires, qui peuvent être nécessaires pour mieux suivre les bords et les angles.

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. Ces dernières, comme l'indique leur nom, servent, quant à elles, à des calculs d'interpolation dans chaque élément. Un élément est dit isoparamétrique lorsque ces fonctions, de transformation et d'interpolation, sont identiques. Dans un tel élément, les noeuds géométriques coïncident avec les noeuds d'interpolation, d'où l'intérêt pratique de son 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 la continuité, voire la dérivabilité de ces dernières, et, par voie de conséquence du nombre de noeuds, et donc du nombre de degrés de liberté de l'élément. En particulier, le nombre de noeud, situés sur chaque coté de l'élément, par l'intermédiaire desquels se fait l'assemblage entre éléments, jouent 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 dalles.

Le type d'élément étant choisi, il ne reste plus qu'à définir la finesse du maillage, de façon à parvenir au but recherché, 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).

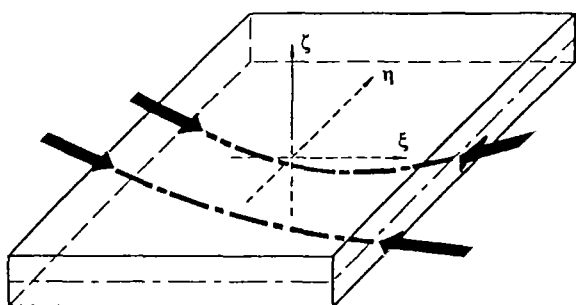
Dans la pratique, la recherche des efforts locaux dans les zones de bord, ou dans les zones d'appui, ou dans les zones soumises aux fortes charges concentrées demande un maillage suffisamment fin. A l'inverse, dans les zones soumises aux efforts plus ou moins réguliers, on peut desserrer le maillage,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

En ce qui concerne l'introduction des charges, il y a lieu d'apporter un soin tout particulier à l'affectation des charges aux noeuds.

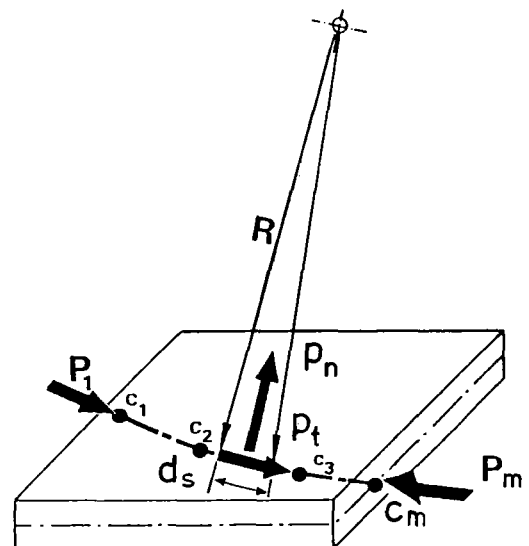
En particulier, la majorité des codes permettent de modéliser la précontrainte sous forme d'actions extérieures appliquées aux noeuds, de sorte que celles-ci n'interviennent qu'en second membre, ce qui rend le câblage indépendant du maillage et donc de la matrice de rigidité. Cette modélisation s'effectue à partir d'un câblage (intensité et tracé) prédéterminé. Il convient donc de dimensionner au mieux cette précontrainte, afin de limiter le nombre de calculs itératifs dans la vérification du câblage par le code utilisé.

La prise en compte de l'action de la précontrainte est bien entendu indispensable dans les dalles précontraintes. Par conséquent, les codes qui n'offrent pas cette possibilité ne peuvent pas être retenus dans l'étude de ces dalles.

Néanmoins, dans la majorité des codes qui offrent cette possibilité, l'affectation aux noeuds des charges, et à plus forte raison, celle de la précontrainte ne s'effectue pas de façon automatique. A cet effet, il est utile de rappeler ici quelques principes.



Câbles traversant un élément de dalle



L'action d'un câble sur un élément de dalle

L'effet d'un câble est équivalent à deux forces concentrées P_t et P_n respectivement appliquées aux points où le câble traverse l'élément et deux charges réparties P_t et P_n , respectivement tangente et normale au tracé du câble.

Si N est l'effort normal du câble en un point courant de son tracé et si ds , R désignent respectivement en ce point l'élément infinitésimal de longueur et le rayon de courbure du tracé, on a :

$$P_t = \frac{dN}{ds} \text{ et } P_n = \frac{N}{R}$$

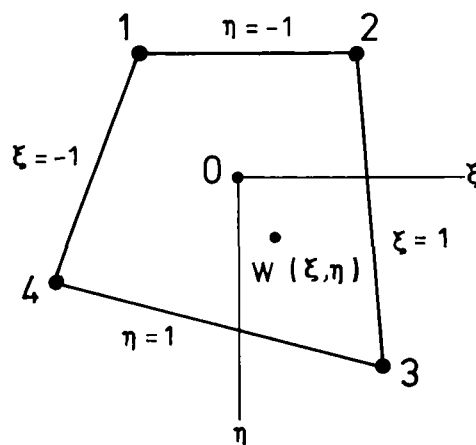
L'intégration de ces charges réparties le long de chaque tronçon de définition du tracé du câble donne les efforts résultants ainsi que leurs points d'application dans chaque tronçon.

De ce calcul précédent, on a un système d'efforts qu'il convient ensuite d'affecter aux noeuds du maillage.

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 le cas où les fonctions d'interpolation du code ne sont pas connues, ce qui est en général le cas, on peut appliquer la règle simplifiée suivante.

Pour une charge concentrée, W , appliquée à un point de coordonnées (ξ, η) 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 :

$$W_i = \frac{W}{4} (1 + \xi \xi_i)(1 + \eta \eta_i)$$



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

b) Gril de poutres

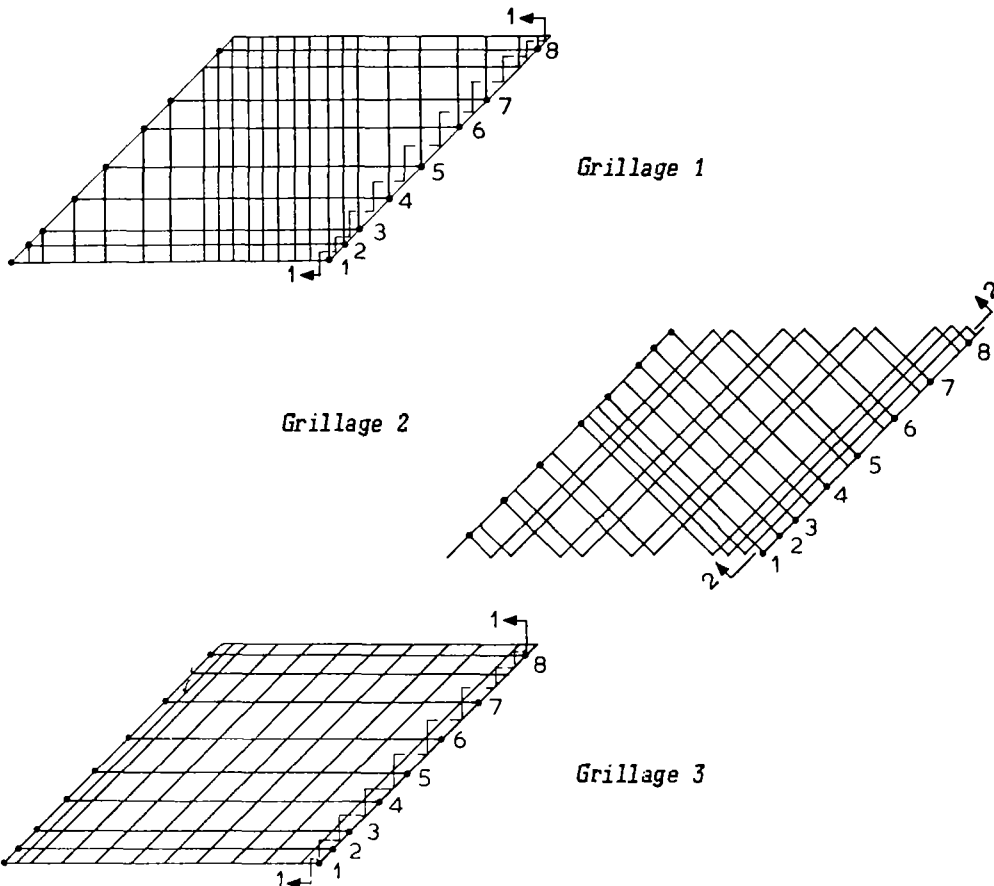
Le grillage de poutres est une technique datant d'avant les éléments finis. C'est donc une technique ancienne, mais qui demeure utilisée par certains ingénieurs, pour des raisons de commodité, et aussi de coût.

Dans la modélisation des dalles par un grillage de poutres, il est essentiel que les directions des poutres soient perpendiculaires entre elles, sauf dans les zones d'about ou de bords libres où on peut être amené à compléter ce réseau de barres, par des éléments de chaînage afin de mieux suivre le contour. Il suffit pour s'en rendre compte, de comparer par exemple les réactions d'appuis aux noeuds supports dans les trois grillages 1, 2 et 3 d'une même dalle soumise à un chargement identique.

Le tableau suivant traduit la concordance, par rapport à la méthode des éléments finis, des réactions d'appui dans les grillages 1 et 2 où les barres sont partout ou presque partout orthogonales, ce qui est entièrement contraire au cas du grillage 3 où l'on note un écart important, toujours dans les réactions d'appui.

	Noeuds supports							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Grillage 1	645	352	180	105	112	177	117	62
Grillage 2	605	335	205	145	157	165	110	27
Grillage 3	302	240	212	230	245	242	225	55
Eléments finis	612	315	187	142	162	175	135	57

Réactions en kN



Bien entendu, en dehors de ce critère d'orthogonalité des barres, il en existe d'autres, qui tout en étant aussi importants, contribuent à rendre le modèle représentatif. Ces critères concernent la raideur des barres et la finesse des mailles.

En ce qui concerne la finesse des mailles, dans les zones soumises à des charges concentrées importantes ou dans les zones où l'on s'intéresse à la recherche des efforts locaux, il est indispensable d'affiner les mailles.

En ce qui concerne la raideur des barres, il y a lieu d'affecter à chaque barre les caractéristiques mécaniques de la partie de dalle qui correspond, sauf pour la rigidité de torsion qui doit être prise en compte à la moitié de celle qu'il y a lieu d'attribuer à la partie de dalle adjacente. Ces caractéristiques sont ensuite à introduire en données du programme de calcul, ce qui est moins commode que dans un calcul aux éléments finis où cette prise en compte (c'est-à-dire le calcul et l'affectation) est automatique.

En ce qui concerne enfin l'introduction des charges, on peut faire la même remarque que pour les éléments finis.

c) Conclusion

En conclusion, le calcul des dalles de forme complexe demande des connaissances spécifiques et une modélisation appropriée, quel que soit le moyen de calcul, éléments finis ou grillage de poutres.

Par ailleurs, il n'existe a priori pas de contre-indication à l'emploi de l'un ou de l'autre de ces moyens de calcul. Toutefois, l'usage des éléments finis, grâce à sa prise en compte automatique et globale du problème de déformation et de raideur, ainsi qu'à la variété des éléments, d'ailleurs constamment développés, et mis à jour dans les programmes de calcul, est plus utilisée que le grillage de poutres.

d) Exemple

Enfin, à titre d'illustration, nous reproduisons ci-après le maillage en éléments finis d'un tablier-dalle assez exceptionnel quant à la forme et aux dimensions. Il s'agit en effet d'une dalle de couverture, de 10 cm d'épaisseur, à deux travées de portées 23,70 m - 27,75 m. Les culées ont respectivement 55,92 m et 151,52 m de longueur. L'un des bords latéraux est légèrement courbe en plan.

Le maillage a été réalisé au moyen d'éléments quadrilatères de forme mince à cinq degrés de liberté par noeud, les rotations autour de l'axe vertical étant jugées, à juste titre, négligeables vis-à-vis des déplacements.

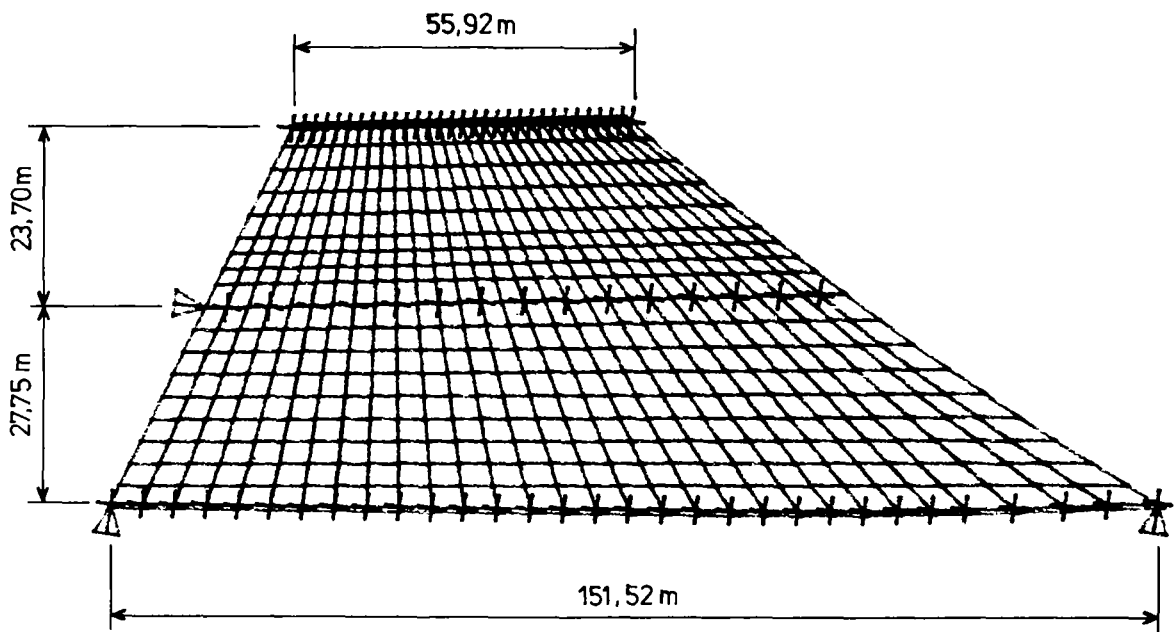
Les "trajectoires" planes de la double précontrainte (à savoir longitudinale et transversale) coïncident avec les côtés des éléments, ce qui facilite notablement l'affectation aux noeuds des charges équivalentes des efforts du câblage.

Ce maillage appelle de façon succincte les remarques suivantes:

- le choix du type d'élément, à savoir de coque mince classique (Kirchhoff) est adapté, sauf dans les zones d'about et de bords libres pour lesquelles l'imprécision sur les moments de

torsion et, par conséquent, les efforts de cisaillement nécessitent un traitement particulier (dispositions constructives appropriées par exemple) dans les zones de bords ;

- la proportion des éléments est bonne, la limite de 3 entre leurs grands côtés et leurs petits côtés étant respectée ;
- la finesse du maillage est acceptable ; néanmoins, les éléments les plus grands, qui mesurent 3 m sur 5 m et ce pour une épaisseur de 1,2 m, ne sont pas adaptés à une recherche des efforts locaux dans les zones où ces derniers varient rapidement telles que les zones de bords ou les zones d'appui. Pour ce faire, le recours à des éléments de taille ne dépassant pas une à deux fois l'épaisseur, serait nécessaire.



ANNEXE 2

BIBLIOGRAPHIE

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 (publication S.E.T.R.A.)
- . F.LEONHARDT Bridges - Aesthetics and Design (édition Deutsche Verlarsg - Anstalt)

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
- . Dispositifs de retenue - GC (publication S.E.T.R.A.)
- . Assainissement des ponts (publication S.E.T.R.A.)
- . Etanchéité, Revêtement... - STER (publication S.E.T.R.A.)
- . Fascicule 67 du CCTG relatif à l'étanchéité des ponts
- . Bulletin technique n°4 du S.E.T.R.A. relatif aux appareils d'appui
- . Environnement des appareils d'appui (publication S.E.T.R.A.)
- . Dalles de transition (publication S.E.T.R.A.)
- . Joints de chaussées - Avis techniques (publication S.E.T.R.A.)

3 - DOCUMENTS CONCERNANT LE CALCUL

- . Programme PSIDA.EL - Guide de calcul (publication S.E.T.R.A.)
- . Programme PSIDP.EL - Guide de calcul (publication S.E.T.R.A.)
- . Programme MCP.EL - Guide de calcul (publication S.E.T.R.A.)
- . Programme MRB - Guide de calcul (publication S.E.T.R.A.)
- . R.BARES, - Le calcul des grillages de poutres et dalles
 Ch.MASSONNET orthotropes (édition DUNOD)
- . S.TIMOSHENKO, - Théorie des plaques et coques
 S.WOINOWSKY-KRIEGER (édition DUNOD)
- . C.SCHLEICHER, - Plaques biaises à travées solidaires
 B.WEGENER (édition DUNOD)
- . PRP - Conseil pour l'utilisation des programmes de réseaux de poutres (publication S.E.T.R.A.)
- . R.D.MINDLIN - Influence of rotary inertia and shear on flexural motions of isotropic elastic plates (Journal Applied Mechanic, 18, 1951)

4 - DOCUMENTS CONCERNANT LES APPUIS ET FONDATIONS

- . PP. 73 - Conception des piles et palées (publication SETRA)
- . FOND 72 (publication SETRA-LCPC)
- . Règles de Justification des Fondations sur Pieux (publication SETRA-LCPC)

ANNEXE 3

TABLE DES MATIERES

--§--

NOTE DE PRESENTATION

1 - PRESENTATION	7
1.1. MORPHOLOGIE	7
1.1.1. Profil en long	7
1.1.2. Profil en travers	8
1.1.3. Vue en plan	9
1.2. DOMAINE D'EMPLOI	10
1.2.1. Tabliers à 1 travée	11
1.2.2. Tabliers à 2 travées	12
1.2.3. Tabliers à 3 travées et plus	14
1.2.4. Tabliers à 4 travées	15
1.2.5. Domaine d'emploi particulier	18
a. Tranchées couvertes	18
b. Ponts-rails	18
c. Passerelles piétons	19
d. Viaducs	19
e. Ouvrages construits sous circulation	20
1.3. AVANTAGES DES PONTS-DALLES DANS LE CADRE DE LEUR DOMAINE D'EMPLOI	21
1.3.1. Minceur et légèreté relatives	21
1.3.2. Construction rustique	21
1.3.3. Grande réserve de sécurité	22
1.3.4. Liberté dans la conception des formes	22
2 - CONCEPTION	23
2.1. PROFIL LONGITUDINAL - ELEVATION - COUPE LONGITUDINALE	
2.1.1. Choix d'une travure	23
a - Données géométriques et géographiques	27
b - Données géotechniques	27
c - Données d'hydrologie	27
d - Autres données	27
2.1.2. Longueur du tablier	27
2.1.3. Pente longitudinale	29

2.2. VUE EN PLAN	30
2.3. COUPE TRANSVERSALE	31
2.3.1. Forme générale	31
2.3.2. Encorbellements	32
2.3.3. Largeur du tablier	33
2.3.4. Tabliers de largeur variable	35
2.4. BIAIS ET COURBURE EN PLAN	36
2.5. APPUI	37
2.6. ETUDES ESTHETIQUES	39
a. Appuis	43
b. Tabliers et équipements	48
2.7. FONDATIONS	52
2.7.1. Généralités	52
2.7.2. Quelques choix particuliers	53
a. cas où la voie franchie est en déblai	
b. Cas où la voie franchie est au niveau du terrain naturel	
2.7.3. Interactions sol-structure	54
3 - CONCEPTION DETAILLEE	56
3.1. PREDIMENSIONNEMENT	56
3.1.1. Choix du type de dalle	56
3.1.2. Tabliers-dalles précontrainte	56
a. Epaisseur économique	56
b. Estimation de la précontrainte longitudinale	62
3.1.3. Tabliers-dalles en béton armé	64
3.2. ABOUTS	68
3.3. CABLAGE	70
3.4. FERRAILLAGE	75
3.4.1. Principe	75
3.4.2. Zonage et direction des fers	77
3.4.3. Parties centrales des travées	80
3.4.4. Zones dites de chevêtre (incorporé)	80
3.4.5. Zones proches des bords libres	81
3.4.6. Zones situées aux angles	83
3.4.7. Encorbellements	85
3.4.8. Abouts	86
3.5. JOINTS DE CONSTRUCTION ET JOINTS DE COUPLAGE	89
Effet Mehlhorn	
3.6. APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE	93
3.6.1. Dimensionnement des appareils d'appuis en élastomère fretté	93
a. Notations	95
b. Dimensions en plan d'un appareil d'appuis	94
c. Epaisseur totale	95
d. Epaisseur d'un feuillet d'élastomère	95
3.6.2. Appareils d'appui glissants en élastomère fretté	95
3.6.3. Dimensionnement pratique	97

3.7. APPAREILS D'APPUI A POT D'ELASTOMERE	98
3.8. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	98
3.9. EQUIPEMENTS DU TABLIER	101
3.9.1. Dispositifs de retenue.....	101
a. Garde-corps seuls.....	102
b. Garde-corps + glissière de sécurité	102
c. Barrière normale	102
e. Barrière normale + glissière de sécurité	102
3.9.2. Etanchéité	103
3.9.3. Assainissement	105
3.9.4. Joints de chaussée.....	105
4 - EXECUTION	106
4.1. CINTRE ET COFFRAGE	108
4.1.1. Etude préalable	108
a. Les charges verticales	108
b. Charges horizontales	109
c. L'ordre et le phasage de mise en place du béton	109
d. Influence de l'état du matériel	109
4.1.2. Mise en place de l'étaieiment	109
a. La mise hors d'eau de la plateforme	109
b. La qualité du sol de fondations	110
c. Le pied de l'étaieiment	110
d. La partie centrale	110
e. La tête des tours et des mâts	110
f. Le platelage supérieur.....	111
4.1.3. Coffrages	111
4.2. CONSERVATION ET MISE EN PLACE DES ARMATURES	112
4.3. BETONNAGE	113
4.4. MISES EN TENSION ET INJECTION DES CABLES	114
4.5. DECINTREMENT	114
4.6. FINITIONS	115
5 - DESORDRES ET DEFAUTS CONSTATES DANS LES DALLES	116
5.1. DESORDRES INHERENTS A LA CONCEPTION ET AU CALCUL	116
a. Fissures en zones d'about de tablier	116
b. Fissures transversales	117
c. Fissures longitudinales	118
5.2. DESORDRES ET DEFAUTS IMPUTABLES A L'EXECUTION	119
5.3. DESORDRES ET DEFAUTS IMPUTABLES AUX MATERIAUX	120
Béton : Fissures de retrait plastique	120
Fissures de tassement du béton dans son coffrage.....	120
Fissures dues à la réaction alcalis-granulats....	121
Aciers: Corrosion.....	122

ANNEXES

ANNEXE 1 : NOTE SUR LE CALCUL AUTOMATIQUE DES TABLIERS-DALLES	125
1. Cas de tabliers courants	125
2. Cas de tabliers spéciaux	126
. MRB	126
. Eléments finis	127
. Gril de poutres	131
. Conclusion	132
. Exemple	132
ANNEXE 2 : BIBLIOGRAPHIE	135
ANNEXE 3 : TABLE DE MATIERES	137