

4767

801

MINISTÈRE DES TRANSPORTS

DIRECTION GÉNÉRALE DES TRANSPORTS INTÉRIEURS

PSI DN 81

PASSAGES SUPÉRIEURS

OU INFÉRIEURS

EN DALLE NERVURÉE



DIRECTION DES ROUTES ET
DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE

A V E R T I S S E M E N T

Il est souhaitable que l'utilisateur du présent dossier PSIDN 81 dispose également des documents ci-après déjà largement diffusés par la DOA du S.E.T.R.A.

- Manuel d'utilisation MCP 70 et sa mise à jour n° 1 de Juin 1972 (pièce 4.6. du dossier SURCH 71).
- Mise à jour n° 2 de MCP 70 traitant du cas particulier des ponts-dalles à nervures multiples (Août 1977).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS
DIRECTION GÉNÉRALE DES TRANSPORTS INTÉRIEURS

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

PSI DN 81

Passages Supérieurs
ou Inférieurs
en Dalle Nervurée

Conception et calcul

TABLE DES MATIERES

	<i>Pages</i>
<i>CHAPITRE 1 - PRESENTATION</i>	<i>1</i>
<i>CHAPITRE 2 - DESCRIPTION DU TABLIER</i>	<i>7</i>
<i>CHAPITRE 3 - DIMENSIONNEMENT</i>	<i>41</i>
<i>CHAPITRE 4 - METHODE DE CALCUL</i>	<i>52</i>
<i>CHAPITRE 5 - EXEMPLE DE CALCULS</i>	<i>106</i>
<i>CHAPITRE 6 - CAS DES OUVRAGES CONSTRUITS PAR PHASES</i>	<i>189</i>
<i>ANNEXE - EXTRAIT DES NOTES DE CALCUL TISE ET MCP PLANS DE FERRAILLAGE</i>	<i>A1 à A52</i>

La consistance des chapitres du présent dossier est détaillée au paragraphe 1.1. du chapitre 1. Il est toutefois conseillé au lecteur de consulter essentiellement les chapitres 1,2,3 et 6 pour la conception de l'ouvrage au stade de l'A.P.S. ou de l'A.P.S.O. et les chapitres 4 et 5 lorsqu'il aborde les calculs détaillés.

Ce document a été établi par M.RIMBOEUF ITPE Chef de l'Arrondissement T2 et Mme. JACOB Ingénieur Auxiliaire qui en assure en outre la gestion.

CHAPITRE 1 : P R E S E N T A T I O N

		<i>Pages</i>
1.1.	Consistance du document	3
1.2.	Domaine d'emploi	3
1.3.	Caractéristiques et limites des dalles nervurées	5

Le présent document traite de la conception, du calcul et de l'exécution des ponts-dalles à plusieurs nervures coulés sur cintre.

La partie conception est nouvelle et porte sur :

- le domaine d'emploi,
- la description du type d'ouvrage,
- le prédimensionnement

La partie calcul complète les documents existants :

- le dossier-pilote MCP 70 et sa mise à jour n°1 (pièce 4.6 du dossier SURCH 71) sans y apporter de modification,
 - la mise à jour n°2 de MCP 70 (Août 77) en y apportant des précisions et compléments importants,
- et annule la note d'information de la D.O.A. du 15 Octobre 1976 sur les ponts précontraints à nervures hautes.

Nous rappelons que la méthode de calcul est basée sur l'emploi des programmes MCP et TISE et que sont ici développés les calculs complémentaires à effectuer manuellement. L'automatisation de ces calculs ne sera entreprise qu'au terme de la période de révision des règlements de calculs que nous connaissons actuellement.

Le principal règlement utilisé dans le présent document est l'IP1 (Circulaire n°44 du 12 Août 1965 et circulaire 74-60 du 23 Avril 1974 qui ont été réimprimées dans la circulaire 79-121 du 14 Décembre 1979), comme pour les documents qu'il complète. Il tient compte aussi de la circulaire DRCR du 2 Avril 1975 (annexée à la circulaire 79-121) et pour certains calculs complémentaires il utilise le titre VI du fascicule 61 (circulaire 70-115 du 27 octobre 1970). L'évolution réglementaire actuelle donne donc aux calculs présentés un caractère provisoire mais ne remet pas en cause les principes retenus.

La partie exécution est abordée sous deux aspects :

- des recommandations générales d'exécution et dispositions constructives,
- l'incidence du mode d'exécution sur les calculs à effectuer. D'une façon générale sont examinés les ouvrages construits en une seule phase mais des informations sont données sur les calculs spécifiques à faire en cas de phasage transversal ou de phasage longitudinal à l'avancement. Pour ce dernier point le présent document annule et remplace la note d'information de Mai 74 sur le programme DALPHA.

Les autres modes de construction : phasage longitudinal non à l'avancement ou poussage ne sont pas examinés.

Le présent document ne constitue donc qu'une étape de la documentation relative aux dalles nervurées. Après édition du nouveau règlement de béton précontraint il sera mis à jour et intégré dans le futur dossier-pilote PSI DEN qui regroupera alors le dossier-pilote MCP 70 après révision du programme, les mises à jour de ce document, le document DLE 71 et le dossier-pilote PSI DE 67.

1.1. Consistance du document

Le document comprend six chapitres :

- Le présent chapitre de présentation dans lequel on trouve la consistance du dossier et le domaine d'emploi des tabliers en dalle nervurée,
- un second chapitre dans lequel on trouve la description des dalles précontraintes à plusieurs nervures (morphologie du tablier, liaison tablier-appuis, matériaux utilisés, études esthétiques, recommandations d'exécution),
- un troisième chapitre dans lequel l'utilisateur trouve des renseignements sur la conception, le prédimensionnement des dalles précontraintes à plusieurs nervures. La partie dimensionnement de ce chapitre est surtout constituée d'abaques permettant le prédimensionnement rapide des ouvrages les plus courants,
- un quatrième chapitre traitant du calcul automatique de ce type de tablier. Ce chapitre rappelle les possibilités d'adaptation du programme MCP au dimensionnement de certaines dalles nervurées et les recommandations pour l'emploi de ce programme. Dans ce chapitre on trouve ensuite la description des calculs complémentaires manuels qui portent principalement sur les effets des gradients thermiques, la flexion transversale, la torsion et les calculs particuliers aux abouts,
- un cinquième chapitre qui est un exemple d'application présentant de façon détaillée, l'ensemble des calculs complémentaires aux calculs automatiques,
- un dernier chapitre qui traite sommairement de la conception et du calcul des dalles nervurées coulées en plusieurs phases.

1.2. Domaine d'emploi des dalles nervurées

Les dalles nervurées ont un domaine d'emploi assez vaste; en effet, elles peuvent être utilisées pour des portées allant de 20m minimum, si l'on veut une dalle plus économique que la dalle pleine type PSI DP, à 50m environ si l'on veut un ouvrage plus mince qu'un pont à poutres.

Dans cette large gamme de portées, un des principaux objectifs doit être de diminuer le poids propre; plusieurs solutions s'offrent au projeteur :

- pour le choix de la coupe transversale entre la dalle à une nervure et larges encorbellements, la dalle à plusieurs nervures larges ou étroites (cf § 1.3. ci-après) et la dalle élégie.
- pour le choix de la coupe longitudinale entre la hauteur constante et la hauteur variable.

Dans le tableau ci-dessous, nous avons indiqué la structure à retenir ou les structures possibles en fonction de la portée la plus longue et de la largeur de l'ouvrage.

Portée		20 m	25 m	30 m	35 m	40 m	45 m	50 m	
Dalle nervurée	largeur ≤ 10 m	1 nervure hauteur constante			1 nervure hauteur variable				
	$10 \leq$ largeur ≤ 16	Sans intérêt		2 nervures larges hauteur constante		2 nervures larges hauteur variable			
		Sans intérêt					2 nervures étroites hauteur constante		
	largeur ≥ 16	Sans intérêt		3 nervures larges hauteur constante		3 nervures larges hauteur variable			
		Sans intérêt					3 nervures étroites hauteur constante		
	Dalle élegie	toute largeur	Sans intérêt			hauteur constante		hauteur variable	

Ce tableau est directement applicable aux ouvrages à 3 travées et plus; pour les ouvrages à 2 travées il faut réduire d'environ 10% les bornes supérieures d'emploi.

On constate dans ce tableau un chevauchement des domaines des diverses structures en dalles nervurées ou élégies; pour le choix définitif il faut donc faire intervenir en outre, certains critères indiqués ci-après et non classés par ordre d'importance :

- l'aspect esthétique : les ouvrages de hauteur variable ont un avantage dans ce domaine; de même, la dalle élégie qui ressemble à une dalle pleine peut, selon l'effet recherché (homogénéisation ou différenciation) être préférée à la dalle nervurée qui s'apparente à une poutraison,
- le gabarit à dégager, la hauteur libre ou le volume des remblais d'accès qui peuvent faire préférer une structure de moindre épaisseur,
- la phasage de la construction qui, s'il est nécessaire, écarte généralement la dalle élégie,

Par ailleurs il faut noter que dans son vaste domaine d'emploi la dalle nervurée peut être à comparer avec d'autres structures courantes. Pour les faibles portées de son domaine d'emploi, la dalle nervurée prend le relai de la dalle pleine du type PSI.DP mais elle peut toutefois entrer en concurrence avec elle puisqu'elle permet pour une brèche donnée de réduire le nombre d'appuis; c'est normalement le cas pour :

- éviter une pile en rivière
- franchir une autoroute en supprimant l'appui sur le terre-plein central,
- améliorer l'esthétique d'un ouvrage dégageant un surgabarit.

Sur toute l'étendue de son domaine d'emploi elle est en concurrence avec les tabliers à ossature mixte (type OM cf. dossier-pilote OM 66 en cours de révision) et avec les viaducs en travées indépendantes à poutre de béton précontraint (type VIPP - cf. dossier-pilote VIPP 67). Vis à vis des tabliers OM, la dalle nervurée (ou élégie) présente l'avantage d'un entretien nettement moins important et dans certains cas d'une épaisseur plus faible du tablier, ce qui peut avoir une incidence sur le coût des remblais d'accès. Vis à vis des tabliers VIPP, elle présente l'avantage d'une épaisseur nettement plus faible du tablier et elle permet une variation des portées des travées qui peut être jugée plus esthétique. Vis à vis des deux solutions la dalle nervurée présente par contre l'inconvénient de nécessiter un cintre pour la construction. Une solution pour éviter l'emploi de ce cintre consiste à utiliser la technique du poussage mais cette solution entraîne toutefois un supplément de coût tel qu'elle n'est à retenir que dans les cas particuliers où le cintre est trop important (brèche profonde) ou délicat à exécuter (voie ferrée, voie navigable, route en exploitation).

1.3. Caractéristiques et limites des dalles nervurées

Les caractéristiques techniques de la structure portent essentiellement sur :

- le biais géométrique

Il doit rester modéré c'est à dire compris entre 100 gr et 70 gr pour que la structure soit calculable par les programmes indiqués au chapitre 4 ci-après. Pour les biais plus accentués il est en effet nécessaire d'utiliser des programmes de calcul prenant en compte l'effet important de cette caractéristique sur la répartition des efforts. Dans la mesure du possible il faut éviter ces biais accentués qui, en plus des problèmes de calcul, entraînent des complexités d'exécution, et il faut exclure les biais inférieurs à 50 gr. Dans ce dernier cas il faut toujours examiner la possibilité de redresser les appuis au prix d'une augmentation raisonnable des portées.

- la longueur du tablier

Il n'y a théoriquement pas de limite ; toutefois, certaines bornes résultent des moyens de calcul ou des problèmes techniques. Les moyens de calcul présentés dans ce document (programme MCP) imposent en effet, en dimensionnement, des câbles filants ; une limite peut donc résulter de la longueur des armatures. En vérification ce même programme permet de tenir compte d'arrêt de câbles en travée et on peut ainsi étudier 7 familles différentes en tracé et en intensité. Enfin, le programme MCP est matériellement limité à l'étude des ouvrages à 6 travées mais les résultats peuvent dans certains cas être utilisés pour un plus grand nombre de travées. Les problèmes techniques qui limitent les longueurs sont liés à la précontrainte (frottement, longueur maximale des câbles, problèmes liés aux coupleurs...), aux dilatations du tablier (relations avec les appareils d'appui et joints) et à l'importance du cintre (coût élevé). D'une façon générale les longueurs de l'ordre de 150m ne créent pas de difficultés ; au-delà c'est un point à examiner.

- la largeur du tablier

Elle conditionne le choix de la section transversale comme nous l'avons vu ci-dessus.

Une limite d'environ 20 mètres est imposée par les effets du retrait gêné; au-delà il y a lieu de prévoir un phasage transversal de la construction qu'il est alors souhaitable d'accompagner d'une précontrainte transversale.

- la forme des nervures

En dehors de l'aspect esthétique abordé dans le chapitre suivant (cf. par. 2.1.2.), la forme des nervures est caractérisée par le rapport de l'épaisseur du tablier à la largeur d'une nervure qui doit être compris entre 1/5 et 2. En dessous de la borne inférieure nous avons en effet des nervures transversalement déformables, et au-dessus de la borne supérieure nous nous approchons alors d'un fonctionnement en poutre continue; dans les deux cas les hypothèses de la méthode de calcul présentée au chapitre 4 ne sont plus respectées. Entre ces valeurs limites nous distinguons par ailleurs deux types de nervures qui sont :

- les nervures larges caractérisées par

$$\frac{1}{5} < \frac{\text{épaisseur du tablier}}{\text{largeur d'une nervure}} < \frac{2}{3}$$

- les nervures étroites caractérisées par

$$\frac{2}{3} < \frac{\text{épaisseur du tablier}}{\text{largeur d'une nervure}} < 2$$

Cette distinction est liée à des différences de fonctionnement notamment en ce qui concerne les effets de la torsion.

- le rapport entre la longueur de la travée de rive et celle de la travée centrale.

Les valeurs usuelles de θ , rapport de la portée de la travée de rive à la portée de la travée centrale doivent être comprises entre 0,6 et 0,9.

Pour les ouvrages dimensionnés par l'emploi du programme MCP, ce qui implique un câblage filant et la recherche d'un faible moment hyperstatique, il est préférable de s'approcher de la borne inférieure.

Par contre si l'on cherche à minimiser la précontrainte, ce qui peut être le cas pour les nervures hautes, il faut envisager un câblage non filant et alors se rapprocher de la borne supérieure.

- la courbure en plan

Les effets d'une telle particularité sur le fonctionnement des ouvrages en dalle nervurée, qui sont variables selon la portée des travées, ne sont pas étudiés dans ce document; l'influence de la courbure est en effet à considérer en fonction de l'ouverture angulaire (rapport de la portée au rayon de courbure):

- si l'ouverture angulaire est inférieure à 0,2rd on peut négliger l'effet de la courbure et utiliser la méthode de calcul présentée ci-après en considérant les portées courbes,
- si l'ouverture angulaire est supérieure à 0,2 rd il faut faire appel à des programmes plus élaborés.

CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DU TABLIER

	Pages
2.1. MORPHOLOGIE DU TABLIER	8
2.1.1. Nombre des nervures	8
2.1.2. Forme des nervures	8
2.1.3. Répartition des nervures	9
2.1.4. Variation de la section transversale, largeur variable	10
2.2. CONDITIONS D'APPUI DES DALLES NERVUREES	
2.2.1. Appuis des tabliers à nervures étroites	12
2.2.2. Appuis des tabliers à nervures larges	13
2.3. LIAISON TABLIER-PILES	14
2.3.1. Configuration des appuis	14
2.3.2. Nature et dimensions des appareils d'appui	15
2.3.3. Rigidité transversale des appuis	15
2.3.4. Réservations pour changement d'appareils d'appui	20
2.4. CAS DES OUVRAGES BIAIS	24
2.4.1. Ouvrage ayant un biais modéré	24
2.4.2. Ouvrage ayant un biais prononcé	25
2.5. ETUDES ESTHETIQUES	26
2.5.1. Aspect esthétique du profil longitudinal	26
2.5.2. Aspect esthétique du profil transversal	28
2.5.3. Aspect esthétique des piles	30
2.5.4. Détails de la liaison tablier-piles	34
2.6. MATERIAUX UTILISES	37
2.6.1. Le béton	37
2.6.2. Les aciers	37
2.6.3. Quantités	38
2.7. POSSIBILITE DE PHASAGE DES TABLIERS	38
2.8. RECOMMANDATIONS D'EXECUTION	38
2.8.1. Remarques sur la conception et la réalisation de cintre	39
2.8.2. Remarques sur le décintrement	39
2.8.3. Remarques sur le coffrage des dalles nervurées	40

2.1. MORPHOLOGIE DU TABLIER

La morphologie de ce type de tablier porte essentiellement sur le nombre, la forme et la position des nervures. Ces caractères qui sont normalement définis pour des raisons fonctionnelles peuvent ensuite faire l'objet d'aménagements limités en vue d'une recherche esthétique.

2.1.1. Nombre des nervures

Comme nous l'avons indiqué dans le tableau du § 1.2. ci-dessus, le nombre de nervures résulte en général de la largeur du tablier définie à partir du profil en travers de la voie portée.

2.1.2. Forme des nervures

Nous avons vu, au paragraphe 1.3 ci-dessus, que le fonctionnement de l'ouvrage est lié à la forme des nervures ; rappelons effectivement que, selon les valeurs du rapport h/b (rapport de l'épaisseur du tablier à la largeur d'une nervure), les nervures peuvent être :

- larges si $1/5 < h/b < 2/3$
- étroites si $2/3 < h/b < 2$

Les nervures étroites ont, à section constante, un meilleur rendement mais d'une part, il faut augmenter sensiblement le ferrailage transversal du hourdis et, d'autre part, la hauteur importante des nervures a une incidence sur les remblais d'accès; au contraire, les nervures larges ont un rendement inférieur mais elles nécessitent moins de ferrailage passif.

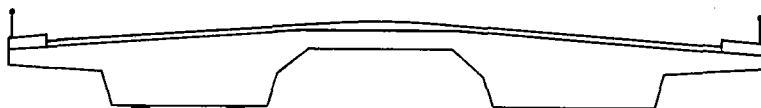
Le choix de la forme résulte donc souvent d'un calcul économique assez complet. A l'aide des abaques de prédimensionnement qui figurent dans le chapitre 3, l'utilisateur peut déjà connaître pour les ouvrages courants, les dimensions à donner aux nervures afin d'obtenir une section transversale économique en acier et en béton.

Par ailleurs, quelles que soient les dimensions retenues, les nervures peuvent être rectangulaires ou trapézoïdales; du point de vue esthétique les nervures trapézoïdales sont plus agréables.

Enfin, quel que soit le profil en travers retenu, on prévoit normalement un intrados horizontal transversalement; en effet deux configurations peuvent se rencontrer :

- l'ouvrage présente un profil en toit :

dans ce cas, l'extrados peut suivre les dévers de la chaussée afin de ne pas mettre en oeuvre un renformis trop important; on a alors la section transversale schématisée ci-après.



- l'ouvrage présente un profil à dévers unique :

dans ce cas on cherche aussi à limiter l'épaisseur du renformis en donnant à l'extrados le dévers du profil en travers; les nervures, qui sont de hauteur égale, ont alors des faces inférieures décalées comme schématisé ci-dessous :



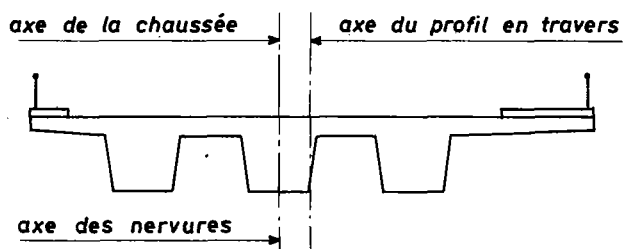
Toutefois si la largeur des nervures est supérieure à 3m, on peut prévoir l'intrados parallèle à l'extrados et réaliser alors les dés d'appuis de hauteur différente de façon à disposer les appareils d'appui dans un plan horizontal.

2.1.3. Répartition des nervures

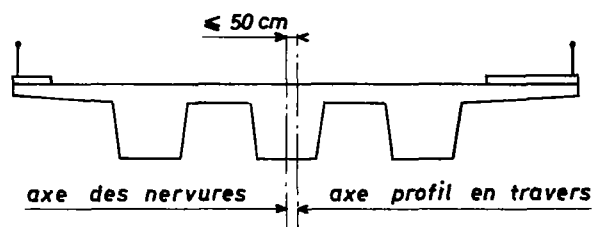
La répartition des nervures dans la section transversale doit être étudiée afin d'assurer une bonne résistance de la section. Dans certains cas elle peut faire l'objet d'une étude esthétique (position des nervures par rapport au bord du tablier) mais cet aspect ne doit pas être déterminant car la coupe en travers telle qu'elle apparait sur plan n'est jamais visible sur l'ouvrage terminé.

Pour le choix de la répartition des nervures, il faut que les encorbellements ne soient pas trop sollicités par les charges routières. Lorsque l'on arrive à une solution telle qu'un encorbellement supporte presque entièrement une voie de circulation, il est conseillé soit de réduire la largeur des nervures et d'en mettre une supplémentaire afin de pouvoir les excentrer davantage et de réduire ainsi la largeur de l'encorbellement, soit d'augmenter l'espacement des nervures; dans le cas d'ouvrages biais on espace légèrement plus les nervures que dans le cas d'ouvrages droits (cf. ch.3)

Enfin nous conseillons, dans la mesure du possible, d'avoir une section symétrique même si la chaussée est excentrée par rapport au tablier.



Solution 1
Déconseillée

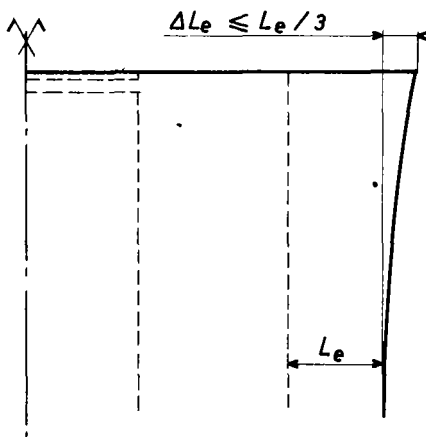


Solution 2
Conseillée

En effet, dans la solution 1 la dissymétrie de la section provoque une sollicitation de torsion plus forte dans la nervure de droite que dans les autres et une flexion transversale différente entre les deux hourdis et entre les encorbellements. Il est donc préférable de se ramener à la solution 2 dans laquelle les nervures sont sollicitées de façon plus égale ; le décalage entre l'axe du profil en travers sur ouvrage et l'axe des nervures ne doit pas excéder 50 cm.

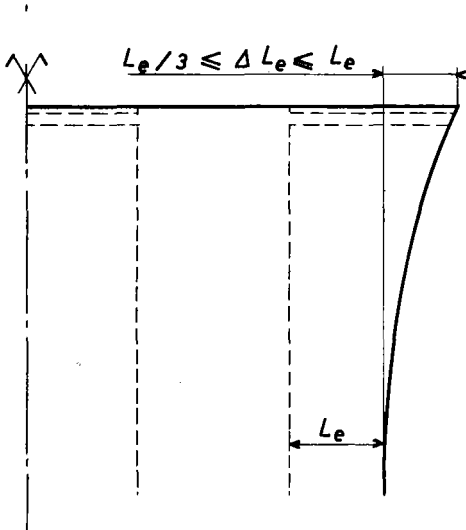
2.1.4. Variation de la section transversale -largeur variable

Dans certains cas on peut être amené à envisager des ouvrages de largeur variable mais en général cet élargissement ne règne que sur tout ou partie d'une travée de rive. Du point de vue calcul nous verrons, dans le chapitre 4, que, moyennant quelques données supplémentaires, le programme MCP peut fournir un dimensionnement longitudinal correct pour ce type de dalle. Du point de vue conception de l'élargissement nous pouvons avoir plusieurs solutions. On peut jouer sur l'espacement des nervures mais cette disposition est limitée pour des raisons de calcul (flexion transversale et torsion); on peut également conserver les nervures parallèles et faire varier la largeur des encorbellements. Cette deuxième solution qui est nettement préférable peut, elle aussi, être conçue de différentes façons selon les dimensions de l'élargissement par rapport à la largeur courante de l'encorbellement désignée par L_e ; on distingue ainsi trois cas :



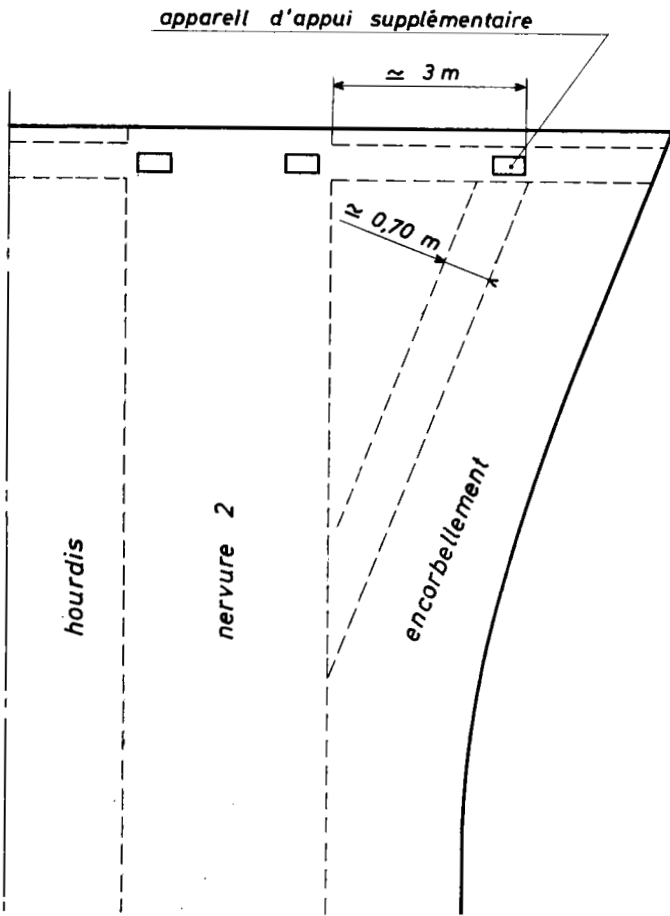
a) l'élargissement reste inférieur à $\frac{L_e}{3}$

Cette variation de largeur ne présente pas de difficulté; par conséquent si l'entretoise ne doit pas se prolonger sous les encorbellements, il n'est pas nécessaire de prévoir un débord de cet élément sous l'élargissement; on prévoit seulement un renforcement du ferrailage passif de l'encorbellement (cf. § 4.10).



b) l'élargissement est compris entre $\frac{L_e}{3}$ et L_e

Dans ce cas il est indispensable de prolonger l'entretoise sous les encorbellements et il faut, comme dans le cas précédent, prévoir un renforcement d'aciers passifs dans l'encorbellement élargi (cf. § 4.10).



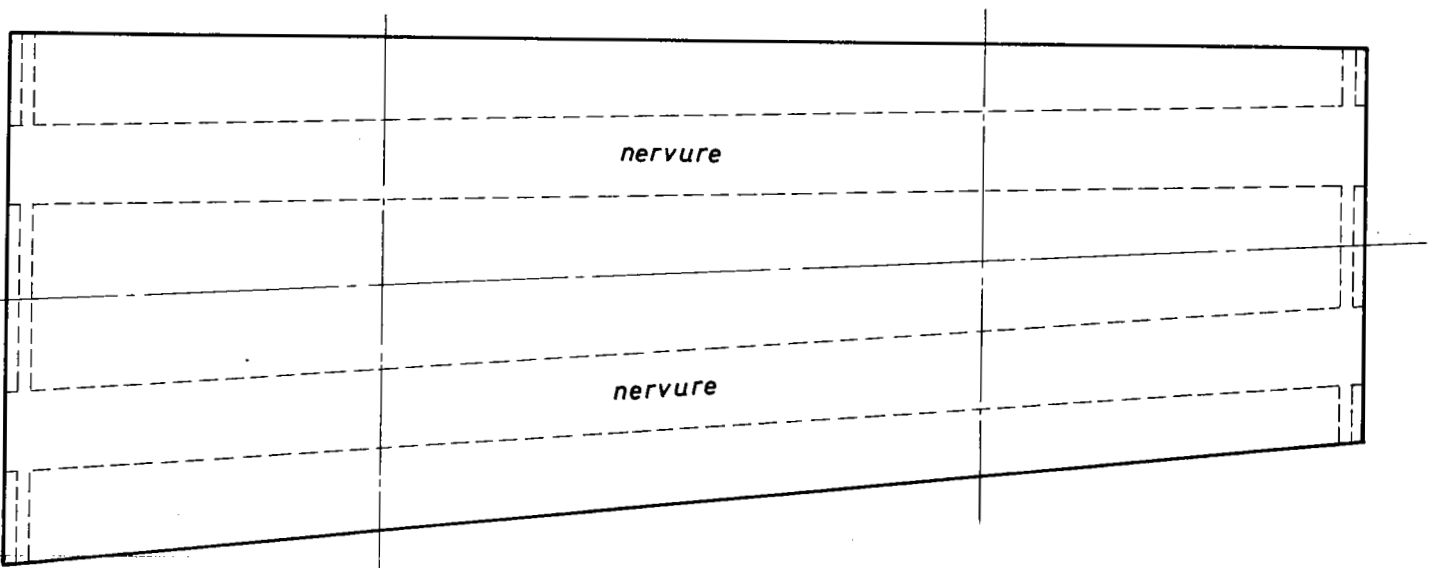
c) l'élargissement est supérieur à L_e en restant toutefois inférieur à la largeur d'une voie de circulation supplémentaire introduite sur une demi-largeur de tablier.

Lorsque L_e est inférieur à 2m environ en section courante on peut conserver la solution **b** précédente en épaississant éventuellement le hourdis à son encastrement sur la nervure si le ferrailage devient trop important; si par contre L_e atteint une valeur importante on ne peut pas seulement élargir l'encorbellement qui devient excessif mais on peut envisager la solution qui consiste à réaliser une poutrelle encastree sur la nervure et l'entretoise d'extrémité; cette solution nécessite un calcul adapté des efforts introduits quasi ponctuellement sur la nervure et l'entretoise.

Dans cette disposition il faut évidemment concevoir la culée en conséquence. Si l'ouvrage repose sur une culée classique, on prolonge le voile sous l'élargissement du tablier; si par contre l'ouvrage repose sur une pile culée, il faut nécessairement prévoir une colonne sous l'appareil d'appui supplémentaire.

De tels élargissements créent des angles aigus qui peuvent devenir difficiles à ferrailer s'ils sont trop prononcés; dans ce cas on pourra les supprimer en s'inspirant du paragraphe 2.4.2. ci-après.

Les trois solutions présentées ci-dessus concernent le plus souvent un élargissement régnant seulement sur la travée de rive mais dans certains cas l'élargissement peut aussi régner sur plusieurs travées et être conçu, soit en faisant varier uniquement la largeur de l'encorbellement selon les règles énoncées ci-dessus, soit en faisant varier l'espacement des nervures en respectant toutefois la répartition du hourdis et des encorbellements associés à chaque nervure comme indiqué au chapitre 3 ci-après; dans ce dernier cas la présence de nervures non parallèles doit être prise en compte correctement au niveau des calculs.



2.2. CONDITIONS D'APPUI DES DALLES NERVUREES

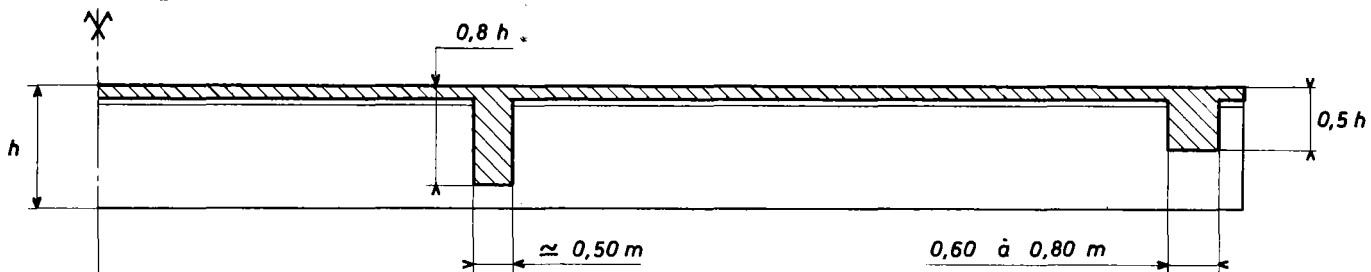
Pour être calculables par les méthodes de calcul exposées au chapitre 4 ci-après, les dalles nervurées étudiées dans ce document doivent nécessairement être encastrees à la torsion sur appuis. Cet encastrement est réalisé différemment selon la géométrie des nervures et nous pouvons en général distinguer les deux dispositions détaillées ci-après.

2.2.1. Appuis des tabliers à nervures étroites

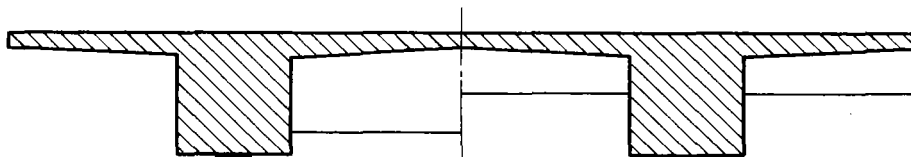
Lorsque l'ouvrage étudié a des nervures étroites on ne peut généralement disposer qu'un seul appareil d'appui sous chaque nervure. L'encastrement à la torsion sur chaque appui doit alors être assuré par une entretoise. Cette entretoise généralement réalisée en béton armé, évite la transmission des efforts de torsion dans les nervures, d'une travée à l'autre, et permet aux hourdis de reprendre localement moins d'efforts de flexion; elle est généralement dimensionnée comme indiqué ci-après:

- sur appuis extrêmes : l'entretoise a une hauteur h_e de l'ordre de 0,5 fois la hauteur du tablier ce qui permet de garantir l'accessibilité au-dessus du chevêtre; son épaisseur doit rester comprise entre 60 cm et 80 cm. Compte tenu du rôle qu'elle joue, dans le cas des ouvrages à nervures étroites étudiées dans ce paragraphe, l'entretoise d'about peut, éventuellement, être prolongée sous les encorbellements; cette disposition dépend essentiellement de la largeur de ces encorbellements.

- sur appuis intermédiaires : l'entretoise a une hauteur h_e de l'ordre de 0,8 fois la hauteur du tablier ce qui permet alors de réduire son épaisseur à environ 50 cm; en effet pour des raisons esthétiques l'épaisseur de l'entretoise sur appui intermédiaire ne doit pas être supérieure à l'épaisseur de la pile. L'entretoise sur appui intermédiaire n'est normalement pas prolongée sous les encorbellements; en effet, sa présence n'est pas nécessaire à la reprise des efforts et de plus un tel débord de l'entretoise en porte à faux ne semble pas présenter un intérêt esthétique.



1/2 COUPE LONGITUDINALE (dans l'axe de l'ouvrage)



COUPE TRANSVERSALE

sur appui intermédiaire
(l'entretoise n'est pas prolongée
sous l'encorbellement)

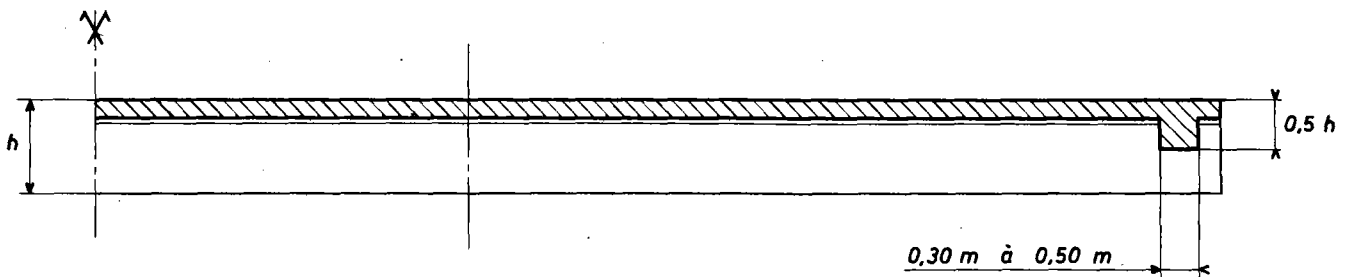
sur appui extrême
(l'entretoise peut être prolongée
sous l'encorbellement)

Remarque : Les dimensions conseillées ci-dessus pour l'entretoise ne sont valables que lorsque celle-ci joue le rôle d'élément de répartition. Dans le cas non courant où cette entretoise est sollicitée lors du vérinage du tablier (cf. § 2.3.3.) le dimensionnement de cet élément qui devient porteur est donc à revoir : en particulier la hauteur h_e doit être sensiblement égale à la hauteur des nervures.

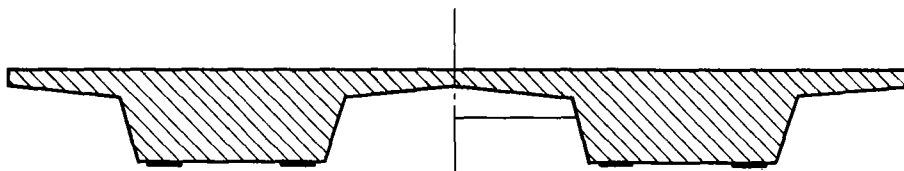
2.2.2. Appuis des tabliers à nervures larges

Lorsque l'ouvrage a des nervures d'une largeur supérieure à 2m on peut disposer, par nervure, deux appareils d'appui suffisamment espacés (sans qu'ils soient toutefois à moins de 10cm de l'arête inférieure de la nervure), et on réalise ainsi, pour chaque ligne d'appuis, un encastrement à la torsion. Pour ces ouvrages à nervures larges, on maintient néanmoins, sur les appuis extrêmes seulement, une entretoise dont le rôle est uniquement de transmettre aux nervures les charges appliquées aux extrémités des encorbellements et des hourdis. Cette entretoise a donc, dans ce cas, des dimensions inférieures à celles indiquées dans le § 2.2.1. précédent; on adopte en général, une hauteur h_e de l'ordre de 0,5 fois la hauteur du tablier et une épaisseur comprise entre 30 et 50 cm. Comme dans le cas des ouvrages à nervures étroites, cette entretoise réalisée en béton armé peut éventuellement être prolongée sous les encorbellements.

Remarque : Pour ce type de dalles à nervures larges on ne prévoit jamais le vérinage par l'entretoise.



1/2 COUPE LONGITUDINALE (dans l'axe de l'ouvrage)



COUPE TRANSVERSALE

sur appui intermédiaire
(aucune entretoise)

sur appui extrême
(l'entretoise peut être prolongée
sous l'encorbellement)

2.3. LIAISON TABLIER-PILES

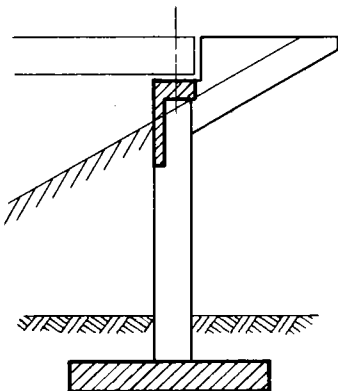
L'étude de la liaison tablier-piles doit généralement être menée en se reportant au sous-dossier 1 du dossier PP 73. Dans le cas des dalles nervurées nous devons, en outre, insister sur quelques aspects propres à ce type de structure; en effet, la présence des nervures entraîne quelques particularités que nous allons étudier ci-après.

2.3.1. Configuration des appuis

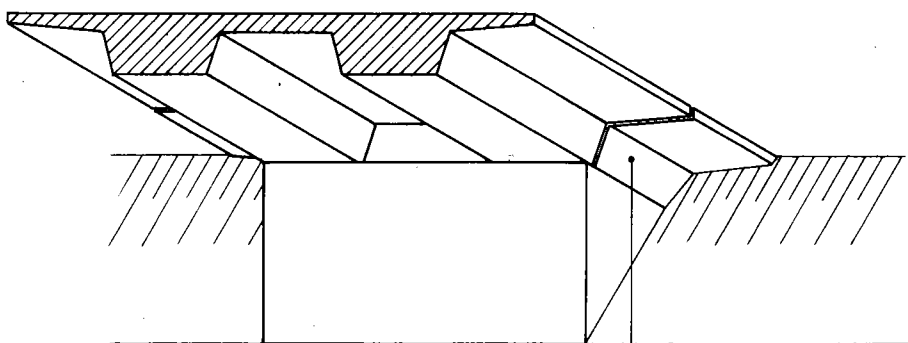
Pour les appuis intermédiaires d'une dalle nervurée on adopte, en général, des voiles disposés sous chaque nervure, limités aux aplombs des arêtes inférieures et dont la forme est conditionnée par les dimensions et la géométrie de ces nervures. L'épaisseur de ces voiles doit normalement tenir compte des dimensions des appareils d'appui, de l'encombrement des dispositifs de vérinage mais également de considérations esthétiques qui sont abordées dans le § 2.5.3. ci-après.

Pour les appuis extrêmes on peut adopter, pour ce type de structure :

- des piles culées classiques constituées de colonnes et de poteaux,
- des piles culées apparentes qui permettent dans certains cas de réduire la portée des travées de rive et améliorent l'aspect général de ces ouvrages surtout lorsqu'ils sont très élancés,
- des culées remblayées constituées soit d'un voile règnant sur toute la largeur du tablier soit d'un voile de longueur réduite; dans ce dernier cas, qui peut être envisagé lorsque les murs en retour sont de grande dimension, il faut s'assurer qu'aucune partie de chaussée n'est en encorbellement sur ces murs en retour disposés dans le prolongement des arêtes inférieures extérieures des nervures.



Pile-culée apparente



encorbellement du tablier prolongé sur le mur

culée de longueur réduite

2.3.2. Nature et dimensions des appareils d'appui

La nature des appareils d'appui est essentiellement fonction de l'importance du tablier et des conditions d'appui. Pour les gammes de portée nécessitant l'utilisation de dalles multi-nervurées nous préconisons l'emploi d'appareils d'appui en élastomère fretté; en effet, pour ce type de dalle les variations de longueur dues au retrait et aux effets thermiques obligent à prévoir en général des appuis acceptant des déformations assez importantes.

Le dimensionnement des appareils d'appui en élastomère fretté est fait conformément aux règles énoncées dans le BT 4 de la D.O.A. du S.E.T.R.A. sous les réactions d'appui extrêmes qui doivent tenir compte, en plus des efforts à vide et en charge, des effets de l'encastrement de torsion et des effets longitudinaux et transversaux des actions thermiques (dilatations et gradient).

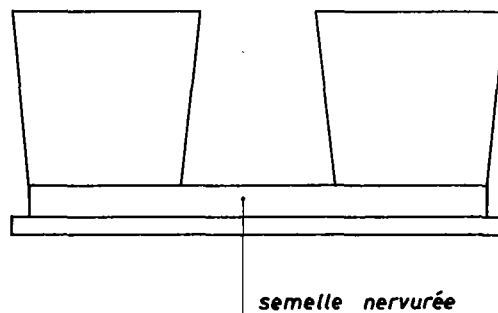
Pour les nervures étroites reposant sur un seul appareil d'appui, les effets de l'encastrement de torsion et les effets transversaux des actions thermiques sont très faibles sur les appareils d'appui.

Pour les nervures larges, reposant sur 2 appareils d'appui, ces actions peuvent devenir relativement importantes et influencer sur le dimensionnement. L'encastrement de torsion entraîne sur les deux appareils situés sous une nervure une variation des réactions d'appui telle que son couple équilibre le moment de torsion calculé comme indiqué au § 4.5.2. Les effets thermiques transversaux résultent du gradient et des dilatations du hourdis et entraînent un moment de torsion et une distorsion transversale.

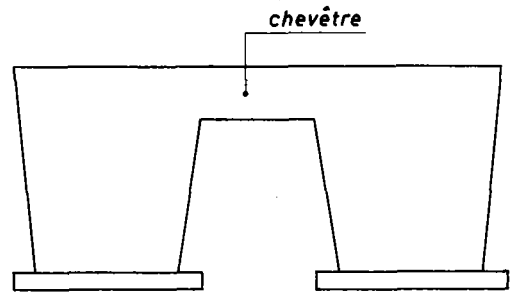
2.3.3. Rigidité transversale des appuis

Pour les structures en dalle nervurée, nous devons insister sur la nécessité de prévoir, quelle que soit la ligne d'appuis étudiée, une liaison transversale des piles afin d'éviter que des tassements différentiels soient préjudiciables au tablier. Cette liaison différente selon que les appuis sont constitués de voiles ou de colonnes, doit être conçue en se reportant au sous-dossier 1 du dossier PP 73.

En ce qui concerne les appuis intermédiaires ils sont généralement constitués d'un voile sous chaque nervure; dans ce cas, on réalise la liaison transversale en encastrant la partie inférieure des voiles sur une semelle unique éventuellement renforcée dans les zones comprises entre les différents voiles. Si un chevêtre est prévu en partie supérieure de ces appuis intermédiaires, en vue notamment d'assurer un transfert de charges provenant du tablier, on peut soit maintenir la liaison en partie inférieure, soit envisager la fondation des voiles sur semelles isolées, sous réserve alors de dimensionner le chevêtre de façon à réaliser une liaison efficace entre les voiles. Cette dernière disposition n'est pas courante mais elle peut être adoptée pour des ouvrages biais fondés sur un très bon terrain.



Pour de tels ouvrages, la présence du biais conduit à un espacement plus important des voiles et par conséquent à une augmentation de la longueur de la semelle. La fondation des voiles sur semelles isolées permet alors, dans ce cas, de réaliser des semelles moins longues.



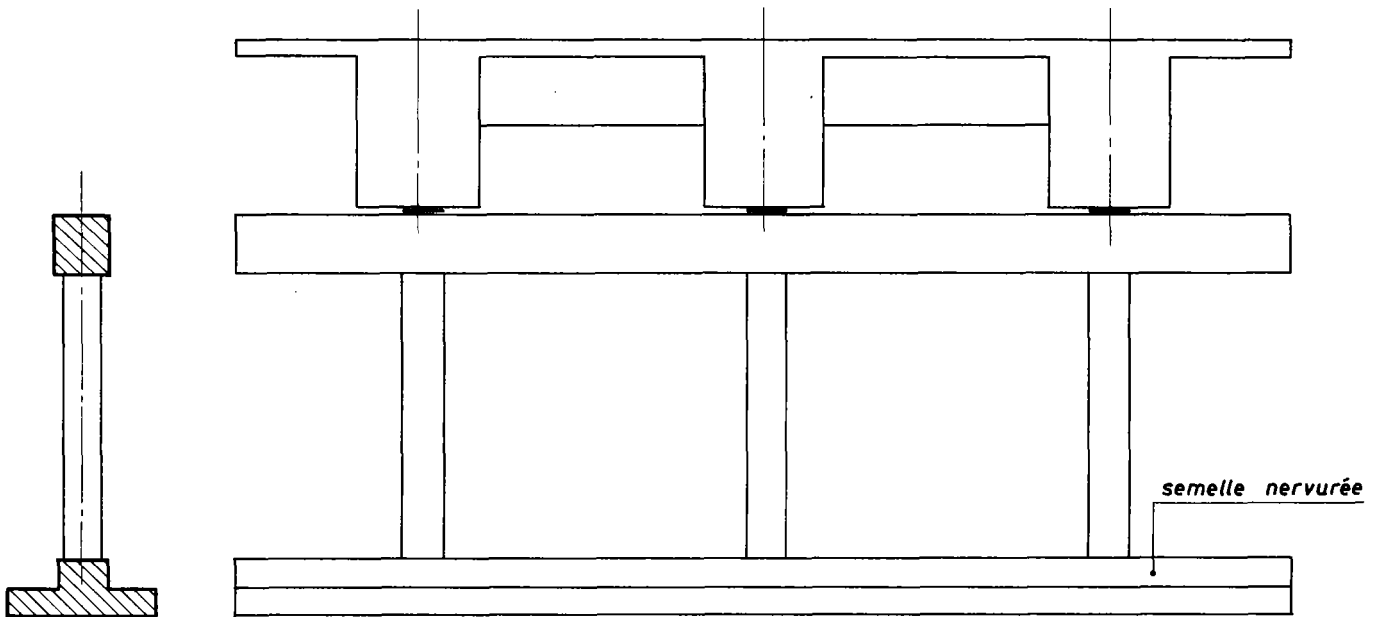
Pour les appuis extrêmes deux cas peuvent se produire :

- le tablier repose sur une culée et dans cette hypothèse la rigidité transversale est assurée sans difficulté puisque le voile constituant la culée est unique.

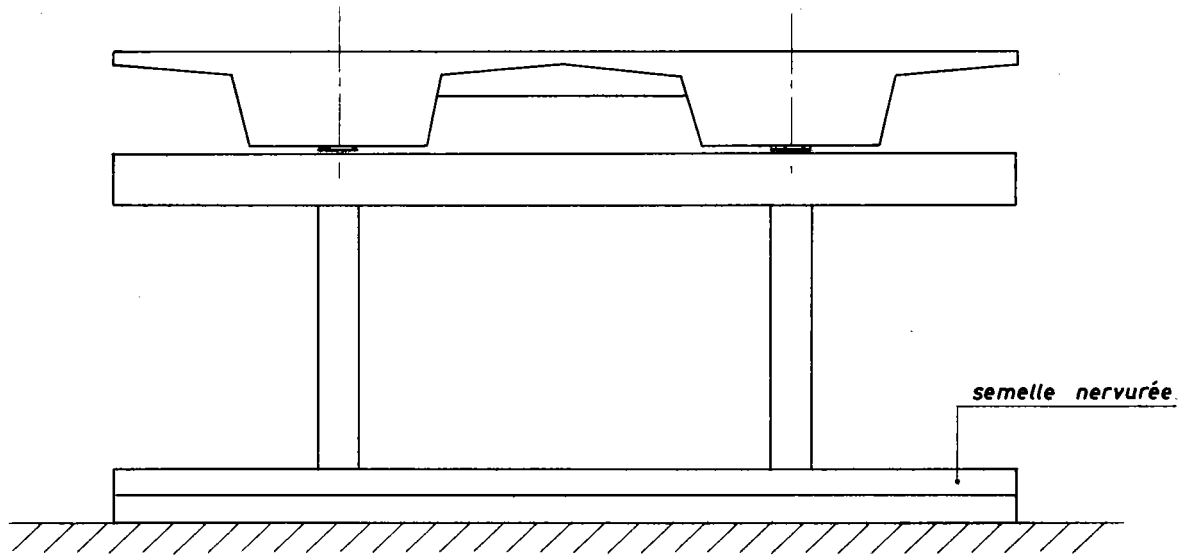
- le tablier repose sur des piles culées constituées de colonnes ou de poteaux et l'on doit nécessairement raidir l'appui dans sa totalité. Cette rigidité transversale est alors assurée différemment selon le type de fondation. Si l'ouvrage est prévu sur fondations profondes, les colonnes sont nécessairement dans le prolongement des pieux et la rigidité transversale est uniquement assurée par le chevêtre qui est dimensionné en conséquence. Si au contraire l'ouvrage est sur semelle la rigidité transversale peut être assurée par le chevêtre et par la semelle; ces éléments raidisseurs jouent alors des rôles différents selon la disposition des appareils d'appui et nous pouvons distinguer trois cas :

1er cas : les colonnes ou les poteaux sont placés au droit des appareils d'appui.

Cette disposition est à conseiller dans tous les cas d'ouvrages à nervures étroites ou peu larges pour lesquels on ne peut disposer qu'un seul appareil d'appui par nervure.



Cas d'ouvrage à nervures étroites

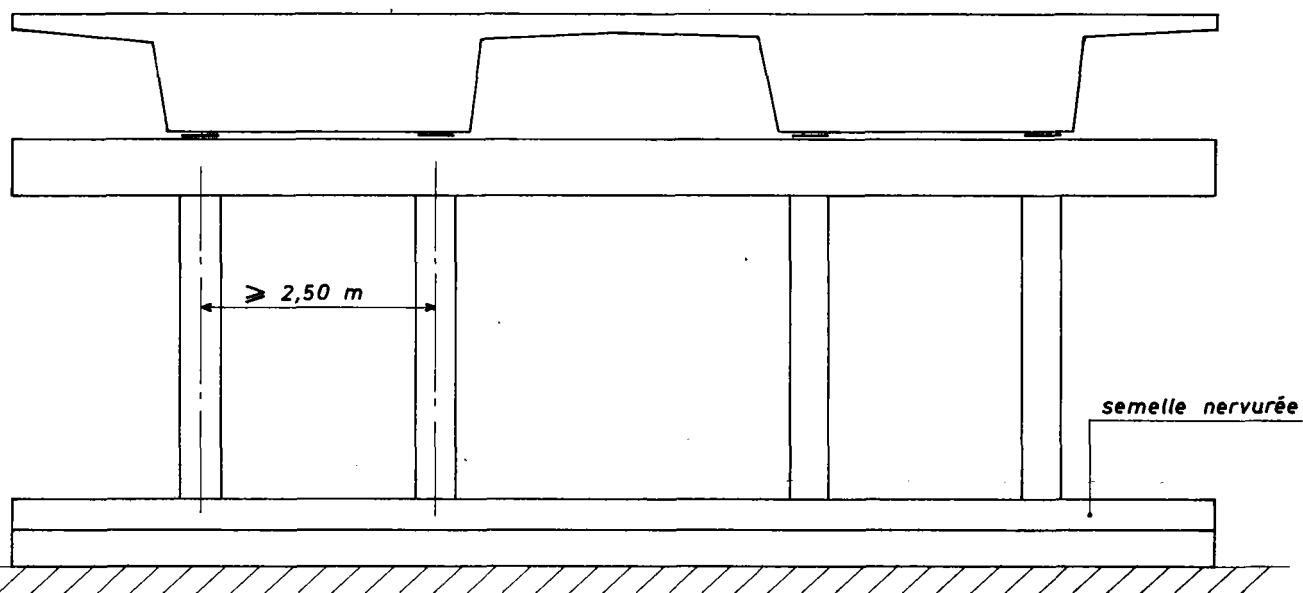


Cas d'ouvrage à nervures peu larges

En effet sur les deux exemples de piles culées schématisées ci-dessus, on remarque que les colonnes ont un espacement acceptable permettant un remblaiement correct; la valeur de cet espacement donnée dans le dossier PP 73, ne doit effectivement pas être inférieure à 2,50m mais peut, pour les dalles nervurées, être supérieure à 5m.

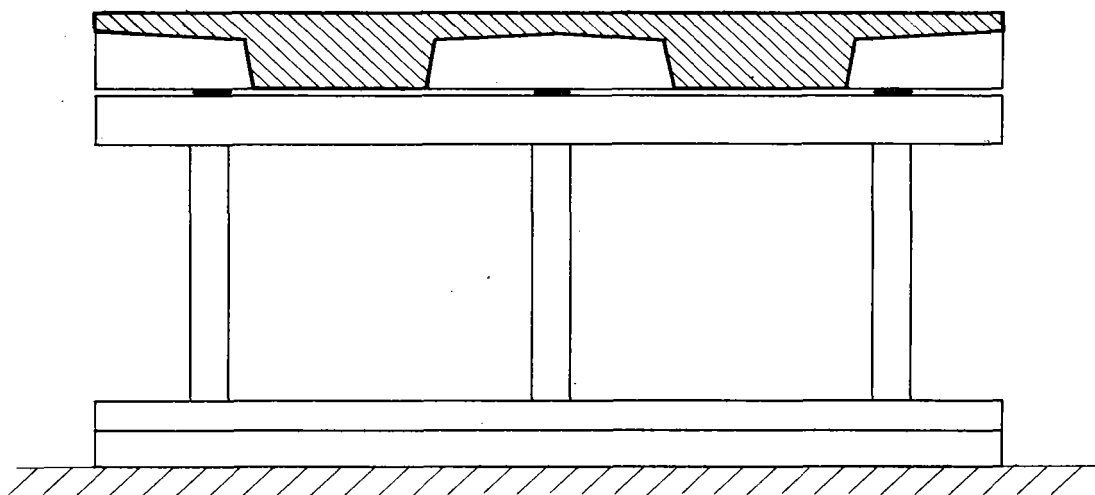
Dans cette disposition, le chevêtre n'a qu'un rôle de solidarisation des éléments verticaux qui assurent les descentes de charges et c'est alors la semelle qui assure principalement la répartition transversale des charges et qui doit en conséquence être renforcée par une nervure à sa partie supérieure (cf. schémas ci-dessus).

En ce qui concerne les ouvrages à nervures larges, pour lesquels il est possible de placer deux appareils d'appui par nervure, cette première disposition peut aussi être envisagée à condition que la largeur d'une nervure soit supérieure à 3m pour pouvoir respecter l'espacement minimal des colonnes sous les appareils d'appui (cf. schéma page 18)



Cas d'ouvrage à nervures larges

Si cet espacement est trop faible il faut alors rechercher des dispositions permettant d'écartier les colonnes. On peut envisager, afin de maintenir ces colonnes au droit des appareils d'appui, la disposition schématisée ci-après:



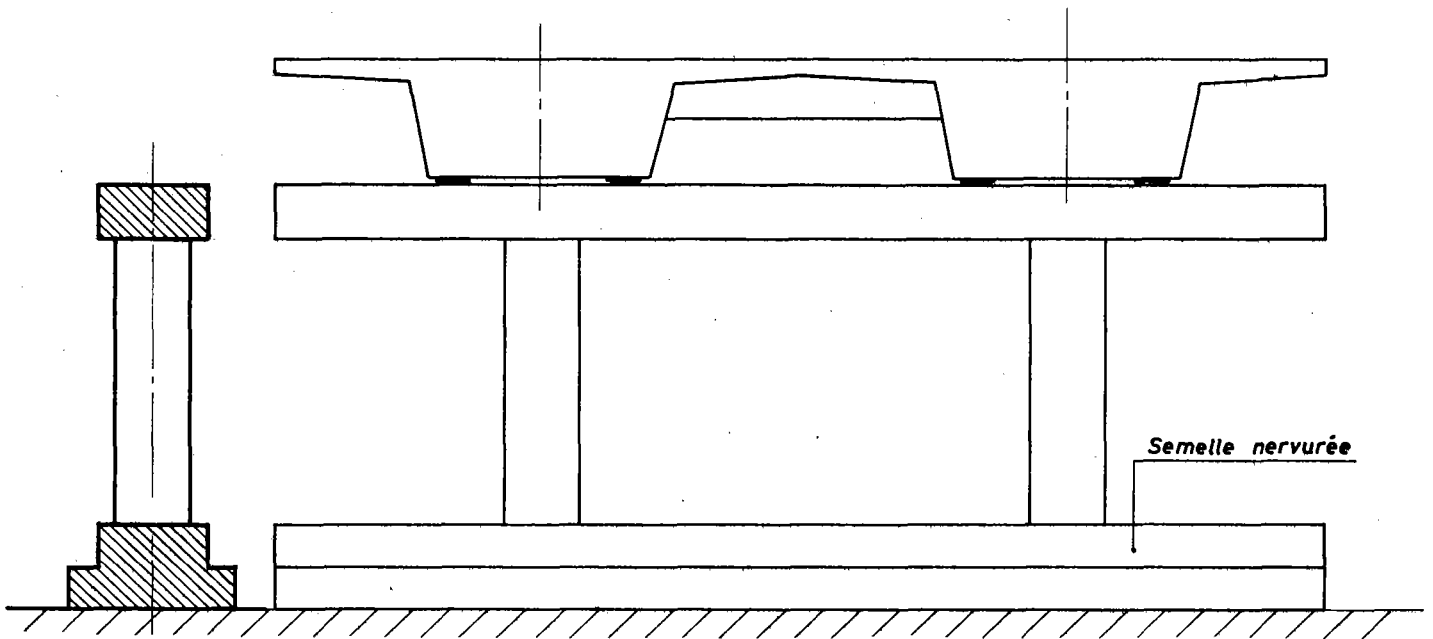
Solution déconseillée

Cette solution est fortement déconseillée car les appareils d'appui ne sont plus sous les nervures mais sous les entretoises ce qui implique en plus d'un chevêtre important un renforcement de ces entretoises.

La disposition à préconiser pour les ouvrages à nervures larges est donc celle, décrite dans le second cas ci-après, dans laquelle les colonnes ne sont plus nécessairement au droit des appareils d'appui.

2ème cas : Les colonnes ou les poteaux ne sont pas nécessairement au droit des appareils d'appui.

Cette disposition est adaptée aux ouvrages à nervures larges, pour lesquels les deux appareils d'appui disposés sous chaque nervure sont trop rapprochés pour respecter l'espacement minimum des colonnes; elle permet, en effet, d'espacer les éléments verticaux de la pile culée puisque l'on en dispose moins que d'appareils d'appui.

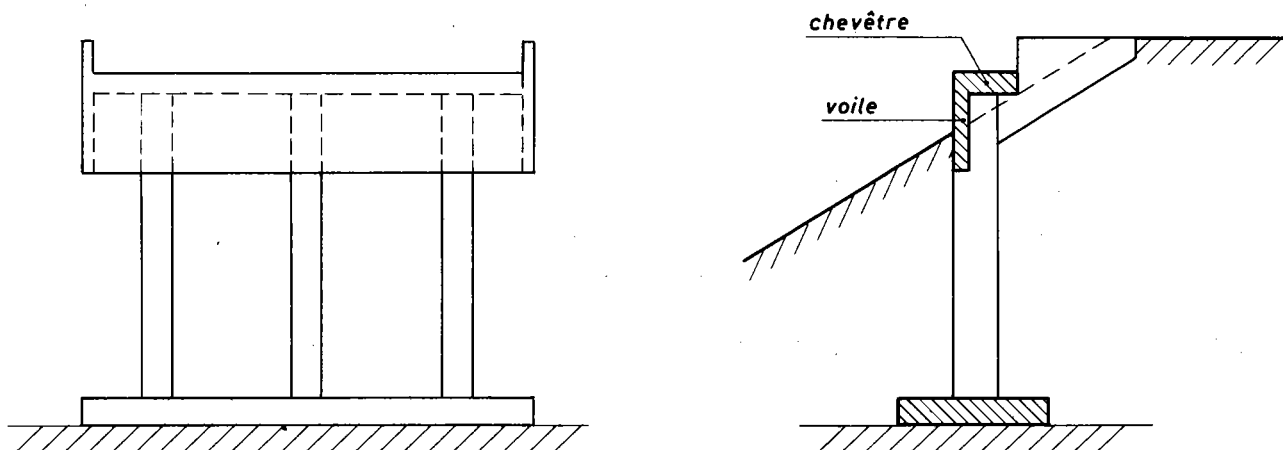


Pour cette pile culée le chevêtre joue un rôle important puisqu'il permet le transfert des charges; il doit donc être rigide vis à vis du tablier et dimensionné en conséquence. La semelle est généralement nervurée pour assurer une bonne répartition des descentes de charge; si les colonnes sont très espacées et pas centrées sous les nervures on peut envisager d'ajouter une colonne intermédiaire.

3ème cas : la pile culée est apparente

Cette disposition peut être envisagée quelles que soient les dimensions des nervures mais dans le cas de fondations profondes sur une seule file de pieux (cf. pièce 1.1.3 sous dossier 1 du PP 73); la hauteur apparente doit rester modérée.

Dans ce type de pile culée, la partie supérieure des éléments verticaux n'est pas enterrée et la tenue des terres est alors assurée par un voile frontal associé au chevêtre



L'ensemble chevêtre voile doit également assurer la rigidité transversale de l'appui et il convient donc de prévoir son ferrailage en conséquence.

2.3.4. Réservations pour changement d'appareils d'appui

Les dispositions à prévoir pour le vérinage d'un tablier à nervures doivent être conçues dès l'établissement de l'avant projet afin d'éviter des aménagements ultérieurs plus ou moins sûrs et toujours onéreux.

Le choix des points de vérinage doit tout d'abord être fait de façon à ne pas modifier le fonctionnement courant de l'ouvrage sous charge permanente ce qui impose d'implanter les vérins au voisinage immédiat des appareils d'appui.

L'implantation des points de vérinage influence également la conception et la dimension des appuis: il faut prévoir entre autre une surface en tête des appuis et une hauteur disponible entre le dessus des piles et le dessous des nervures suffisantes.

Nous savons par ailleurs que la forme de ces appuis et le nombre des appareils d'appui sont aussi conditionnés par la présence des nervures. Compte tenu de ces sujétions, on peut donc retenir, pour l'implantation des vérins deux dispositions différentes selon le nombre d'appareils d'appui disposés par nervure. Pour chacune de ces dispositions on étudie séparément le vérinage sur la culée et le vérinage sur appui intermédiaire.

* implantation des vérins dans le cas où l'on dispose deux appareils d'appui par nervure.

Cette disposition adoptée pour les dalles à nervures larges permet de placer une seule file de vérins suivant l'axe de l'appui. Cette implantation des vérins, qui ne modifie pas le comportement du tablier, est schématisée ci-dessous :

- sur appui intermédiaire : on dispose 1 ou 2 vérins selon la largeur de la nervure et le poids à soulever.



VOILE SOUS UNE NERVURE

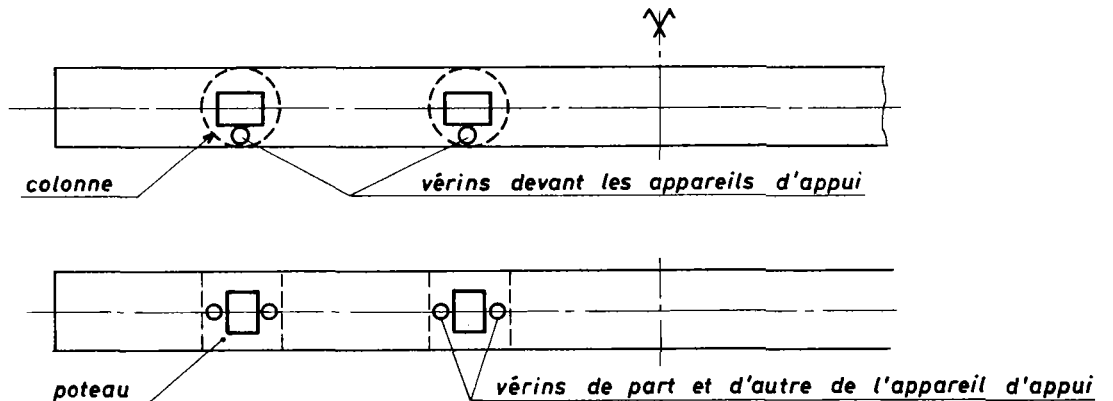
- sur appui extrême :

si l'ouvrage étudié repose sur une culée l'implantation des vérins est identique à celle schématisée ci-dessus pour l'appui intermédiaire,

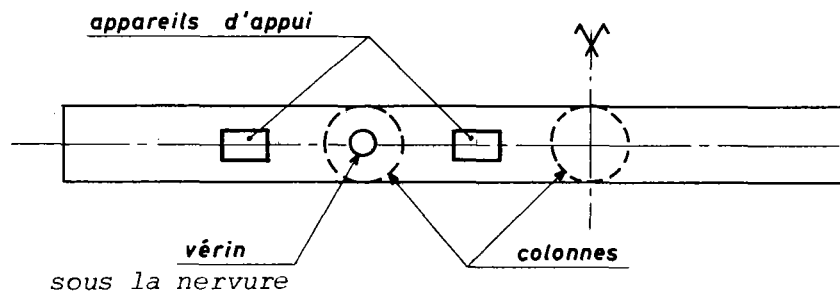
si l'ouvrage étudié repose sur une pile culée les vérins sont disposés sur le chevêtre reliant les colonnes ou les poteaux et dans la mesure du possible au droit de ces éléments. Deux dispositions sont donc possibles selon la position des colonnes par rapport aux appareils d'appui.

- les colonnes sont au droit des appareils d'appui

selon la forme et la dimension des colonnes les vérins sont disposés devant les appareils d'appui ou de part et d'autre de ceux-ci.



. les colonnes ne sont pas au droit des appareils d'appui



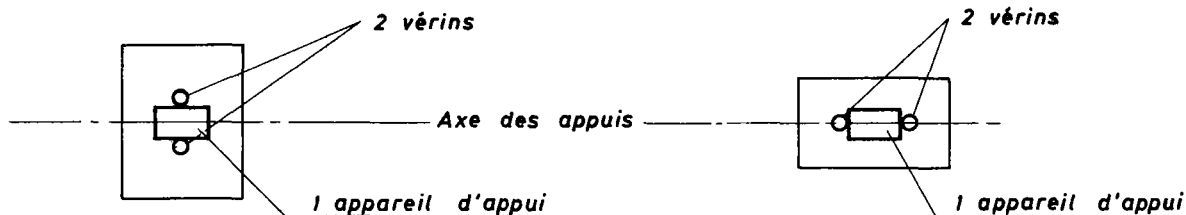
* implantation des vérins dans le cas où l'on dispose un seul appareil d'appui par nervure

Cette disposition adoptée pour les dalles à nervures étroites ou peu larges ne permet pas toujours de placer les vérins dans l'axe de l'appui. Dans certains cas de nervures étroites on peut même être amené à prévoir le soulèvement du tablier par l'intermédiaire des entretoises; cette disposition non courante nécessite alors un dimensionnement particulier de l'entretoise qui n'est plus, dans ce cas, un élément de répartition mais un élément porteur. Le vérinage sous les entretoises n'est toutefois à envisager que dans les cas d'impossibilité de soulèvement du tablier par les nervures.

Dans les cas courants on peut donc envisager les dispositions schématisées ci-après, différentes selon la ligne d'appui étudiée.

- sur appui intermédiaire

Selon les dimensions des piles, les vérins peuvent être disposés dans l'axe de l'appui comme dans le cas précédent (cf. P. 21) ou de part et d'autre de l'axe de l'appui; ce deuxième mode d'implantation modifie légèrement le comportement longitudinal de l'ouvrage.

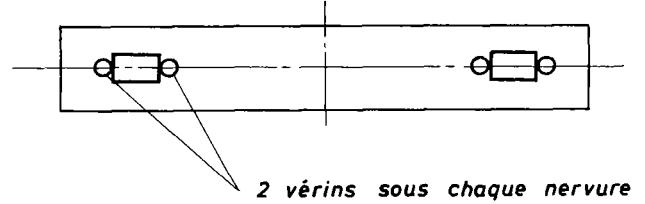
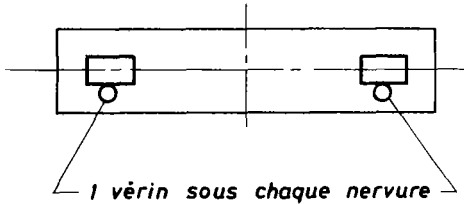


PILE SOUS UNE NERVURE ÉTROITE

**PILE SOUS UNE NERVURE
PEU LARGE**

- sur appui extrême

Si l'ouvrage étudié repose sur une culée les vérins sont disposés dans l'axe de l'appui ou devant l'appareil d'appui si les nervures sont trop étroites.



**CULÉE DE LONGUEUR RÉDUITE SUPPORTANT
UNE DALLE A 2 NERVURES ÉTROITES**

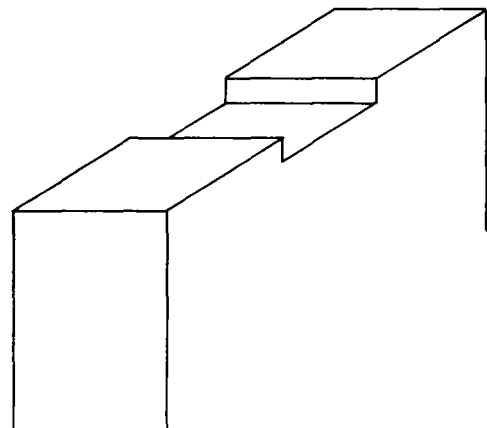
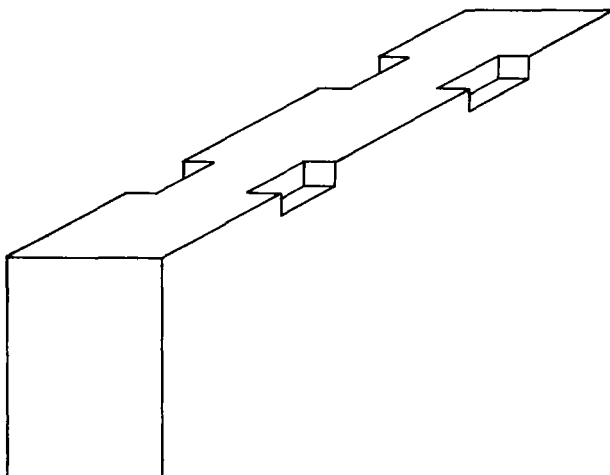
**CULÉE DE LONGUEUR RÉDUITE SUPPORTANT
UNE DALLE A 2 NERVURES PEU LARGES**

Si l'ouvrage repose sur une pile culée les vérins sont disposés sur le chevêtre et si possible, au droit des colonnes. Dans ce cas d'ouvrage à nervures étroites ou peu larges, les colonnes sont nécessairement au droit des appareils d'appui, donc les vérins sont disposés devant les appareils d'appui ou de part et d'autre de ceux-ci comme indiqué sur le schéma de la page 21 ci-dessus correspondant à ce type de pile culée supportant un ouvrage à nervures larges.

Enfin les points d'implantation des vérins sont soumis lors du soulèvement du tablier à des efforts ponctuels importants; ils nécessitent donc un frettage adapté qu'il est souhaitable de matérialiser par des dispositions constructives appropriées. Cette matérialisation doit être effectuée sur les appuis et sous le tablier.

- matérialisation des points de vérinage sur les appuis

Selon la hauteur disponible entre l'appui et le tablier on peut adopter l'une des dispositions schématisées ci-dessous :



Niches à vérins

- matérialisation des points de vérinage sous le tablier

Si l'intrados de l'ouvrage étudié présente un dévers, un bossage est évidemment nécessaire. Par contre si l'intrados est horizontal le bossage n'apparaît pas indispensable mais il est souhaitable de le prévoir; en effet sa réalisation nécessite une disposition particulière du coffrage qui assure ainsi une bonne implantation des frettes.

2.4. CAS DES OUVRAGES BIAIS

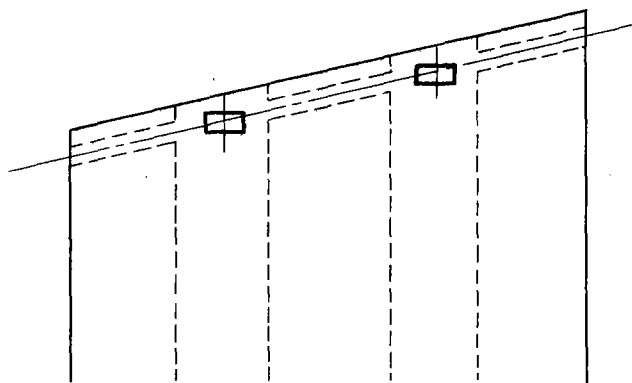
Nous devons tout d'abord rappeler que seuls les ouvrages présentant un biais modéré sont calculables par les méthodes décrites au chapitre 4 ci-après; les ouvrages de biais prononcé doivent faire l'objet d'un calcul plus élaboré tenant effectivement compte du biais et de ses effets.

2.4.1. Ouvrage ayant un biais modéré

La présence d'un biais modéré (> 70 gr) n'entraîne donc pas de particularités importantes dans les conditions d'appui et dans l'étude de la liaison tablier-piles. Généralement on peut observer les recommandations indiquées aux paragraphes 2.2. et 2.3. ci-dessus et on adopte seulement les dispositions particulières suivantes :

* implantation des appareils d'appui

Les appareils d'appui d'un ouvrage biais sont disposés perpendiculairement à l'axe longitudinal des nervures comme schématisé ci-dessous :



* débord des entretoises

Pour les ouvrages biais il est conseillé de prolonger l'entretoise d'about sous les encorbellements afin de ne pas obtenir un ferrailage trop dense dans cet encorbellement.

2.4.2. Ouvrage ayant un biais prononcé

Si l'ouvrage projeté a un biais prononcé, les principes énoncés dans les paragraphes 2.2 et 2.3. ne sont plus directement applicables et nous devons attirer l'attention sur quelques dispositions particulières à adopter :

* *implantation des appareils d'appui*

Les appareils d'appui sont toujours disposés perpendiculairement à l'axe longitudinal des nervures.

* *débord des entretoises*

Il faut systématiquement prolonger l'entretoise d'about sous les encorbellements.

* *dimensions des entretoises*

Le dimensionnement conseillé dans le paragraphe 2.2. n'est pas valable pour les ouvrages de biais prononcé.

Pour des ouvrages très biais les entretoises sont en effet très sollicitées en torsion et en flexion, or ces sollicitations étant d'autant plus importantes que les entretoises sont rigides, on peut, à la limite, envisager, quelle que soit la dimension des nervures, la suppression de ces entretoises sur appui intermédiaire.

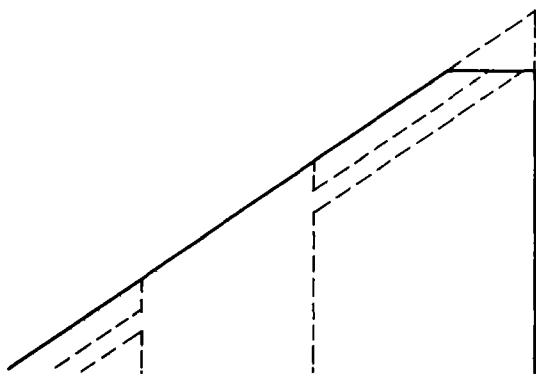
* *rigidité transversale des appuis*

Nous avons déjà dit au paragraphe 2.3.3. qu'il était possible, pour des ouvrages biais, d'envisager les fondations des appuis intermédiaires sur semelles isolées afin de réduire la longueur des semelles.

* *suppression de l'angle aigu*

Lorsque l'ouvrage projeté présente un biais prononcé il est souhaitable de supprimer les angles aigus aux extrémités des encorbellements dans la zone non chargeable; dans ces zones, il y a en effet une forte densité d'aciers difficile à mettre en oeuvre. Pour ces ouvrages on peut donc adopter la disposition schématisée ci-contre qui consiste à couper l'angle

aigu. Normalement cette coupure ne règne que sous des largeurs non chargées (ex . trottoirs) afin de simplifier les raccordements des joints. La disposition des murs garde grève doit être étudiée en conséquence.



2.5. ETUDES ESTHETIQUES

L'esthétique d'un ouvrage d'art vient essentiellement de l'équilibre de l'ensemble de cet ouvrage, de ses proportions, de son élégance et c'est donc une donnée à ne pas négliger lors de la conception même du projet; en effet, dans un site donné on doit chercher, parmi les différents types de structures techniquement envisageables, la forme de l'ouvrage qui est en harmonie avec l'environnement et bien adaptée au site. Toutefois il ne faut pas donner à ce caractère une priorité remettant en cause les impératifs géométriques et techniques de l'ouvrage.

2.5.1. Aspect esthétique du profil longitudinal du tablier

Nous avons vu (§1.2. ci-dessus) que la gamme des portées dans laquelle il est possible de concevoir une dalle nervurée est très vaste; l'aspect esthétique du profil en long de ce type d'ouvrage doit donc être pris en compte différemment selon le nombre et la portée des travées.

Tout d'abord, lorsque la distribution des portées le permet, on peut adopter pour ce type d'ouvrage des culées apparentes; en effet, si le risque de soulèvement d'appuis n'existe pas, les culées en partie vue donnent l'impression d'une meilleure assise à l'ouvrage.

Ensuite, compte tenu de la longueur généralement importante de ces ouvrages, si le profil en long présente une pente unique et de faible valeur, l'observateur peut avoir l'impression d'un "basculement" de l'ouvrage. Il faut donc examiner cet aspect à partir de perspectives adaptées.

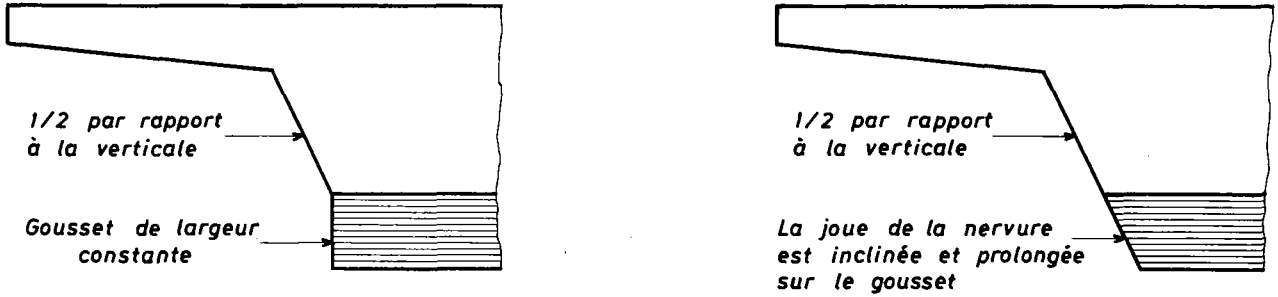
L'épaisseur du tablier est également un facteur non négligeable dans la recherche esthétique du profil en long.

Pour les ouvrages en dalle nervurée de faibles portées on adopte généralement une dalle de hauteur constante pour laquelle les études esthétiques sont mineures.

Au contraire pour les ouvrages de portées supérieures à 35 m on peut envisager un tablier à nervures larges de hauteur variable et dans ce cas l'aspect esthétique du profil en long est à considérer. La variation d'épaisseur du tablier peut en effet être réalisée de deux façons différentes.

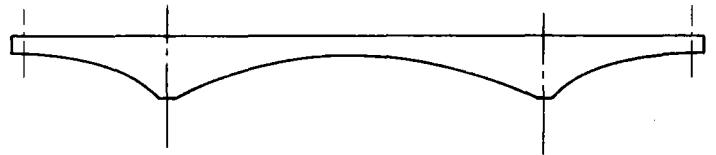
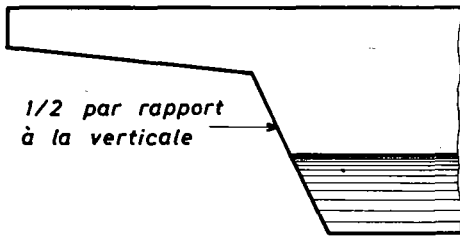
* l'intrados est rectiligne en section courante et présente un gousset de part et d'autre des appuis intermédiaires. Dans ce cas il semble préférable de prolonger, au niveau du gousset, le plan de la joue des nervures, ce plan pouvant être incliné ou vertical.

Il est également possible de prévoir le gousset de largeur constante et égale à l'intrados des nervures.



PROFIL EN LONG AVEC GOUSSETS SUR APPUIS INTERMÉDIAIRES

* l'intrados est uniformément variable (intrados parabolique). Dans ce cas les joues des nervures peuvent également être inclinées ou verticales.

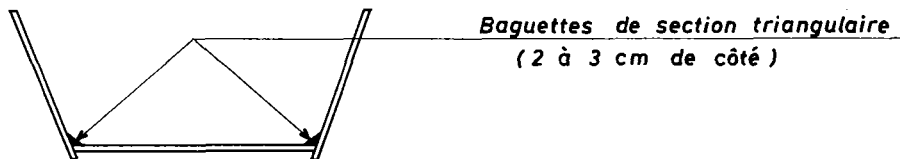


PROFIL EN LONG AVEC INTRADOS PARABOLIQUE

VARIATION UNIFORME DE LA SECTION TRANSVERSALE

Par ailleurs, quels que soient les portées et le profil adopté pour l'intrados, il semble préférable de prévoir le nu des nervures inclinées sur la verticale ce qui donne un aspect plus agréable à la structure; la valeur de l'inclinaison peut être de 1/2.

Enfin quelle que soit la forme des nervures il est souhaitable de prévoir des chanfreins à l'intrados de la dalle; en effet, moyennant un aménagement très simple en fond de coffrage, il est possible de réaliser des arêtes chanfreinées qui facilitent le bétonnage (suppression des arêtes vives) et le décoffrage tout en respectant l'enrobage minimal des armatures et qui améliorent sensiblement l'aspect esthétique des nervures en évitant des ragréages disgracieux.



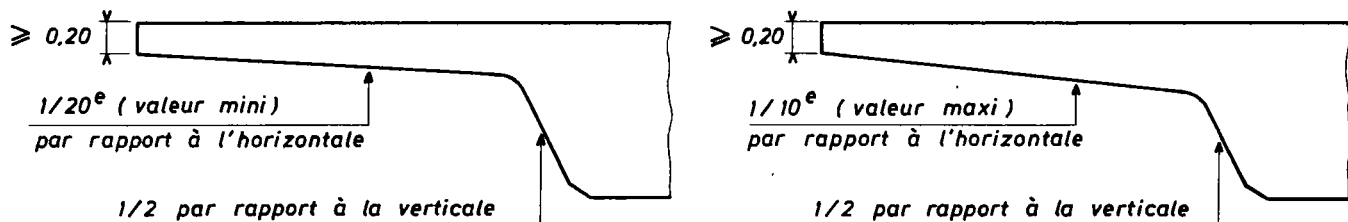
AMÉNAGEMENT DU FOND DE COFFRAGE D'UNE NERVURE POUR LA RÉALISATION D'ARÊTES CHANFREINÉES

2.5.2. Aspect esthétique du profil transversal du tablier

La recherche esthétique du profil transversal ne concerne que quelques points particuliers perceptibles par un observateur; en effet, la section transversale, telle que nous la représentons sur les plans, n'est jamais visible dans son ensemble. L'étude esthétique du profil transversal porte donc essentiellement sur le profil des encorbellements, le choix des corniches et l'aspect des entretoises sur appuis.

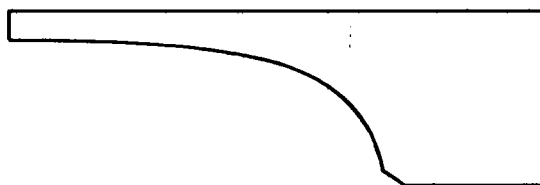
* profil des encorbellements

Le profil des encorbellements est généralement traité sous forme de plans nets et bien tranchés. Il faut en effet discerner nettement la sous-face de l'encorbellement et la joue de la nervure (cf. GUEST chapitre relatif aux dalles).



PROFIL TRANSVERSAL DE L'ENCORBELLEMENT

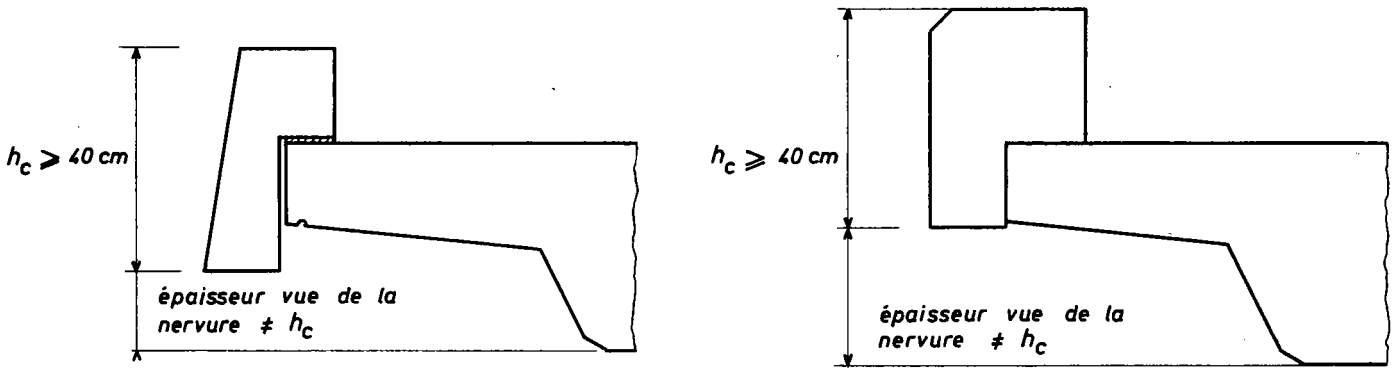
On peut éventuellement prévoir la sous-face de l'encorbellement et la joue de la nervure courbes mais c'est une disposition délicate d'exécution étant donné les difficultés de coffrage qu'elle impose. Cette disposition peut être envisagée pour des cas particuliers d'ouvrages permettant à un observateur un peu éloigné de voir le dessous des encorbellements (ouvrage présentant un surgabarit ou ouvrage ayant un dévers unique par exemple).



PROFIL TRANSVERSAL COURBE DE L'ENCORBELLEMENT

* Choix des corniches

En ce qui concerne la corniche, son aspect esthétique et ses dimensions doivent être étudiés. En général la corniche est verticale ou inclinée avec un fruit positif; sa hauteur est imposée par l'épaisseur de la dalle à l'extrémité de l'encorbellement mais toutefois elle n'est pas inférieure à 40 cm. La hauteur de la corniche est également proportionnée à l'épaisseur vue de la nervure et par souci d'esthétique on doit éviter deux valeurs égales (cf. études esthétiques P. 32 et 33)



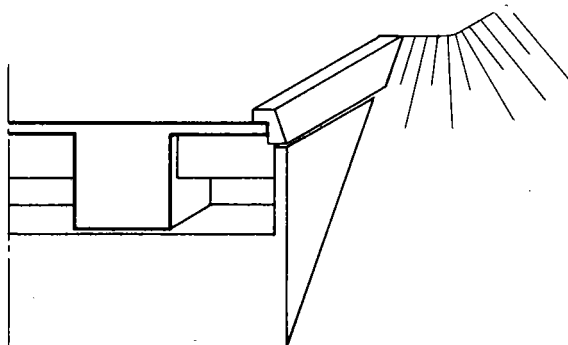
CORNICHE PRÉSENTANT UN FRUIT POSITIF

* Aspect des entretoises

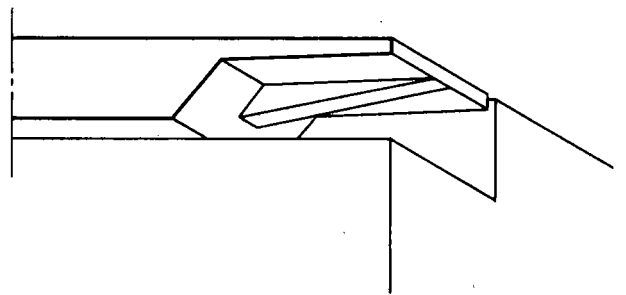
Nous devons tout d'abord rappeler que selon le rôle qu'elles jouent dans le fonctionnement de l'ouvrage (cf. § 2.2.) les entretoises peuvent avoir des dimensions très différentes ; en outre, selon les dimensions des nervures ces entretoises n'existent pas systématiquement sur tous les appuis. La recherche esthétique des entretoises n'a donc pas la même importance pour tous les ouvrages en dalle nervurée.

Dans le cas où l'entretoise existe sur appuis intermédiaires elle n'est généralement pas prolongée sous les encorbellements et donc son aspect esthétique est mineur.

Par contre sur appuis extrêmes l'entretoise existe toujours et elle peut être prolongée sous les encorbellements; dans ce dernier cas on peut alors chercher à réduire la partie vue. Deux solutions sont envisageables : on peut, soit conserver la même hauteur d'entretoise sous les encorbellements que sous le hourdis mais cacher le débord en prolongeant vers l'avant les murettes latérales (sol. 1), soit réduire la hauteur vue du débord d'entretoise (sol.2).



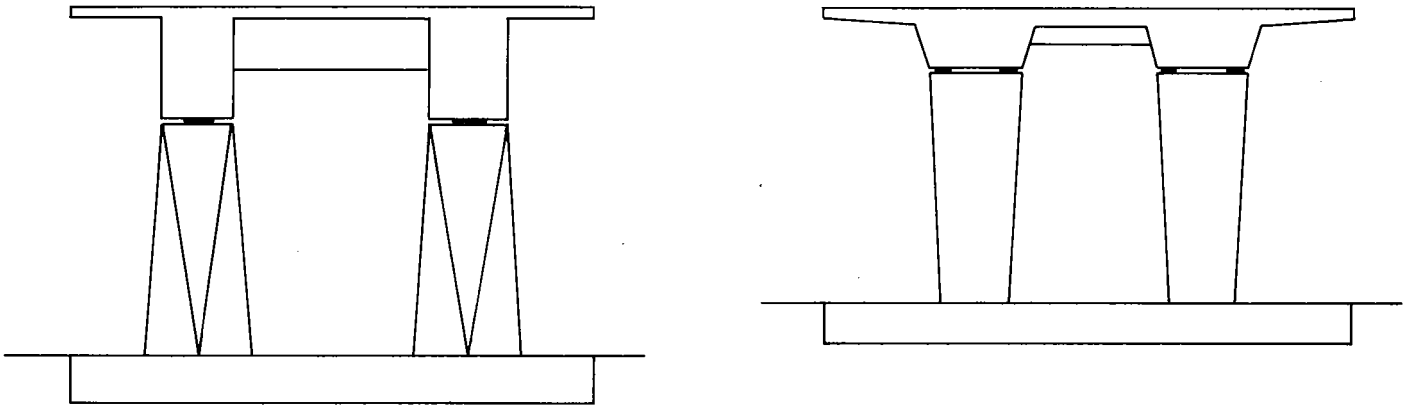
Solution 1



Solution 2

2.5.3. Aspect esthétique des piles

Comme nous l'avons déjà dit au paragraphe 2.3.1. ci-dessus, les piles sont des voiles généralement limités à l'aplomb de l'arête inférieure de chaque nervure; une disposition en retrait peut en effet, produire une fâcheuse impression en perspective. Ces voiles sont généralement verticaux et si l'on veut envisager un léger fruit il est nécessaire de juger, à l'aide de différents dessins, de l'effet esthétique produit; par exemple, pour un ouvrage à nervures larges on peut envisager des voiles rétrécis vers le bas (fruit négatif) alors que pour un ouvrage à nervures étroites il semble préférable d'adopter des voiles verticaux ou des poteaux verticaux ou élargis vers le bas (fruit positif).



En ce qui concerne les dimensions des piles nous devons attirer l'attention du projeteur sur le choix de l'épaisseur, qui en dehors de considérations de résistance, est essentiellement fonction de la hauteur vue de la pile et de l'épaisseur vue du tablier. Pour les dalles multi-nervurées la présence quasi-systématique d'encorbellements réduit artificiellement l'épaisseur vue du tablier qui est généralement composée d'une partie éclairée (la corniche) et d'une partie sombre (la nervure); le dimensionnement de la pile doit donc tenir compte de cet aspect. Pour ce type de structure, bien que les portées soient importantes, la pile peut encore être dimensionnée par la formule indiquée dans le sous-dossier 1 de PP 73 (pièce 1.1.2.). L'épaisseur E de la pile à prendre en compte au stade de l'avant projet peut donc être évaluée par la formule suivante :

$$E = \left(\frac{4 H_v + l}{100} \right) + 0,10$$

(en m)

dans laquelle H_v est la hauteur vue de la pile
et l est la portée droite de l'ouvrage.

Cette valeur de E ainsi calculée doit toutefois rester supérieure à la plus grande des valeurs suivantes : $0,50m$ et $0,4 h_t$, h_t étant l'épaisseur du tablier. Pour les nervures hautes la condition $0,4 h_t$ peut conduire à des valeurs trop importantes. De même, il faut remarquer que les piles des dalles nervurées sont en retrait sous le tablier; cette disposition fait que leur partie supérieure se trouve généralement dans l'ombre et que par conséquent la hauteur éclairée des piles est plus faible que dans le cas des dalles pleines.

Les quelques constatations que nous venons de faire montrent que l'équilibre entre les dimensions du tablier et celles des piles est étroitement lié. Toutefois la hauteur vue de la corniche est un élément important dans l'aspect de l'ouvrage.

Pour apprécier l'incidence esthétique de l'ensemble nous avons réalisé une série de perspectives sur lesquelles nous avons fait varier :

- l'épaisseur du tablier entre $1,00m$ et $2,20m$
- l'épaisseur de la corniche entre $0,40m$ et $0,80m$
- l'épaisseur de la pile entre $0,40m$ et $0,80m$

Remarque { Les perspectives réalisées avec une pile de $0,40m$ ont été faites
 { uniquement pour montrer l'aspect grêle et peu rassurant d'une
 { pile mince; cette valeur n'est donc pas à retenir pour les ouvrages
 { en dalle nervurée.

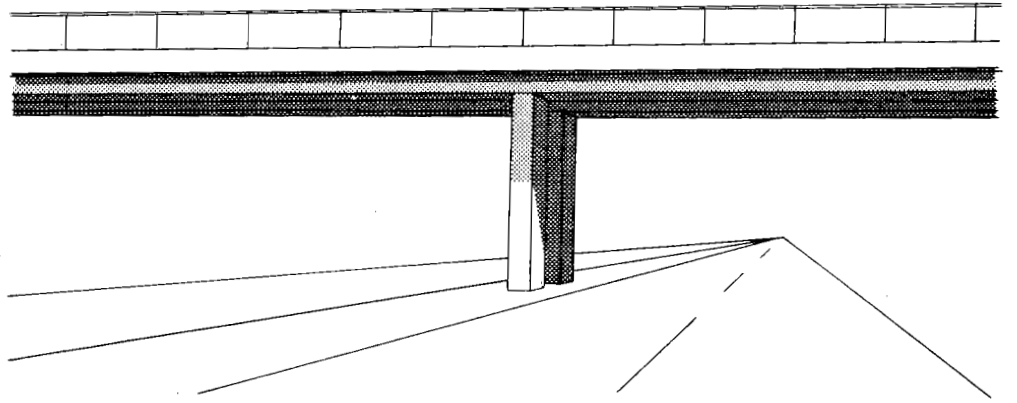
Ces perspectives peuvent être vues par un observateur situé sur la voie de droite d'une route à chaussées séparées, la pile étudiée se trouvant sur le terre-plein central. Nous avons ainsi obtenu un certain nombre de vues parmi lesquelles nous avons sélectionné des solutions qui semblent esthétiques et des solutions à déconseiller. Ces différentes vues, rassemblées dans les pages suivantes, permettent de conclure que le choix d'une hauteur de corniche égale à l'épaisseur de la pile conduit en général à des solutions acceptables. Il faut toutefois veiller à ce que la hauteur de la corniche ne soit pas égale à la demi-épaisseur du tablier; les perspectives ci-après montrent qu'il est préférable de choisir une hauteur de corniche supérieure à cette dernière valeur. Toutefois cette condition conduit à des hauteurs de corniche trop importantes pour les nervures hautes; dans ce cas on peut limiter cette hauteur à $80cm$ environ.

*dimensions
correctes*

$$h_c = 0,60 \text{ m}$$

$$E = 0,60 \text{ m}$$

$$h_t = 1,00 \text{ m}$$

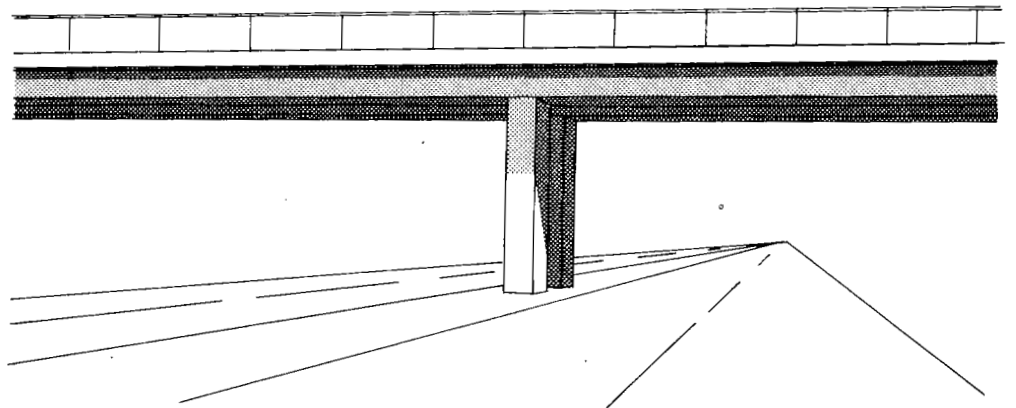


*dimensions
à déconseiller*

$$h_c = 0,40 \text{ m}$$

$$E = 0,80 \text{ m}$$

$$h_t = 1,00 \text{ m}$$

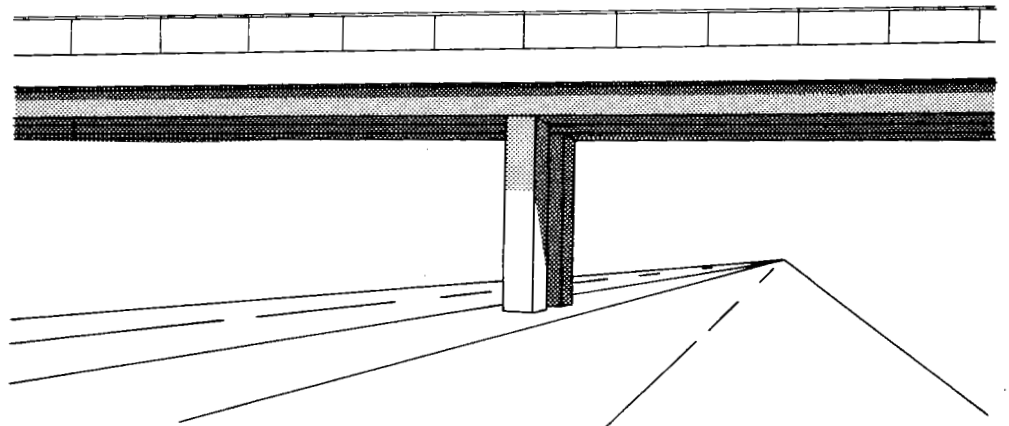


*dimensions
correctes*

$$h_c = 0,80 \text{ m}$$

$$E = 0,80 \text{ m}$$

$$h_t = 1,40 \text{ m}$$

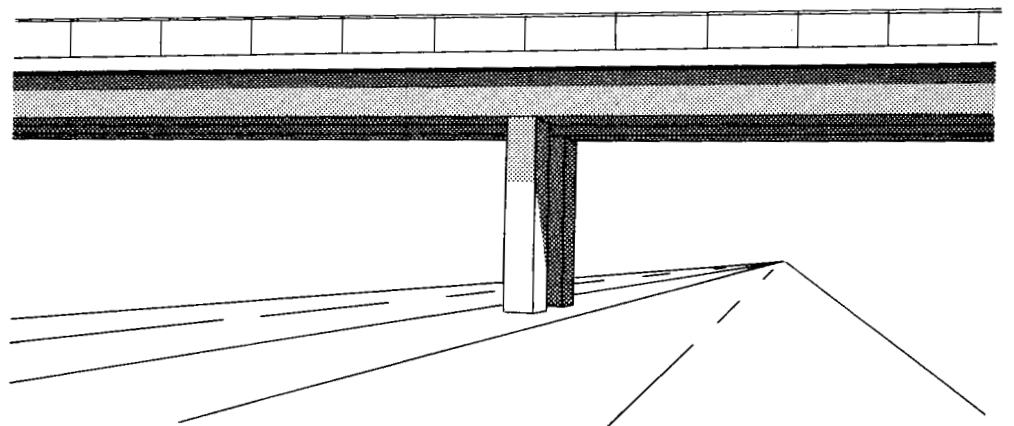


*dimensions
à déconseiller*

$$h_c = 0,40 \text{ m}$$

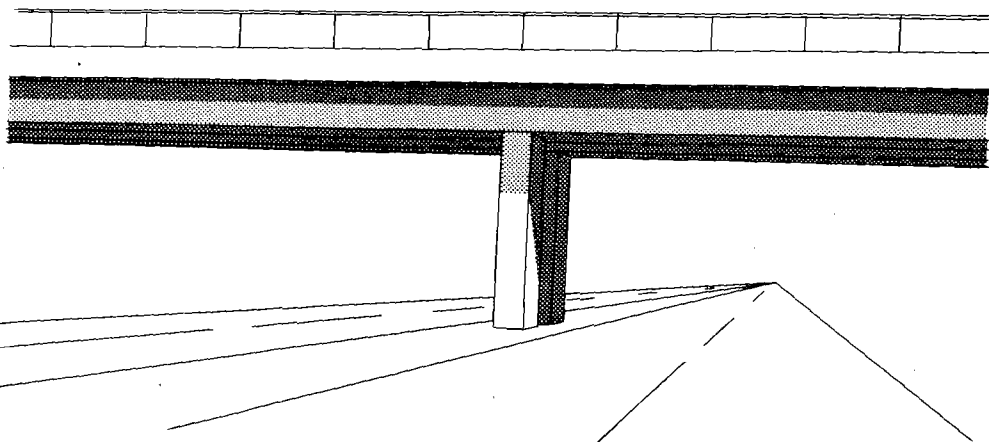
$$E = 0,80 \text{ m}$$

$$h_t = 1,40 \text{ m}$$



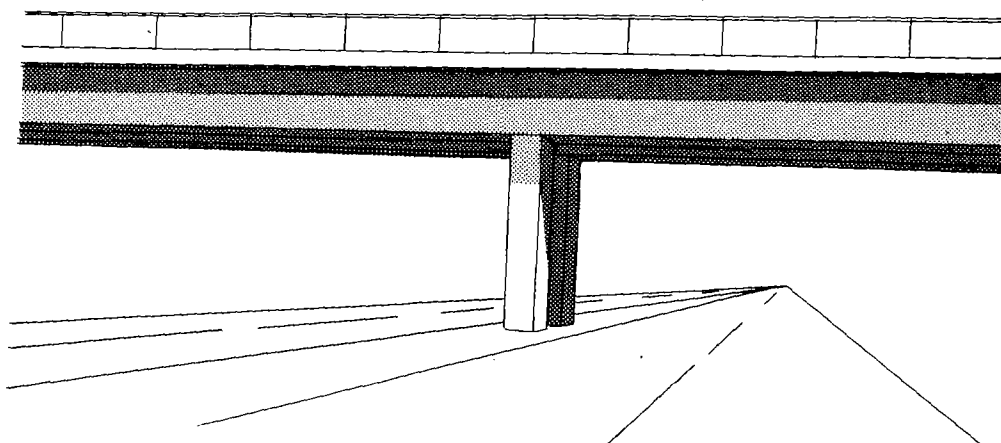
*dimensions
correctes*

$h_c = 0,80\text{ m}$
 $E = 0,80\text{ m}$
 $h_t = 1,80\text{ m}$



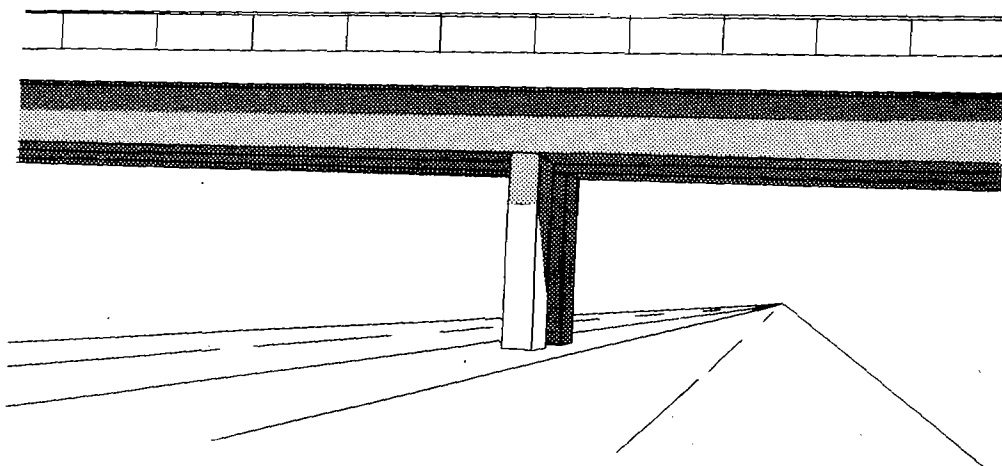
*dimensions
à déconseiller*

$h_c = 0,40\text{ m}$
 $E = 0,80\text{ m}$
 $h_t = 1,80\text{ m}$



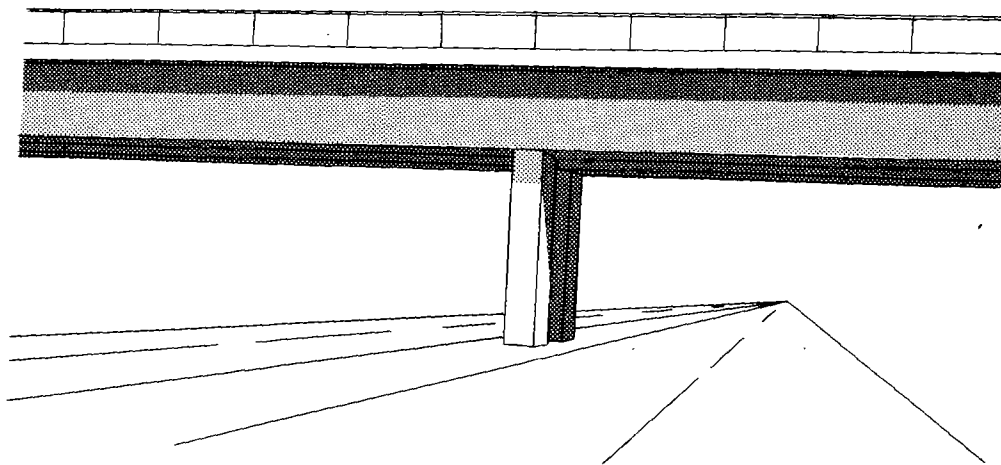
*dimensions
correctes*

$h_c = 0,80\text{ m}$
 $E = 0,80\text{ m}$
 $h_t = 2,20\text{ m}$



*dimensions
à déconseiller*

$h_c = 0,40\text{ m}$
 $E = 0,80\text{ m}$
 $h_t = 2,20\text{ m}$



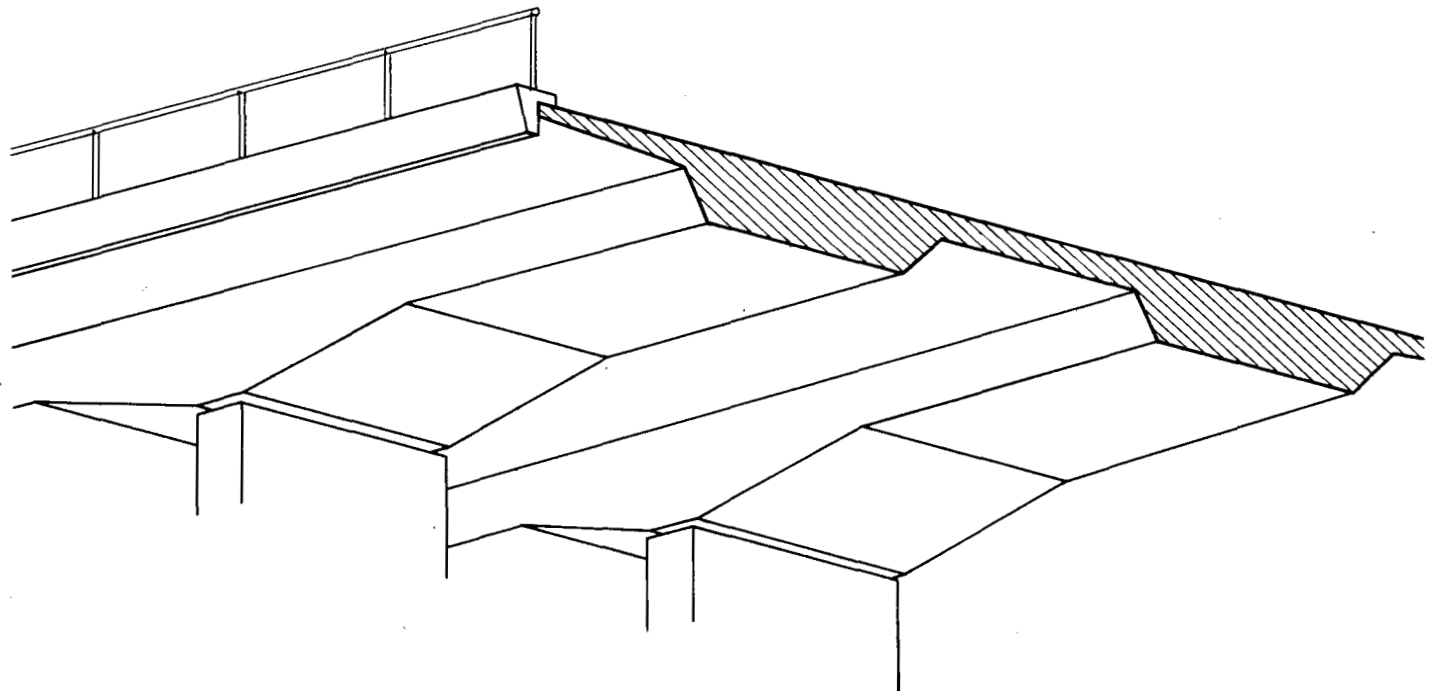
2.5.4. Détails de la liaison tablier-piles.

Dans ce paragraphe nous examinons l'aspect esthétique de la liaison tablier-pile qui doit être abordé différemment selon le biais de l'ouvrage.

* Cas d'un ouvrage droit

Si le tablier est de hauteur constante la recherche esthétique de la liaison ne présente généralement pas de difficultés.

Si le tablier est de hauteur variable nous avons déjà fait quelques remarques sur la forme à donner aux nervures (cf. par. 2.5.1. et 2.5.2) et nous schématisons donc ci-après l'ensemble tablier-pile; pour un ouvrage droit la variation d'épaisseur du tablier peut être traitée sans difficulté.



* Cas d'un ouvrage biais

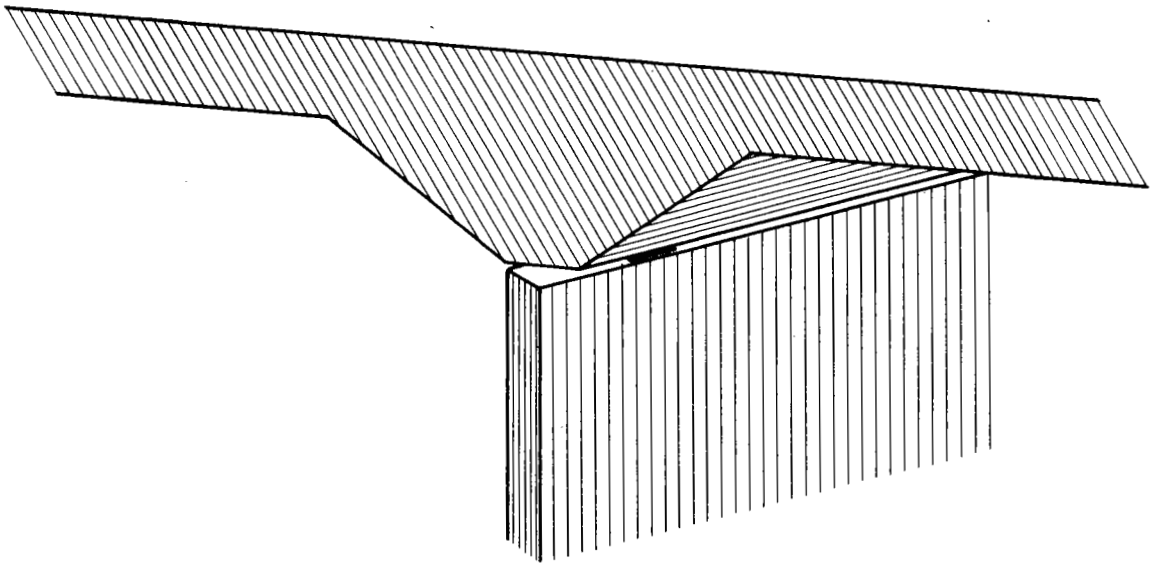
Dans le cas d'un ouvrage de biais modéré il est conseillé d'implanter les voiles des appuis intermédiaires parallèlement à la voie franchie.

Cette disposition nécessite une recherche dans la forme des piles afin d'éviter des effets disgracieux et des difficultés d'exécution liées à la présence d'arêtes vives à angle aigu; on peut, par exemple, remplacer les petits côtés du rectangle (épaisseur du voile) par un contour polygonal ou semi-circulaire.

Pour un ouvrage de hauteur constante les différentes dispositions du voile par rapport à l'arête de la nervure sont les mêmes que celles schématisées ci-après pour les ouvrages d'épaisseur variable, lesquels présentent en outre des difficultés dans la zone de raccordement entre l'appui et la base du gousset.

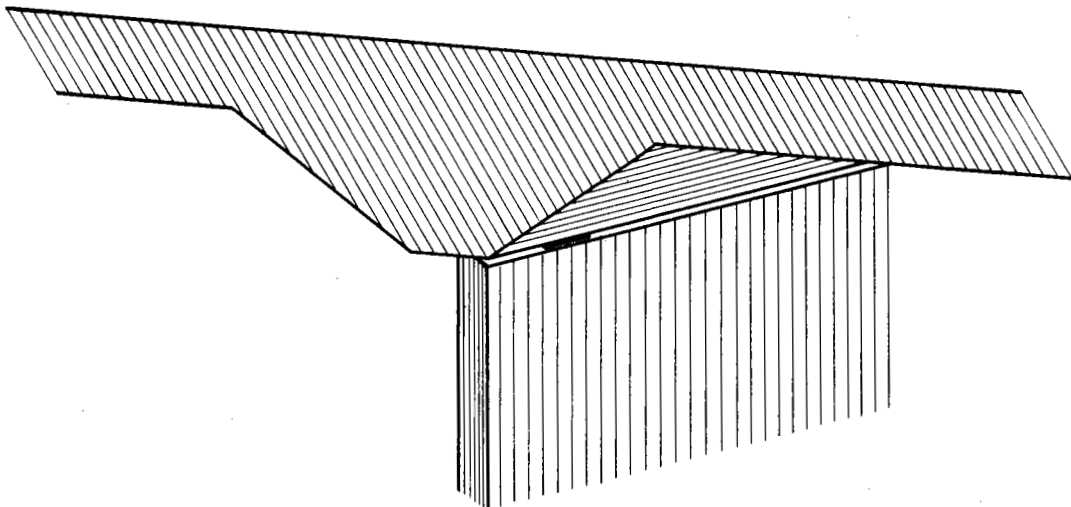
SOLUTION 1

La pile "déborde" de la sous-dalle et l'effet obtenu est peu esthétique. Cette solution 1 peut être envisagée pour les ouvrages peu biais; dans ce cas on peut éventuellement transformer les petits côtés du rectangle en arcs de cercle.



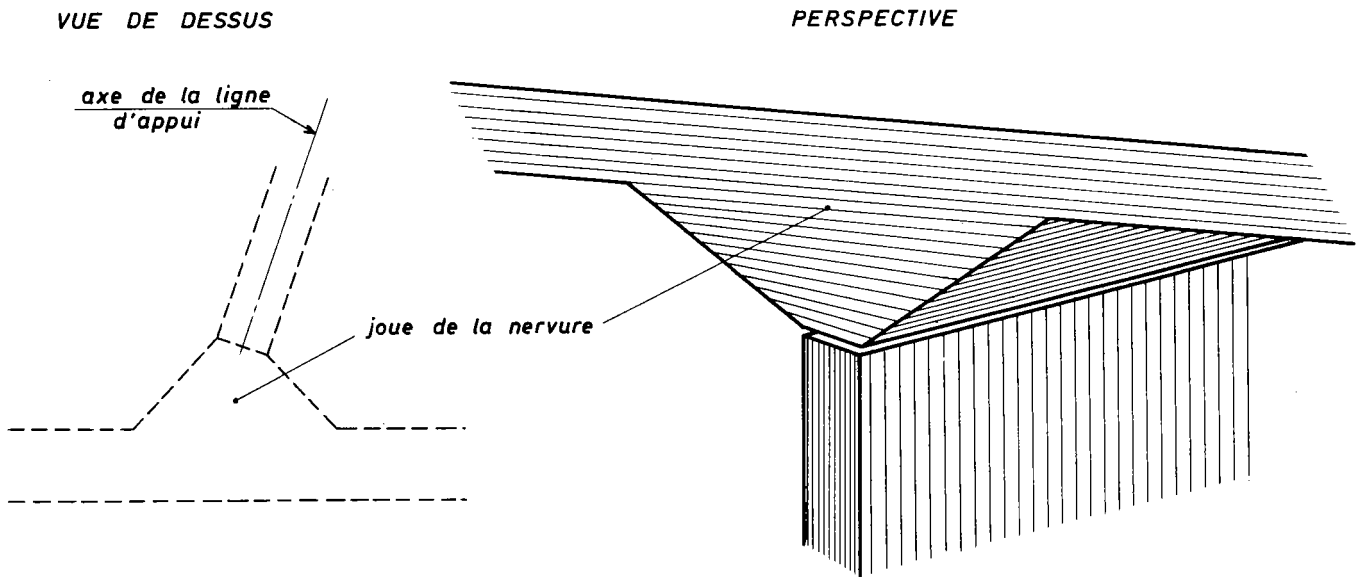
SOLUTION 2

La pile est en léger retrait par rapport à la sous-dalle et l'effet obtenu est peu rassurant.



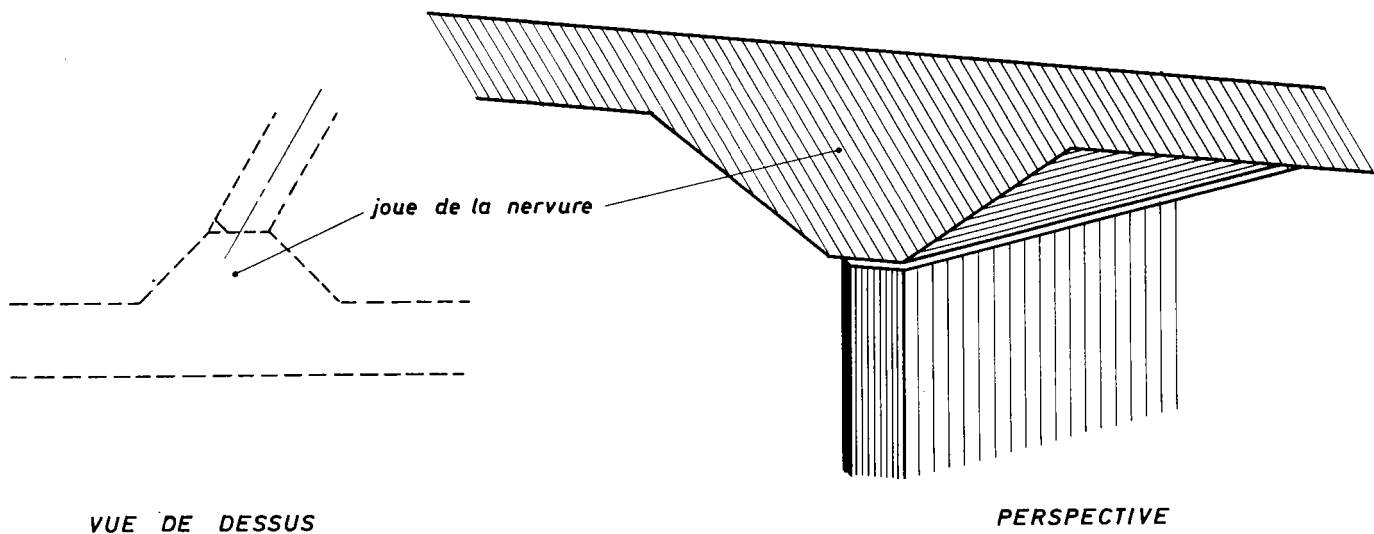
SOLUTION 3

La pile est à l'aplomb de l'arête inférieure et l'effet esthétique obtenu est satisfaisant mais le coffrage est plus délicat à réaliser. En effet, dans cette solution 3 la joue de la nervure le long du gousset n'est plus une surface plane mais une surface réglée.



SOLUTION 4

L'arête de la pile est coupée et l'effet esthétique obtenu est satisfaisant. Dans cette solution 4 on supprime effectivement l'effet disgracieux dû au "débordement" de la pile en coupant l'arête sur toute la hauteur du voile et en ramenant ainsi ce voile à l'aplomb de l'arête inférieure de la nervure.



2.6. MATERIAUX UTILISES

2.6.1. Le béton

Pour les ouvrages en dalle précontrainte à plusieurs nervures, le béton doit être de très bonne qualité. Dans les cas courants les bétons doivent présenter une résistance nominale à la compression à 28 jours (notée σ_{28}) de l'ordre de 350 bars; la résistance nominale à la traction à 28 jours notée (σ'_{28}) est alors prise égale à $\sigma'_{28} = 7 + \frac{6}{100} \sigma_{28}$ et σ'_{28} étant exprimées en bars.
(Art. 4 de la circulaire 44 du 12 Août 1965).

Si l'ouvrage projeté est mis en tension en deux fois ce qui permet de le décintrer rapidement (à 7 jours environ) nous préconisons alors d'avoir, lors de la première mise en tension, un béton dont la résistance nominale à la compression est de l'ordre de 300 bars.

2.6.2. Les aciers

Le choix du type de câbles dépend naturellement de l'entrepreneur. Les armatures de précontrainte et leur système d'ancrage doivent être agréés (cf. BT3 de la D.O.A. du S.E.T.R.A.). La précontrainte, tant vis à vis de sa conception que de son exécution doit respecter la Circulaire 79.78 du 16 Août 1979 (Instruction technique relative à la mise en oeuvre des unités de précontrainte) et la Circulaire de la D.R.C.R. du 9 Juillet 1980 relative à la limitation de la tension à l'origine des unités de précontrainte.

Le choix de la qualité de l'acier peut être technique (réalisation de la précontrainte plus facile avec des armatures moins nombreuses) ou économique; ce choix peut aussi porter sur la puissance unitaire de l'armature (nombre de fils ou section d'acier) selon des critères d'encombrement, de commodité de réalisation ou de coût minimal.

Pour le type de dalle que nous étudions dans ce document il faut également se préoccuper, dès le prédimensionnement, de la position des câbles qui sont très souvent disposés en plusieurs lits surtout pour les nervures étroites; il faut par conséquent prévoir la disposition et l'encombrement des plaques d'ancrage.

Pour les ouvrages courants les déviations de câbles restent modérées et les pertes par frottement respectent en général les valeurs habituelles. Toutefois pour les ouvrages de grande longueur et réalisés en plusieurs phases longitudinales il est bon de prévoir des gaines supplémentaires filantes (permettant de mettre en oeuvre 5 à 10% de la précontrainte de calcul) afin de pallier un excès de pertes par frottement.

Enfin, avec les gammes de portées qui nécessitent l'utilisation des dalles nervurées on peut être amené à utiliser des câbles non filants; en effet, pour les nervures étroites surtout, on a souvent une précontrainte surabondante dans les travées de rive (20 à 30%) et on peut donc arrêter des câbles en travée. Pour les câbles relevés il est en général préférable de choisir des armatures de forte puissance utile pour limiter en face supérieure le nombre d'encoches dont il faut étudier soigneusement l'implantation (par rapport aux joints des nervures et aux autres câbles) et les dispositions constructives (ferraillage passif, ca- chetage).

Transversalement on envisage le plus souvent une dalle en béton armé mais, pour des ouvrages larges, on peut envisager éventuellement une précontrainte transversale du hourdis, ce qui diminue le risque de fissuration; cette précontrainte transversale peut être retenue seulement pour des ouvrages ayant plus de 2 nervures car elle reste une solution coûteuse pour les tabliers étroits.

2.6.3. Quantités

- Aciers de précontrainte

En général une dalle nervurée, précontrainte longitudinalement par des armatures filantes nécessite, suivant la géométrie des nervures et les portées, entre 20 et 50 Kg d'acier dur de précontrainte par m³ de béton. Ces quantités sont purement indicatives et pour chaque ouvrage le projeteur devra se reporter aux abaques de prédimensionnement (cf. paragraphe 3.3. ci-après) pour estimer, de façon plus précise, la quantité d'aciers de précontrainte à mettre en oeuvre.

Si la dalle nervurée projetée est précontrainte transversalement on prévoit en plus 5 à 10 Kg d'acier dur par m³ de béton.

- Autres aciers (cf. § 3.4. ci-après)

Pour une dalle nervurée la quantité d'acier pour béton armé (aciers HA) varie de 70 kg/m³ de béton pour les nervures larges à 100kg/m³ de béton pour les nervures étroites qui nécessitent un renforcement plus important de ferrailage passif (cf. ch.4).

2.7. POSSIBILITES DE PHASAGE DES TABLIERS

Le phasage des tabliers en dalle nervurée est assez souvent envisagé compte tenu des portées réalisables avec ce type de structure; en effet, on atteint couramment des volumes de béton importants qu'il est parfois difficile de mettre en oeuvre sans interruption et des quantités de coffrages et de cintres importantes également; il peut donc s'avérer économique de phaser l'ouvrage. Dans ce cas on adopte généralement le phasage transversal qui permet, sans trop de difficultés d'exécution, de couler les nervures l'une après l'autre en réutilisant le cintre; le clavage des différentes nervures est réalisé ensuite, lorsque le retrait est effectué, par coulage d'une bande de hourdis d'environ 1,00m.

Dans d'autres cas d'ouvrages de grande longueur, on peut aussi chercher à minimiser le coût du cintre en réalisant l'ouvrage par phases successives longitudinales. Ce second mode de phasage peut également être imposé lorsqu'il existe des contraintes de circulation pendant l'exécution (construction sous circulation, franchissement de voie ferrée...).

Les deux modes de phasage décrits ci-dessus peuvent s'avérer économiques puisque l'on réutilise plusieurs fois des cintres partiels ou des coffrages mais par ailleurs ils créent des sujétions d'exécution (utilisation de coupleurs par exemple pour le phasage longitudinal).

Ces procédés de construction conduisent dans tous les cas à des dispositions particulières et à des calculs spécifiques des sollicitations qui sont abordés au chapitre 6 de ce document.

2.8. RECOMMANDATIONS D'EXECUTION

Nous ne prétendons pas faire une liste exhaustive des problèmes posés par la réalisation d'un ouvrage en dalle nervurée mais nous donnons seulement quelques conseils.

2.8.1. Remarques sur la conception et la réalisation du cintre

En plus des règles générales permettant d'assurer une bonne mise en oeuvre du cintre (vérification de la portance au sol, évaluation des tassements, contre-flèches...), la présence des nervures nécessite des précautions supplémentaires.

Transversalement les éléments porteurs du cintre doivent être proportionnés à l'intensité des charges appliquées; en effet, la différence entre le poids des nervures et celui des hourdis et des encorbellements est importante. Il faut donc veiller à ce qu'il n'y ait pas de tassements différentiels entre les éléments du cintre lorsque ceux-ci ne sont disposés que sous les nervures, ou de basculement d'ensemble lorsque le cintre est constitué d'un seul élément portant transversalement l'ensemble du tablier. De même longitudinalement, il convient d'adapter les diverses parties du cintre aux variations éventuelles d'épaisseur. Le cintre doit par ailleurs satisfaire aux différentes phases prévues lors de l'exécution; en effet, il ne suffit pas de s'assurer que cet ouvrage provisoire est satisfaisant pour la phase finale de bétonnage mais il doit aussi convenir lors des différentes phases de construction, notamment pour le décintrement au cours duquel des transferts de charges peuvent s'opérer.

2.8.2. Remarques sur le décintrement

Transversalement la présence des nervures conditionne l'ordre de décintrement qu'il est important de respecter afin d'éviter la création d'effets parasites et dommageables pour les éléments les moins résistants de la structure (hourdis et encorbellements). Il est donc souhaitable de commencer par décintre les encorbellements et les hourdis afin que le poids de ces éléments soit transféré et repris par les nervures puis ensuite de décintre ces nervures.

Longitudinalement, lors de la mise en tension de la précontrainte, la déformée de l'ouvrage peut avoir des ordonnées de signes opposés.

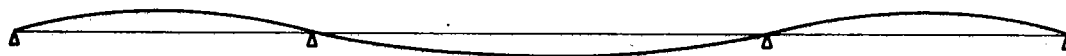


Schéma de la déformation sous poids propre et 1ère précontrainte de l'ouvrage de l'exemple d'application du chapitre 5 (sans tenir compte des contre-flèches d'exécution).

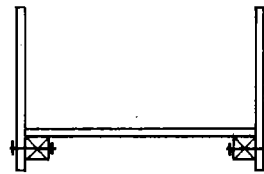
On constate effectivement, sur le schéma ci-dessus, que l'ouvrage s'appuie, dans certaines zones, sur le cintre ce qui modifie son schéma statique. Il faut donc, dans ces zones, commencer à supprimer la réaction apportée par le cintre lors de la mise en tension de la première précontrainte et libérer l'ouvrage de son cintre dès la fin de cette opération; ces opérations sont à prévoir selon la conception du cintre.

2.8.3. Remarques sur le coffrage des dalles nervurées

Il faut essentiellement s'assurer que le fond du coffrage des nervures ne peut pas se déplacer, par rapport aux joues, sous l'effet de la masse importante du béton des nervures; on a schématisé ci-après deux dispositions simples permettant de bloquer le fond du coffrage des nervures.



Cette disposition évite les mouvements du fond par rapport au côté.



Si les côtés sont verticaux il faut ajouter des pièces qui évitent le déplacement du fond de coffrage.

CHAPITRE 3 : DIMENSIONNEMENT

	<i>Pages</i>
3.1. DIMENSIONS DE LA SECTION TRANSVERSALE	
3.1.1. Limites des encorbellements	42
3.1.2. Largeur et répartition des nervures	43
3.2. ELANCEMENT DU TABLIER	43
3.3. ABAQUES DE DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE LONGITUDINALE POUR LES TABLIERS A INERTIE CONSTANTE	44
3.4. EVALUATION DU FERRAILLAGE PASSIF EN FONCTION DES DIMENSIONS DES NERVURES	50

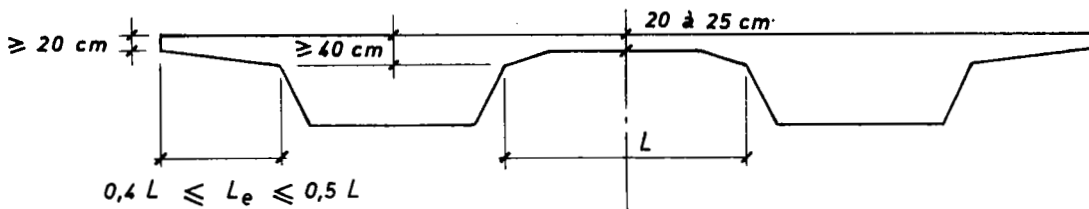
3.1. DIMENSIONS DE LA SECTION TRANSVERSALE

3.1.1. Limites des encorbellements

Pour les gammes de portées nécessitant l'emploi de dalles multi-nervurées, la largeur des encorbellements doit satisfaire aux critères suivants :

- la largeur de chaque encorbellement ne doit pas excéder le dixième de la portée déterminante biaise ; cette limite est imposée pour des raisons de calcul (cf. IP 1 art.7)
- la somme des encorbellements doit rester inférieure ou égale à la largeur du hourdis entre deux nervures. Cette recommandation est indispensable pour assurer une bonne répartition des nervures dans la section transversale en équilibrant la partie de hourdis associée à la nervure et l'encorbellement. Cette condition d'équilibre doit être nécessairement respectée afin d'éviter, lors du décintrement de l'ouvrage, la création de moments de torsion sous poids propre dans les nervures qui pourraient entraîner des déformations transversales permanentes et des efforts parasites. Lorsque le biais s'accroît il est souhaitable d'espacer davantage les nervures afin de rendre le hourdis plus souple et donc de limiter la torsion gênée des nervures.

L'épaisseur des encorbellements dépend des superstructures que l'on dispose sur l'ouvrage et elle doit, en particulier tenir compte de la mise en oeuvre des ancrages de dispositifs de sécurité; dans tous les cas l'épaisseur à l'extrémité de cet encorbellement ne doit pas être inférieure à 20 cm ou même 25cm pour les dispositifs de retenue type barrière et l'épaisseur à l'encastrement encorbellement nervure est de l'ordre de 40 cm.



3.1.2. Largeur et répartition des nervures

Du point de vue calcul la largeur des hourdis entre nervures d'un pont-dalle est déterminée suivant la règle couramment admise à savoir que la partie du hourdis participante associée à chaque nervure ne doit pas dépasser le dixième de la portée déterminante.

Dans le cas de nervures larges la largeur d'une nervure ne doit pas excéder la largeur du hourdis ; en effet, dans les hypothèses de calcul on néglige les déformations propres des nervures par rapport à celles du hourdis donc on suppose que les nervures peuvent se déplacer mais non se déformer.

Le hourdis entre nervures peut être d'épaisseur variable; en général nous conseillons que l'épaisseur ne soit pas inférieure à 20 cm au centre du hourdis et soit de l'ordre de 40 cm dans la section d'encastrement hourdis-nervure. Si le hourdis est d'épaisseur constante cette épaisseur est alors de l'ordre de 25 cm pour les espacements courants des nervures.

3.2. ELANCEMENT DU TABLIER

Actuellement le dimensionnement d'un ouvrage en dalle à nervures larges est effectué selon les règles d'élançement admises couramment pour les ponts-dalles à savoir :

- Pour les ouvrages à 2 travées :

. de hauteur constante : $1/25^e$

. de hauteur variable (goussets sur l'appui intermédiaire)
 $1/20^e$ sur appui central
 $1/30^e$ sur appui de rive ou en travée

- Pour les ouvrages à 3 travées ou plus :

. de hauteur constante : $1/30^e$

. de hauteur variable (goussets sur appuis intermédiaires)
 $1/24^e$ sur appuis intermédiaires
 $1/42^e$ en travée ou sur appuis de rive

Quel que soit le nombre de travées, l'épaississement sur appui doit régner sur une longueur limitée afin que soit utilisée au mieux la variation d'inertie. En général :

- pour les épaisissements linéaires, la longueur du gousset doit être de l'ordre du cinquième ($1/5$) de la portée déterminante,

- pour les épaisissements paraboliques, il faut que l'intrados soit tangent dans chaque travée à un plan horizontal afin d'éviter les points anguleux; la longueur de ces épaisissements est en général égale dans chaque travée et doit rester inférieure à la moitié de la plus petite travée intermédiaire. On peut éventuellement, sous réserve d'avoir examiné les conséquences esthétiques, envisager des intrados non symétriques par rapport aux appuis mais en conservant toutefois une même épaisseur à la clé dans chaque travée.

Les règles d'élançement ci-dessus n'aboutissent pas nécessairement à un dimensionnement économique pour les dalles nervurées et il nous est donc apparu souhaitable d'établir des abaques de prédimensionnement permettant de définir plus particulièrement les dimensions des nervures larges.

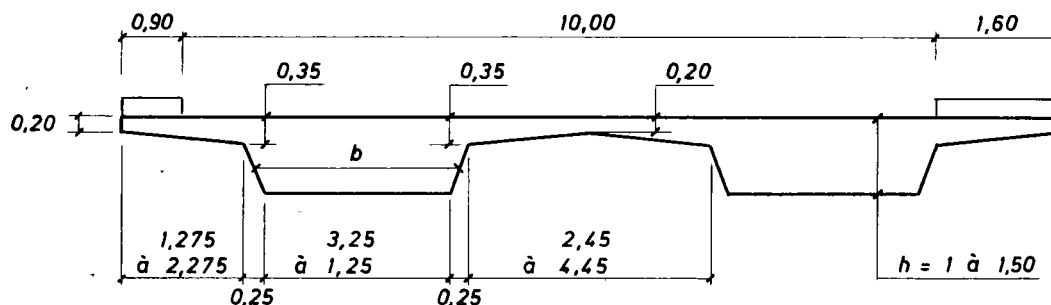
En ce qui concerne le dimensionnement d'une dalle à nervures étroites on peut adopter des règles d'élançement voisines des règles admises pour les ponts à poutres de hauteur constante à savoir :

- pour les ouvrages à 2 travées : un élanement compris entre $1/15^e$ et $1/20^e$
- pour les ouvrages à 3 travées et plus : un élanement compris entre $1/17^e$ et $1/22^e$

3.3. ABAQUES DE DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE LONGITUDINALE POUR LES TABLIERS A INERTIE CONSTANTE

Une série d'abaques figurant dans les pages suivantes a été établie pour des ouvrages de hauteur et d'inertie constantes, présentant des angles de biais modérés (≥ 70 grades), comprenant 3 travées solidaires symétriques de portée centrale l et de portée de rive θl , θ étant égal à 0,6.

Les calculs ont été faits pour un ouvrage droit coulé sur cintre comportant 2 nervures dont le profil transversal est schématisé ci-dessous; la largeur du tablier est égale à 12,50m.



L'utilisation des abaques fournit un dimensionnement économique des nervures pour différentes portées centrales; en effet, pour une portée centrale donnée on a tracé, pour différentes hauteurs de nervure, les courbes représentatives de la force initiale de précontrainte (avant déduction des pertes) en fonction de l'aire de la section totale de l'ouvrage étudié. La précontrainte mise en oeuvre est réalisée par des câbles filants.

L'utilisateur peut donc déterminer les dimensions à donner aux nervures en notant toutefois que la largeur b portée sur les abaques représente la largeur moyenne d'une nervure.

Au stade de l'avant-projet, les résultats peuvent être étendus à des ouvrages différents; en effet, moyennant quelques corrections que nous allons indiquer ci-après, nous pouvons dimensionner la précontrainte, dans la plupart des ouvrages courants en dalle nervurée, avec une précision de l'ordre de 6%. On peut ainsi utiliser les abaques pour les ouvrages suivants:

- ouvrages à 3 travées de largeur non égale à 12,50m mais comprenant néanmoins deux nervures

Pour des dimensions de nervures identiques, la force de précontrainte nécessaire, pour une portée centrale donnée, est obtenue en corrigeant la valeur lue dans les abaques par le rapport des largeurs de tablier

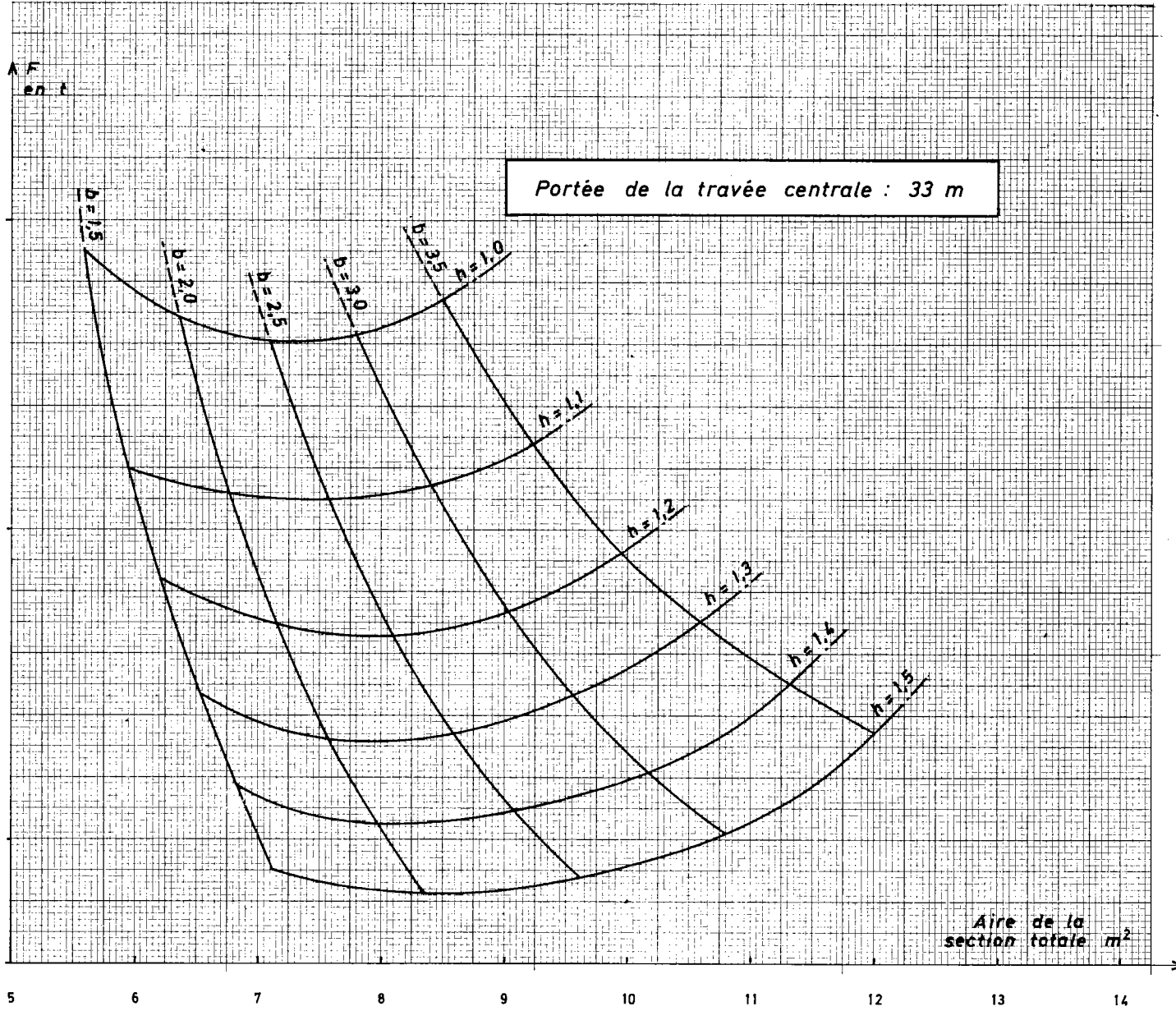
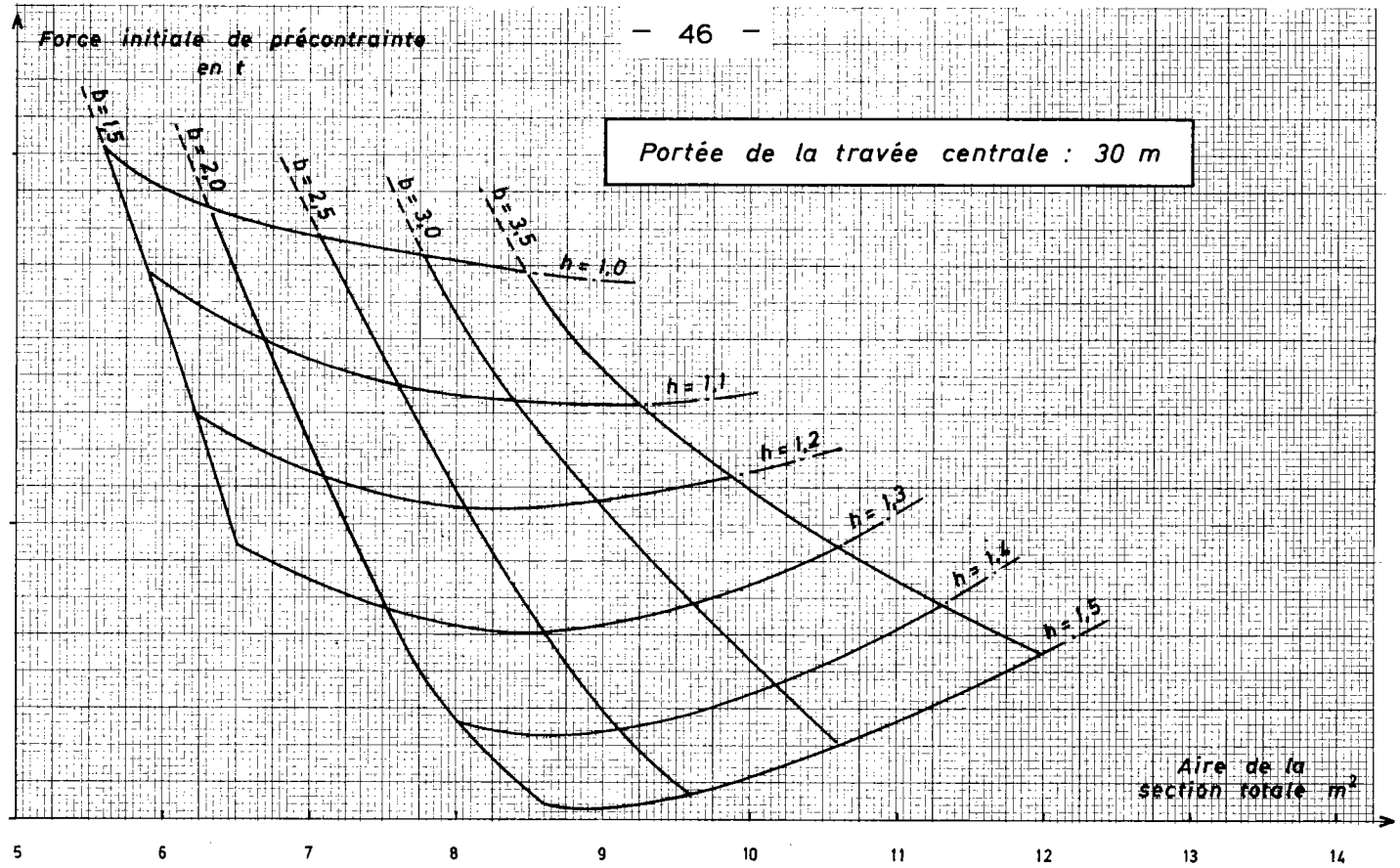
$$\left(\frac{\text{Largeur tablier étudié}}{12,50} \right)$$

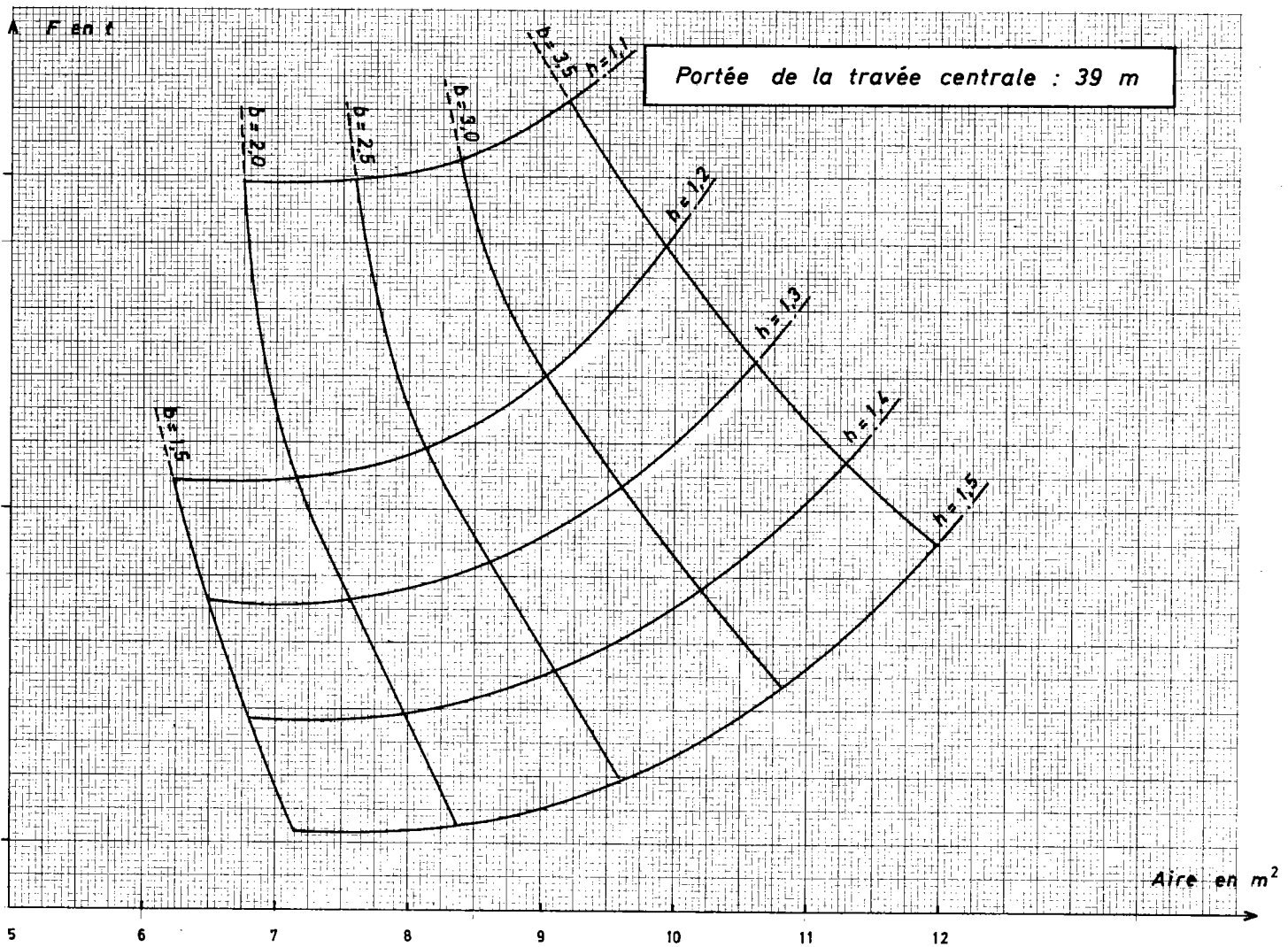
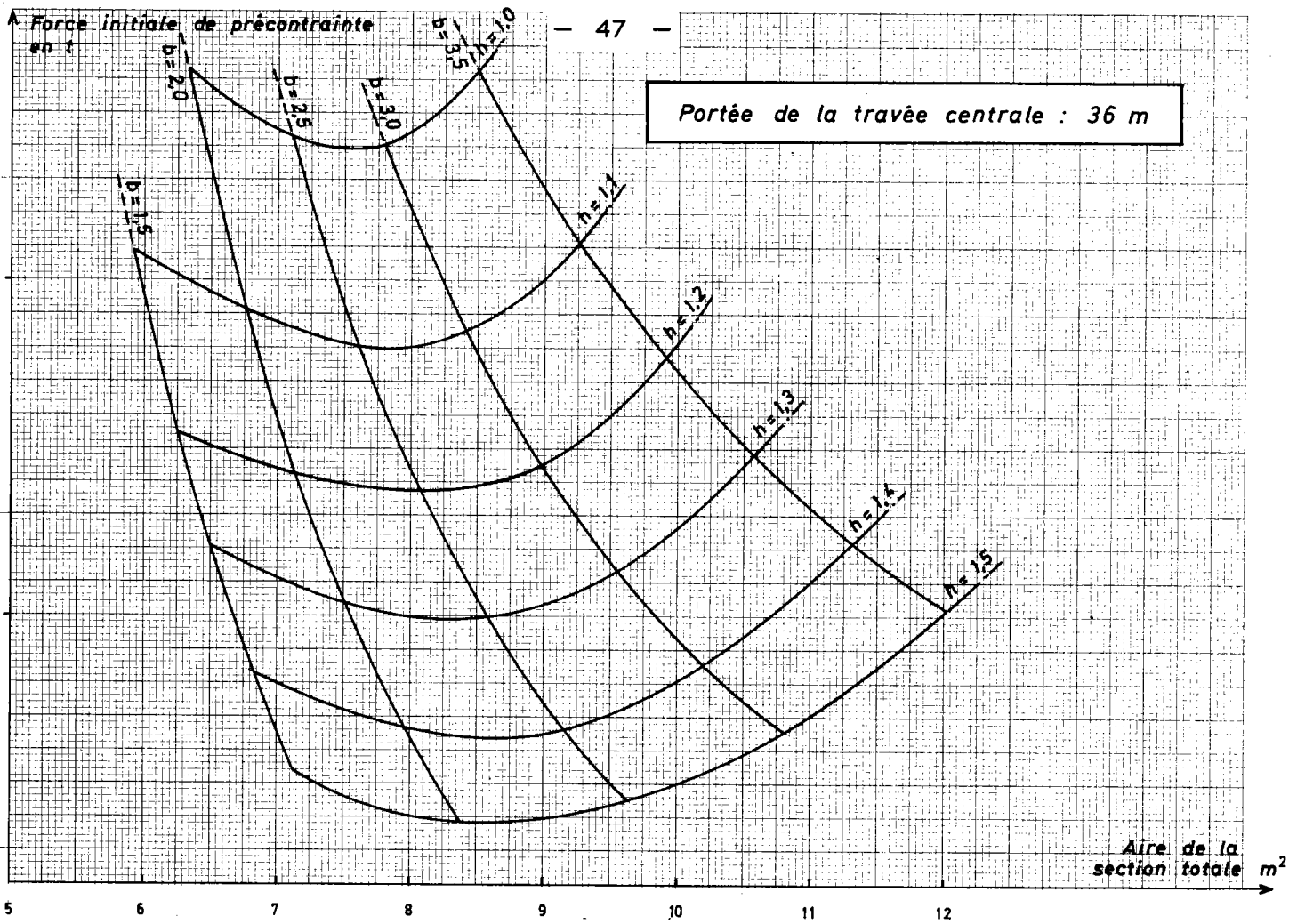
- ouvrages à 3 travées de largeur supérieure à 16m et comportant 3 nervures.

Pour des dimensions de nervures identiques, la force de précontrainte nécessaire est, pour une portée centrale donnée, proportionnelle au nombre de nervures. Pour ces ouvrages on multiplie donc tout d'abord la largeur utile par $\frac{2}{3}$ afin de se ramener au cas précédent d'ouvrages à 2 nervures de largeur non égale à 12,50m ; on corrige éventuellement la valeur lue sur les abaques par le rapport $\frac{\text{largeur calculée}}{12,50}$ et on multiplie alors le résultat par $\frac{3}{2}$ afin d'obtenir la force de précontrainte nécessaire pour l'ouvrage à 3 nervures étudié.

- ouvrages à 4 travées symétriques de portées centrales l et de portées de rive $0,6l$

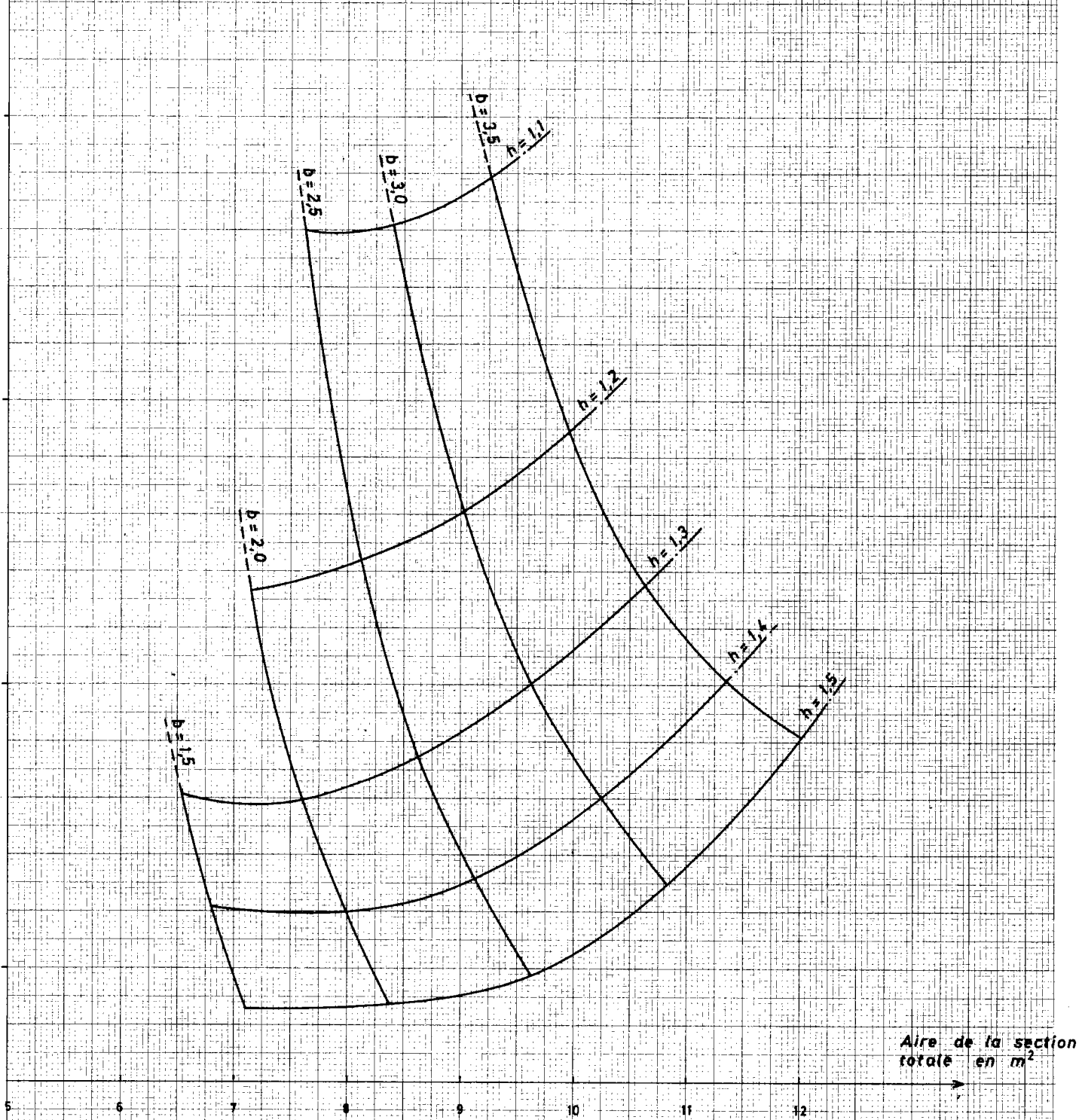
Dans ce cas les résultats des abaques sont directement utilisables pour des ouvrages de 12,50m de large environ ou moyennant les corrections ci-dessus pour des ouvrages de largeurs différentes.





Portée de la travée centrale : 42 m

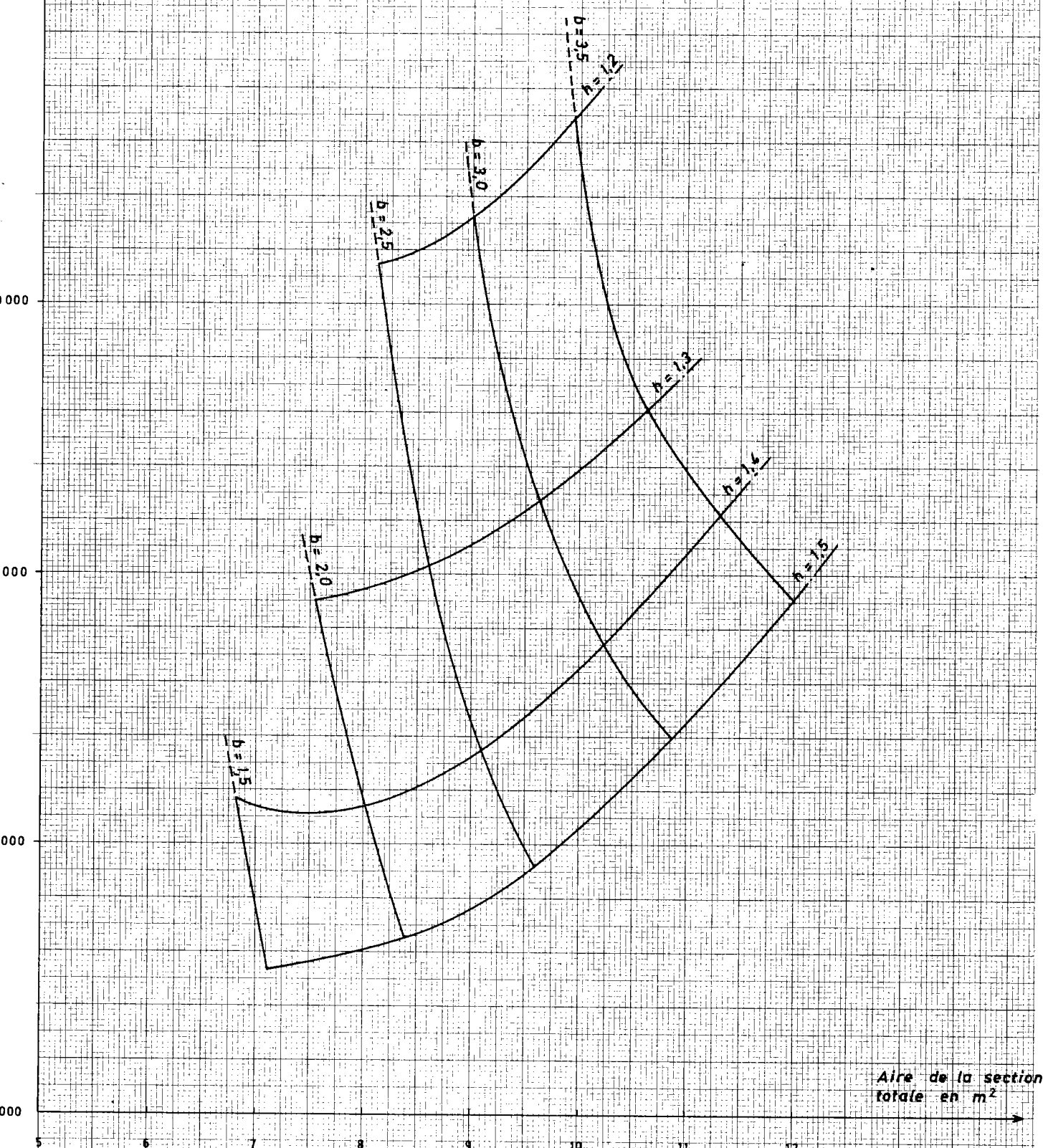
Force initiale de précontrainte en t



Aire de la section totale en m²

Portée de la travée centrale : 45 m

A Force initiale de précontrainte en t



3.4. EVALUATION DU FERRAILLAGE PASSIF EN FONCTION DES DIMENSIONS DES NERVURES

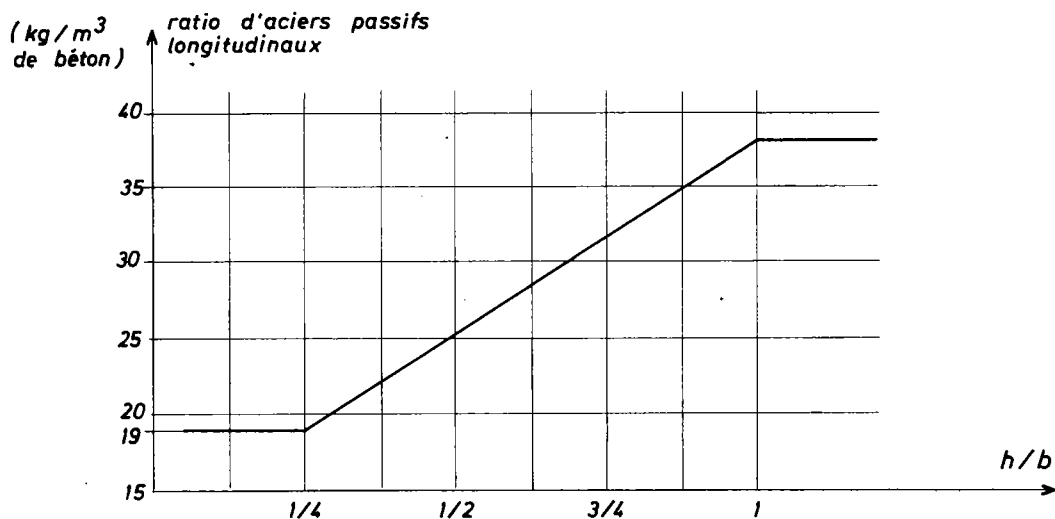
Les sections d'aciers passifs à prévoir dans une dalle nervurée dépendent essentiellement des largeurs de hourdis pour ce qui est des aciers transversaux et des dimensions des nervures pour ce qui est des aciers longitudinaux.

Au stade du dimensionnement d'un ouvrage en dalle nervurée, il faut donc estimer la quantité d'aciers passifs à mettre en oeuvre compte tenu des dimensions retenues et étudier les conséquences de ce choix sur la dépense totale en matériaux prévue pour cet ouvrage.

Nous indiquons donc ci-après des règles simples permettant d'évaluer, avec une approximation suffisante à ce stade du projet, les quantités d'aciers passifs de différents types.

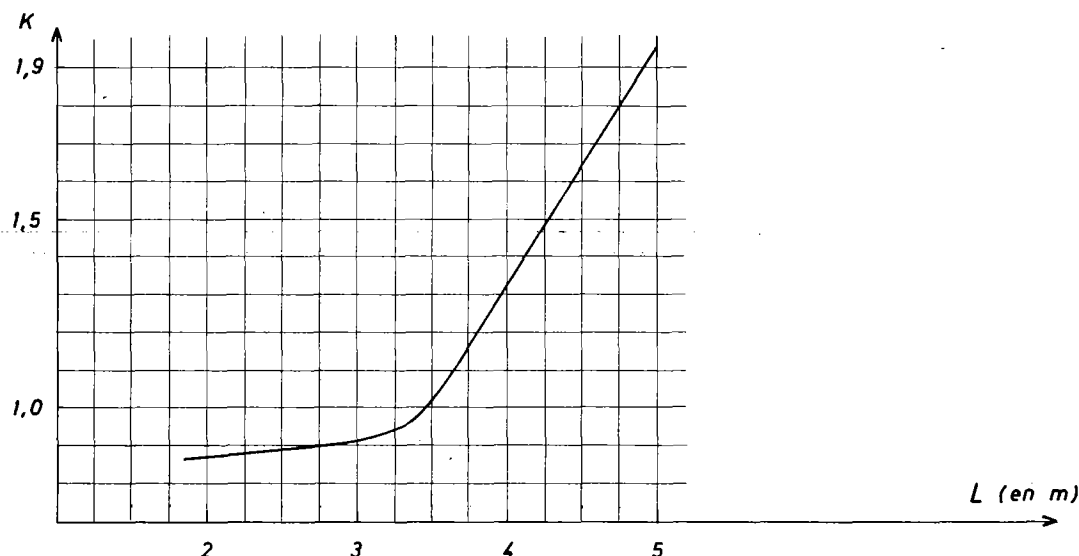
* Estimation des aciers passifs longitudinaux

Le diagramme ci-dessous donne directement le ratio d'aciers passifs à mettre en oeuvre sur l'ensemble de l'ouvrage, en fonction des dimensions des nervures (rapport hauteur d'une nervure/largeur d'une nervure).



* Estimation des aciers passifs transversaux

Le ratio d'aciers passifs transversaux à prévoir dans un ouvrage en dalle nervurée peut être évalué à l'aide de l'expression suivante : $23,5 \times K \times \frac{0,20}{e}$ (en kg/m^3 de béton) dans laquelle le coefficient K , fonction de la largeur du hourdis, est déterminé grâce au diagramme ci-dessous :



Pour établir ce diagramme on a supposé que la largeur des encorbellements est effectivement comprise entre 0,4 et 0,5 fois la largeur du hourdis (cf. § 3.1.1. ci-dessus).

* Estimation des cadres de torsion

Le poids total Q_t de cadres de torsion à mettre en oeuvre peut être évalué à partir de la formule suivante :

$$Q_t = 95 \times \frac{(b+h)\ell}{bh} \times \sum \ell_i \times \frac{1}{\bar{\sigma}'_a}$$

(en t)

b et h étant les dimensions d'une nervure. b : grand côté, h : petit côté.
 ℓ , la portée de la travée la plus longue (en m)
 $\sum \ell_i$, la longueur totale de l'ouvrage (en m)
 $\bar{\sigma}'_a$, la contrainte de traction admissible des aciers (en t/m^2)

* Estimation des étriers d'effort tranchant

Dans l'exemple d'application nous constatons que les étriers représentent une faible partie du ferrailage passif (5% du poids total d'aciers passifs). Au stade du prédimensionnement l'utilisateur peut donc estimer la quantité d'étriers à mettre en oeuvre en prenant également 5% du poids total d'aciers évalué ci-dessus.

* Estimation du ferrailage d'about des nervures

Au stade du prédimensionnement l'utilisateur prend forfaitairement une quantité d'aciers passifs totale égale à 3 t pour le ferrailage de diffusion aux abouts des nervures.

CHAPITRE 4 : METHODE DE CALCUL

	<u>Pages</u>
4.1. PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL	55
4.2. RECOMMANDATIONS PRELIMINAIRES ET PREPARATION DES CALCULS AUTOMATIQUES TISE ET MCP	56
4.2.1. Préparation des données pour l'exploitation du programme TISE	56
4.2.1.1. Données géométriques	56
4.2.1.2. Calcul de l'inertie de flexion équivalente	57
4.2.1.3. Calcul de l'inertie de torsion équivalente	58
4.2.1.4. Données définissant les charges	60
4.2.2. Adaptation des données pour l'exploitation du programme MCP (pour mémoire)	60
4.3. PRESENTATION DES DONNEES (pour mémoire)	60
4.4. NOTE DE CALCUL COMMENTEE	61
4.5. CALCULS COMPLEMENTAIRES	61
4.5.1. Effets des gradients thermiques	61
4.5.1.1. Déformation d'un élément de poutre	61
4.5.1.2. Rotation aux extrémités d'une travée indépendante	62
4.5.1.3. Moments fléchissants sur appuis	63
4.5.1.4. Reprise des efforts dus aux gradients thermiques	63
4.5.2. Calcul des efforts de torsion extrêmes dans les nervures	63
4.5.2.1. Efforts de torsion sous charge permanente	65
4.5.2.2. Efforts de torsion sous charges d'exploitation	66
4.5.3. Calcul des contraintes de cisaillement	67
4.5.3.1. Calcul des efforts tranchants correspondant aux efforts de torsion extrêmes	67
4.5.3.2. Calcul des moments de torsion correspondant aux efforts tranchants extrêmes	69
4.5.3.3. Calcul des contraintes dues aux moments de torsion	71
4.5.3.4. Calcul des contraintes dues aux efforts tranchants	73
4.5.3.5. Vérification des contraintes admissibles	73
4.5.4. Etude du hourdis	74
4.5.4.1. Moments fléchissants transversaux dus aux charges permanentes	74
4.5.4.2. Moments fléchissants transversaux dus aux charges d'exploitation	75
4.5.4.3. Moments fléchissants transversaux dus aux déformations genées	77
4.5.4.4. Moments de flexion longitudinale du hourdis	79

	<u>Pages</u>
4.5.5. Etude des encorbellements	79
4.5.5.1. Moments fléchissants transversaux sous charges permanentes	80
4.5.5.2. Moments fléchissants transversaux sous charges d'exploitation	80
4.5.5.3. Moments de flexion longitudinale dans les encorbellements	86
4.6. ETUDE DU FERRAILLAGE PASSIF	87
4.6.1. Ferrailage longitudinal des nervures	87
4.6.1.1. Ferrailage longitudinal minimum sur fibres extrêmes	88
4.6.1.2. Ferrailage longitudinal complémentaire	90
4.6.1.3. Reprise conventionnelle des tractions	90
4.6.2. Ferrailage de torsion dans les nervures	91
4.6.2.1. Ferrailage transversal de torsion	91
4.6.2.2. Ferrailage longitudinal de torsion	92
4.6.3. Ferrailage d'effort tranchant dans les nervures	93
4.6.4. Ferrailage passif du hourdis et des encorbellements fonctionnant en béton armé	93
4.6.4.1. Ferrailage transversal du hourdis	93
4.6.4.2. Ferrailage transversal des encorbellements	94
4.6.4.3. Ferrailage longitudinal du hourdis et des encorbellements	94
4.7. PRECONTRAINTE TRANSVERSALE DU HOURDIS ET DES ENCORBELLEMENTS	96
4.8. ETUDE DES ZONES D'ABOUT DES TABLIERS	97
4.8.1. Diffusion de la précontrainte	97
4.8.2. Ferrailage aux extrémités des hourdis et encorbellements	98
4.8.2.1. Ferrailage de diffusion dans les hourdis et encorbellements	98
4.8.2.2. Ferrailage de flexion	100
4.8.3. Zones d'appui simple	101
4.9. ETUDE DES ENTRETOISES	102
4.10. ETUDE DES OUVRAGES DE LARGEUR VARIABLE	104

Le présent chapitre traite du calcul des ponts dalles à plusieurs nervures basé sur l'emploi successif des programmes TISE et MCP. Ces deux programmes non spécifiques de ce type de structure ont été associés pour donner un instrument de calcul automatique de certains de ces ouvrages (ouvrages répondant aux limites des programmes MCP et TISE) en attendant l'automatisation complète des dalles nervurées qui interviendra seulement après la parution du nouveau règlement de calcul de béton précontraint.

Cette méthode de calcul, présentée dans le paragraphe 4.1 ci-après n'est toutefois pas la seule méthode permettant le calcul des ponts dalles à nervures aussi nous indiquons les principaux calculs à effectuer pour l'étude d'un ouvrage en dalle nervurée ; en effet, il faut particulièrement étudier les points suivants :

- effet de la répartition transversale des charges entre les nervures ; ce calcul est à faire selon une méthode adaptée à la nature des liaisons entre les nervures et à leurs conditions d'appuis

- étude de la flexion longitudinale ; dans cette séquence de calcul, on doit étudier, en plus du calcul classique des moments fléchissants sous différentes situations, l'effet non négligeable du gradient thermique à vide et en charge, selon les prescriptions de la circulaire du 2 Avril 1975 de la DRCR ; en effet la différence de température entre les faces de la dalle entraîne des contraintes de traction en fibre inférieure variant d'environ 12 bars à mi-portée en service, à 25 bars près des appuis à la construction

- étude des contraintes de cisaillement ; les efforts de torsion non négligeables dans les structures en dalle nervurée créent des contraintes de cisaillement qui se cumulent aux contraintes dues aux efforts tranchants et peuvent atteindre des valeurs importantes sur les flancs verticaux des nervures hautes ; l'étude de ces contraintes de cisaillement est à faire sous charges concomitantes.

- étude de la flexion transversale ; dans cette séquence de calcul on doit étudier les efforts de flexion générale dans le hourdis et cumuler les efforts de flexion locale calculés pour une dalle supposée parfaitement encastrée ; ces efforts doivent être étudiés sous l'effet des charges réglementaires et sous l'effet des déformations gênées du hourdis (retrait, effets thermiques...). Il faut également étudier les efforts de flexion dans les encorbellements

- étude des zones d'about ; les efforts dues à la diffusion de précontrainte sont à faire en appliquant les prescriptions du chapitre VII et de l'annexe IV de l'IP2. Pour l'étude de ce type d'ouvrage il faut tenir compte de la présence d'encorbellements et de hourdis de grandes dimensions.

Enfin nous rappelons que si l'ouvrage étudié présente des particularités importantes (courbure, brais prononcé...) il faut effectuer les séquences de calcul rappelées ci-dessus à l'aide de méthodes appropriées qui tiennent compte du caractère non courant de l'ouvrage.

4.1. Présentation de la méthode de calcul

Comme nous l'avons dit ci-dessus la méthode de calcul automatique des ponts dalles à nervures est actuellement basé sur l'emploi successif des programmes TISE et MCP.

La présentation de cette méthode de calcul est déjà détaillée dans le chapitre 1 de la mise à jour n° 2 du MCP 70 et nous renvoyons donc le lecteur à ce document.

Le présent chapitre reprend, dans les premiers paragraphes, les méthodes de calcul déjà présentées et les complète éventuellement ; le paragraphe 4.2 apporte effectivement des compléments pour la préparation des données du programme TISE et les paragraphes 4.3 et 4.4 renvoient, quant à eux, entièrement à la mise à jour n° 2 de MCP 70. Les paragraphes suivants (4.5 à 4.10) sont entièrement nouveaux et présentent les calculs complémentaires relatifs essentiellement :

- à l'effet des gradients thermiques dont la prise en compte sur ces structures doit être effective,
- aux efforts de torsion,
- à l'étude du hourdis et des encorbellements
- à la détermination du ferrailage passif à mettre en oeuvre dans ces structures tant dans les nervures que dans les hourdis, encorbellements et entretoises,
- à l'étude des zones d'about.

4.2. RECOMMANDATIONS PRELIMINAIRES ET PREPARATION DES CALCULS AUTOMATIQUES TISE ET MCP.

4.2.1. Préparation des données pour l'exploitation du programme TISE

Dans ce paragraphe nous rappelons et nous complétons les recommandations que nous avons déjà faites dans la mise à jour n°2 de MCP 70 au sujet de la préparation des données nécessaires à l'exploitation du programme TISE.

Nous rappelons ainsi que les données nécessaires à l'exploitation du programme TISE concernent d'une part la géométrie de l'ouvrage et d'autre part la définition des charges.

4.2.1.1. Données géométriques

Ces données fixent les dimensions de la structure ainsi que la rigidité de flexion et de torsion des poutres. Elles sont exprimées en mètre et sont calculées sur la structure réelle (dalle à plusieurs nervures).

Le tablier étudié à l'aide du programme TISE est normalement un tablier isostatique où les nervures ont des inerties de flexion et de torsion constantes.

Si l'on veut tenir compte de l'effet de la continuité d'un ouvrage d'inertie constante sur la rigidité du tablier dans le sens transversal nous devons adapter certaines données. Nous conseillons de prendre comme caractéristiques d'une travée indépendante fictive :

- une inertie de flexion équivalente telle que, sous le chargement réparti unitaire, la flèche au milieu de la travée soit la même dans la travée indépendante fictive et dans la travée faisant partie du pont continu réel.
- une portée inchangée
- une inertie de torsion égale à celle des nervures réelles.

La travée indépendante fictive ainsi définie, a même portée et même inertie de torsion qu'une nervure du pont continu mais une inertie de flexion fictive calculée comme indiqué ci-dessus, donc même flèche à mi-portée et même rotation de torsion sous une charge donnée que la nervure du pont continu. En effet, les nervures étant supposées encastrees à la torsion sur appuis, les appuis intermédiaires ne permettent pas la transmission des moments de torsion et la continuité n'a aucun effet sur les rotations de torsion.

Au contraire, si l'on adoptait une travée indépendante ayant même inertie de flexion et de torsion qu'une nervure du pont continu mais une portée équivalente différente, la flèche sous un chargement donné serait la même si la portée fictive était calculée pour satisfaire à cette condition mais la rotation de torsion serait différente.

Enfin, si l'on veut étendre l'étude à une travée d'un pont continu d'inertie variable, considérant que l'étude se fait à mi-portée et est surtout fonction des flèches et des rotations relatives des nervures, nous conseillons de prendre comme caractéristiques de la travée indépendante fictive :

- une inertie de flexion équivalente définie comme précédemment
- une portée inchangée
- une inertie de torsion équivalente définie comme étant l'inertie constante de la poutre de même portée, encastree à la torsion sur appuis dans les mêmes conditions que la poutre étudiée et prenant sous l'action d'un même couple C appliqué à mi-portée, la même rotation .

4.2.1.2. Calcul de l'inertie de flexion équivalente

Soit l_i la portée de la travée continue, la flèche δ au milieu de cette travée soumise à une charge uniformément répartie de densité égale à $1t/m$ est égale à :

$$\frac{1}{EI} \left[- \frac{5l_i^4}{384} - \frac{l_i^2}{16} (M_i + M_{i+1}) \right]$$

où I est l'inertie réelle de la section étudiée.

D'autre part la flèche f au milieu d'une travée indépendante de même portée l_i soumise au cas de charge est égale à :

$$- \frac{1}{EI'} \times \frac{5l_i^4}{384}$$

où I' est l'inertie fictive à calculer.

En égalant les flèches on en déduit l'expression de I'

dans cette expression :

$$I' = I \times \frac{l_i^2}{l_i^2 + 4,8 (M_i + M_{i+1})}$$

l_i est la portée de la travée chargée

M_i et M_{i+1} sont les moments sur les appuis i et $(i+1)$ encadrant la travée i chargée,

et l'inertie est supposée constante le long de l'ouvrage.

Si l'on appelle α le rapport $\frac{l_i^2}{l_i^2 + 4,8 (M_i + M_{i+1})}$

on peut calculer ce coefficient correctif par lequel il suffit de multiplier I pour connaître I' ; ce coefficient est variable suivant le nombre de travées et le rapport de portée de ces travées et nous donnons ci-après quelques valeurs de α pour les configurations d'ouvrages les plus courantes :

- deux travées égales de portée l .

Quelle que soit la travée chargée :

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3}{10}}$$

- deux travées inégales de portées θl et l ($\theta < 1$)
 - . si l'on charge la travée de portée θl

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3\theta}{5(1+\theta)}}$$
 - . si l'on charge la travée de portée l

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3}{5(1+\theta)}}$$
- trois travées symétriques de portées θl , l et θl ($\theta < 1$)
 - . si l'on charge la travée centrale

$$\alpha = \frac{10\theta + 15}{10\theta + 3}$$
 - . si l'on charge une travée de rive

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3\theta(1+\theta)}{5[(1+\theta)^2 - 1/4]}}$$
- trois travées inégales de portées θl , l et ψl ($\theta < 1$ et $\psi < 1$)
 - . si l'on charge la travée centrale

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3(1+\theta+\psi)}{5[(1+\theta)(1+\psi) - 1/4]}}$$
 - . si l'on charge la travée de rive de portée θl

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3\theta(1+\psi)}{5[(1+\theta)(1+\psi) - 1/4]}}$$
 - . si l'on charge la travée de rive de portée ψl

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3\psi(1+\theta)}{5[(1+\theta)(1+\psi) - 1/4]}}$$
- quatre travées symétriques de portées θl , l , l et θl ($\theta < 1$)
 - . si l'on charge une travée centrale

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3[(5+6\theta)+2(1+2\theta)(1+\theta)]}{10(1+\theta)(3+4\theta)}}$$
 - . si l'on charge une travée de rive

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3\theta(7+8\theta)}{10(1+\theta)(3+4\theta)}}$$

4.2.1.3. Calcul de l'inertie de torsion

La tendance actuelle de la réglementation internationale est de remplacer les sections pleines par des sections tubulaires efficaces (ou section tubulaire équivalente cf. IP2 article 32) pour le calcul des cisaillements de torsion. Au cas où le projeteur souhaiterait utiliser cette méthode, il serait alors nécessaire de calculer l'inertie de torsion selon les mêmes considérations. Ces calculs sont exposés dans le tome 1 du cours de Résistance des matériaux de M. COURBON.

Dans l'attente de l'introduction de cette méthode de calcul dans notre réglementation nous conservons la méthode traditionnelle exposée ci-dessous.

• ouvrage d'inertie constante (inertie de torsion réelle)

Nous rappelons que pour l'exploitation du programme TISE nous sommes ramenés à calculer l'inertie de torsion d'une section rectangulaire; en effet, on néglige la présence des encorbellements et du hourdis associés à chaque nervure car leur rigidité à la torsion est négligeable par rapport à la rigidité à la torsion de la nervure ou de la poutre.

Nous rappelons brièvement la méthode de calcul de cette inertie de torsion exposée dans le tome 1 du cours de Résistance des Matériaux de M. COURBON pour les sections pleines.

Soit J l'inertie de torsion d'une nervure ; on a :

$$J = k_1 b h^3$$

avec b = grande dimension de la nervure

h = petite dimension de la nervure

k_1 = coefficient dépendant du rapport $\frac{b}{h}$, ce rapport étant toujours supérieur à 1.

b/h	1	1,2	1,5	2	2,5	3	4	5	10	∞
k_1	0,1406	0,166	0,196	0,229	0,249	0,263	0,281	0,291	0,312	1/3

• ouvrage d'inertie variable (inertie de torsion équivalente)

Comme nous l'avons déjà dit précédemment (cf. P. 56) on peut tenir compte correctement de la variation d'inertie en calculant une inertie de torsion équivalente définie comme étant l'inertie constante de la poutre de même portée, encastree à la torsion sur appuis dans les mêmes conditions que la poutre étudiée et prenant sous l'action d'un même couple C appliqué à mi-portée, la même rotation .

Soit $J(x)$ l'inertie de torsion variable ; la rotation à mi-portée de la poutre de longueur l sous l'action d'un couple C s'exprime par :

$$\theta \left(\frac{l}{2} \right) = \frac{C}{2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{dx}{GJ(x)}$$

D'autre part, la rotation à mi-portée d'une poutre d'inertie constante, de même longueur l sous l'action d'un même couple C s'exprime par :

$$\theta \left(\frac{l}{2} \right) = \frac{Cl}{4GJ}$$

où J est l'inertie de torsion équivalente à calculer.

En égalant ces deux rotations on en déduit l'expression de J :

$$J = \frac{l}{2} \times \frac{1}{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{dx}{J(x)}}$$

dans laquelle l'intégrale figurant au dénominateur peut se calculer par intégration numérique.

N.B. Dans le cas des ouvrages d'inertie faiblement variable, si l'on ne veut pas faire le calcul détaillé de l'inertie de torsion équivalente, on peut prendre l'inertie de torsion de la section à mi-portée mais il faut alors noter les deux points suivants :

1. une sous estimation de l'inertie de torsion des poutres va dans le sens de la sécurité lorsque l'on a pour objectif l'étude de la répartition transversale des moments de flexion longitudinale et le calcul du moment transversal à mi-portée du hourdis.
2. une surestimation de l'inertie va dans le sens de la sécurité lorsque l'on a pour objectif le calcul des moments d'encastrement du hourdis sur les poutres.

En définitive, il est donc également possible de choisir la valeur maximale ou minimale de l'inertie de torsion selon l'effet recherché. Si l'on veut l'ensemble des résultats, il faudrait procéder à deux calculs.

4.2.1.4. Données définissant les charges

La définition des charges nécessaires à l'exploitation du programme TISE a déjà fait l'objet d'un paragraphe détaillé dans la mise à jour n° 2 du MCP 70 (cf. paragraphe 2.4.3.).

On rappelle que deux calculs TISE sont nécessaires : un premier pour calculer les coefficients de répartition transversale et un second pour calculer la flexion transversale. L'étude de la torsion exposée ci-après (§ 4.5.2. - 4.5.3.) et le complément relatif à la flexion transversale (§ 4.5.4.) nécessitent des cas de charge supplémentaires. Les cas de charge à étudier dans ce deuxième calcul sont donc :

- charge linéique unitaire appliquée sur la travée étudiée
- charge militaire centrée sur la travée étudiée
- charge militaire au droit de l'appui étudié
- charge exceptionnelle éventuellement
- charge B_c dans la position donnée par le théorème de BARRE sur la travée étudiée
- charge B_t centrée sur la travée étudiée.

4.2.2. Adaptation des données pour l'exploitation du programme MCP

Pour mémoire (cf. Chapitre 4 de la mise n°2 de MCP 70)

4.3. PRESENTATION DES DONNEES

Pour mémoire (cf. Chapitre 3 de la mise à jour n°2 de MCP 70).

4.4. NOTE DE CALCUL COMMENTEE

La note de calcul en annexe au présent document correspond à l'exemple de calcul traité dans le chapitre 5. Elle complète celle présentée dans le chapitre 5 de la mise à jour n°2 de MCP 70.

En effet, comme nous l'avons déjà dit, nous n'avons pas automatisé les calculs complémentaires dans la version actuelle du programme MCP 70 qui sera périmée très prochainement et qui est déjà en cours de refonte en vue de l'application du nouveau règlement de béton précontraint.

Nous attirons l'attention de l'utilisateur sur le fait que le calcul MCP travaillant sur un modèle réunissant les nervures, le nombre de câbles obtenu n'est pas toujours un multiple du nombre de nervures. Il y a donc lieu de procéder à une adaptation soit sur le nombre soit sur les unités utilisées.

4.5. CALCULS COMPLEMENTAIRES

4.5.1. Effets des gradients thermiques

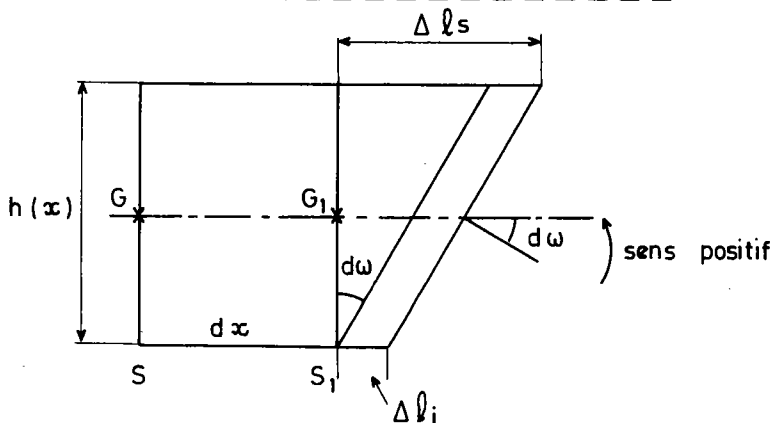
Sous l'effet du gradient thermique $\Delta\theta$ (en réalité différence de température entre les faces de la dalle), la dalle supposée non pesante se déformerait sphériquement; en réalité, le poids propre maintenant la dalle sur ses appuis dans sa position initiale il y a création de contraintes de traction dans l'intrados et de compression dans l'extrados.

Nous allons donc indiquer ci-après la méthode permettant d'estimer les efforts dus au gradient thermique mais auparavant nous devons signaler qu'en ce qui concerne les gradients thermiques équivalents dans les dalles nervurées il existe actuellement aucune valeur réglementaire. Des essais sont en cours mais il n'est pas encore possible d'en déduire des valeurs de calcul; toutefois compte tenu des premiers éléments en notre connaissance nous conseillons d'appliquer les valeurs indiquées dans la Circulaire du 2 Avril 1975 de la D.R.C.R.

On prendra donc en compte entre les fibres extrêmes des nervures, soit un gradient linéaire de 10°C simultané avec l'état à vide de l'ouvrage soit un gradient linéaire de 5°C simultané avec l'état en charge de l'ouvrage; en principe, l'effet de ce gradient ne s'applique qu'aux ponts à poutres caissons mais cependant l'application de la circulaire aux ponts-dalles nervurées permet d'évaluer certaines sollicitations jusqu'alors négligées.

Le calcul exact des efforts dus au gradient thermique sera automatisé dans la version du programme MCP conforme au nouveau règlement de béton précontraint. Dans notre document provisoire nous allons seulement donner à l'utilisateur le moyen de calculer manuellement les efforts dus au gradient thermique.

4.5.1.1. Déformation d'un élément de poutre



Soit 2 sections voisines S et S_1 ; sous l'action de la température les fibres se déforment selon la loi d'allongement qui s'écrit de façon générale :

$$\Delta l = l - l_0 = l_0 \alpha \Delta \theta$$

en appelant α le coefficient de dilatation linéaire et $\Delta \theta$ la variation de température supposée linéaire. Pour chacune des fibres l'allongement s'exprime donc par :

$$\begin{aligned} \Delta l_s &= \alpha \theta_s dx & (\text{fibre supérieure}) \\ \Delta l_i &= \alpha \theta_i dx & (\text{fibre inférieure}) \end{aligned}$$

La section S_1 a tourné d'un angle $d\omega$ assez faible pour pouvoir être confondu avec sa tangente donc on peut écrire :

$$\text{tg } d\omega \approx d\omega = \frac{\Delta l_s - \Delta l_i}{h(x)}$$

soit encore :

$$d\omega = - \frac{\alpha \Delta \theta}{h(x)} dx$$

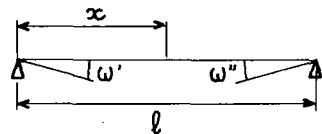
Rq. : Les conventions de signes couramment admises en Résistance des Matériaux font qu'un allongement de la fibre supérieure entraîne une rotation négative (cf. croquis page 60).

4.5.1.2. Rotation aux extrémités d'une travée indépendante

Les formules de BRESSE nous permettent d'écrire :

$$\omega(x) = \omega' + \int_0^x d\omega$$

$$v(x) = \omega' l + \int_0^x d\omega (l - x)$$



Les conditions aux limites pour $x = l$ nous donnent :
 $\omega(l) = \omega''$ et $v(l) = 0$

les équations ci-dessus se transforment donc comme suit :

$$\omega'' = \omega' - \int_0^l \frac{\alpha \Delta \theta}{h(x)} dx$$

$$0 = \omega' l - \int_0^l \frac{\alpha \Delta \theta (l - x)}{h(x)} dx$$

et on en déduit les rotations à gauche et à droite d'une travée indépendante

$$\omega' = \frac{\alpha \Delta \theta}{l} \int_0^l \frac{l - x}{h(x)} dx$$

$$\omega'' = - \frac{\alpha \Delta \theta}{l} \int_0^l \frac{x}{h(x)} dx$$

Dans le cas d'une travée symétrique les rotations à gauche et à droite sont égales (au signe près) et les équations se simplifient comme suit :

$$\omega' = - \omega'' = \frac{\alpha \Delta \theta}{2} \int_0^l \frac{dx}{h(x)}$$

Dans le cas particulier d'une travée de hauteur constante et de portée l on a :

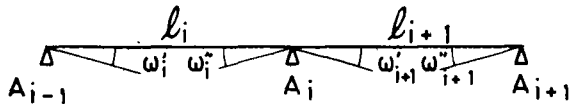
$$\omega' = - \omega'' = \frac{\alpha \Delta \theta}{2} \frac{l}{h}$$

4.5.1.3. Moments fléchissants sur appuis

Connaissant les rotations dans une travée i supposée indépendante, on calcule les moments sur appuis en appliquant le théorème des 3 moments :

$$b_i M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = \omega'_{i+1} - \omega''_i$$

où ω'_i et ω''_i sont les rotations sur les appuis $A(i-1)$ et $A(i)$ encadrant la travée i supposée indépendante.



4.5.1.4. Reprise des efforts dus aux gradients thermiques

Les gradients thermiques n'ont pas produit de désordre très important sur les tabliers en dalle nervurée mais ils ont cependant provoqué plusieurs cas de fissuration de l'intrados au voisinage des appuis. En conséquence nous conseillons de reprendre ces efforts par un ferrailage passif dont le calcul est présenté au § 4.6.1. ci-après pour les ouvrages à nervures larges. Pour les ouvrages à nervures hautes on réduit les tractions en jouant sur le tracé de câble et on ajoute un ferrailage passif calculé de la même façon.

4.5.2. Calcul des efforts de torsion extrêmes dans les nervures

Nous rappelons tout d'abord que, pour les structures en dalle nervurée que nous étudions dans ce document, les effets de la torsion ne sont pas négligeables; en effet, dans ces dalles nervurées nous avons constaté que d'une part la rigidité à la torsion est importante et que d'autre part les nervures sont très sollicitées en torsion du fait de la flexion générée par la liaison hourdis-nervures. L'importance de la torsion propre et de la torsion générée est variable selon les dimensions géométriques des nervures et du hourdis.

Le calcul de ces efforts de torsion n'avait pas été développé dans la mise à jour n°2 du MCP et nous nous sommes aperçus que les projeteurs utilisaient brutalement les résultats du second passage TISE (calcul de la flexion transversale cf. § 2.4.3.1. et 5.2.5. de la mise à jour n°2 de MCP); or le programme basé sur le développement des charges en série de FOURIER, donne des résultats erronés pour cette sollicitation lorsque les charges étudiées sont ponctuelles et proches des appuis. Nous avons donc examiné ce problème et nous développons ci-après la méthode de calcul qui sera appliquée compte tenu des limites de ce programme et qui sera basée sur la seule prise en compte de charges linéiques.

Les calculs effectués ci-après sont développés pour une seule nervure. Dans le cas d'un ouvrage à deux nervures un seul calcul sera suffisant car on rappelle que le programme TISE ne traite que des structures symétriques transversalement.

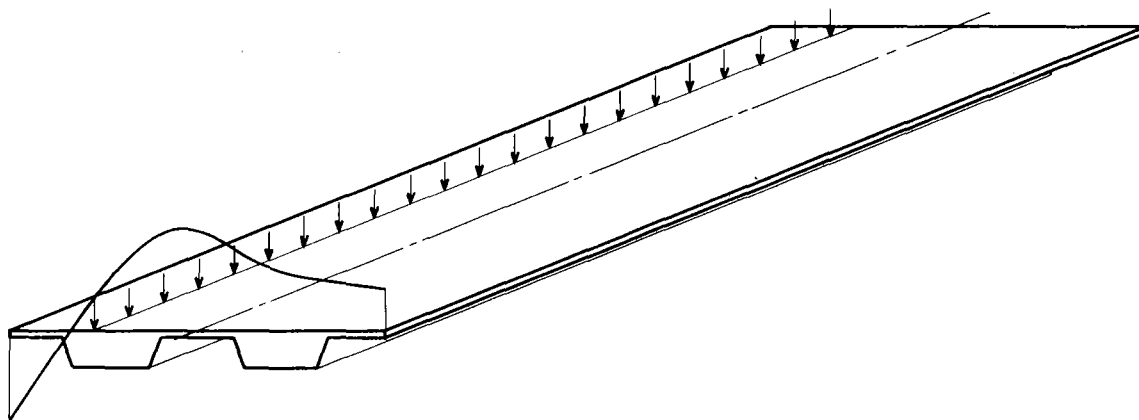
Dans le cas d'ouvrage à plus de deux nervures, il convient de faire plusieurs calculs (nervure de rive et nervure (s) intermédiaire (s)).

En outre, compte tenu de l'hypothèse d'encastrement à la torsion sur appui, chaque travée pourra être étudiée indépendamment des autres. Pour les ouvrages courants, dont le dimensionnement résultera de l'application du chapitre 3 ci-dessus, le moment de torsion extrême sera obtenu pour la travée la plus longue ; on pourra donc se limiter à cette étude et adopter le même ferrailage dans les autres travées.

Ensuite nous signalons que les calculs développés ci-après ne concernent que les efforts de torsion dans les nervures dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ; les efforts de torsion dus aux déformations gênées du hourdis sont examinés au § 4.5.4.3. ci-après.

Nous rappelons également que la précontrainte longitudinale n'entraîne pas de torsion si les forces sont identiques dans toutes les nervures et centrées dans l'axe de chacune d'elle et que par ailleurs les efforts de torsion dus au biais de l'ouvrage sont négligés puisque, pour les ouvrages que nous étudions, ce biais doit rester modéré.

{
{ Enfin, nous insistons sur le fait que les "lignes d'influence
{ transversale" fournies par le programme TISE et utilisées pour étudier les efforts
{ de torsion dans les nervures sont établies pour une position longitudinale donnée
{ de la charge.



Ligne d'influence transversale fournie par le programme TISE

(La charge linéique est fixée longitudinalement et elle se déplace transversalement sur toute la largeur de l'ouvrage)

4.5.2.1. Efforts de torsion sous charges permanentes

Le calcul des moments de torsion dus aux superstructures se fait en utilisant les résultats de l'étude de la ligne d'influence transversale du moment de torsion dû à une charge linéique unitaire appliquée sur la travée la plus longue ou sur chaque travée de l'ouvrage étudié ; on détermine alors l'effet des différents éléments de superstructure sur chaque nervure à l'aide des expressions suivantes :

- s'il s'agit d'un élément linéaire, on a :

Moment de torsion sur appui dans une nervure = Ordonnée de la ligne d'influence correspondant à l'abscisse de l'élément étudié X densité de l'élément (en t/ml)

- s'il s'agit d'un élément réparti, on a :

Moment de torsion sur appui dans une nervure = Aire de la ligne d'influence calculée pour la largeur de l'élément étudié X densité de l'élément (en t/m')

Le calcul des moments de torsion sous poids propre devra aussi être effectué ; en effet le dimensionnement recommandé dans le § 3.1 cherche à minimiser ces efforts mais on ne peut pas les annuler compte tenu des divers cas de charge étudiés et l'on constate même que si l'on s'éloigne de ce dimensionnement les moments de torsion croissent rapidement. Pour les calculer il faudra considérer les deux modes de construction que nous décrivons ci-après ; en effet, deux solutions peuvent se présenter :

- si l'ouvrage est réalisé transversalement en une seule phase, les moments de torsion dus au poids propre sont obtenus à partir des résultats de la ligne d'influence d'une charge linéique unitaire définie ci-dessus ; on recherche alors successivement les effets des encorbellements et du hourdis sur chaque nervure à l'aide des expressions données ci-dessus que l'on cumule algébriquement.
- Si l'ouvrage est réalisé transversalement en plusieurs phases, les moments de torsion dus au poids propre seront obtenus en cumulant l'effet de la torsion provoquée par les parties de hourdis et les encorbellements coulés avec chaque nervure et l'effet du clavage. Si le clavage est réalisé sur un coffrage suspendu, ce qui est le cas général, on détermine son effet en répartissant le poids pour moitié sur chaque partie de hourdis. Dans le cas contraire (peu fréquent) où le clavage serait réalisé sur cintre, son poids n'intervient qu'après décintrement donc après durcissement du béton. Le moment de torsion est obtenu en appliquant la densité de charge de ce clavage sur la ligne d'influence utilisée pour l'ouvrage réalisé en une seule phase.

4.5.2.2. Efforts de torsion sous charges d'exploitation

En ce qui concerne le calcul des efforts de torsion sous charges d'exploitation pour les ouvrages ayant des portées qui restent dans le domaine d'emploi défini au chapitre 1 et une répartition transversale des nervures conforme à celle indiquée dans le paragraphe 3.1 ci-dessus, nous avons constaté grâce à une étude comparative menée à l'aide de programmes plus élaborés :

- que sous charges civiles $A(\ell)$ et B_c réglementaires les moments de torsion extrêmes sur appuis sont voisins,
- que sous les différentes charges militaires, c'est généralement le char qui donne les moments de torsion extrêmes.

Nous retiendrons donc comme valeurs extrêmes des efforts de torsion sous charges d'exploitation :

- sous charges civiles : les moments sur appuis dus à la charge $A(\ell)$ calculés à partir de la ligne d'influence transversale obtenue pour une charge linéique appliquée sur toute la portée de chaque travée ou de la travée la plus longue.

- sous charges militaires ou exceptionnelles : les moments sur appuis calculés à partir de la ligne d'influence transversale obtenue pour une charge linéique centrée sur la travée et appliquée sur la longueur du rectangle d'impact correspondant au convoi étudié (militaire ou exceptionnel).

- sous charges de trottoirs : les moments sur appuis calculés eux aussi à partir de la ligne d'influence du moment de torsion dû à une charge linéique unitaire appliquée sur toute la travée.

Dans tous les cas les moments de torsion sous charges d'exploitation sont alors calculés de la façon suivante :

Moment de torsion sur appuis dans une nervure	Aire de la ligne = d'influence calculée pour la largeur chargée	densité de la charge (t/m ²)	X	coefficients réglementaires éventuels
---	---	--	---	---------------------------------------

Nous pouvons ensuite rechercher les valeurs totales extrêmes des efforts de torsion en cumulant les moments dus aux charges permanentes (poids propre + superstructures) avec les moments dus aux charges civiles ($A(\ell)$ + trottoirs) affectés du coefficient de pondération réglementaire ou avec les moments dus aux charges militaires (M_c + trottoirs) ou avec les moments dus aux charges exceptionnelles si l'ouvrage doit les supporter.

4.5.3. Calcul des contraintes de cisaillement

Nous savons que les efforts de torsion créent dans les nervures un cisaillement cumulable algébriquement au cisaillement d'effort tranchant ; il serait cependant anormal de cumuler les cisaillements dus à l'effort tranchant maximal et ceux dus au moment de torsion maximal car ils sont obtenus pour des cas de charge différents. On recherche donc, sous sollicitation composée torsion-effort tranchant, la valeur maximale du cisaillement en combinant les contraintes dues aux moments de torsion à celles dues aux efforts tranchants sous charges concomitantes.

4.5.3.1. Calcul des efforts tranchants correspondant aux efforts de torsion extrêmes

Dans la note de calcul MCP (cf.A.34) les efforts tranchants extrêmes sur appuis sont obtenus pour la totalité de la section sous des cas de charges qui peuvent être différents de ceux qui ont donné les moments de torsion extrêmes ; en effet ces efforts tranchants extrêmes sur appuis sont d'une part calculés en disposant transversalement le maximum de charges qu'il est possible de mettre réglementairement et d'autre part affectés du coefficient de répartition transversale le plus défavorable vis à vis de la flexion longitudinale.

Nous devons donc recalculer les efforts tranchants sur appuis dus aux cas de charge ayant donné les moments de torsion extrêmes sous charges civiles et éventuellement sous charges militaires ou exceptionnelles et les coefficients correctifs de répartition transversale correspondant à ces cas de charge concomitants.

En ce qui concerne les coefficients correctifs nous allons les recalculer à l'aide de la note de calcul TISE qui nous a permis l'étude du moment de torsion. En effet, les résultats de la première note TISE, faite préalablement au calcul automatique de l'ouvrage par le programme MCP, pour obtenir les coefficients de répartition transversale, sont généralement obtenus pour des cas de charge différents de ceux donnant la torsion maximale et de plus ces coefficients sont calculés pour la travée la plus courte ; cette note de calcul n'est donc plus utilisable pour les calculs que nous avons à faire à présent.

Nous recalculons donc les coefficients correctifs de répartition transversale correspondants aux cas de charge concomitants à l'aide de la note de calcul TISE-Lignes d'influence. En effet, les notes de calcul dans lesquelles nous étudions les moments de torsion dus à une charge linéique appliquée sur tout ou partie de la travée la plus longue fournissent également les lignes d'influence des moments fléchissants ; moyennant donc le calcul des aires de ces lignes d'influence nous pouvons calculer les moments fléchissants dans chaque nervure sous les cas de charge donnant les moments de torsion extrêmes.

Nous rappelons alors la méthode de calcul de ces coefficients correctifs relatifs aux différentes charges réglementaires (cf. ch.4 - mise à jour n°2 de MCP 70).

Soit en effet M_i le moment fléchissant à mi-portée de la nervure i et M_j le moment fléchissant correspondant dans chaque nervure, on a pour KA l'expression suivante :

$$KA = \frac{M_i}{\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP}} \times a_1 \times a_2 \times \frac{NV}{NVOIE}$$

- dans laquelle
- NP est le nombre de poutres ou de nervures dans la section de l'ouvrage étudié,
 - NV le nombre de voies chargées qui correspond au moment M_i
 - $NVOIE$ le nombre total de voies supportées par l'ouvrage
 - a_1 et a_2 les coefficients correctifs réglementaires (F.61 titre

De même en conservant les mêmes notations on obtient pour les autres coefficients les expressions suivantes :

$$KTR \left(\frac{G}{D} \text{ ou } \frac{G}{D} \right) = \frac{M_i}{\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP}} \times \frac{ETROT \left(\frac{G}{D} \right)}{ETROTG + ETROTD}$$

$$KCM = \frac{M_i}{\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP}}$$

$$KCE = \frac{M_i}{\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP}}$$

Ensuite nous devons recalculer les efforts tranchants sur appuis; comme les moments de torsion sont les mêmes sur les deux appuis encadrant la travée nous ne recalculerons l'effort tranchant que sur l'appui le plus sollicité. Pour cela nous utilisons les lignes d'influence correspondantes qui sont éditées dans la note de calcul MCP et sur lesquelles nous reportons les différents cas de charge tels qu'ils ont été définis dans la note de calcul TISE et ayant donné les moments de torsion extrêmes.

Pour la charge A (ℓ) qui est la seule charge civile que nous prenons en compte pour l'étude des moments de torsion sur appuis (cf. §4.5.2. ci-dessus) nous aurons donc :

$$\begin{aligned} \text{Effort tranchant sur appui} &= \text{Aire de la ligne d'influence} \times A(\ell) \times \text{Largeur} \times KA \text{ recalculé pour le cas de charge correspondant et pour la nervure étudiée} \end{aligned}$$

Pour les charges militaires ou exceptionnelles nous aurons de la même façon

$$\text{Effort tranchant sur appui} = \text{Aire de la ligne d'influence calculée pour la longueur du rectangle d'impact étudié} \times \frac{\text{Poids du convoi}}{\text{Longueur du rect. d'impact}} \times \left\{ \begin{array}{l} \text{KCM} \\ \text{ou} \\ \text{KCE} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{recalculé pour le cas de charge correspondant et pour la nervure étudiée} \\ \text{coefficient de majoration dynamique pour les charges militaires seulement} \end{array} \right.$$

Enfin, pour les charges de trottoir nous aurons:

$$\text{Effort tranchant sur appui} = \text{Aire de la ligne d'influence} \times 0,150 \times \text{ETROT} \left\{ \begin{array}{l} G \\ \text{ou} \\ D \end{array} \right\} \times \text{KTR} \left\{ \begin{array}{l} G \\ \text{ou} \\ D \end{array} \right\}$$

N.B. (Les différents efforts tranchants ainsi calculés le sont pour la section totale de l'ouvrage introduite dans MCP. Il n'est pas nécessaire de les ramener à la nervure étudiée car on obtiendra la contrainte de cisaillement correspondante en multipliant par le module de cisaillement donné par MCP pour tout l'ouvrage.

Connaissant ainsi les efforts tranchants dus aux différents cas de charge à prendre en compte, nous affectons éventuellement ces résultats du coefficient de pondération réglementaire et nous cumulons les efforts extrêmes retenus aux efforts tranchants dus à la charge permanente (poids propre + superstructures) et à ceux dus aux effets de la précontrainte (hyperstatique et isostatique).

4.5.3.2. Calcul des moments de torsion correspondant aux efforts tranchants extrêmes.

Dans la note de calcul MCP nous avons directement les efforts tranchants extrêmes sur appuis ainsi que la position des charges correspondant à ces valeurs. Nous pouvons donc calculer simplement les moments de torsion dus à ces cas de charge concomitants.

Nous devons toutefois faire une restriction dans le cas où la valeur maximale de l'effort tranchant est atteinte sous la charge Bc; en effet, comme nous l'avons dit dans le paragraphe 4.5.2., nous ne pouvons pas calculer, à l'aide d'un programme automatique simple, le moment de torsion dû à des charges ponctuelles et donc nous retiendrons seulement l'effort tranchant maximal dû à la charge A (ℓ).

Compte tenu de cette remarque, nous calculons donc seulement, en ce qui concerne les charges civiles, le moment de torsion dû à la charge A (ℓ) positionnée de façon à donner l'effort tranchant maximal sur l'appui le plus sollicité de la travée la plus longue de l'ouvrage étudié. Cette charge A (ℓ) qui a donné l'effort tranchant maximal est appliquée longitudinalement sur toute la travée et transversalement sur le nombre de voies qui a donné le coefficient de répartition transversale KA maximal introduit dans le calcul MCP.

Le moment de torsion correspondant est donc calculé en intégrant sur la largeur chargée correspondante la ligne d'influence du moment de torsion sur appui dû à une charge linéique appliquée sur toute la travée étudiée; l'expression du moment de torsion est toujours de la forme :

$$\begin{array}{l} \text{Moment de torsion} \\ \text{sur appui dans} \\ \text{une nervure} \end{array} = \begin{array}{l} \text{Aire de la ligne d'influence} \\ \text{calculée pour la largeur} \\ \text{chargée} \end{array} \times \begin{array}{l} \text{Densité en t/m}^2 \\ \text{chargée} \end{array} \times \begin{array}{l} \text{Coefficients} \\ \text{réglementaires} \\ \text{éventuels} \end{array}$$

De façon analogue nous calculons le moment de torsion sur appuis dû aux trottoirs. En effet si l'ouvrage étudié supporte deux trottoirs chargeables l'effort tranchant maximal sur appuis est obtenu quand on charge les deux trottoirs donc il nous faut recalculer le moment de torsion correspondant à l'aide de l'expression précédente. Au contraire si un seul trottoir est chargeable, on connaît déjà le moment de torsion correspondant calculé au § 4.5.2.2. ci-dessus.

Ensuite si l'ouvrage supporte des charges militaires, l'effort tranchant maximal est obtenu lorsqu'une extrémité du char est au droit de l'appui étudié ; on calcule donc, à l'aide de l'expression ci-dessus, le moment de torsion pour cette même position longitudinale du char et pour la position transversale qui a donné le coefficient de répartition KCM maximal introduit dans MCP.

N.B. { Nous rappelons que les lignes d'influence transversales
fournies par le programme TISE sont calculées pour une position lon-
gitudinale donnée de la charge; (cf. page 64) nous ne pouvons donc pas utiliser,
pour calculer le moment de torsion dû au char placé au droit de l'appui
étudié, la même ligne d'influence que celle qui nous a permis de cal-
culer le moment de torsion maxi atteint lorsque le char est centré sur
la travée étudiée.

Enfin si l'ouvrage étudié doit supporter des charges exceptionnelles, il faut tout d'abord calculer l'effort tranchant maximal sur appui qui n'est pas fourni par la note de calcul MCP puisque le programme ne prend pas actuellement en compte ce type de charge. Pour cela on utilise la ligne d'influence de l'effort tranchant qui est imprimée dans la note de calcul MCP et sur laquelle on place un pavé du convoi exceptionnel (abscisse d'une extrémité de ce pavé au droit de la section d'appui étudiée). On a alors l'expression suivante :

$$\begin{array}{l} \text{Effort tranchant} \\ \text{maxi sur appui} \end{array} = \begin{array}{l} \text{Aire de la ligne d'influence} \\ \text{calculée pour la longueur du} \\ \text{pavé} \end{array} \times \frac{\text{Poids du pavé}}{\text{longueur du pavé}} \times \text{KCE}$$

dans laquelle le coefficient de répartition transversale KCE maximal est calculé à partir de la première note de calcul TISE (cf. paragraphe 4.2.1.)

L'effort tranchant dû au convoi exceptionnel sera calculé pour les deux appuis encadrant la travée étudiée et nous retiendrons la valeur sur l'appui le plus sollicité.

Connaissant ainsi l'effort tranchant maximal, on calcule alors, comme pour les autres charges, le moment de torsion concomitant sur appuis dû au convoi disposé longitudinalement au droit de l'appui étudié et transversalement dans la position qui a donné la valeur maximale du coefficient de répartition KCE utilisé ci-dessus.

A présent, nous connaissons les moments de torsion dus aux différents cas de charge réglementaires et nous cumulons les efforts extrêmes retenus aux moments de torsion dus à la charge permanente (poids propre + superstructures) calculés au § 4.5.2.1.

N.B. { Nous rappelons que tous les moments de torsion que nous avons calculés
 { ci-dessus sont les moments dans une seule nervure.

4.5.3.3. Calcul des contraintes dues aux moments de torsion

Connaissant le moment de torsion, calculé selon les hypothèses énoncées au § 4.2.1.3. ci-dessus, les contraintes de cisaillement sur les deux côtés des nervures sont calculées à l'aide des formules rappelées ci-après.

En effet, soit une section rectangulaire symétrique par rapport à l'axe vertical dont les côtés sont désignés par h et b, b étant toujours le grand côté du rectangle, les contraintes de cisaillement dues au moment de torsion, au milieu des côtés sont :

- au milieu du grand côté (cisaillement maximal)

$$\tau_{\max} = \tau_1 = \frac{M_t}{\eta_2 h^2 b}$$

M_t étant la valeur absolue du moment de torsion appliqué à la nervure

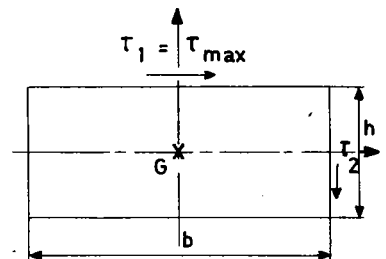
b la grande dimension de la nervure

h la petite dimension de la nervure

- au milieu du petit côté

$$\tau_2 = \eta_1 \tau_{\max}$$

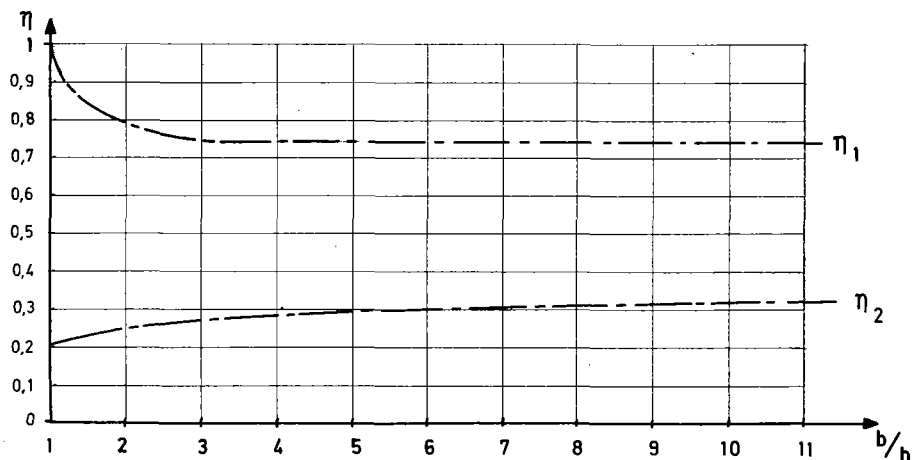
b/h	1	1,5	2	3	4	6	8	10	∞
η_1	1	0,858	0,796	0,753	0,745	0,743	0,743	0,743	0,743
η_2	0,208	0,231	0,246	0,267	0,282	0,299	0,307	0,313	0,333



Les valeurs des coefficients η_1 et η_2 , fonctions du rapport b/h (toujours > 1) sont données dans le tableau ci-dessus.

Pour les valeurs intermédiaires du rapport b/h on détermine les valeurs de η_1 et η_2 à l'aide des courbes tracées avec les valeurs du tableau et représentées ci-après.

Remarque : La formule qui permet le calcul de τ max donne bien évidemment les mêmes valeurs de contrainte que la formule utilisée dans l'annexe du CCBA 68.



Dans les formules que nous avons indiquées ci-dessus nous avons souligné que b doit toujours être la grande dimension de la nervure. En effet, dans le cas de nervures larges qui correspond à la majorité des nervures que nous calculons, la contrainte de cisaillement maximum au milieu du grand côté est atteinte suivant la largeur de la nervure et c'est par conséquent la contrainte au milieu du petit côté (suivant l'épaisseur de la nervure) qui doit être cumulée à la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

Au contraire, si nous étudions des nervures hautes, c'est la contrainte maximum au milieu du grand côté (suivant la hauteur de la nervure) qu'il faut cumuler à la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant; cette contrainte de cisaillement maximum due aux efforts de torsion est toujours calculée à l'aide des formules ci-dessus.

Les contraintes de cisaillement de torsion seront calculées systématiquement pour les moments de torsion extrêmes civils et éventuellement pour les moments de torsion extrêmes dus aux charges militaires et aux charges exceptionnelles si l'ouvrage étudié doit supporter ces charges.

4.5.3.4. Calcul des contraintes dues aux efforts tranchants

Connaissant l'effort tranchant on sait que la contrainte de cisaillement est donnée par l'expression

$$\tau_b = \frac{T \times \mu}{I \times b_0}$$

dans laquelle on désigne par :

- T, l'effort tranchant calculé pour la section totale
- μ , le moment statique, par rapport à l'horizontale passant par le centre de gravité, de la partie de dalle située au-dessus de ce centre de gravité
- I, l'inertie nette de la section totale
- b_0 , la largeur nette de la section totale au niveau du centre de gravité (largeur cumulée des nervures)

Pour le calcul des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants maximaux l'utilisateur se reportera à sa note de calcul MCP ; en effet, la valeur de cette contrainte au niveau du centre de gravité est lue directement dans la colonne T A U B du tableau intitulé "contraintes de cisaillement"(cf.A.49).

Par contre, pour calculer les contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants concomitants aux moments de torsion maximaux, on utilisera l'expression rappelée ci-dessus en remarquant toutefois que le quotient $\frac{\mu}{I \times b_0}$ est imprimé dans la colonne "module de cisaillement" du tableau "contraintes de cisaillement" de la note de calcul MCP (cf.A.49). Compte tenu de la définition de b_0 indiquée ci-dessus, le module de cisaillement est effectivement donné pour toute la section et peut donc être appliqué aux efforts tranchants calculés au § 4.5.3.1 ci-dessus.

4.5.3.5. Vérification des contraintes admissibles

Connaissant les différentes valeurs des contraintes de cisaillement, nous pouvons à présent vérifier que, sous sollicitation composée torsion-effort tranchant, la somme des cisaillements reste admissible et donc inférieure à la contrainte $\bar{\tau}_b$ donnée par la condition de CHALOS et BETEILLE (cf.IP1 article 11).

L'utilisateur pourra vérifier simplement cette inégalité car la valeur de $\bar{\tau}_b$ est imprimée dans la colonne TAUBS du tableau "contraintes de cisaillement" de la note de calcul MCP (cf. A.49).

Cette condition est généralement respectée pour les ouvrages étudiés dans les cas courants; il n'est donc pas nécessaire de développer le calcul de façon plus complète. En effet, la combinaison des valeurs maximales d'une sollicitation avec la sollicitation associée ne donne pas le maximum de cisaillement qui serait obtenu grâce à un calcul plus poussé.

En cas de dépassement du cisaillement admissible il sera nécessaire de consulter le gestionnaire.

4.5.4. Etude du hourdis

Ce paragraphe ne traite que du calcul en section courante; l'étude des extrémités du hourdis est faite au paragraphe 4.8. ci-après.

La méthode de calcul exposée ci-après est une méthode simplifiée qui ne tient pas compte des variations d'épaisseur du hourdis. Cette méthode conduit à des résultats valables dans les cas courants où la variation d'épaisseur reste faible; c'est le cas des dalles à nervures larges pour lesquelles les hourdis sont raccordés aux nervures par des goussets apportant une surépaisseur d'environ 15 cm et ayant une longueur d'environ 50cm. Si les variations sont plus importantes le calcul devra les prendre en compte; le projeteur pourra donc dans ce cas consulter le gestionnaire.

Nous rappelons que l'étude de la flexion transversale du hourdis ne doit pas être menée directement à partir des "lignes d'influence des efforts dans la dalle" éditées par le programme TISE (cf. mise à jour n°2 du dossier MCP 70 § 5.7.); en effet, les hypothèses retenues pour le calcul des moments pouvant conduire à des résultats erronés sous certains cas de charge, nous conseillons de cumuler les moments dus à la flexion générale calculés à partir des "lignes d'influence des efforts réduits" (efforts dans la dalle après déduction des efforts de flexion locale calculés pour une dalle parfaitement encadrée) et les moments dus à la flexion locale calculés manuellement pour les charges permanentes ou à l'aide des abaques de M.THENOZ pour les charges d'exploitation (Bulletin technique n°1 de la DOA du S.E.T.R.A. et son complément n°1 de juillet 1976).

Les moments transversaux réduits sont calculés à l'encastrement hourdis-nervure et au centre du hourdis, à partir des résultats édités dans les notes de calcul TISE déjà exploitées pour étudier les efforts de torsion.

4.5.4.1. Moments fléchissants transversaux dus aux charges permanentes.

Les moments transversaux dus aux charges permanentes sont calculés à partir des lignes d'influence des efforts réduits dus à une charge linéique unitaire appliquée sur toute la longueur de la travée étudiée (la travée la plus longue); on a alors directement les moments

- soit en multipliant les ordonnées des lignes d'influence par la densité de l'élément correspondant s'il s'agit d'éléments linéaires (superstructures),
- soit en intégrant la ligne d'influence et en multipliant les aires obtenues pour les différents éléments répartis de superstructures ou de structure porteuse par la densité correspondante.

A ces termes il faudra ajouter les moments de flexion locale dus au hourdis intermédiaire supposé encadré sur les nervures; on aura donc une bonne approximation en prenant comme valeurs des moments :

- à l'encastrement
$$M_{el} = - \frac{pL^2}{12}$$

- au centre
$$M_{cl} = \frac{pL^2}{24}$$

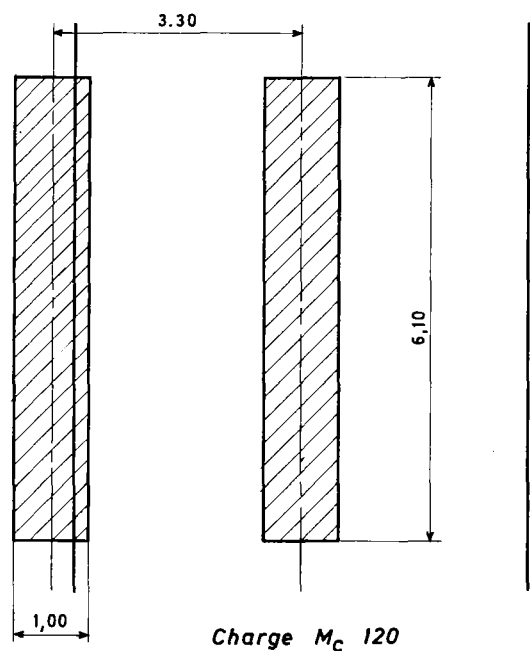
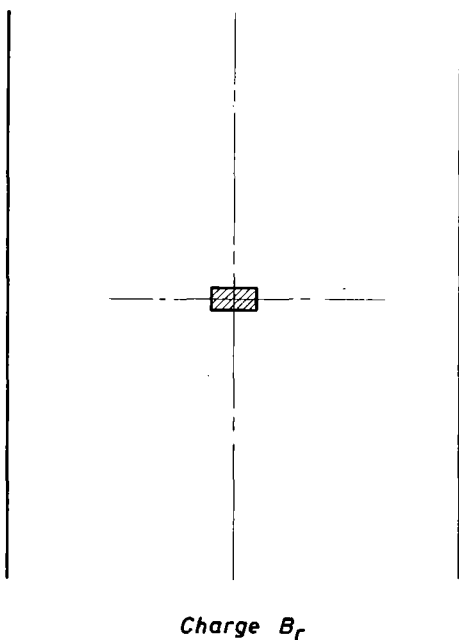
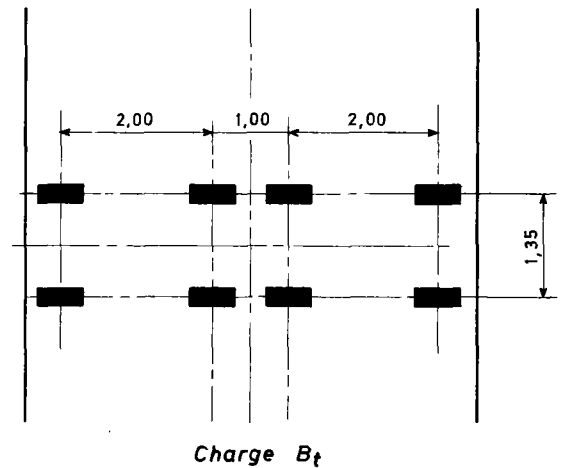
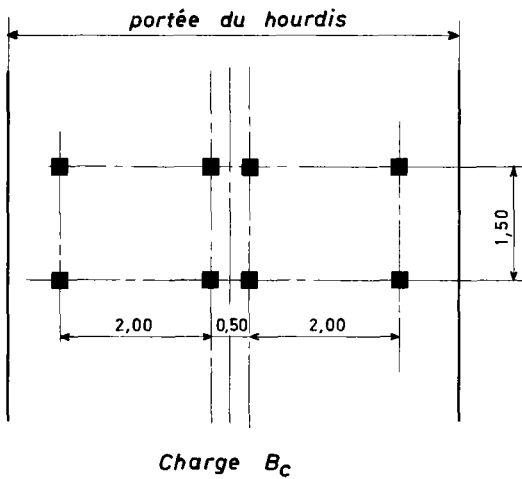
la densité de charge répartie p appliquée sur l'ensemble du hourdis de portée L étant exprimée en t/m.

En cas de phasage transversal de construction, le calcul du moment fléchissant est modifié et il est égal aux moments dans les consoles augmentés du moment produit par le clavage; ce moment dû au clavage est calculé en supposant le poids de béton réparti pour moitié entre les deux éléments de hourdis coulés avec les nervures. (cf. § 4.5.2.1. pages 63 et 64).

4.5.4.2. Moments fléchissants transversaux dus aux charges d'exploitation

Les moments transversaux dus aux charges d'exploitation sont calculés à partir des lignes d'influence des efforts réduits dus aux charges civiles B_C, B_t et B_r et éventuellement aux charges militaires et exceptionnelles si l'ouvrage doit les supporter. Pour obtenir les moments transversaux extrêmes, les charges d'exploitation sont disposées sur la travée la plus longue. Longitudinalement ces charges sont placées dans la position qui donne les moments fléchissants longitudinaux maximaux. Transversalement ces charges doivent être concomitantes à celles qui ont été utilisées pour l'établissement des abaques de M.THENOZ (efforts locaux); ces positions transversales sont schématisées ci-dessous :

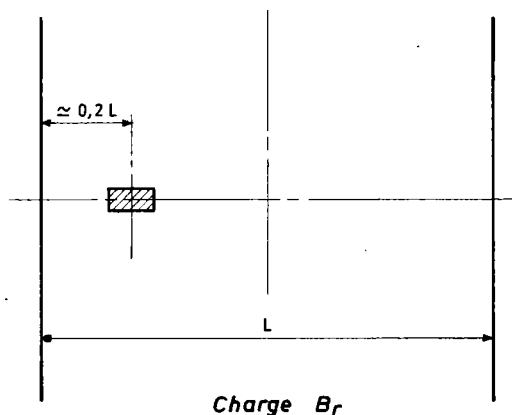
- position des charges pour l'étude des moments au centre



• position des charges pour l'étude des moments d'encastrement

Pour les charges B_c et B_t le complément n°1 au BT1 donne directement les lignes d'influence transversales des moments de flexion locale (cf. P.47 et 48 de ce complément). Ces résultats permettent donc de calculer le moment pour toute position. Pour simplifier les calculs et être sûr d'avoir la concomitance des charges on peut directement sommer les lignes d'influence de la flexion locale et de la flexion générale (efforts réduits).

Pour la charge B_r les abaques ont été établis en positionnant la roue comme indiqué ci-dessous :



Pour la charge M_c 120 la position transversale du char est la même que celle représentée ci-dessus pour l'étude du moment au centre.

A ces moments transversaux, calculés comme ci-dessus par intégration de la ligne d'influence correspondante, il faudra cumuler les moments de flexion locale dus au hourdis supposé encasté sur les nervures et calculés à partir des abaques de M.THENOZ (BT1 et son complément n°1).

Pour la charge exceptionnelle la flexion locale n'est pas donnée dans les abaques de M.THENOZ. L'effet de cette charge sera donc calculé en appliquant sur le hourdis intermédiaire supposé encasté sur les nervures, une charge répartie partielle centrée sur ce hourdis. Ces efforts sont à cumuler aux efforts de flexion générale obtenus par les lignes d'influence données par TISE.

Pour ce cas de charge les moments transversaux dus à la flexion locale valent si l'on appelle L la portée du hourdis et l la largeur du rectangle d'impact de la charge et p la densité par ml d'une tranche de hourdis de $1m$:

- à l'encastrement
$$M_{el} = - \frac{pl}{L} \left(\frac{3L^2 - l^2}{24} \right)$$

- au centre
$$M_{cl} = \frac{pl}{L} \left(\frac{3L(L-l) + l^2}{24} \right)$$

Connaissant les moments transversaux dus aux différentes charges réglementaires on retient, pour chaque section d'étude (encastrement hourdis-nervure et centre du hourdis), le moment le plus défavorable compte tenu du coefficient de dégressivité transversale, du coefficient de majoration dynamique "transversal" recalculé comme indiqué à l'article 5 du fascicule 61 titre II et du coefficient de pondération réglementaire pour le calcul d'une section en béton armé. On cumule ces moments extrêmes aux moments transversaux correspondants dus aux charges permanentes compte tenu des coefficients corrigeant l'effet des superstructures (prise en compte des rechargements ultérieurs, des modifications de superstructures...); les moments transversaux extrêmes sont calculés pour un mètre longitudinal de tablier.

4.5.4.3. Moments transversaux dus aux déformations gênées

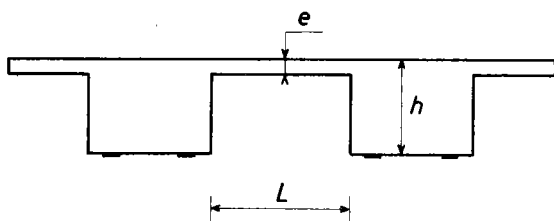
Les déformations gênées du hourdis sont dues au retrait et aux effets thermiques (dilatation, raccourcissement, gradient vertical); nous pouvons distinguer les déplacements gênés et les rotations gênées.

- a - Les déplacements résultent du retrait et du raccourcissement par diminution de température ou de la dilatation par augmentation de température. Ces déformations du hourdis vont entraîner un déplacement transversal des nervures or celles-ci n'étant pas entièrement libres de se déplacer, la déformation du hourdis est gênée et donne ainsi naissance à un effort normal transversal dans celui-ci et donc à un effort excentré appliqué aux nervures. Compte tenu de notre hypothèse de nervures encastrees à la torsion et indéformables transversalement, ces déformations entraînent une torsion dans les nervures et une flexion transversale du hourdis. En réalité, la gêne au déplacement des nervures est due aux réactions très faibles des appareils d'appui soumis à une distorsion et dans ce cas les sollicitations engendrées sont négligeables (cf. § 5.2.4.3. ci-après).

Dans le cas de nervures liées par des entretoises le phénomène est identique; en effet les entretoises étant réalisées en béton elles subissent les mêmes déformations que le hourdis et n'apportent donc aucune gêne.

N.B. { Les efforts sont faibles pour autant que les distorsions
 { transversales des appareils d'appui soient entièrement
 { libres, mais ils deviennent importants si cette condition
 { n'est pas remplie.

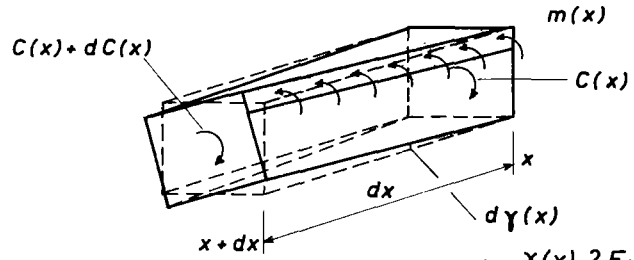
- b - Les rotations résultent du gradient thermique vertical dans le hourdis. Ce gradient tend à créer une rotation des nervures vers l'extérieur mais ces dernières étant encastrees à la torsion sur appui il apparait un moment de torsion dans la nervure et un moment fléchissant transversal dans le hourdis.



Soit $m(x)$ le moment de flexion transversal dans le hourdis à l'abscisse x d'une travée (comptée à partir de l'origine de cette travée de longueur l),

$\gamma(x)$ la rotation de la nervure (c'est-à-dire la rotation que tend à créer le hourdis soumis à un gradient thermique moins la rotation due à l'encastrement des nervures à leurs extrémités).

$C(x)$ le moment de torsion dans une nervure.



Nous avons les relations

$$\frac{d\gamma(x)}{dx} = \frac{C(x)}{GK}$$

$$\frac{dC(x)}{dx} = -m(x)$$

Le hourdis est encasté sur les nervures donc $m(x) = m(0) - \frac{\gamma(x) 2 E_b I_h}{L}$

avec I_h = inertie de flexion du hourdis

et E_b = module du béton

On a donc l'équation $\frac{d^2\gamma(x)}{dx^2} = -\frac{m(0)}{GK} + \frac{\gamma(x) 2 E_b I_h}{GK L}$ avec $\gamma(0) = 0$ et $\gamma(L) = 0$

la solution est $\gamma(x) = A e^{\omega x} + B e^{-\omega x} + \frac{m(0) L}{2 E_b I_h}$

avec $A = \frac{m(0) L}{2 E_b I_h} \cdot \frac{e^{\omega L} - 1}{1 - e^{2\omega L}}$

$$B = \frac{m(0) L}{2 E_b I_h} \cdot \frac{e^{\omega L} (e^{\omega L} - 1)}{1 - e^{2\omega L}}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{2 E_b I_h}{GK L}}$$

Il reste à déterminer le terme $m(0)$. Sur appui la rotation de la nervure est nulle et le hourdis se comporte comme une travée parfaitement encastée soumise à un gradient thermique ; on a donc :

$$m(0) = \frac{\alpha \Delta \theta E_b I_h}{e}$$

En pratique, nous verrons dans l'exemple d'application (cf. § 5.2.4.3.) que d'une part l'effet du gradient thermique dans le hourdis crée un moment fléchissant transversal non négligeable (il peut représenter 10 à 20% du moment au milieu du hourdis dû aux charges permanentes et aux surcharges cf. § 5.2.4.1. et 5.2.4.2.) et que d'autre part la rotation des nervures ne réduit que très faiblement le moment transversal obtenu au droit des appuis.

En général et par simplification on calculera donc le moment sur appui dû au gradient thermique et on le cumulera uniformément aux moments au milieu du hourdis dus aux autres actions.

Enfin nous pouvons calculer le moment de torsion dans une nervure dû au gradient thermique vertical, à l'aide des formules ci-dessus ; on a en effet :

$$C(x) = GK \frac{d\gamma(x)}{dx} = GK \omega [A e^{\omega x} - B e^{-\omega x}]$$

La valeur de ce moment de torsion n'est pas très importante en général mais elle ne doit toutefois pas être négligée.

Pour ces calculs d'efforts dus aux déformations gênées (moment transversal et torsion) la valeur du gradient thermique à prendre en compte pourra être de 10° et les valeurs obtenues seront cumulées aux effets des charges d'exploitation.

En effet les moments dus à ces charges d'exploitation correspondent à l'application de chargements partiels (par exemple : 1 voie chargée ou 1 véhicule Bc) et la probabilité de simultanéité avec un gradient de 10° est importante.

4.5.4.4. Moments de flexion longitudinale du hourdis

Nous calculons les moments fléchissants longitudinaux s'exerçant au centre du hourdis pour un mètre linéaire transversal de tablier.

En ce qui concerne le moment fléchissant $M_{c \text{ long}}$ dû aux charges permanentes, il ne résulte que de l'effet POISSON et il est donc généralement faible ; on peut néanmoins le calculer à partir du moment transversal total M_{ct} dû aux charges permanentes calculé précédemment au centre du hourdis (cf. § 4.5.4.1.).

$$\text{On a en effet : } M_{c \text{ long}} = \nu \cdot M_{ct}$$

ν étant le coefficient de POISSON pris égal à 0,15 pour un calcul en béton armé.

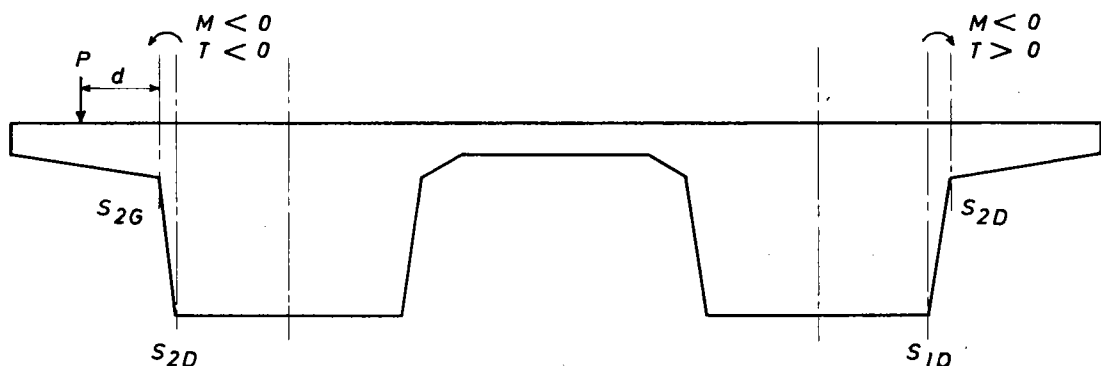
Les moments de flexion longitudinale au centre du hourdis dus aux charges d'exploitation sont obtenus à partir des abaques de M. THENOZ. Dans ces abaques nous trouvons les valeurs des moments pour les charges d'exploitation B_t (abaque n° 7 P.33 du complément n° 1 du BT1) et B_r (abaque n° 10 P.36 du complément n° 1 au BT1) ; ces charges B_t et B_r sont toujours centrées longitudinalement sur la travée la plus longue et disposées transversalement selon les positions déjà représentées ci-dessus (cf. P. 75).

Connaissant les moments fléchissants longitudinaux au centre du hourdis pour différentes charges réglementaires, on retient le moment le plus défavorable compte tenu du coefficient de dégressivité transversale, du coefficient de majoration dynamique "transversal" et du coefficient de pondération réglementaire pour le calcul d'une section de béton armé et on cumule ce moment extrême au moment fléchissant longitudinal dû aux charges permanentes.

4.5.5. Etude des encorbellements

Ce paragraphe traite uniquement des études en section courante ; l'étude des extrémités est faite au § 4.8. ci-après.

Les efforts à l'encastrement encorbellements-nervures sont calculés généralement dans les sections S_2 ; en effet, compte tenu de la variation importante d'épaisseur entre l'encorbellement et la nervure et ce entre des sections faiblement espacées, il n'est pas nécessaire d'étudier les sections S_1 . Toutefois la section d'aciers calculée en S_2 sera conservée dans la section S_1 et les armatures correspondantes seront ancrées au delà de cette section S_1 . Si la structure n'est pas parfaitement symétrique ou si la largeur chargeable n'est pas centrée sur l'ouvrage ou si les superstructures sont différentes on calcule les efforts dans les sections S_{2G} et S_{2D} ; si par contre la symétrie de ces éléments est parfaite le calcul d'un seul côté sera suffisant.



Le principe de calcul retenu est celui des consoles ce qui suppose que le porte à faux soit d'une longueur suffisante.

Lorsque les encorbellements seront importants on pourra faire les calculs dans d'autres sections que S_2 , afin de moduler le ferrillage. Toutefois compte tenu de l'ancrage² des barres et des efforts apportés par les dispositifs de retenue il n'y a pas une grande économie à attendre.

4.5.5.1. Moments transversaux sous charges permanentes

● effet du poids propre

Pour rechercher l'effet du poids propre on prend en compte la section transversale réelle de l'ouvrage et non pas la section simplifiée introduite dans le programme TISE.

On calcule la densité p par mètre linéaire d'encorbellement et la distance d du centre de gravité de cet encorbellement à la section d'encastrement étudiée et l'on a directement le moment à l'encastrement

$$M_e = -pd$$

● effet des superstructures

On recherche l'effet des différents éléments de superstructures en faisant de la même façon le produit du poids de l'élément étudié, en tenant compte des augmentations ultérieures (rechargement, canalisations, modifications des corniches, des dispositifs de retenue...), par la distance du centre de gravité de cet élément à la section d'encastrement.

4.5.5.2. Moments transversaux sous charges d'exploitation

Pour calculer les moments d'encastrement dans une dalle en encorbellement sous l'effet des charges d'exploitation, nous devons distinguer les charges réparties sur l'ensemble de l'ouvrage et les charges concentrées.

● Charges réparties

Si l'on étudie l'effet d'une charge répartie linéairement sur tout l'ouvrage nous avons directement le moment à l'encastrement par la formule $M_e = -pd$ dans laquelle p est la densité de charge répartie et d la distance du centre de gravité de la charge à la section d'encastrement étudiée.

Nous étudions ainsi :

- la charge locale de trottoir de densité égale à $0,450 \text{ t/m}^2$
- la charge $A(l)$ appliquée seulement entre l'extrémité de la largeur chargeable et la section d'encastrement étudiée.

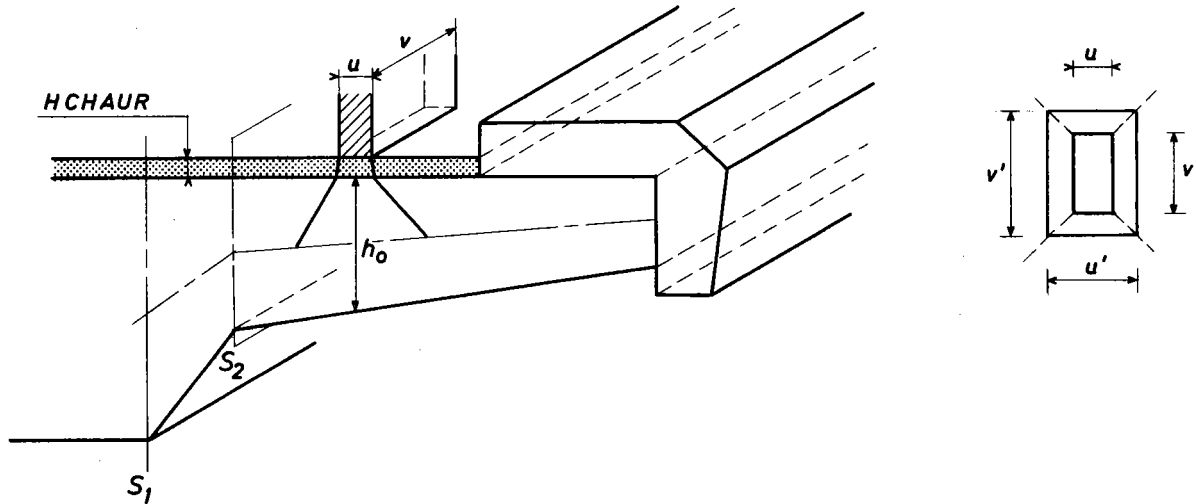
● Charges ponctuelles ou partiellement réparties

Si l'on étudie l'effet d'une charge ponctuelle ou répartie partiellement on doit tenir compte d'un étalement vertical de la charge et longitudinal de ses effets; nous prenons en compte un étalement longitudinal sur le plan de la section d'encastrement afin de ne pas négliger totalement "l'effet de dalle".

L'étalement des charges se calcule alors comme indiqué ci-après.

● Etalement vertical

Soient u et v les côtés du rectangle d'impact; cet impact est d'abord étalé sur le plan moyen de l'encorbellement.



Le rectangle de la charge étalée, de côtés u' et v' , se déduit du rectangle d'impact par les relations :

$$u' = u + h_0 + \frac{3}{2} HCHAUR$$

$$v' = v + h_0 + \frac{3}{2} HCHAUR$$

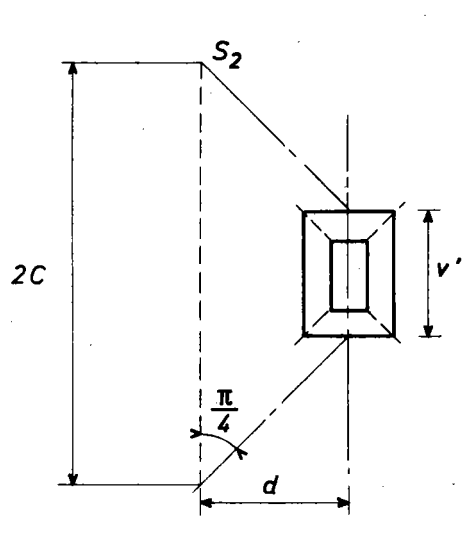
dans lesquelles : h_0 représente la hauteur de la structure au milieu du côté u de l'impact (côté perpendiculaire aux bords libres)

$HCHAUR$ est l'épaisseur minimale réelle de la chaussée (sans prise en compte des rechargements ultérieurs).

● Etalement longitudinal

Le rectangle de la charge étalée verticalement introduit, dans l'encorbellement, des efforts qui vont s'étaler longitudinalement jusqu'à la section d'encastrement étudiée; la longueur d'étalement s'obtient en menant à partir du milieu des côtés u' (côtés perpendiculaires aux bords libres) des droites inclinées à 45° sur la fibre correspondant à la section d'encastrement. Cette longueur d'étalement prise égale à $2C$ a donc pour expression :

$$2C = v' + 2d$$



Connaissant alors l'étalement de la charge sur la section d'encastrement étudiée, nous sommes ramenés au calcul précédent du moment d'encastrement dû à une densité de charge supposée uniformément répartie sur la longueur $2C$

Nous devons toutefois distinguer l'effet d'une charge ponctuelle et l'effet d'une charge partiellement répartie.

• charge ponctuelle

C'est le cas des charges dont la dimension transversale de l'impact reste faible vis à vis de la distance à la section étudiée, et qui sont entièrement appliquées sur l'encorbellement. L'étalement $2C$ se calcule simplement comme indiqué ci-dessus et le moment d'encastrement est alors

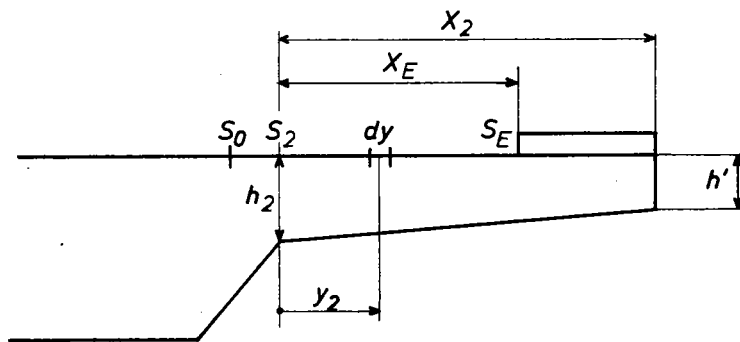
$$M_e = -\frac{P}{2C} \times d$$

P étant le poids (en t) de la charge ponctuelle étudiée.

• charge partiellement répartie

C'est le cas d'une charge dont le côté de l'impact perpendiculaire au bord libre à des dimensions plus importantes vis à vis de la distance à la section d'étude et/ou qui est appliquée sur une zone de forte variation d'épaisseur de l'encorbellement. Pour ces charges l'étalement et le moment d'encastrement sont alors calculés comme indiqué ci-après.

Soit l'encorbellement schématisé ci-dessous :



Appelons X_E l'abscisse de l'extrémité de la charge, X_2 l'abscisse de l'extrémité de l'encorbellement prises par rapport à la section S_2 ; h_2 est l'épaisseur de l'encorbellement au droit de la section S_2 et h' est l'épaisseur de l'encorbellement en son bord libre.

Appelons dy la longueur d'un élément de charge situé à la distance y_2 de la section S_2 ; l'étalement longitudinal de cet élément a pour expression :

$$2C = v + \frac{3}{2} HCHAUR + \underbrace{h' + (h_2 - h') \times \frac{X_2 - y_2}{X_2}}_{h_0} + 2y_2$$

ce qui peut se mettre sous la forme :

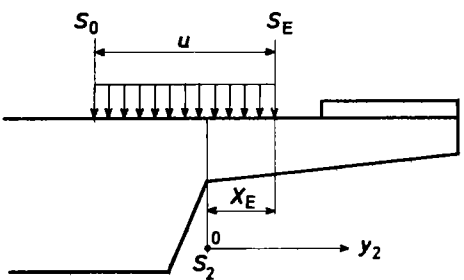
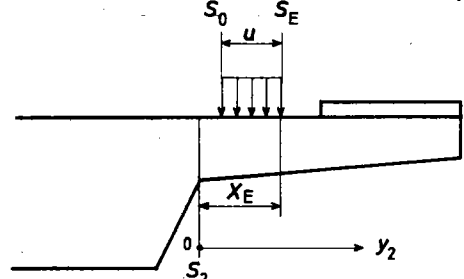
$$\alpha y_2 + \beta$$

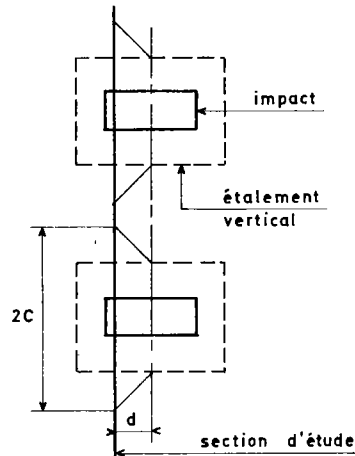
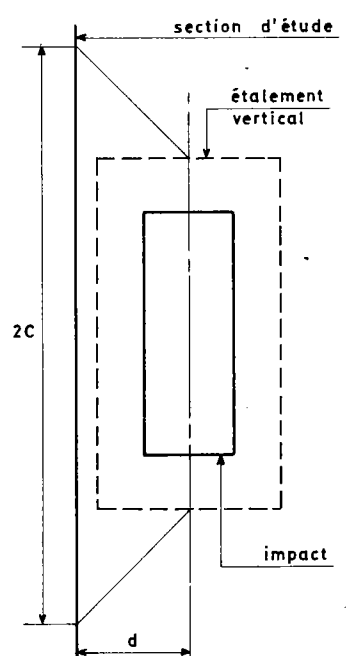
Connaissant ainsi l'étalement d'une charge partiellement répartie, le moment fléchissant transversal à l'encastrement est de la forme :

$$M_2 = -p \left[\int_{S_0}^{S_E} \frac{y \, d y}{\alpha y + \beta} \right]$$

p étant la densité de charge linéaire exprimée en t/ml et S_0 et S_E les sections d'origine et d'extrémité de la charge.

Suivant les dimensions de l'impact, on peut avoir les 2 configurations schématisées ci-dessous pour lesquelles nous donnons le moment d'encastrement dans la section S_2 .

Position de la charge	Section de calcul	Densité de la charge en t/ml	Moment d'encastrement
 <p>CAS 1</p>	S_2	$p_2 = \frac{P}{u} \times \frac{X_E}{u}$	$M_2 = -p_2 \int_{S_2}^{S_E} \frac{y_2 \, d y_2}{\alpha y_2 + \beta}$
 <p>CAS 2</p>	S_2	$p_2 = \frac{P}{u}$	$M_2 = -p_2 \int_{S_0}^{S_E} \frac{y_2 \, d y_2}{\alpha y_2 + \beta}$

Charges étudiées	Type de charge	Dimensions de l'impact		Poids P	Position de la charge
		u	v		
Roue isolée sur trottoir (1)	ponctuelle	0,25	0,25	6 t	La roue est appliquée à l'aplomb du bord extérieur de l'encorbellement.
Roue B_r (2)	répartie partiellement	0,60	0,30	10 t	La roue est excentrée au maximum sur la largeur <u>roulable</u> .
<p>Système B_t (2) (3)</p> <p>1 roue</p> 	répartie partiellement	0,60	0,25	8 t	La file de roue étudiée doit être excentrée au maximum sur la largeur <u>roulable</u> c'est à dire être appliquée à 0,50 m du dispositif de sécurité ou de la bordure de trottoir (cf. article 5.4.1 - commentaires titre II F 61).
<p>1 file de 2 roues</p> 	répartie partiellement	0,60	1,60	16 t	<p><u>Rq</u></p> <p>Si la largeur de l'encorbellement étudié le permet, on place la deuxième file de roues.</p> <p>(La distance d'axe en axe des 2 roues d'un même essieu est égale à 2 m).</p>
Véhicules militaires					
Char M_c 80	répartie partiellement	0,85	4,90	36 t	Les charges militaires sont toujours excentrées au maximum sur la largeur <u>roulable</u> .
Essieu M_e 80 (3)	répartie partiellement	3,50	0,12	22 t	
Char M_c 120	répartie partiellement	1,00	6,10	55 t	
Essieu M_e 120 (3)	répartie partiellement	4,00	0,15	33 t	

Dans le tableau ci-contre, nous récapitulons, pour chacune des charges d'exploitation, les dimensions du rectangle d'impact et les densités à prendre en compte, et nous indiquons la disposition à adopter pour obtenir le moment d'encastrement maximal.

(1) La roue de 6t sur trottoir est une charge non cumulable aux autres charges de chaussée ou de trottoir (cf. article 12 du F 61 du titre II). Cette roue de 6t est disposée sur tout trottoir qui n'est pas séparé de la chaussée par un obstacle infranchissable aux véhicules.

La roue de 6t doit réglementairement n'être prise en considération que vis à vis d'état limite ultime. En cas d'emploi du BA 68 (titre VI F 61) un tel état limite n'étant pas envisagé on étudiera cette charge sous le 1er genre de vérification prévue par ce règlement.

(2) Si les dimensions de l'encorbellement sont suffisamment importantes pour permettre à la charge d'être positionnée entièrement entre la section S_2 et la limite de la largeur roulable (zone ayant une faible variation d'épaisseur), on peut assimiler cette charge à une charge ponctuelle et se ramener ainsi au calcul simplifié de l'étalement.

(3) Dans le cas d'un système de charge constitué de plusieurs pavés on peut étudier l'effet d'un seul pavé ou l'effet de l'ensemble du système; en effet, suivant la distance d de l'impact à la section d'étude il peut y avoir recouvrement des étalements longitudinaux des différents pavés. On calcule l'étalement v' simplifié (en prenant comme valeur de h_0 l'épaisseur de la structure au milieu du côté u de l'impact d'un seul pavé ou de la partie de l'impact située entre la section d'étude et la limite chargeable) et l'on en déduit deux configurations possibles pour l'étude du système :

- . Si $d < \frac{\text{entraxe des essieux} - v'}{2}$
⇒ on étudie 1 seul pavé
- . Si $d \geq \frac{\text{entraxe des essieux} - v'}{2}$
⇒ on étudie l'ensemble des pavés

A présent on connaît les moments d'encastrement dus aux différentes charges réglementaires; on retient alors le moment le plus défavorable compte tenu, du cumul éventuel des charges de trottoir, des coefficients de dégressivité transversale, du coefficient de majoration dynamique "transversal" et du coefficient de pondération réglementaire pour le calcul d'une section de béton armé et on cumule ce moment d'encastrement au moment d'encastrement dû aux charges permanentes.

Remarque :

Dans le cas où l'encorbellement étudié est d'épaisseur constante, il est possible de déterminer les moments à l'encastrement dus aux charges ponctuelles ou réparties partiellement, au moyen des abaques de M.THENOZ; en effet, pour ces différentes charges positionnées sur l'encorbellement comme indiquées P 167 et 168 du bulletin technique n°1, nous obtenons directement les moments d'encastrement pour des largeurs d'encorbellements variant de 0,50m à 4,00m (cf. abaques P 173 à 179 du BT1).

4.5.5.3. Moments de flexion longitudinale dans les encorbellements

Dans l'encorbellement nous calculons le moment fléchissant, par mètre transversal, dû aux charges d'exploitation à partir des abaques de M. Thénos; dans ces abaques nous trouvons les valeurs des moments pour la roue isolée sur le bord d'une chaussée autoroutière (abaque n°8 p.180) et pour la roue isolée sur trottoir (abaque n°9 p.181) qui sont généralement les charges les plus défavorables.

Nous retenons la plus forte de ces deux valeurs compte tenu du coefficient de dégressivité transversale, du coefficient de majoration dynamique "transversal" (pour Br seulement) et du coefficient de pondération réglementaire pour le calcul d'une section de béton armé.

4.6. ETUDE DU FERRAILLAGE PASSIF.

Dans ce paragraphe nous examinons :

- le ferrailage passif longitudinal
- le ferrailage passif transversal
- le ferrailage d'effort tranchant
- le ferrailage de torsion

A l'exception du ferrailage passif longitudinal les quantités d'armatures à mettre en oeuvre résultent du calcul des efforts examinés dans les paragraphes précédents. En ce qui concerne le ferrailage passif transversal on examine séparément le cas des ouvrages fonctionnant en béton armé (cf. § 4.6.4) et ceux fonctionnant en béton précontraint (cf. § 4.7.).

Le ferrailage passif longitudinal, bien qu'ayant des effets complémentaires à ceux de la précontrainte doit être examiné avec attention; des recommandations avaient été données dans une note d'information sur les ponts précontraints à nervures hautes (note d'information de la D.O.A. du 15 octobre 1976). En effet nous avons pu observer un certain nombre de cas de fissuration sur des ponts dalles à nervures et en particulier sur les ouvrages comportant des nervures hautes; cette fissuration peut régner sur toute la hauteur des nervures, et est en général due à des contraintes de traction en face inférieure de la nervure qui apparaissent lors de l'application de la précontrainte et qui peuvent être augmentées par l'effet du gradient thermique et dans certains cas par les effets de tassements différentiels d'appuis.

4.6.1. Ferrailage longitudinal des nervures

Pour tous les ouvrages à nervures nous avons constaté que les sections les plus sollicitées en traction étaient comprises entre les sections sur appuis et les sections $0,1 \ell$ de part et d'autre des appuis intermédiaires. Nous conseillons donc à l'utilisateur de faire une vérification rigoureuse de cette zone et en particulier dans les sections $0,05 \ell$ de part et d'autre de ces appuis de continuité.

Quelles que soient les dimensions des nervures le ferrailage longitudinal se composera :

- d'un ferrailage minimum en section courante sur les deux faces des nervures destiné à pallier les effets du retrait qui risquent de fissurer les sections avant la mise en précontrainte,
- d'un ferrailage renforcé dans les sections où apparaissent des tractions; ce ferrailage sera éventuellement à augmenter pour reprendre les efforts de torsion (cf. § 4.6.2. ci-après).

4.6.1.1. Ferraillage longitudinal minimum sur fibres extrêmes.

Cas des nervures dont le rapport $\frac{h}{b}$ est $< \frac{1}{4}$

Pour les ouvrages comportant des nervures dont la largeur reste supérieure à 4 fois l'épaisseur du tablier nous adopterons les valeurs de pourcentage minimal couramment utilisées dans les dalles type PSIDP; ce pourcentage minimal d'armatures passives longitudinales, rapporé à la totalité de la section ne devra pas être inférieur à 0,05% par face. Ces armatures seront aussi réparties que possible et convenablement distribuées sur les faces des nervures. L'espacement de ces armatures sera de l'ordre de 20 cm. Ce ferraillage minimal sera renforcé en fibre inférieure au voisinage des appuis de continuité; en effet, dans ces zones il faut doubler le pourcentage minimal en fibre inférieure afin de reprendre les tractions qui pourraient apparaître. De part et d'autre des appuis de continuité nous fixerons donc le pourcentage d'armatures passives en fibre inférieure à 0,1% de la section totale. Le supplément d'armature aura une longueur égale à $0,15 (l_{i-1} + l_i)$, l_{i-1} et l_i étant les longueurs des travées adjacentes à l'appui i . Il sera composé d'armatures disposées tête-bêche sur une longueur égale à $(0,15l + l_d)$ de part et d'autre des appuis (l étant égal à l_{i-1} ou à l_i et l_d étant la longueur de scellement définie à l'article 30 du règlement de béton armé), (cf. fig. 1 et 2 page 87).

Cas des nervures dont le rapport $\frac{h}{b}$ est $> \frac{1}{4}$

Pour les ouvrages à nervures dont le rapport $\frac{h}{b}$ ($\frac{\text{épaisseur du tablier}}{\text{largeur de la nervure}}$) est supérieur à $1/4$ nous modifions les règles de ferraillage énoncées ci-dessus afin d'éviter au maximum la formation de fissures et nous fixons, pour la face inférieure de ces nervures et en section courante, un pourcentage minimal d'armatures passives longitudinales compris entre 0,05% et 0,1% de la section totale de l'ouvrage et déterminé d'après les courbes de la figure 3 page 87.

Ainsi pour tous les ouvrages ayant des nervures dont la largeur est inférieure à la hauteur du tablier le pourcentage d'armatures passives à disposer en face inférieure est égal à 0,1% de la section totale du tablier.

Par contre si la largeur de la nervure devient supérieure à la hauteur et tant que le rapport $\frac{h}{b}$ est supérieur à $1/4$ le pourcentage d'armatures à prévoir peut être réduit, en fonction de $\frac{h}{b}$, jusqu'à atteindre la valeur 0,05%.

Ce ferraillage constructif en fibre inférieure est également renforcé au voisinage des appuis de continuité. Comme dans le premier cas le pourcentage d'armatures est doublé et est donc au plus égal à 0,20% de la section totale des nervures; les aciers supplémentaires auront une longueur égale à $0,2 (l_{i-1} + l_i)$, l_{i-1} et l_i étant les longueurs des travées adjacentes à l'appui i et ils seront mis en place tête bêche sur une longueur de $(0,15l + l_d)$ de part et d'autre des appuis (l étant égal à l_{i-1} ou à l_i , et l_d étant la longueur de scellement définie dans le règlement de béton armé). Cette disposition est identique à celle du premier cas (cf. figures 1 et 2 page 87).

Pour ces nervures, on prévoiera dans tous les cas, tout le long de l'ouvrage en face supérieure, un pourcentage égal à 0,05% de la section totale.

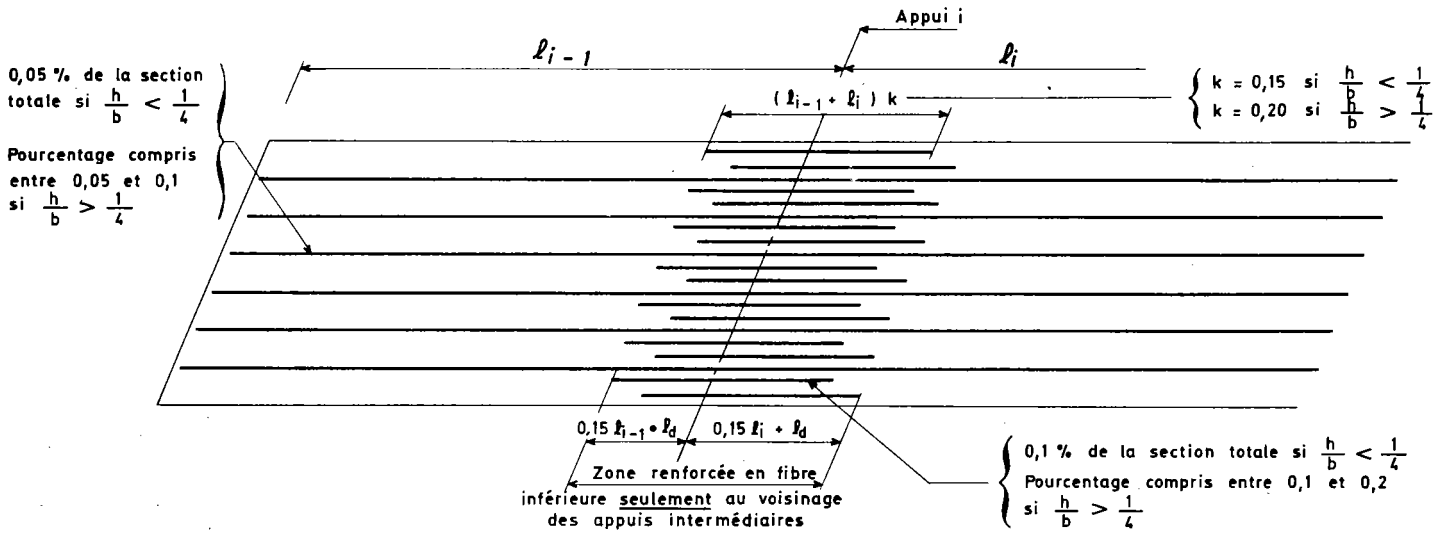


Fig. 1 Schéma de ferrailage en fibre inférieure d'une nervure
(ferrailage minimal longitudinal)

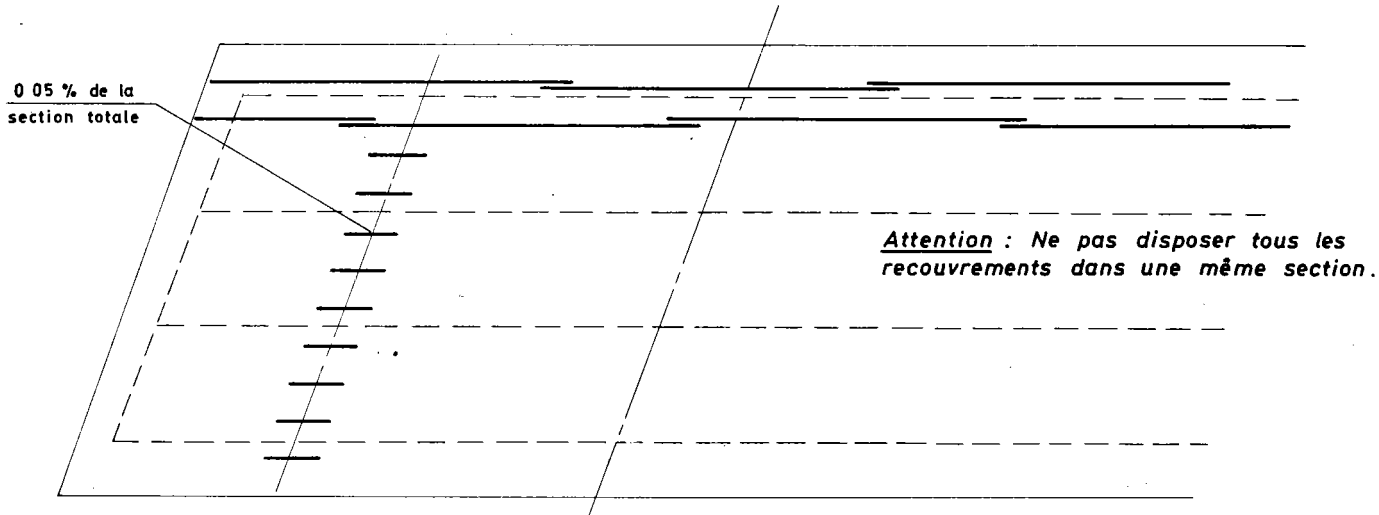


Fig. 2 Schéma de ferrailage en fibre supérieure d'une dalle
à deux nervures
(ferrailage minimal longitudinal)

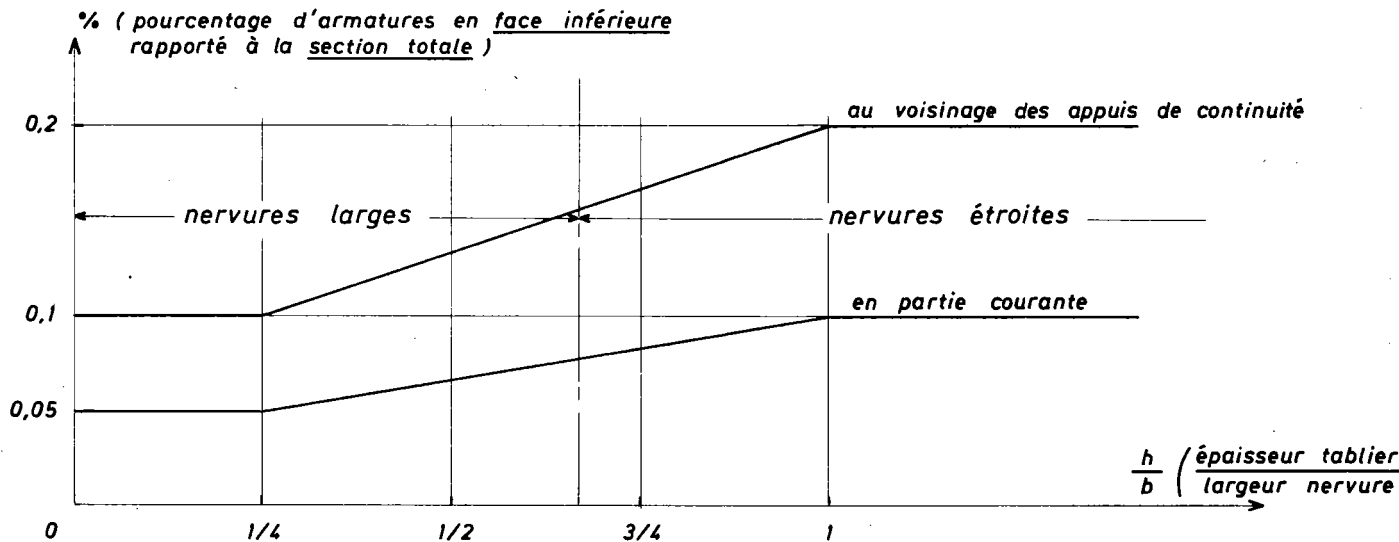


Fig. 3 Pourcentage minimal d'aciers passifs longitudinaux

4.6.1.2. Ferraillage longitudinal complémentaire

Quelles que soient les dimensions des nervures on prévoira toujours sur les flancs de ces nervures des armatures filantes horizontales destinées à s'opposer à la propagation de la fissuration sur les parements verticaux ou inclinés et éventuellement à répartir cette fissuration.

On disposera au moins un acier $\varnothing 10$ tous les 20cm; ce ferraillage minimal devra être assez souvent augmenté pour reprendre les efforts de torsion (cf. § 4.6.2.).

4.6.1.3. Reprise conventionnelle des tractions

L'apparition de contraintes de traction résulte généralement de la prise en compte du gradient thermique lors de la vérification alors que ceux ci n'avaient pas été considérés pour le dimensionnement. Les ouvrages de ce type réalisés jusqu'à présent ont d'ailleurs été calculés généralement sans tenir compte du gradient thermique et n'ont pas montré de désordres importants autres que ceux évoqués ci-dessus. Il est donc possible de dimensionner la précontrainte sans tenir compte de ces actions et de limiter la fissuration, qui pourrait résulter de l'apparition de tractions dues au gradient thermique, par un ferraillage passif (cf. §4.5.1.4.).

Au voisinage des appuis de continuité les tractions pourront normalement être reprises par application des règles ci-après ou seulement par le ferraillage minimum défini précédemment (§ 4.6.1.1.). Par contre en travée les tractions pouvant apparaître en charge et sous gradient de 5°C ne seront reprises par un ferraillage passif que si elles ne dépassent pas 20 bars; au-delà de cette limite il faudra redimensionner la précontrainte en conséquence.

Si le projet est établi selon les règles de l'IP2 il convient de se conformer strictement aux prescriptions de ce document.

Si au contraire le projet est établi selon les règles de l'IP1, un tel calcul d'armatures n'étant pas prévu par ce règlement basé sur l'absence de traction, on adopte la règle énoncée ci-après.

Conventionnellement les contraintes de traction seront reprises par une section A d'armatures passives disposée en face inférieure des nervures et supportant l'effort total auquel est soumise la zone de béton tendu; on a donc :

$$A = \frac{F_{BT}}{\bar{\sigma}'_a}$$

avec F_{BT} = force de traction de la zone de béton tendu

$\bar{\sigma}'_a$ = contrainte de traction admissible des aciers égale à $\frac{3}{4} \sigma_{en}$

La section d'aciers passifs ainsi déterminée sera retenue seulement dans les sections de l'ouvrage où le ferraillage minimum n'est pas suffisant; le renforcement d'armatures s'étendra sur une longueur égale à la longueur de la zone où apparaissent ces contraintes de traction augmentée de 3 longueurs de scellement pour que l'on puisse disposer tête-bêche les aciers correspondants.

4.6.2. Ferraillage de torsion dans les nervures

Dans les dalles nervurées que nous étudions le ferraillage de torsion se compose d'armatures transversales (cadres fermés) normales à la ligne moyenne et d'armatures longitudinales (barres) parallèles à la ligne moyenne et réparties sur le pourtour des nervures.

Dans ce type d'ouvrage le ferraillage de torsion reste généralement faible, en conséquence nous avons retenu le parti de calculer ce ferraillage selon les règles appliquées aux sections en B.A. sans tenir compte de l'amélioration que peut apporter la précontrainte à la résistance à la torsion de la section. Dans le cas de nervures étroites où le ferraillage est dimensionné par la contrainte de cisaillement sur les faces verticales il pourrait éventuellement en être tenu compte sans toutefois en attendre une réduction importante.

Les armatures transversales calculées sont à mettre en oeuvre indépendamment des étriers d'efforts tranchants. Pour les armatures longitudinales il y a lieu de tenir compte des armatures de flexion qui sous la sollicitation entraînant la torsion maximale peuvent ne pas travailler à leur contrainte limite et offrir ainsi une possibilité de reprise de tout ou partie de l'effort apporté par la torsion.

4.6.2.1. Ferraillage transversal de torsion

Les armatures transversales de torsion sont nécessairement des cadres fermés et en aucun cas des étriers mis en place pour reprendre les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant doivent être utilisés pour reprendre des contraintes de cisaillement dues aux moments de torsion; en effet, les contraintes de cisaillement dues au moment de torsion apparaissent sur les quatre faces d'une nervure alors que les contraintes de cisaillement d'effort tranchant n'existent pas sur les deux fibres extrêmes d'une nervure.

Les cadres de torsion sont généralement normaux à la ligne moyenne et leur espacement doit être inférieur à la plus petite dimension de la nervure sans excéder le 1/8^e du périmètre d'une nervure. Les armatures transversales doivent envelopper toutes les barres longitudinales. Le volume relatif de ces armatures transversales de torsion ou pourcentage transversal peut être calculé à l'aide de l'annexe A 53 au titre VI du fascicule 61 du CCTG lorsqu'il est fait usage de l'IP 1.

La valeur de ce pourcentage dépend des dimensions des nervures et elle est donnée par les formules suivantes :

$$\text{si } b \leq 3,5 h \quad \omega_t = \frac{h + b}{3b} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_a'}$$

$$\text{si } b > 3,5 h \quad \omega_t = \frac{3}{7} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_a'}$$

Dans ces formules b représente toujours le grand côté de la nervure et h le petit côté de la nervure; τ_b est la contrainte tangente de torsion maximale au milieu du grand côté b et $\bar{\sigma}_a'$ est la contrainte de traction admissible de l'acier (cf. article 10.4 du titre VI du fascicule 61 du CCTG).

En général on se limite au calcul des moments de torsion extrêmes sur appui (cf. § 4.5.2.) et on détermine le ferrailage nécessaire que l'on dispose uniformément tout le long de l'ouvrage si la section d'aciers obtenue n'est pas trop importante; dans le cas contraire, on peut éventuellement moduler linéairement le pourcentage d'aciers calculé sur appui et atteindre un pourcentage égal à la moitié en milieu de travée. Enfin si l'utilisateur veut un calcul plus précis il pourra calculer les moments de torsion sur appuis et en travée et moduler alors le ferrailage en conséquence

4.6.2.2. Ferrailage longitudinal de torsion

Pour déterminer les armatures longitudinales de torsion on effectue également le calcul en considérant que l'action de la flexion et l'action de la torsion agissent séparément. Les armatures longitudinales de torsion sont des barres parallèles à la ligne moyenne, réparties sur le contour de la section; en effet, les dimensions minimales des nervures dans les dalles que nous étudions couramment étant supérieures à 50 cm, on ne se contente pas de disposer des barres longitudinales concentrées seulement dans les angles des nervures.

Les armatures longitudinales de torsion disposées sur les fibres extrêmes des nervures (extrados et intrados) peuvent être les mêmes que les armatures longitudinales déjà dimensionnées pour reprendre les sollicitations normales moyennant évidemment certaines vérifications que nous décrivons ci-après.

Tout d'abord nous devons distinguer les zones proches des appuis et les zones en travée. Dans les zones voisines des appuis nous avons déjà une forte densité d'armatures longitudinales pour reprendre les tractions qui apparaissent lors de la mise en tension avec prise en compte de l'effet du gradient thermique, or pendant cette phase nous n'avons pas à craindre de moments de torsion importants puisque l'ouvrage à cette époque ne peut être soumis qu'à son poids propre et éventuellement à des charges de chantier. Ensuite, à la mise en service, on a mis en place les superstructures et de plus une fraction des pertes de précontrainte s'est déjà effectuée ce qui a pour effet de recomprimer les sections. Le renforcement d'armatures mis en place dans ces zones, voisines des appuis, devient alors surabondant et bien que nous nous trouvions dans une zone éventuellement tendue en flexion sous certains cas de charge, il peut être tenu compte de ces armatures longitudinales, moyennant une vérification des sections d'acier sous cas de charge concomitants (torsion et flexion), comme armatures longitudinales de torsion, pour la part devenue surabondante vis-à-vis de la flexion.

Dans les parties courantes en travée nous pouvons par contre avoir des tractions sous charges maximales avec prise en compte du gradient thermique; dans ces zones tendues il faudra donc vérifier que les armatures longitudinales minimales de flexion mises en place sont suffisantes vis-à-vis des efforts de torsion concomitants et éventuellement ajouter des armatures longitudinales de torsion.

En ce qui concerne les zones comprimées on tient compte évidemment des armatures longitudinales existantes et on vérifie que la section d'acier est suffisante vis-à-vis des sollicitations de torsion.

Enfin quelle que soit la zone étudiée il faut quand même vérifier que les armatures longitudinales disposées sur les faces verticales des nervures représentent une section d'acier suffisante pour reprendre les efforts de torsion (c'est à dire que la section au mètre linéaire est supérieure ou égale au ferrailage longitudinal de torsion).

Le volume relatif des armatures longitudinales de torsion ou pourcentage longitudinal ω_l est égal au pourcentage transversal ω_t défini au § 4.6.2.1. ci-dessus (cf. annexe A 53 au titre VI du fascicule 61 du CCTG).

Au cas où le calcul montrerait la nécessité d'ajouter des barres longitudinales dans certaines sections celles-ci devraient être prolongées au-delà de ces sections d'une longueur égale à la moitié de la plus grande dimension de la nervure augmentée d'une longueur de scellement.

4.6.3. Ferrailage d'effort tranchant dans les nervures

Pour les ponts dalles à nervures les armatures d'effort tranchant sont calculées par le programme MCP (cf. MCP 70 - § 6.8 et 6.9) et sont données dans la note de calcul (cf. A.51) ; en effet on a directement la section d'étriers au mètre linéaire de tablier pour toute la largeur de l'ouvrage ainsi que leur espacement maximal. L'espacement maximal qui résulte des formules de l'IP 1 devra dans le cas des dalles nervurées être limité à une valeur inférieure ou égale à $0,8 h_t$. Connaissant la section au mètre linéaire, on se fixe le diamètre et le nombre d'étriers par cours transversal et on calcule l'espacement des cours ; cet espacement calculé sera conservé jusqu'à la section d'étude suivante.

Les étriers devant intéresser tous les aciers longitudinaux il faut choisir des espacements compatibles entre les aciers supérieurs et inférieurs. De plus, il est recommandé d'utiliser les étriers pour porter les câbles ; il faut donc tenir compte du poids de ces câbles pour choisir le diamètre des étriers et de leur disposition transversale pour fixer le nombre d'étriers par cours et ainsi limiter l'espacement pour éviter des tracés irréguliers.

4.6.4. Ferrailage du hourdis et des encorbellements fonctionnant en béton armé

Dans ce paragraphe on étudie seulement le ferrailage longitudinal et transversal en section courante. Les renforcements nécessaires aux extrémités du tablier sont étudiés au paragraphe 4.8.2. ci-après.

4.6.4.1. Ferrailage transversal du hourdis

Nous avons calculé aux § 4.5.4.1., 4.5.4.2. et 4.5.4.3. ci-dessus, les moments à l'encastrement hourdis/nervure dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitation. Les sections d'armatures transversales en face supérieure sont donc déterminées par un calcul en flexion simple.

De même la section d'armatures à disposer en face inférieure au centre du hourdis est également déterminée par un calcul en flexion simple d'une section rectangulaire soumise au moment fléchissant calculé aux § 4.5.4.1., 4.5.4.2. et 4.5.4.3. ci-dessus (moment au centre dû aux charges permanentes, aux charges d'exploitation et aux déformations gênées).

Les sections ainsi calculées devront être supérieures ou égales aux sections minimales d'armatures transversales déterminées par application des règles (non fragilité et ouverture des fissures) figurant au règlement de béton armé utilisé.

4.6.4.2. Ferraillage transversal des encorbellements

Les sections minimales d'armatures transversales nécessaires dans les sections d'encastrement encorbellement/nervure sont également déterminées par un calcul en flexion simple d'une section rectangulaire en béton armé.

Les moments à l'encastrement encorbellement-nervure sont calculés sous charges permanentes et sous charges d'exploitation au § 4.5.5. ci-dessus. Comme nous l'avons déjà dit dans ce paragraphe, le calcul du moment d'encastrement est fait dans la section S_{2G} et éventuellement dans la section S_{2D} si la structure n'est pas parfaitement symétrique (structure porteuse, superstructure et voie portée) ; la section d'armature correspondante calculée dans la section d'encastrement S_2 est appliquée sur l'ensemble de l'encorbellement étudié. En général on adopte le même ferraillage pour les deux encorbellements.

La section d'armature ainsi déterminée est disposée en face supérieure des encorbellements. En face inférieure, le ferraillage mis en oeuvre a une densité au moins égale à la moitié du ferraillage supérieur.

Toutes les sections d'aciers que nous venons de déterminer sont valables en section courante.

En effet au voisinage des abouts on est généralement amené à augmenter ces sections selon les recommandations du § 4.8.2. ci-après.

Enfin, lorsqu'un dispositif de retenue de véhicule doit être disposé sur les encorbellements, il faut tenir compte du ferraillage indiqué dans le bulletin technique n° 6 de la D.O.A. du S.E.T.R.A. et dans ses compléments.

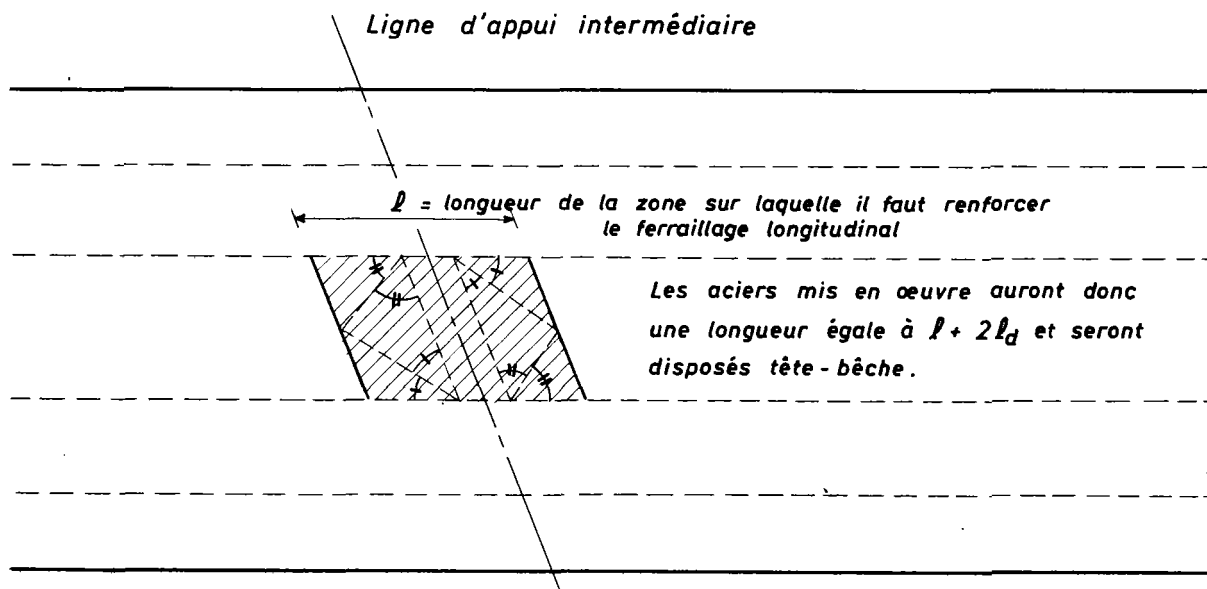
4.6.4.3. Ferraillage longitudinal du hourdis et des encorbellements

En face inférieure du hourdis la section d'armatures est toujours déterminée par un calcul en flexion simple d'une section rectangulaire en béton armé (comme pour le ferraillage transversal) soumise au moment de flexion longitudinale au centre du hourdis calculé au § 4.5.4.4.

En face supérieure du hourdis on met en oeuvre un ferraillage ayant une section égale à la plus grande des 2 valeurs :

- . 0,05 % de la section totale de béton (ferraillage longitudinal minimal des nervures - § 4.6.1.1.),
- . section d'armatures calculée ci-dessus pour la face inférieure

Remarque Si l'ouvrage étudié a des entretoises sur appuis intermédiaires (cas de ouvrages à nervures étroites avec seul appareil d'appui) on renforce le ferraillage longitudinal de part et d'autre de ces appuis ; on dispose en effet, en fibre supérieure, sur la zone hachurée de longueur l définie ci-après, la même section d'aciers ω_{ht} que celle mise en oeuvre transversalement.



En ce qui concerne les encorbellements, les aciers passifs longitudinaux supérieurs et inférieurs ont une section au moins égale à la moitié de la section d'armatures transversales mises en œuvre sur la face supérieure de ces encorbellements (cf. § 4.6.4.2.); le ferrailage longitudinal supérieur doit en outre respecter la règle du pourcentage minimal défini au paragraphe 4.6.1.1. ci-dessus.

De plus, le long des bords libres des encorbellements, il est nécessaire de renforcer le ferrailage longitudinal afin de limiter l'ouverture d'éventuelles fissures et de couder ces aciers par des cadres. Ce ferrailage est d'autant plus important que le biais de l'ouvrage est prononcé. En général il suffira de prolonger sur toute la longueur de l'ouvrage les aciers longitudinaux déterminés aux abouts, sur environ 50 cm le long des bords libres et sur les deux faces (cf. plan de ferrailage). Ce ferrailage n'est pas à cumuler à celui du même type (filants et cadres) nécessité par un dispositif de retenue.

Enfin, il est également nécessaire de disposer des étriers dans les encorbellements et le hourdis afin d'une part de reprendre les cisaillements existant dans ces éléments et d'autre part d'assurer la rigidité et l'écartement des nappes d'armatures.

4.7. PRECONTRAINTE TRANSVERSALE DU HOURDIS ET DES ENCORBELLEMENTS

Tout d'abord l'épaisseur de ces éléments étant normalement faible, on donne aux câbles assurant la précontrainte transversale un tracé rectiligne. En effet toute recherche d'excentrement des câbles pour minimiser la précontrainte n'apporterait pas une économie importante et compliquerait l'exécution, les faibles excentrement étant difficile à réaliser. La mise en oeuvre de câbles non rectilignes pourrait même être dangereuse si par exemple à l'exécution l'excentrement était inversé (création d'efforts parasites entraînant des désordres).

La position des câbles sera généralement conditionnée par l'implantation des ancrages dans les encorbellements. Pour le calcul des moments de flexion il faudra tenir compte de l'excentrement des câbles par rapport à la ligne moyenne non rectiligne (le hourdis et les encorbellements sont souvent d'épaisseur variable).

Dans le cas d'emploi de précontrainte transversale il faut d'une part disposer un ferrailage particulier pour assurer la diffusion des efforts à l'ancrage des câbles et d'autre part un ferrailage passif transversal de section au moins égale, sur chaque face, à 3 cm^2 par mètre linéaire longitudinal d'ouvrage.

Enfin il faudra veiller à l'implantation des ancrages des dispositifs de retenue par rapport aux ancrages des câbles tant d'un point de vue géométrique que mécanique; en effet la précontrainte ne participera à la reprise des efforts introduits par ces dispositifs que si elle est entièrement diffusée dans la section où ils sont appliqués.

4.8. ETUDE DES ZONES D'ABOUT DES TABLIERS

4.8.1. Diffusion de la précontrainte.

Pour reprendre les efforts d'établissement de la précontrainte on s'inspire des recommandations du chapitre VII et de l'annexe IV de l'IP 2. Nous rappelons que les calculs comprennent la vérification des contraintes dans le béton et le dimensionnement d'armatures passives tant dans un plan vertical que dans un plan horizontal. Les principes exposés dans l'IP2 ne sont normalement applicables qu'à des sections assimilables à des sections rectangulaires. Dans le cas des ouvrages que nous étudions dans ce document la présence d'encorbellement et de hourdis d'assez grandes dimensions fait que l'on ne respecte pas entièrement cette condition; il faut donc tenir compte de ces éléments dans les calculs.

Généralement on cherche à bien répartir les ancrages des câbles aux extrémités de chaque nervure et on définit dans ces conditions les longueurs de régularisation et les zones de première régularisation sans tenir compte de la présence des encorbellements.

Pour l'équilibre général, on associe à chaque nervure l'encorbellement et la moitié du hourdis et l'on considère que les contraintes normales et tangentielles s'établissent dans l'encorbellement et le hourdis avec un angle de 45° par rapport à la nervure, au-delà de la profondeur moyenne des prismes de première régularisation.

Pour assurer la participation de ces éléments il faut donc disposer des aciers transversaux et longitudinaux dimensionnés selon les règles données ci-après au § 4.8.2..

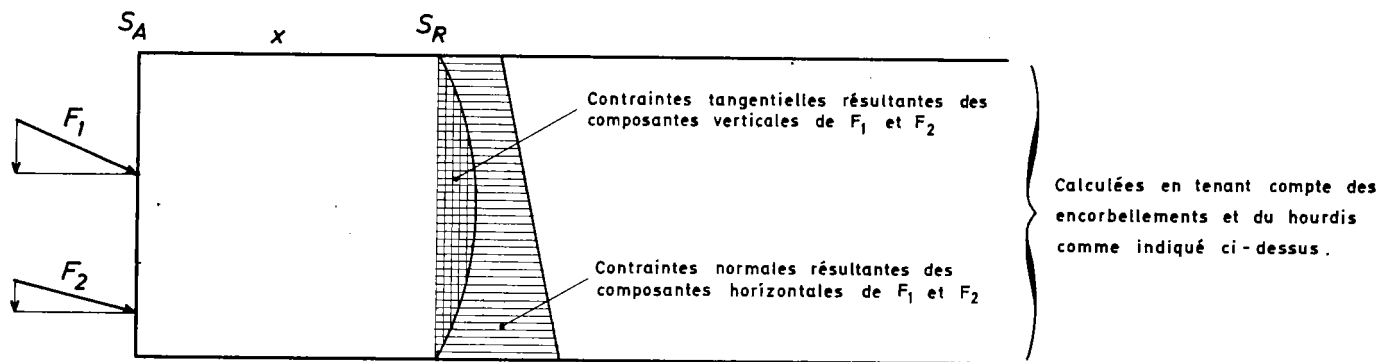
Dans le cas où les ancrages ne seraient pas bien répartis il y aurait alors lieu de reconsidérer les recommandations ci-dessus et de procéder à un calcul détaillé de la répartition compte tenu des hourdis et encorbellements.

Pour effectuer les calculs d'efforts de première régularisation et d'équilibre général on prend en compte la valeur probable de la précontrainte. Pour les ouvrages étudiés la précontrainte est généralement mise en oeuvre en 2 phases; il y a donc lieu de faire le calcul pour chacune d'elle et d'adopter le ferrailage enveloppe.

Lors du calcul de la seconde phase de mise en tension il peut être tenu compte des pertes de précontrainte effectuées dans les câbles de première précontrainte au jour de la mise en tension des seconds.

Dans les calculs, si les variations de largeur de la nervure et d'épaisseur du hourdis ne sont pas trop importantes, on peut simplifier la section d'étude en l'assimilant à une section en T pour chaque nervure.

Enfin nous rappelons que dans le calcul de l'équilibre général des efforts aux extrémités des nervures il y a lieu de considérer d'une part les forces de précontrainte appliquées à l'about et d'autre part les distributions de contraintes, dans la section de régularisation, dues à ces forces à l'about et non aux forces de précontrainte existant réellement dans cette section. Les autres efforts appliqués dans cette zone relèvent de l'équilibre selon la Résistance des Matériaux.



Le détail des calculs à effectuer pour l'étude des zones d'about des tabliers est traité dans le § 5.4 de l'exemple d'application (cf. ch. 5 ci-après).

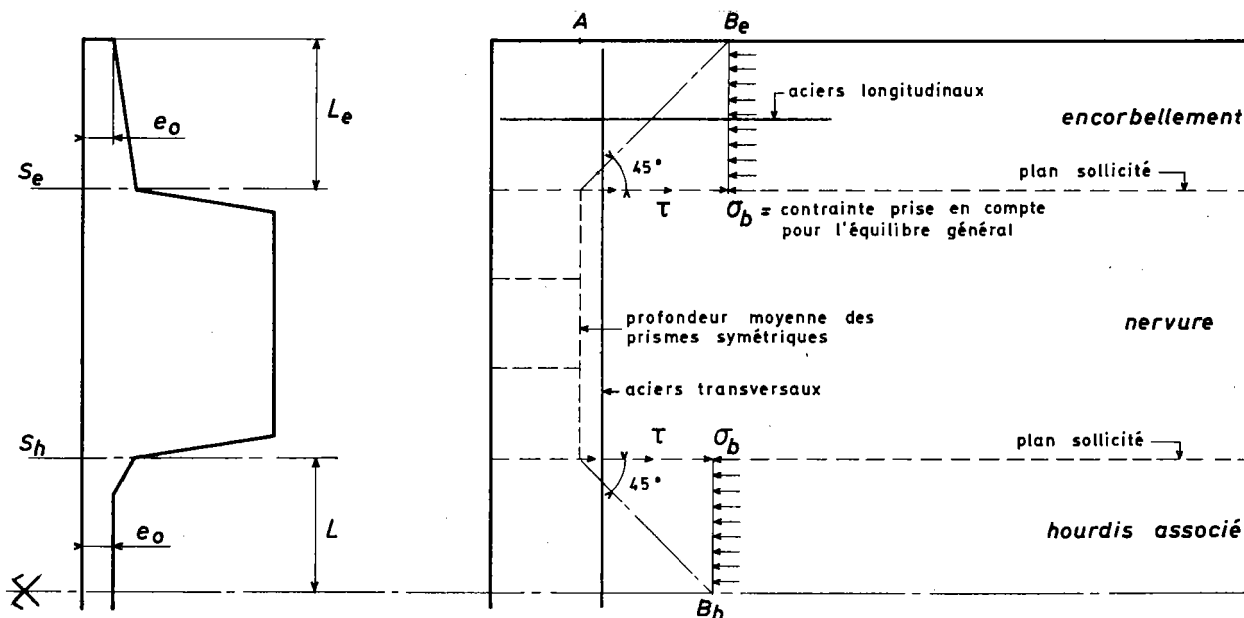
4.8.2. Ferrailage aux extrémités des hourdis et encorbellements

Nous avons déjà examiné au § 4.6.4. le ferrailage de flexion des hourdis et encorbellements en section courante. Aux abouts il faut reprendre d'une part les efforts dus à la diffusion de la précontrainte dans ces éléments et d'autre part les efforts de flexion plus importants qu'en section courante. Ces efforts sont à reprendre par des aciers transversaux et longitudinaux déterminés comme indiqué ci-dessous par la règle des coutures pour la diffusion et par les règles habituelles pour la flexion. Ces aciers ne se cumulent pas; il faut retenir sur chaque face et pour chaque direction la section maximale déterminée par l'un ou l'autre des phénomènes.

4.8.2.1. Ferrailage de diffusion dans les hourdis et encorbellements

Lors de l'établissement de la précontrainte il y a création de contraintes de cisaillement dans les plans verticaux de jonction entre les nervures et les hourdis ou encorbellements. On doit donc disposer :

- des aciers transversaux pour reprendre ces contraintes ainsi que celles dues aux autres actions (charges, retrait, ...) dans la même zone,
- des aciers longitudinaux pour assurer l'entraînement des zones non comprimées.



Les aciers transversaux résultent de l'application de la règle des coutures généralisées.

$$\frac{A_t}{e_0 t} \frac{2\sigma_e}{3} (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \tau - \sigma$$

avec : A_t la somme des aires des sections droites des aciers constitutifs d'un cours d'armatures d'attache,

t l'espacement de ces armatures parallèlement au plan sollicité,

e_0 l'épaisseur du béton prise en compte pour évaluer les contraintes τ et σ s'exerçant sur le plan considéré,

σ_e la limite d'élasticité garantie des armatures

α l'angle des armatures avec le plan sollicité ($45^\circ < \alpha < 90^\circ$)

La diffusion de la précontrainte créée dans les plans S_e et S_h définis sur la figure page 98 une contrainte de cisaillement égale à :

$$\tau = \frac{e_0 \times L \times \sigma_b}{e_0 \times L}$$

avec L : largeur de l'encorbellement ou de la partie de hourdis associée,

σ_b : compression dans le béton de ces éléments, dans la section droite passant par B_e ou B_h , calculée comme pour l'équilibre général.

A cette contrainte il faut ajouter celles :

- de poids propre à la 1ère mise en tension
- de poids propre et d'une part de retrait à la 2ème mise en tension
- de poids propre, de retrait et de charges d'exploitation en service

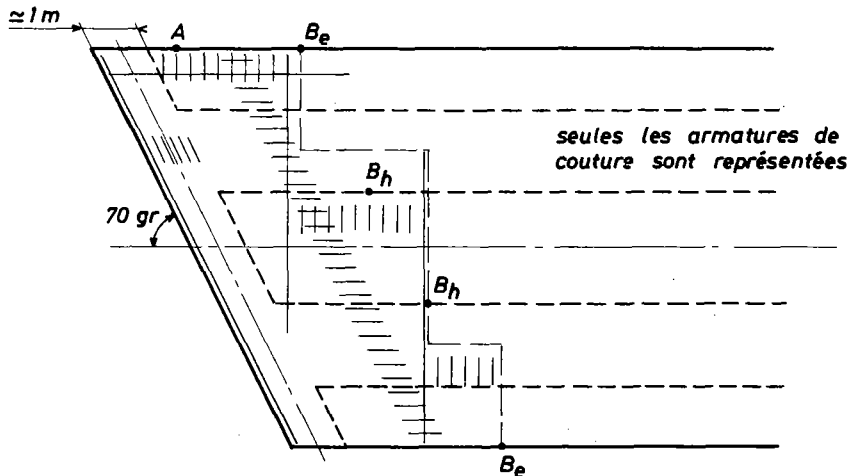
et l'on obtient ainsi la contrainte maximale.

En cas de précontrainte transversale on peut tenir compte de celle-ci, pour dimensionner le ferrailage transversal de couture des encorbellements et du hourdis, par la contrainte σ qu'elle crée et éventuellement par sa surtension ΔF_t

La section d'aciers transversaux ainsi calculée est à mettre en oeuvre pour moitié sur chaque face et entre les points A et B tels qu'indiqués sur la figure de la page 98, A étant la limite de la profondeur moyenne des prismes de première régularisation, et B l'intersection, soit du bord libre de l'encorbellement avec la droite à 45° si l'on étudie l'encorbellement, soit de l'axe de symétrie du hourdis avec la droite à 45° si l'on étudie le hourdis. Compte tenu des largeurs d'encorbellements et de hourdis préconisées au chapitre 3, les points B_e et B_h se situent dans des plans voisins et les aciers transversaux peuvent ainsi être filants sur toute la largeur du tablier.

En présence d'une entretoise, on dispose les aciers transversaux sur une longueur AB au-delà de cette entretoise.

Enfin, dans le cas d'un ouvrage biais, on dispose les aciers transversaux perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'ouvrage jusqu'à 1 mètre des extrémités (environ la longueur d'about + la largeur biaise de l'entretoise), puis parallèlement aux extrémités dans ces bandes de 1 mètre.



En ce qui concerne le ferrailage longitudinal, on met en oeuvre, sur la largeur droite de l'élément étudié (encorbellement ou partie de hourdis), la même section d'aciers que celle calculée pour le ferrailage transversal; ces aciers longitudinaux sont alors ancrés au-delà de la section B d'une longueur de scellement (cf. schéma page 96).

Le pourcentage d'armatures de couture ainsi déterminées dans chaque direction devra dans tous les cas être supérieur au pourcentage minimal égal à 0,8% de la section de béton prise en compte pour le calcul des contraintes τ .

4.8.2.2. Ferrailage de flexion

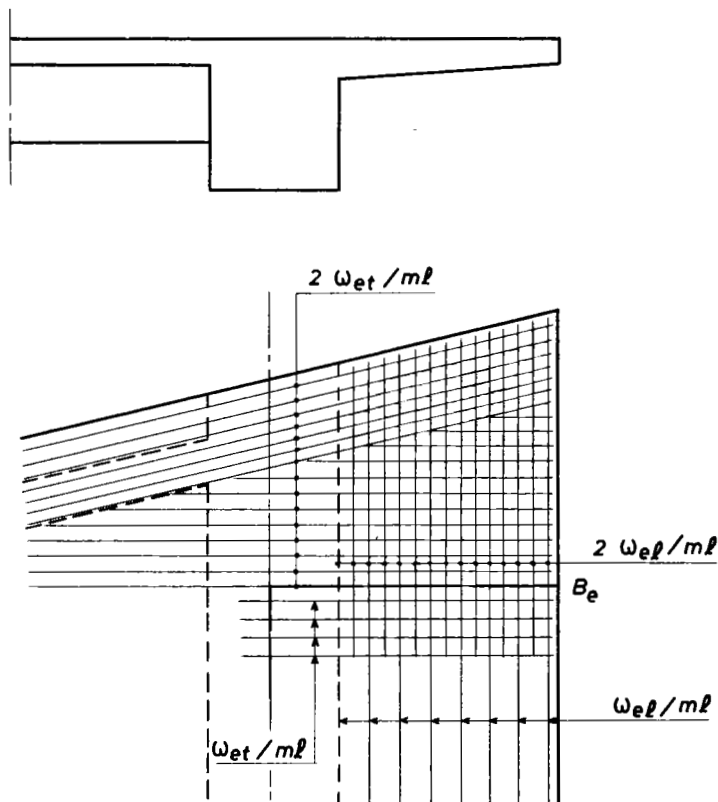
Les efforts de flexion nécessitent dans ces zones un renforcement du ferrailage passif supérieur du fait de la modification de l'étalement des charges; ce ferrailage ne se cumule pas avec les ferrillages précédents.

Dans les cas courants d'ouvrages dimensionnés selon les prescriptions du chapitre 3, on détermine donc d'abord les armatures de couture et l'on vérifie ensuite que les sections d'aciers ainsi obtenues respectent les règles simplifiées ci-dessous adoptées pour le renforcement du ferrailage de flexion en face supérieure des extrémités de hourdis et d'encorbellement. Ces règles qui ne s'appliquent qu'en l'absence de particularité (biais important, largeur variable...) justifiant des calculs détaillés, sont les suivantes :

- aux extrémités des encorbellements

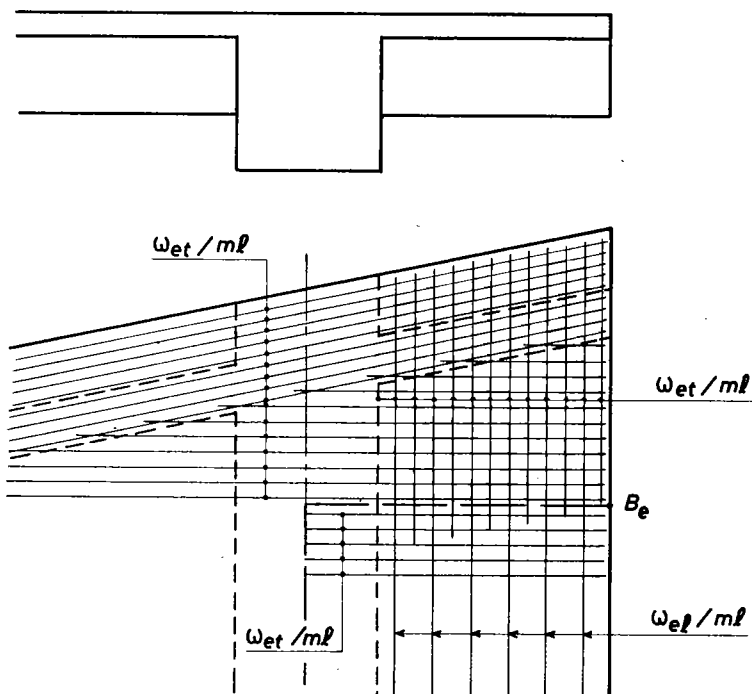
. si l'entretoise ne se prolonge pas sous l'encorbellement

Le ferrailage dans les deux directions est supérieur ou égal à 2 fois le ferrailage correspondant calculé en section courante



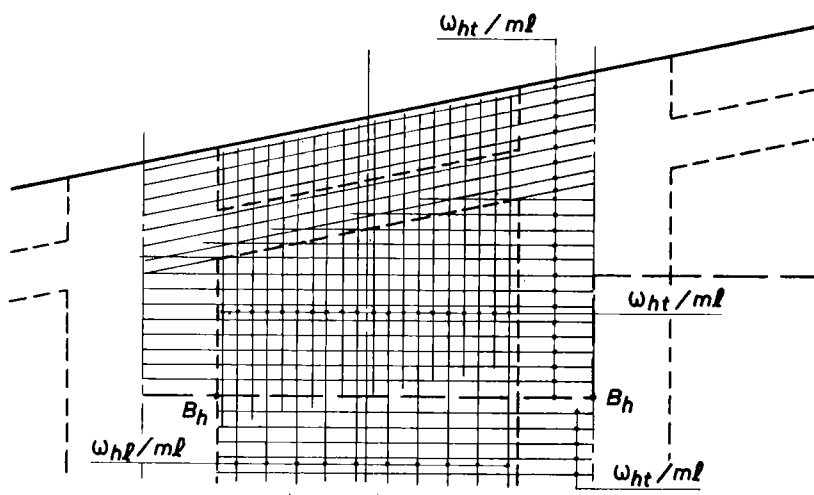
. si l'entretoise se prolonge sous l'encorbellement

Le ferrailage transversal calculé en section courante est conservé jusqu'à l'about de l'ouvrage . Le ferrailage longitudinal est, dans la zone d'about, égal au ferrailage transversal; les aciers longitudinaux seront arrêtés progressivement.



• aux extrémités du hourdis

Le ferrailage transversal calculé en section courante est conservé jusqu'aux extrémités de l'ouvrage. Le ferrailage longitudinal est, comme aux abouts des encorbellements, égal au ferrailage transversal; les aciers sont aussi arrêtés progressivement.



4.8.3. Zones d'appui simple

Les justifications, nécessaires dans ces zones, sont faites en s'inspirant des recommandations du chapitre VII (articles 35.2, 35.3 et 35.4) et de l'annexe IV de l'IP2; nous rappelons que les vérifications sont les suivantes :

- l'équilibre de la bielle d'effort tranchant
- la résistance du béton de cette bielle
- l'équilibre du coin inférieur.

4.9. ETUDE DES ENTRETOISES

Nous avons vu au paragraphe 2.2, ci-dessus que les entretoises prévues sur appui peuvent jouer un rôle différent suivant que l'ouvrage étudié a des nervures étroites ou larges. Dans tous les cas nous supposons néanmoins, pour calculer les efforts, que les tronçons situés sous les hourdis sont encastres parfaitement sur les nervures et que les tronçons qui se prolongent sous les encorbellements (aux abouts éventuellement) travaillent en console.

Nous recherchons donc les efforts les plus défavorables, différents suivant la fonction assurée par l'entretoise, et nous distinguons ainsi les deux cas suivants :

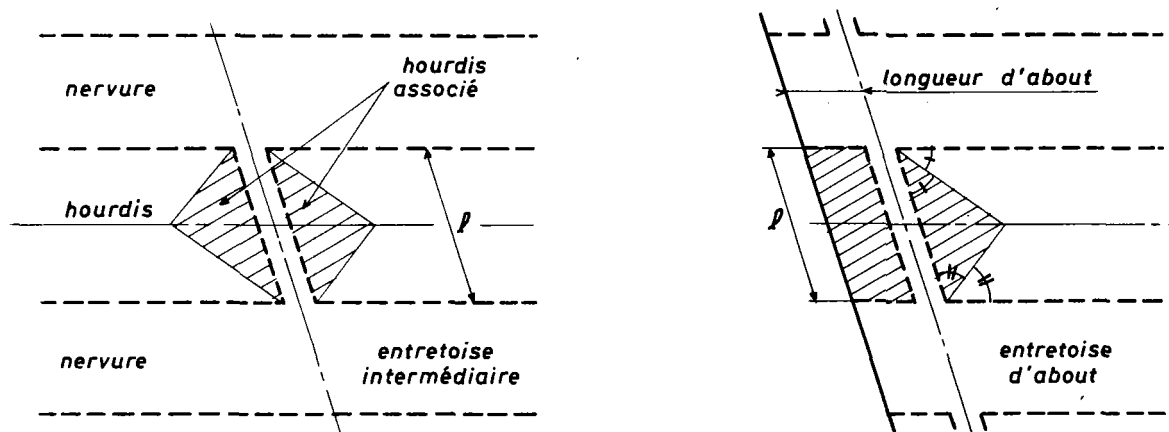
a) l'entretoise assure l'encastrement à la torsion des nervures.

Les efforts les plus défavorables sont essentiellement dus aux moments de torsion dans les nervures; en effet les charges d'exploitation appliquées directement à l'entretoise créent des efforts peu importants et correspondent à un cas de charge non concomitant aux cas de charge donnant le moment de torsion maximal dans les nervures.

Nous avons calculé au paragraphe 4.5.2. ci-dessus le moment de torsion maximal à l'extrémité de la travée la plus longue ce qui donne donc le moment fléchissant maximal dans l'entretoise; à cette valeur on doit ensuite cumuler le moment de flexion locale dû au poids propre de l'entretoise qui vaut

$$\begin{aligned} \text{au centre} & : \frac{p l^2}{24} \\ \text{à l'encastrement} & : - \frac{p l^2}{12} \end{aligned}$$

Dans ces expressions l est la portée biaise de l'entretoise comprise entre les 2 nervures et p la densité de charge répartie appliquée (poids propre de l'entretoise + poids du hourdis associé défini comme indiqué sur la figure ci-dessous + poids de la chaussée correspondante).



Connaissant les efforts de flexion nous pouvons alors déterminer le ferrailage à mettre en oeuvre dans les entretoises prévues sur les appuis intermédiaires. Généralement on dispose un ferrailage identique dans toutes les entretoises; si l'utilisateur veut éventuellement moduler le ferrailage il doit déterminer les moments de torsion extrêmes sur chaque appui à l'aide de plusieurs passages du programme TISE.

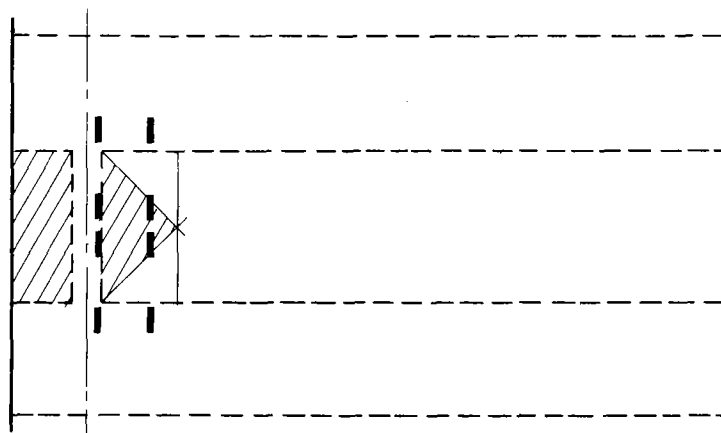
Les aciers, ainsi déterminés pour reprendre les efforts de flexion dans les tronçons d'entretoises situés sous les hourdis, sont généralement prolongés, de part et d'autre des nervures, si les entretoises existent aussi sous les encorbellements. Il faut cependant s'assurer, surtout dans le cas d'élargissement aux extrémités, que la section d'aciers mise en oeuvre est capable de reprendre la flexion à l'encastrement entretoise-nervure quand on calcule le débord d'entretoise comme une console.

Les moments de torsion dans les nervures créent également un effort tranchant dans les entretoises; cet effort tranchant est déterminé en supposant qu'aux deux extrémités de l'entretoise on a un moment d'encastrement égal (en valeur absolue) au moment de torsion maximal. Nous faisons cette hypothèse défavorable pour tenir compte des cisaillements de torsion qui sollicitent les entretoises et que nous ne pouvons pas calculer simplement.

Connaissant les efforts tranchants dans les entretoises on détermine le ferrailage à mettre en oeuvre. Comme pour le ferrailage de flexion on dispose les étriers régulièrement sur toute la longueur de chaque entretoise. Certains étriers seront des cadres afin de reprendre les cisaillements de torsion.

b) l'entretoise n'assure pas l'encastrement à la torsion des nervures

Dans ce cas l'entretoise sert uniquement à transmettre aux nervures les charges appliquées aux extrémités des encorbellements et des hourdis; ce type d'entretoise ne se rencontre généralement que sur les appuis extrêmes. Les efforts les plus défavorables dans ce cas sont dus aux charges directement appliquées sur les entretoises; ils sont donc dus au poids propre de l'entretoise et aux charges d'exploitation qu'il est possible de disposer sur les surfaces de hourdis associées à chacune d'elles et définies comme indiqué ci-après.



Pour les charges d'exploitation on étudie seulement les efforts de flexion locale dus aux charges ponctuelles (B_c , B_t ou B_r) ou aux charges militaires.

Pour les moments dus au poids propre de l'entretoise on fait le même calcul que dans le § a précédent.

Lorsque l'on a des débords de l'entretoise sous les encorbellements on calcule les sollicitations, en considérant ces éléments comme des consoles, sous l'effet du poids propre et des charges d'exploitation.

Connaissant les efforts extrêmes de flexion sollicitant les entretoises nous déterminons le ferrailage à mettre en oeuvre uniformément le long de l'entretoise. Les efforts appliqués sur les entretoises créent également des efforts tranchants qui sont repris par des étriers.

4.10 ETUDE DES OUVRAGES DE LARGEUR VARIABLE

Nous avons vu au paragraphe 2.1.4. ci-dessus que la variation de largeur de la section transversale d'un ouvrage à plusieurs nervures pouvait être réalisée soit par élargissement de l'encorbellement soit par épanouissement de la nervure (poutrelle encastrée sur la nervure et l'entretoise).

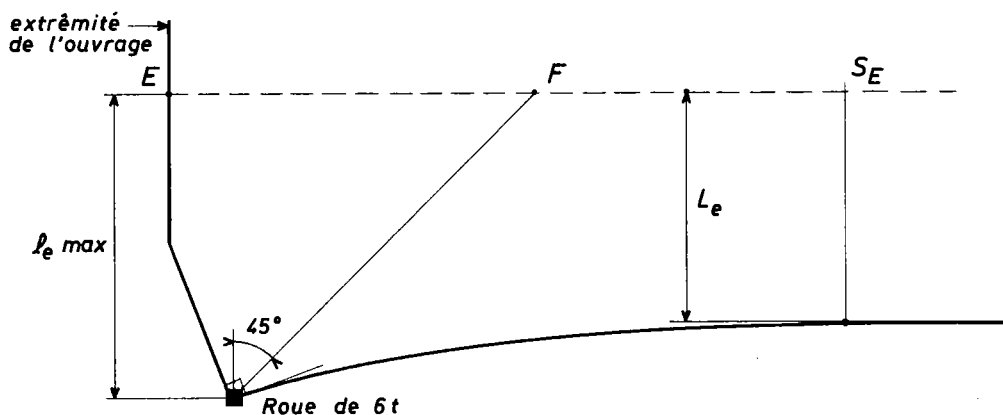
Si l'on élargit seulement l'encorbellement (élargissement \leq largeur courante de l'encorbellement) on peut calculer l'ouvrage à partir des mêmes méthodes que celles décrites dans ce document pour les ouvrages de largeur constante; on doit toutefois introduire, lors du calcul automatique MCP, des données supplémentaires qui sont les caractéristiques mécaniques réelles de l'ouvrage, section par section, compte tenu de l'élargissement. Moyennant ces adaptations on obtient des efforts exacts en ce qui concerne l'effet des charges permanentes; par contre pour le calcul des efforts dus aux charges d'exploitation on introduit dans le bordereau MCP (carte A 10) les caractéristiques de la section transversale courante et les coefficients de répartition transversale (carte A9) calculés préalablement à l'aide du programme TISE également pour la largeur courante de l'ouvrage..

Moyennant ces hypothèses on peut donc dimensionner la pré-contrainte avec une bonne approximation. On doit ensuite prendre en compte l'élargissement vis-à-vis des charges d'exploitation en vérifiant, à l'aide d'un second calcul MCP dans lequel on introduit les caractéristiques de la section transversale la plus large, que les contraintes obtenues lors du premier passage restent admissibles.

Dans le cas où il y a aussi épanouissement de la nervure, (élargissement plus grand que la largeur courante de l'encorbellement) on peut comme précédemment prédimensionner l'ouvrage par un calcul MCP mais il faut vérifier nécessairement la section élargie à l'aide de programmes mieux adaptés qui peuvent effectivement prendre en compte les variations de largeur et la répartition correcte des efforts dus aux charges.

Dans la suite du chapitre nous indiquons donc les vérifications supplémentaires à effectuer lors de l'étude des encorbellements dans le seul cas où l'élargissement ne concerne que l'encorbellement (1er cas ci-dessus). Ces vérifications sont menées différemment selon que l'entretoise d'about se prolonge ou non sous l'encorbellement.

a) l'entretoise ne se prolonge pas sous l'encorbellement

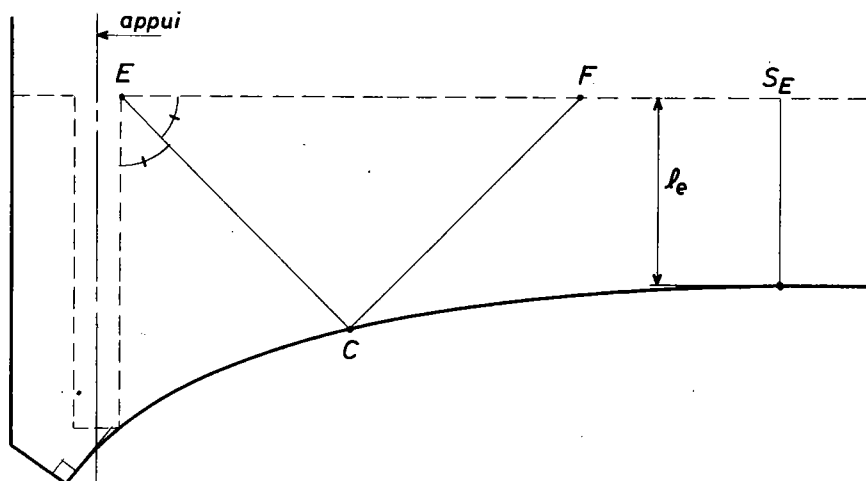


On calcule l'encorbellement comme indiqué au § 4.5.5. en prenant L_e maximum comme largeur d'encorbellement pour rechercher l'effet des charges permanentes et des charges de trottoir. Pour étudier l'effet des charges d'exploitation on les excentre au maximum et on suppose un étalement à 45° par rapport à la perpendiculaire à la nervure passant par la charge (cf. figure page 102) puis on calcule le moment selon le principe du paragraphe 4.5.5. en considérant les charges comme ponctuelles.

On détermine ensuite le ferrailage transversal supérieur à mettre en oeuvre entre les points E et F ; la section d'aciers nécessaire résulte du calcul d'une section en flexion simple soumise à un moment d'encastrement calculé pour L_e maximum. Au-delà du point F et jusqu'à la section S_E où l'encorbellement devient de largeur constante on module le ferrailage linéairement.

Les règles forfaitaires permettant de déterminer le ferrailage transversal inférieur et le ferrailage longitudinal sur les deux faces de l'encorbellement restent les mêmes que celles décrites dans les § 4.6.4.2. et 4.6.4.3. et 4.8.2.2.

b) l'entretoise se prolonge sous l'encorbellement



On suppose que les charges appliquées sur l'encorbellement se répartissent pour une part le long de l'encorbellement et pour une autre part le long de l'entretoise; on admet ainsi que les charges placées au-dessus de la droite EC se répartissent le long de l'encorbellement (sur la longueur EF) et que les charges placées au-dessous de la droite EC se répartissent le long de l'entretoise sur la longueur comprise entre le point E et l'extrémité de l'entretoise.

Le ferrailage supérieur transversal et longitudinal est déterminé selon les mêmes principes qu'au § 4.8.2. Le ferrailage transversal est disposé entre E et F ; entre F et S_E on le module linéairement. Les autres ferrillages sont déterminés comme ci-dessus.

CHAPITRE 5 : EXEMPLE D'APPLICATION

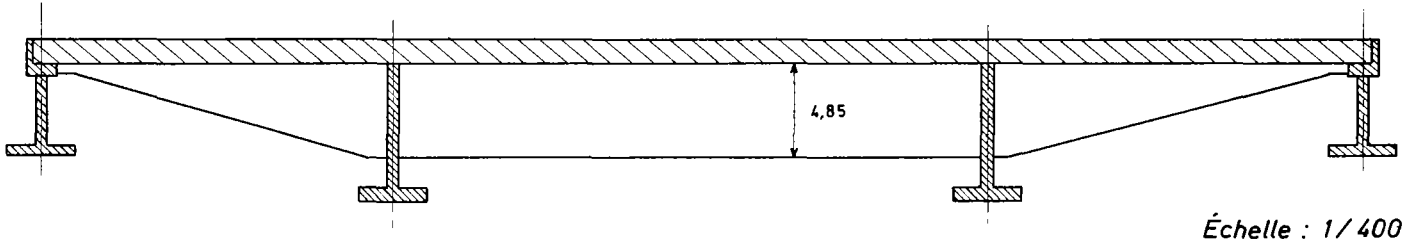
	<i>Pages</i>
5.1. Présentation de l'exemple d'application	108
5.2. Calculs complémentaires	109
5.2.1. Effet des gradients thermiques	109
5.2.1.1. Moments fléchissants sur appuis dus au gradient thermique	109
5.2.1.2. Vérification des contraintes avec prise en compte du gradient thermique	110
5.2.1.3. Reprise des efforts dus au gradient thermique	116
5.2.2. Calcul des efforts de torsion dans les nervures	116
5.2.2.1. Moments de torsion dus aux charges permanentes	117
5.2.2.2. Moments de torsion dus aux charges d'exploitation	120
5.2.2.3. Moments de torsion dus aux déformations gênées du hourdis	122
5.2.3. Calcul des contraintes de cisaillement	122
5.2.3.1. Calcul des efforts tranchants correspondant aux moments de torsion extrêmes	122
5.2.3.2. Calcul des moments de torsion correspondant aux efforts tranchants extrêmes	127
5.2.3.3. Contraintes de cisaillement sous sollicitations combinées torsion-effort tranchant	129
5.2.4. Etude du hourdis	
5.2.4.1. Moments fléchissants transversaux dus aux charges permanentes	130
5.2.4.2. Moments fléchissants transversaux dus aux charges d'exploitation	132
5.2.4.3. Moments fléchissants transversaux dus aux déformations gênées	140
5.2.4.4. Moments de flexion longitudinale du hourdis	142
5.2.5. Etude des encorbellements	143
5.2.5.1. Moments transversaux sous charges permanentes	143
5.2.5.2. Moments transversaux sous charges d'exploitation	144
5.2.5.3. Moments de flexion longitudinale dans les encorbellements	152

	<u>Pages</u>
5.3. Détermination du ferrailage passif	153
5.3.1. Ferrailage passif longitudinal des nervures	153
5.3.1.1. Ferrailage longitudinal minimal sur les fibres extrêmes	153
5.3.1.2. Ferrailage longitudinal complémentaire	154
5.3.1.3. Reprise conventionnelle des tractions	154
5.3.2. Ferrailage de torsion dans les nervures	156
5.3.2.1. Ferrailage transversal de torsion	156
5.3.2.2. Ferrailage longitudinal de torsion	156
5.3.3. Ferrailage d'effort tranchant dans les nervures	157
5.3.4. Ferrailage passif du hourdis et des encorbellements	157
5.3.4.1. Ferrailage transversal du hourdis	157
5.3.4.2. Ferrailage transversal des encorbellements	158
5.3.4.3. Ferrailage longitudinal du hourdis et des encorbellements	158
5.4. Etude des zones d'about	159
5.4.1. Vérification de la zone d'about à la première mise en tension	159
5.4.1.1. Diffusion dans le plan vertical	159
5.4.1.2. Diffusion dans le plan horizontal	160
5.4.1.3. Première régularisation	160
5.4.1.4. Efforts d'équilibre général	163
5.4.2. Vérification de la zone d'about à la seconde mise en tension	172
5.4.2.1. Diffusion dans le plan vertical	172
5.4.2.2. Diffusion dans le plan horizontal	172
5.4.2.3. Première régularisation	173
5.4.2.4. Efforts d'équilibre général	174
5.4.3. Ferrailage mis en oeuvre dans la zone d'about des nervures	181
5.4.4. Ferrailage aux extrémités des hourdis et encorbellements	185
5.5. Etude des entretoises	187
5.6. Quantités de matériaux	188

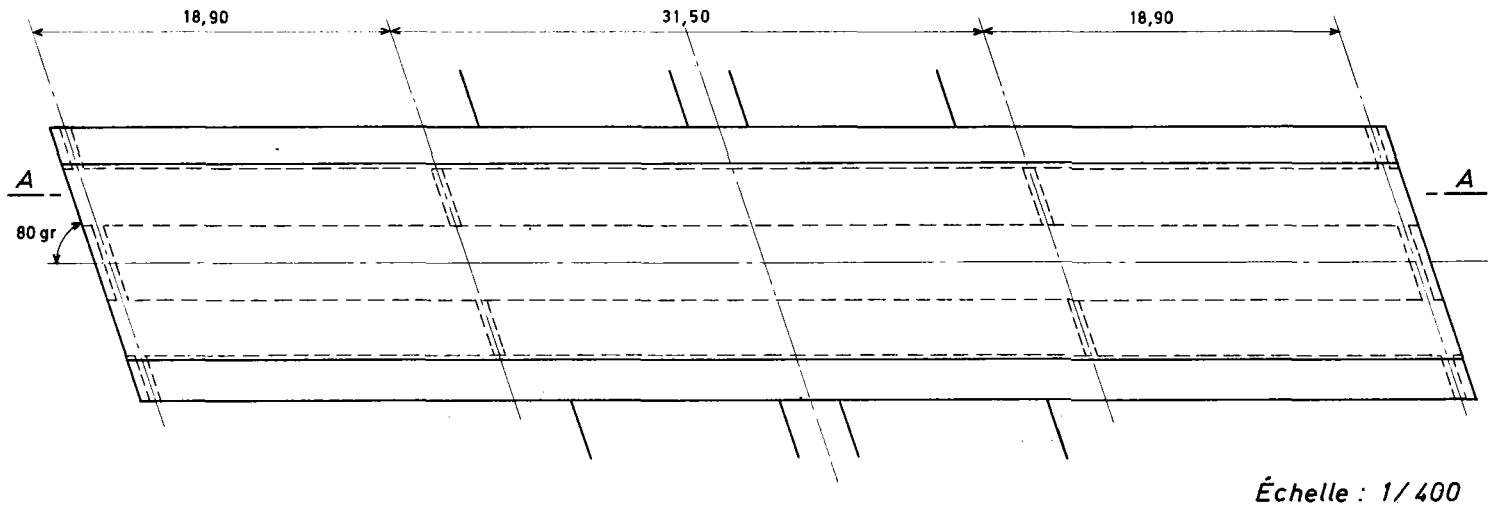
5.1. PRESENTATION DE L'EXEMPLE D'APPLICATION

L'exemple d'application étudié dans ce chapitre est le même que celui déjà présenté dans le chapitre 5 de la mise à jour n°2 du dossier MCP 70. Nous ne reprenons donc pas ci-après la partie calcul automatique qui permet de déterminer, moyennant quelques adaptations aux programmes TISE et MCP, les efforts de flexion longitudinale dans la dalle nervurée étudiée. Nous présentons seulement dans ce chapitre les calculs complémentaires. Un extrait des notes de calcul TISE et MCP est joint en annexe (pages A₁ à A 52).

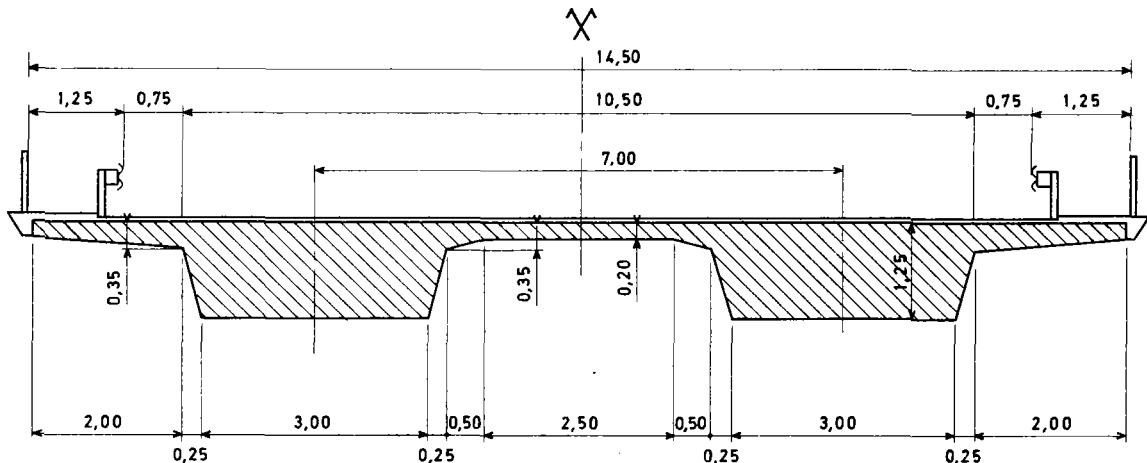
**COUPE LONGITUDINALE BIAISE
SUIVANT AA**



VUE EN PLAN



COUPE TRANSVERSALE



5.2. CALCULS COMPLEMENTAIRES

5.2.1. Effet des gradients thermiques

Nous reprenons dans ce paragraphe la méthode présentée au chapitre 4 (§ 4.5.1) et permettant d'estimer les efforts dus au gradient thermique de calcul indiqué dans la circulaire du 2 Avril 1975 de la D.R.C.R. à savoir 10°C simultané avec l'état à vide de l'ouvrage ou 5°C simultané avec l'état en charge.

5.2.1.1. Moments fléchissants sur appuis dus au gradient thermique

Nous avons vu au paragraphe 4.5.1. que les moments sur appuis étaient calculés à partir du théorème des trois moments. Il faut donc calculer les rotations sur appuis d'une travée supposée indépendante qui, dans le cas particulier d'une travée symétrique de hauteur constante, valent :

$$\omega' = -\omega'' = \alpha \frac{\Delta\theta}{2} \frac{l}{h}$$

Si l'on prend $\alpha = 10^{-5}$ (coef. de dilatation linéaire) et $\Delta\theta = 10^\circ\text{C}$ on calcule :

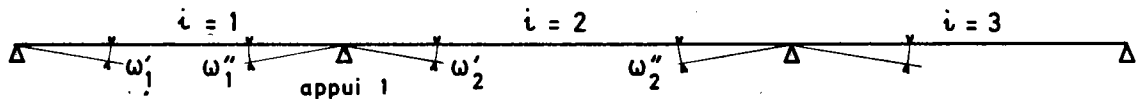
- pour la travée 1 : $\omega'_1 = -\omega''_1 = \frac{1}{2} \times 10 \times 10^{-5} \times \frac{18,90}{1,25}$

soit : $\omega'_1 = -\omega''_1 = 7,56 \times 10^{-4} \text{ rad}$

- pour la travée 2 : $\omega'_2 = -\omega''_2 = \frac{1}{2} \times 10 \times 10^{-5} \times \frac{31,50}{1,25}$

soit : $\omega'_2 = -\omega''_2 = 12,60 \times 10^{-4} \text{ rad}$

On peut maintenant écrire le théorème des trois moments pour l'ouvrage étudié schématisé ci-dessous :



pour $i = 1$ $(c_1 + a_2) M_1 + b_2 M_2 = \omega'_2 - \omega''_1$

pour $i = 2$ $b_2 M_1 + (c_2 + a_3) M_2 = \omega'_3 - \omega''_2$

on a donc :

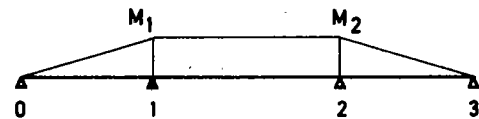
$$\frac{(l_1 + l_2)}{3EI} M_1 + \frac{l_2}{6EI} M_2 = (12,60 + 7,56) 10^{-4}$$

$$\frac{l_2}{6EI} M_1 + \frac{(l_2 + l_3)}{3EI} M_2 = (7,56 + 12,60) 10^{-4}$$

soit en remplaçant par les valeurs numériques :

$M_1 = M_2 = 0,9143 \times 10^{-4} \times E_i I$

avec $E_{i28} = 3800000 \text{ t/m}^2$
 $E_{i7} = 3450000 \text{ t/m}^2$
 et $I = 1,4298 \text{ m}^4$



(dans l'exemple d'application nous ne considérons pas de phasage transversal de construction).

on obtient :

- pour un gradient de 10°C

• à 28 jours

$$M_1 = M_2 = 496,76 \text{ tm}$$

• à 7 jours

$$M_1 = M_2 = 451 \text{ tm}$$

- pour un gradient de 5°C

• à 28 jours

$$M_1 = M_2 = 248,38 \text{ tm}$$

• à 7 jours

$$M_1 = M_2 = 225,5 \text{ tm}$$

5.2.1.2. Vérification des contraintes avec prise en compte du gradient thermique

Connaissant les moments, on en déduit les contraintes correspondantes sur appuis intermédiaires et en travée pour les gradients de calcul; on peut ainsi vérifier les différents états de l'ouvrage combinés au gradient thermique approprié. Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-après.

- Vérification à la construction à vide

On doit cumuler les contraintes dues au poids propre seul et à la précontrainte avec l'effet d'un gradient thermique de 10°C. Les contraintes normales à la construction sont données dans la note de calcul MCP dans les colonnes intitulées "Phase 1" (état immédiatement après la mise en tension de la première série d'armatures) et "Phase 2" (état immédiatement après la mise en tension de la deuxième série d'armatures) (cf. pages A 42 à A 45).

TRAVÉE 1

SECTION	CONTRAINTES POIDS PROPRE + 1 ^{ère} PRÉCONTRAITE (à 7 jours)	CONTRAINTES GRADIENT 10°C	TOTAL	CONTRAINTES POIDS PROPRE + PRÉCONTRAITE TOTALE (à 28 jours)	CONTRAINTES GRADIENT 10°C	TOTAL
	1	164 418	0 0	164 418	275 700	0 0
2	165 421	8 - 11,5	173 409,5	244 749	9 -13	253 736
3	157 435	16 - 23	173 412	206 807	18 -25	224 782
4	148 452	25 - 34,5	173 417,5	170 862	27 -38	197 824
5	138 469	33 -46	171 423	140 908	36 -51	176 857
6	131 481	41 - 57,5	172 423,5	119 941	45 -63	164 878
7	126 490	49 -69	175 421	109 958	54 -76	163 882
8	125 494	57 - 80,5	182 413,5	110 960	63 - 89	173 871
9	127 489	66 -92	193 397	122 940	72 -101	194 839
10	132 479	74 -1 03,5	206 375,5	144 904	81 -114	225 790
11	139 465	82 -115	221 350	177 854	90 -127	267 727
12	149 448	90 -1 26,5	239 321,5	218 792	99 -140	317 652
13	159 429	98 -138	257 291	268 717	108 -152	376 565
14	172 411	107 -1 49,5	279 261,5	326 634	117 -165	443 469
15	188 390	115 -161	303 229	393 539	126 -178	519 361
16	203 370	123 -1 72,5	326 197,5	466 436	135 -190	601 246
17	215 353	131 -184	346 169	541 331	144 -203	685 128
18	226 340	139 -195,5	365 144,5	616 225	153 -216	769 9
19	231 335	148 -207	379 128	688 123	162 -228	850 -105
20	227 340	156 -2 18,5	383 121,5	749 33	171 -241	920 -208
21	143 456	164 -230	307 226	683 118	180 -254	863 -136

TRAVÉE 2

SECTION	CONTRAINTES	CONTRAINTES	TOTAL	CONTRAINTES	CONTRAINTES	TOTAL
	POIDS PROPRE + 1 ^{ère} PRÉCONTRAINTE	GRADIENT 10 [°] C		POIDS PROPRE + PRÉCONTRAINTE TOTALE	GRADIENT 10 [°] C	
1	143	164	307	683	180	863
	456	- 230	226	118	- 254	-136
2	242	164	406	706	180	886
	297	- 230	67	62	- 254	-192
3	281	164	445	641	180	821
	226	- 230	- 4	135	- 254	-119
4	313	164	477	579	180	759
	171	- 230	- 59	212	- 254	-42
5	337	164	501	515	180	695
	135	- 230	- 95	297	- 254	43
6	343	164	507	437	180	617
	128	- 230	- 102	406	- 254	152
7	342	164	506	363	180	543
	132	- 230	- 98	510	- 254	256
8	338	164	502	301	180	481
	137	- 230	- 93	594	- 254	340
9	335	164	499	256	180	436
	142	- 230	- 88	654	- 254	400
10	334	164	498	230	180	410
	142	- 230	- 88	687	- 254	433
11	336	164	500	226	180	406
	137	- 230	- 93	689	- 254	435

- Vérification à la mise en service à 90 jours à vide

On doit cumuler les contraintes dues au poids propre, aux superstructures et à la précontrainte à 90 jours avec l'effet d'un gradient thermique de 10°C.

Les contraintes normales à 90 jours à vide sont données directement dans la note MCP et nous les avons regroupées dans le tableau ci-dessous (cf. pages A 42 et A45).

SECTION	T R A V É E 1			T R A V É E 2		
	CONTRAINTES A VIDE A 90 JOURS	CONTRAINTES GRADIENT 10°C	TOTAL	CONTRAINTES A VIDE A 90 JOURS	CONTRAINTES GRADIENT 10°C	TOTAL
1	263	0	263	536	180	716
	668	0	668	279	-254	25
2	241	9	250	595	180	775
	702	-13	689	171	-254	-83
3	211	18	229	570	180	750
	748	-25	723	191	-254	-63
4	182	27	209	540	180	720
	792	-38	754	223	-254	-31
5	157	36	193	505	180	685
	829	-51	778	268	-254	14
6	140	45	185	453	180	633
	856	-63	793	343	-254	89
7	131	54	185	399	180	579
	871	-76	795	416	-254	162
8	131	63	194	355	180	535
	874	-89	785	475	-254	221
9	140	72	212	323	180	503
	858	-101	757	517	-254	263
10	158	81	239	305	180	485
	830	-114	716	539	-254	285
11	184	90	274	302	180	482
	791	-127	664	538	-254	284
12	216	99	315			
	742	-140	602			
13	255	108	363			
	683	-152	531			
14	302	117	419			
	619	-165	454			
15	355	126	481			
	544	-178	366			
16	413	135	548			
	464	-190	274			
17	470	144	614			
	383	-203	180			
18	527	153	680			
	303	-216	87			
19	578	162	740			
	230	-228	2			
20	616	171	787			
	171	-241	-70			
21	536	180	716			
	279	-254	25			

- Vérification en service à vide

On doit cumuler les contraintes dues au poids propre, aux superstructures et à la précontrainte au temps infini avec l'effet d'un gradient thermique de 10°C.

Les contraintes normales à vide dans l'ouvrage en service au temps infini sont lues directement dans la note de calcul MCP (cf. pages A42 à A45).

SECTION	T R A V É E 1			T R A V É E 2		
	CONTRAINTES A VIDE A L'INFINI	GRADIENT 10°C	TOTAL	CONTRAINTES A VIDE A L'INFINI	GRADIENT 10°C	TOTAL
1	245	0	245	454	180	634
	625	0	625	330	-254	76
2	229	9	238	525	180	705
	651	-13	638	206	-254	-48
3	204	18	222	517	180	697
	688	-26	662	204	-254	-50
4	179	27	206	502	180	682
	725	-38	687	218	-254	-36
5	157	36	193	479	180	659
	755	-51	704	247	-254	-7
6	143	45	188	439	180	619
	777	-63	714	305	-254	51
7	135	54	189	396	180	576
	790	-76	714	364	-254	110
8	135	63	198	360	180	540
	792	-89	703	410	-254	156
9	142	72	214	334	180	514
	780	-101	679	442	-254	188
10	157	81	238	320	180	500
	757	-114	643	458	-254	204
11	178	90	268	319	180	499
	725	-127	598	456	-254	202
12	206	99	305			
	685	-140	545			
13	239	108	347			
	637	-152	485			
14	278	117	395			
	583	-165	418			
15	325	126	451			
	521	-178	343			
16	374	135	509			
	453	-190	263			
17	422	144	566			
	386	-203	183			
18	468	153	621			
	320	-216	104			
19	508	162	670			
	262	-228	34			
20	534	171	705			
	218	-241	-23			
21	454	180	634			
	330	-254	76			

- Vérification en service en charge

On doit cumuler les contraintes dues au poids propre, aux superstructures, à la pré-contrainte au temps infini et aux charges civiles extrêmes à l'effet d'un gradient thermique de 5°C.

Les contraintes normales en charge dans l'ouvrage en service au temps infini sont également lues directement dans la note de calcul MCP (cf. pages A 42 à A 45).

SECTION	T R A V É E 1			T R A V É E 2		
	CONTRAINTES EN CHARGE A L'INFINI	GRADIENT 5°C	TOTAL	CONTRAINTES EN CHARGE A L'INFINI	GRADIENT 5°C	TOTAL
1	245	0	245	554	90	644
	625	0	625	160	-127	33
2	282	5	287	555	90	645
	574	-6	568	143	-127	16
3	300	9	309	568	90	658
	548	-13	535	120	-127	-7
4	309	14	323	588	90	678
	535	-19	516	93	-127	-34
5	313	18	331	607	90	697
	528	-25	503	63	-127	-64
6	318	23	341	622	90	712
	522	-32	490	36	-127	-91
7	324	27	351	629	90	719
	514	-38	476	18	-127	-109
8	334	32	366	631	90	721
	503	-44	459	5	-127	-122
9	346	36	382	631	90	721
	484	-51	433	-3	-127	-130
10	359	41	400	630	90	720
	465	-57	408	-8	-127	-135
11	375	45	420	628	90	718
	443	-63	380	-10	-127	-137
12	396	50	446			
	414	-70	344			
13	421	54	475			
	379	-76	303			
14	449	59	508			
	340	-82	258			
15	475	63	538			
	303	-89	214			
16	502	68	570			
	264	-95	169			
17	528	72	600			
	224	-102	122			
18	550	77	627			
	188	-108	80			
19	564	81	645			
	161	-114	47			
20	567	86	653			
	146	-121	25			
21	554	90	644			
	160	-127	33			

5.2.1.3. Reprise des efforts dus au gradient thermique

En résumé d'après les tableaux récapitulatifs des contraintes on voit que la prise en compte du gradient thermique provoque :

- des contraintes de traction à vide au voisinage des appuis de continuité :
 - dans la travée de rive : contrainte de traction maxi égale à 208 t/m² atteinte, pendant la phase de construction, dans les sections situées à 0,05 l_1 à gauche du premier appui intermédiaire et à 0,05 l_3 à droite du deuxième appui intermédiaire.
 - dans la travée centrale : contrainte de traction maxi égale à 192 t/m² atteinte également pendant la phase de construction dans les sections situées à 0,05 l_2 des appuis intermédiaires encadrant la travée.
- des contraintes de traction sous charge en travée centrale :
 - contrainte de traction maxi égale à 137 t/m² dans la section médiane de l'ouvrage.

Dans toutes les sections récapitulées ci-dessous où il existe des tractions après prise en compte des gradients thermiques on calculera le ferrailage nécessaire à mettre en oeuvre comme indiqué au chapitre 4 (§ 4.6)

		Travée 1		Appui	Travée 2									
Tractions	Sections	19	20	21	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<u>à vide</u>														
	7 jours					-4	-59	-95	-102	-98	-93	-88	-88	-93
-	à la construction	-105	-208	-136	-192	-119	-42							
	28 jours													
-	à la mise en service		-70		-83	-63	-31							
	en service		-23		-48	-50	-36	-7						
<u>en charge</u>														
					-7	-34	-64	-91	-109	-122	-130	-135	-137	

5.2.2. Calcul des efforts de torsion dans les nervures

Comme nous l'avons dit dans le § 4.5.2. nous étudions les efforts de torsion sous charges permanentes et sous charges d'exploitation à partir de la ligne d'influence transversale d'une charge linéique unitaire appliquée sur la travée la plus longue.

Dans notre exemple les moments de torsion négatifs correspondent à une rotation de la nervure étudiée dans le sens trigonométrique selon les résultats de TISE. Le signe en lui-même n'a pas une importance primordiale puisque les contraintes et ferrailages sont calculés pour les maxima en valeur absolue. Toutefois il faut veiller à toujours travailler sur les lignes d'influence de la même nervure pour les divers cas de charge; en effet le programme donne systématiquement les valeurs de ces lignes pour chaque nervure.

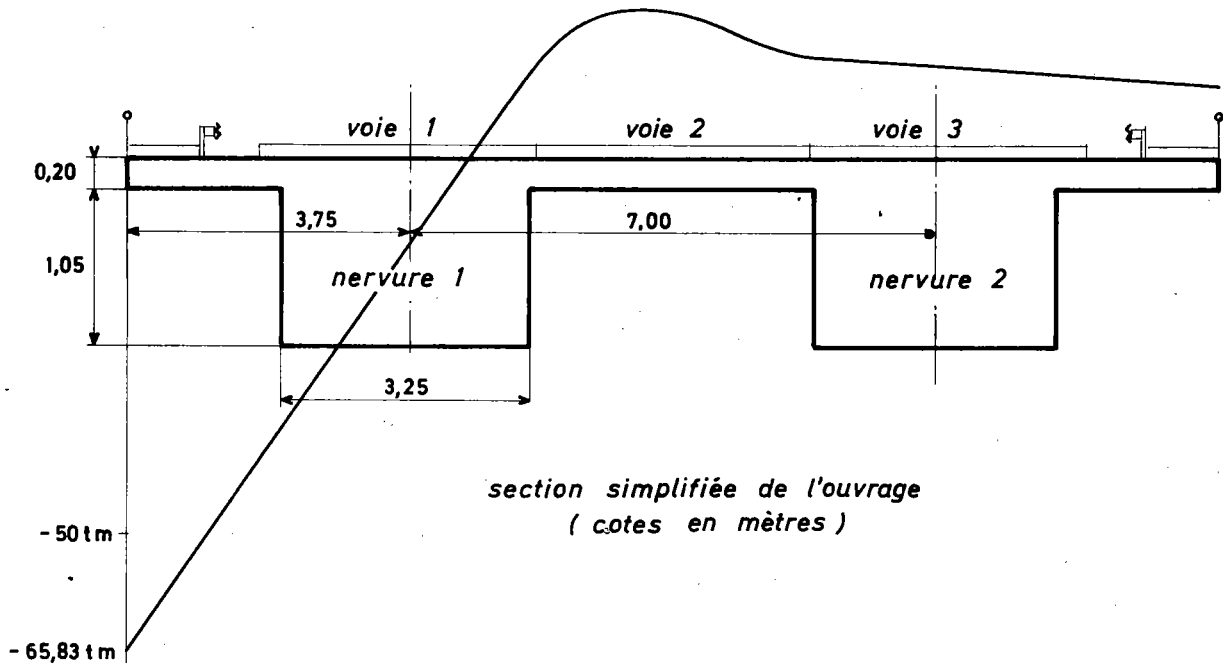
5.2.2.1. Moments de torsion dus aux charges permanentes

Dans notre exemple nous chargeons donc la travée centrale de l'ouvrage, égale à 31,50m, sur toute sa longueur et nous obtenons la ligne d'influence du moment de torsion dans la nervure de gauche (notée nervure 1).

A partir de cette ligne d'influence représentée ci-après nous calculons les moments de torsion sous les différentes charges permanentes.

COURBE 1 (cf. Page A4)

Ligne d'influence du moment de torsion sur appui dans la nervure 1 sous l'effet d'une charge linéique (1t/ml) appliquée sur toute la longueur de la travée.



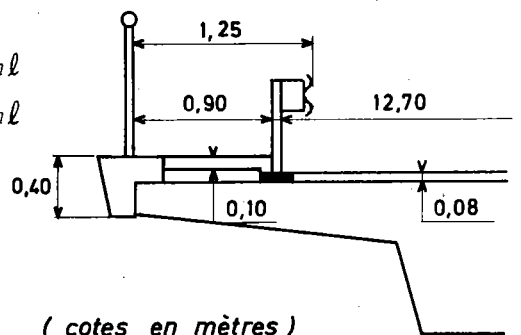
○ Superstructures

Compte tenu de l'effet assez important des superstructures sur les moments de torsion et de l'incertitude qui pèse sur la valeur de ces actions nous avons choisi de considérer une fourchette obtenue en majorant de 40% et en minorant de 20% la valeur résultant du profil en travers retenu pour cet exemple. Ces coefficients sont à réexaminer pour chaque cas.

Les superstructures mises en place sur l'ouvrage étudié se décomposent ainsi :

• éléments linéaires (pour 1 côté)

- garde-corps : densité = 0,030 t/ml
- corniche : densité = 0,26 t/ml
- glissière : densité = 0,020 t/ml



- Elements de surface

- dalle de trottoir : densité = 0,198 t/ml pour 1 côté
(0.90 x 0.10)
- chaussée : densité = 2,235 t/ml
(12.70 x 0.08)

Nous recherchons donc le moment de torsion dû à ces différents éléments positionnés sur la ligne d'influence représentée ci-dessus ; le calcul d'après la formule du paragraphe 4.5.2.1. donne :

- éléments linéaires placés à gauche de la section

- garde-corps $M_t = -65,8354 \times 0,03 = - 1,975 \text{ tm}$
- corniche $M_t = -65,8354 \times 0,26 = - 17,117 \text{ tm}$
- glissière $M_t = -52,9876 \times 0,02 = - 1,060 \text{ tm}$

- éléments répartis

- dalle trottoir gauche $M_t = \frac{-65,8354 - 52,9876}{2} \times 0,90 \times \frac{0,198}{0,90} = - 11,763 \text{ tm}$

- chaussée - on calcule l'aire comprise entre les abscisses 0,90m et 13,60m; dans cette zone la ligne d'influence présente des parties rectilignes au droit des nervures et une partie courbe au droit du hourdis. On a donc :

aire au droit de la nervure 1 : $\frac{-52,9876 + 10,895}{2} \times 4,475 = - 94,1822$

aire au droit du hourdis : $+ 63,3766$

aire au droit de la nervure 2 : $\frac{13,5169 + 10,1731}{2} \times 4,475 = + 53,0064$

d'où $M_t = (- 94,1822 + 63,3766 + 53,0064) \times \frac{2,235}{12,70} = + 3,907 \text{ tm}$

- dalle trottoir droit $M_t = \frac{10,1731 + 9,5006}{2} \times 0,90 \times \frac{0,198}{0,90} = + 1,948 \text{ tm}$

- éléments linéaires placés à droite de la section

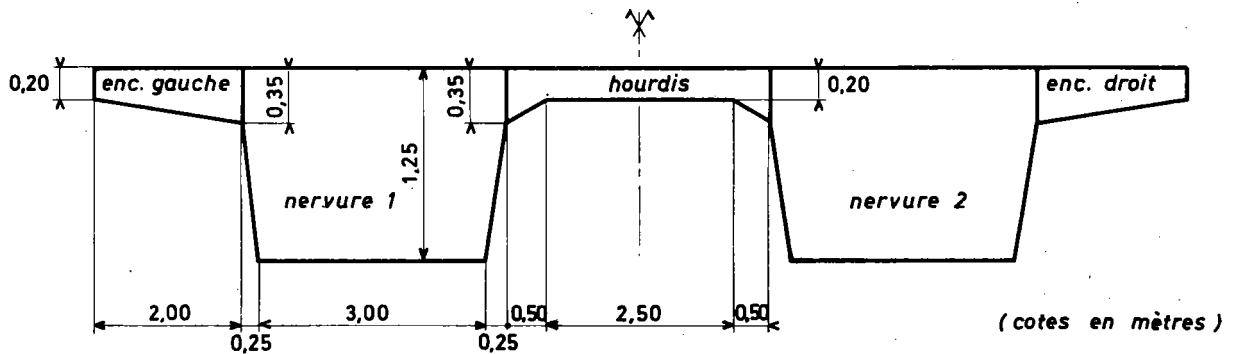
- garde corps $M_t = +9,5006 \times 0,03 = + 0,285 \text{ tm}$
- corniche $M_t = + 9,5006 \times 0,26 = + 2,470 \text{ tm}$
- glissière $M_t = + 10,1731 \times 0,02 = + 0,203 \text{ tm}$

Le moment de torsion total dû aux superstructures vaut donc

$$M_t = \underline{- 23,102 \text{ tm}}$$

O Poids propre

Pour rechercher l'effet du poids propre on prend en compte la section réelle de l'ouvrage représentée ci-après :



On calcule alors la densité de chaque élément de la section et les différentes aires de la ligne d'influence du moment de torsion dû à une charge linéique unitaire (représentée ci-dessus) correspondant à la largeur de ces éléments. L'effet des deux nervures étant égal et opposé, on étudie seulement l'effet des encorbellements et du hourdis.

- encorbellement gauche

$$\text{densité} = \frac{0,20 + 0,35}{2} \times 2,00 \times 2,50 = 1,375 \text{ t/ml}$$

aire de la ligne
d'influence au droit
de l'encorbellement

$$= \frac{-65,8354 - 37,2846}{2} \times 2,00 = -103,12$$

d'où $M_t = -103,12 \times \frac{1,375}{2,00} = -70,895 \text{ tm}$

- hourdis

$$\text{densité} = (2 \times \frac{0,35 + 0,20}{2} \times 0,50 + 2,50 \times 0,20) \times 2,50 = 1,9375 \text{ t/ml}$$

aire de la ligne d'influence au droit du hourdis réel :

$$63,3766 - \left(\frac{12,1859 + 10,8949}{2} \times 0,125 + \frac{13,7907 + 13,5169}{2} \times 0,125 \right) = 60,2273$$

d'où $M_t = +60,2273 \times \frac{1,9375}{3,50} = +33,340 \text{ tm}$

- encorbellement droit

$$\text{densité} = 1,375 \text{ t/ml}$$

aire de la ligne
d'influence au droit
de l'encorbellement

$$= \frac{10,9950 + 9,5006}{2} \times 2,00 = 20,4956$$

d'où $M_t = 20,4956 \times \frac{1,375}{2,00} = +14,091 \text{ tm}$

Le moment de torsion total dû au poids propre vaut donc :

$$M_t = \underline{\underline{-23,464 \text{ tm}}}$$

Rq.) On constate l'importance du moment de torsion dû au poids propre lorsque la section transversale retenue ne respecte pas la relation entre largeur des encorbellements et largeur du hourdis (cf. § 3.1.). En effet, dans la mise à jour n°2 de MCP, la section transversale de l'exemple d'application n' avait pas été déterminée en examinant de façon précise les effets de la torsion ; l'application des règles du § 3.1. aurait conduit à espacer un peu plus les nervures.

5.2.2.2. Moments de torsion dus aux charges d'exploitation

Conformément au § 4.5.2.2. on ne considère que **A(2)** et éventuellement la charge de trottoir et les charges militaires ou exceptionnelles.

○ charge A (2)

La ligne d'influence du moment de torsion est la même que celle utilisée pour les charges permanentes (courbe 1).

L'ouvrage étudié supporte 3 voies de circulation de largeur égale à $\frac{11,00}{3}$ soit 3,667 m.

On recherche les moments de torsion extrêmes dus à la charge A (1) en chargeant l'ouvrage par voie entière.

- moment négatif (voie la plus à gauche (voie 1) chargée seule).

On calcule l'aire de la ligne d'influence du moment de torsion dû à une charge linéique unitaire appliquée sur toute la travée pour une voie chargée c'est-à-dire pour la zone comprise entre les abscisses 1,75m et 5,417m

$$\text{aire de la ligne d'influence} = \frac{-40,8535 \cdot 11,3287}{2} \times 3,667 = -54,1337$$

$$\text{densité A (31,50)} = 1,058 \text{ t/m}^2$$

$$\text{d'où } M_t = -54,1337 \times 1,058 \times 1 \times \frac{3,5}{3,667} = -54,665 \text{ tm}$$

- moment positif (les voies 2 et 3 chargées ensemble)

On calcule l'aire de la ligne d'influence pour les deux autres voies chargées c'est à dire pour la zone comprise entre les abscisses 5,417m et 12,75m ; dans cette zone la ligne d'influence a une partie courbe au droit du hourdis et une partie rectiligne au droit de la nervure 2.

$$\text{aire au droit du hourdis} : 63,3766 - \frac{10,8949 \cdot 11,3287}{2} \times 0,042 = +62,9099$$

$$\text{aire au droit de la nervure 2} : \frac{13,5169 \cdot 10,8082}{2} \times 3,625 = +44,0892$$

$$\text{d'où } M_t = (62,9099 + 44,0892) \times 1,058 \times 1 \times \frac{3,5}{3,667} = 108,05 \text{ tm}$$

○ charge de trottoir

L'ouvrage étudié n'a pas de trottoirs chargeables.

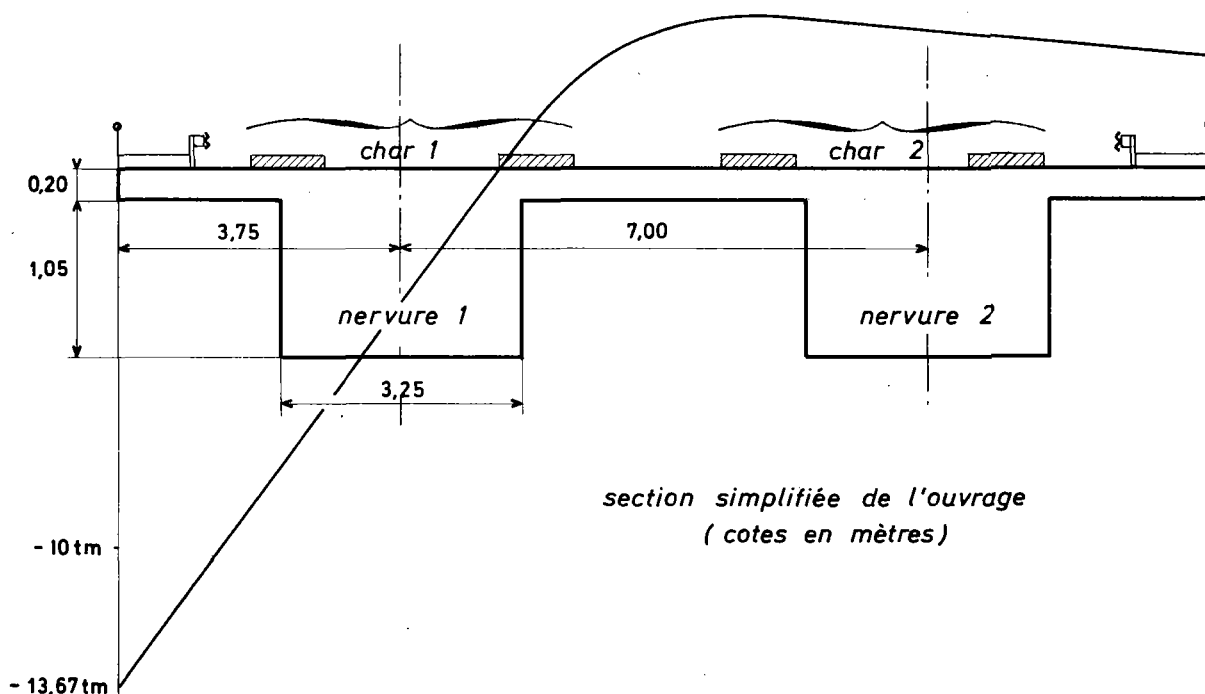
○ charge militaire

L'ouvrage étudié peut supporter le char Mc 120. Nous avons vu (cf. § 4.5.2.2.) que le moment de torsion était maximal quand le char était centré longitudinalement sur la travée. Nous avons donc calculé, à l'aide du programme TISE, l'effet d'une charge linéique de longueur égale à 6,10m (impact de la chenille du char Mc 120) centrée sur la travée étudiée, c'est-à-dire positionnée entre les abscisses longitudinales 12,70m et 18,80m.

Nous avons obtenu pour ce cas de charge la ligne d'influence représentée ci-après :

COURBE 2 (cf. Page A 20)

Ligne d'influence du moment de torsion sur appui dans la nervure 1 sous l'effet d'une charge linéique (1t/ml) appliquée sur une longueur égale à 6,10 m centrée sur la travée.



section simplifiée de l'ouvrage
(cotes en mètres)

Sur cette ligne d'influence nous disposons alors le char transversalement de manière à obtenir les moments les plus défavorables positif et négatif.

- moment négatif (char excentré au maximum vers la gauche - char 1)

$$\text{densité du char } M_c 120 = \frac{110}{2,00 \times 6,10} = 9,0164 \text{ t/m}^2$$

On calcule l'aire de la ligne d'influence au droit des chenilles du char excentré au maximum vers la gauche c'est-à-dire entre les abscisses 1,75m et 2,75m pour la chenille 1 et 5,05 m et 6,05m pour la chenille 2.

$$\begin{aligned} \text{aire de la ligne d'influence} \\ \text{au droit de la chenille 1} &= \frac{-8,9859 - 6,3071}{2} \times 1,00 = -7,6465 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{aire de la ligne d'influence} \\ \text{au droit de la chenille 2} &= \frac{-0,1459 + 2,2175}{2} \times 1,00 = +1,0358 \end{aligned}$$

$$\text{d'où } M_t = (-7,6465 + 1,0358) \times 9,0164 = \underline{-59,605 \text{ tm}}$$

- moment positif (char 2)

On recherche la position transversale du char qui donne le plus grand moment de torsion positif ; d'après l'allure de la ligne d'influence on constate qu'il faut centrer une des chenilles au droit de l'ordonnée maximale c'est-à-dire entre les abscisses 8,00m et 9,00m pour la chenille 1 et 11,30m et 12,30m pour la chenille 2. On calcule alors les aires correspondantes sur la ligne d'influence représentée ci-dessus.

aire de la ligne d'influence au droit de la chenille 1 :

$$\left(\frac{+ 3,9598 \cdot 4,0075}{2} \times 0,50 \right) + \left(\frac{4,0075 \cdot 3,9467}{2} \times 0,50 \right) = 3,9804$$

aire de la ligne d'influence au droit de la chenille 2 :

$$\frac{3,5257 \cdot 3,3391}{2} \times 1,00 = 3,4324$$

$$d'où M_t = (3,9804 + 3,4324) \times 9,0164 = + 66,837 \text{ tm}$$

5.2.2.3. Moments de torsion dus aux déformations générées du hourdis

Nous avons vu au paragraphe 4.5.4.3. que la rotation générée du hourdis due au gradient thermique vertical ne devait pas être négligée. Pour l'ouvrage étudié ce moment maximal sur appui ($x = 0$) vaut (en valeur absolue) :

$$M_t(0) = G K \omega [A - B]$$

soit pour les valeurs de A, B et ω calculées au paragraphe 5.2.4.3. ci-après :

$$M_t = 19,75 \text{ tm}$$

A présent on connaît les moments de torsion sous charges permanentes et sous charges d'exploitation ; on récapitule les résultats dans le tableau ci-dessous et on peut alors rechercher les valeurs totales extrêmes des efforts de torsion dans la nervure 1 de l'ouvrage étudié.

Cas de charge Moment de torsion	Poids propre (1)	Superstructures affectées des coefficients (2)	Gradient thermique hourdis (3)	A (l) x 1,1 (4)	Char x 1,07 coef. MAJDYN (5)	Trottoirs x 1,1 (6)	Effort extrême civil (1)+(2)+(3)+(4)+(6)	Effort extrême militaire (1)+(2)+(3)+(5)+(6)
maximum	- 23,464	- 18,482	- 19,75	+ 118,855	+ 71,515	0	+ 57,159	+ 9,819
minimum	- 23,464	- 32,343	- 19,75	- 60,131	- 63,777	0	- 135,688	- 139,334

5.2.3. Calcul des contraintes de cisaillement

5.2.3.1. Calcul des efforts tranchants correspondant aux moments de torsion extrêmes.

Comme nous l'avons déjà dit dans le paragraphe 4.5.3.1 ci-dessus, nous devons calculer les efforts tranchants sur appuis dus aux cas de charge ayant donné les moments de torsion extrêmes ainsi que les coefficients de répartition transversale correspondant à ces cas de charges concomittants qui ne sont pas nécessairement les coefficients de répartition utilisés pour l'étude de la flexion longitudinale.

○ Calcul des coefficients de répartition transversale

Nous recalculons ces coefficients à partir de la note de calcul TISE qui nous a permis l'étude des moments de torsion; en effet dans cette note de calcul figurent également les moments fléchissants à mi-portée de chaque nervure donc on peut facilement positionner les charges concomittantes et calculer les moments fléchissants qu'elles produisent.

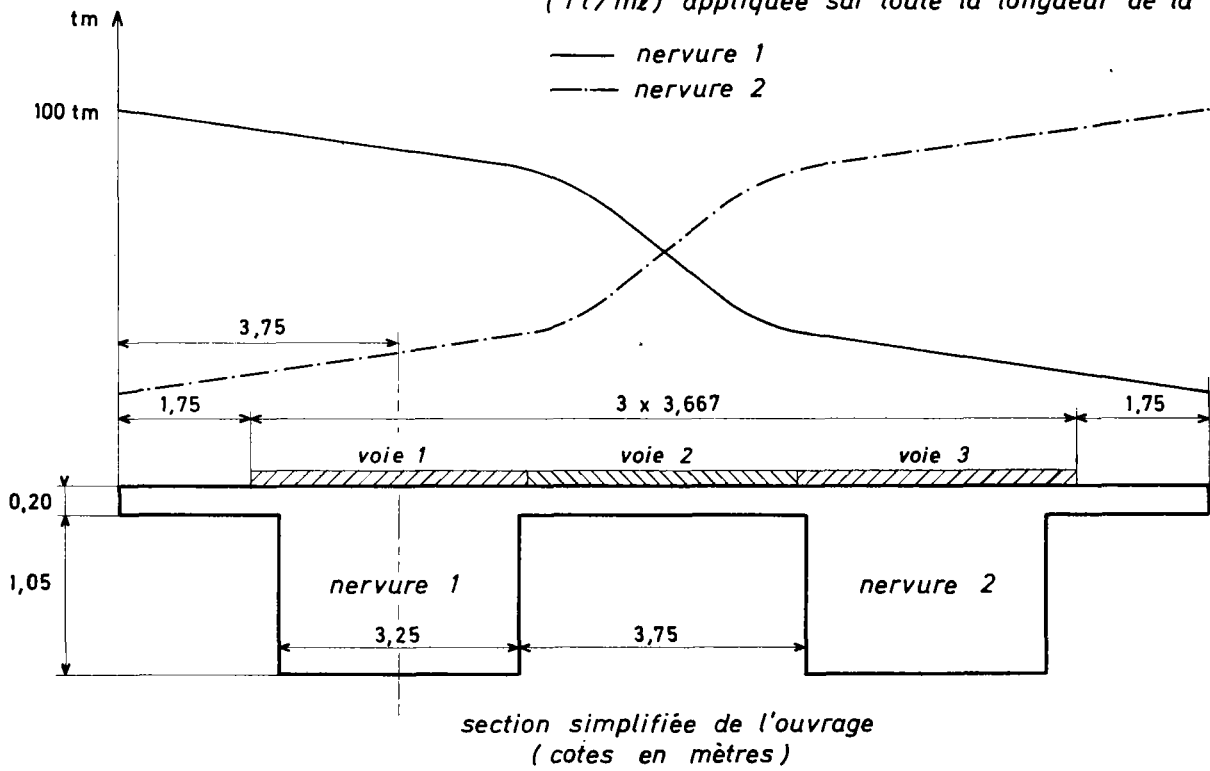
● Charge A (l)

Les coefficients K_A correspondant à une et à deux voies chargées sont calculés à partir de la ligne d'influence du moment fléchissant à mi-portée dû à une charge linéique unitaire appliquée sur toute la travée. On a représenté ci-dessous cette ligne d'influence sur laquelle on positionne les deux cas de charge à étudier:

- la voie la plus à gauche (voie 1) chargée seule
- les deux autres voies (voies 2 et 3) chargées ensemble

COURBE 3 (cf. Page A4)

Ligne d'influence du moment fléchissant à mi-portée dans les nervures sous l'effet d'une charge linéique (1t/ml) appliquée sur toute la longueur de la travée.



• voie 1 chargée seule

aire de la ligne d'influence du moment fléchissant dans la nervure 1 au droit de la voie 1

$$= \frac{94,7867 \cdot 84,0023}{2} \times 3,667 = 327,8096$$

d'où $M_1 = 327,8096 \times 1,058 \times 1 \times \frac{3,5}{3,667} = 331,0278$

aire de la ligne d'influence du moment fléchissant dans la nervure 2 au droit de la voie 1

$$= \frac{40,0211 \cdot 29,2436}{2} \times 3,667 = 126,9968$$

d'où $M_2 = 126,9968 \times 1,058 \times 1 \times \frac{3,5}{3,667} = 128,2436$

Le coefficient de répartition KA pour la nervure 1 vaut donc sous ce cas de charge :

$$KA (\text{voie 1}) = \frac{331,0278}{\frac{331,0278 + 128,2436}{2}} \times 1 \times \frac{3,5}{3,667} \times \frac{1}{3} = 0,459$$

• voies 2 et 3 chargées ensemble

On calcule l'aire de la ligne d'influence entre les abscisses 5,417m et 12,75m; dans cette zone la ligne d'influence présente une partie rectiligne au droit des nervures et une partie courbe au droit du hourdis.

aire de la ligne d'influence du moment fléchissant dans la nervure 1 au droit du hourdis

$$= 232,5568 - \left(\frac{84,2916 \cdot 84,0023}{2} \times 0,042 \right) = 229,0226$$

aire de la ligne d'influence
du moment fléchissant dans la
nervure 1 au droit de la nervure 2 $= \frac{39,7387 + 29,2436}{2} \times 3,625 = 125,0304$

d'où $M_1 = (229,0226 + 125,0304) \times 1,058 \times 1 \times \frac{3,5}{3,667} = 357,5289$

aire de la ligne d'influence
du moment fléchissant dans la
nervure 2 au droit du hourdis $= 232,5568 - \left(\frac{40,0211 + 39,7387}{2} \times 0,041 \right) = 230,9217$

aire de la ligne d'influence
du moment fléchissant dans la
nervure 2 au droit de la nervure 2 $= \frac{84,2916 + 94,7867}{2} \times 3,625 = 324,5794$

d'où $M_2 = (230,9217 + 324,5794) \times 1,058 \times 1 \times \frac{3,5}{3,667} = 560,9546$

Le coefficient de répartition KA pour la nervure 1 vaut donc sous ce cas de charge :

$$KA (\text{voies } 2+3) = \frac{357,5289}{\frac{357,5289 + 560,9546}{2}} \times 1 \times \frac{3,5}{3,667} \times \frac{2}{3} = \underline{0,495}$$

• Charge de trottoir

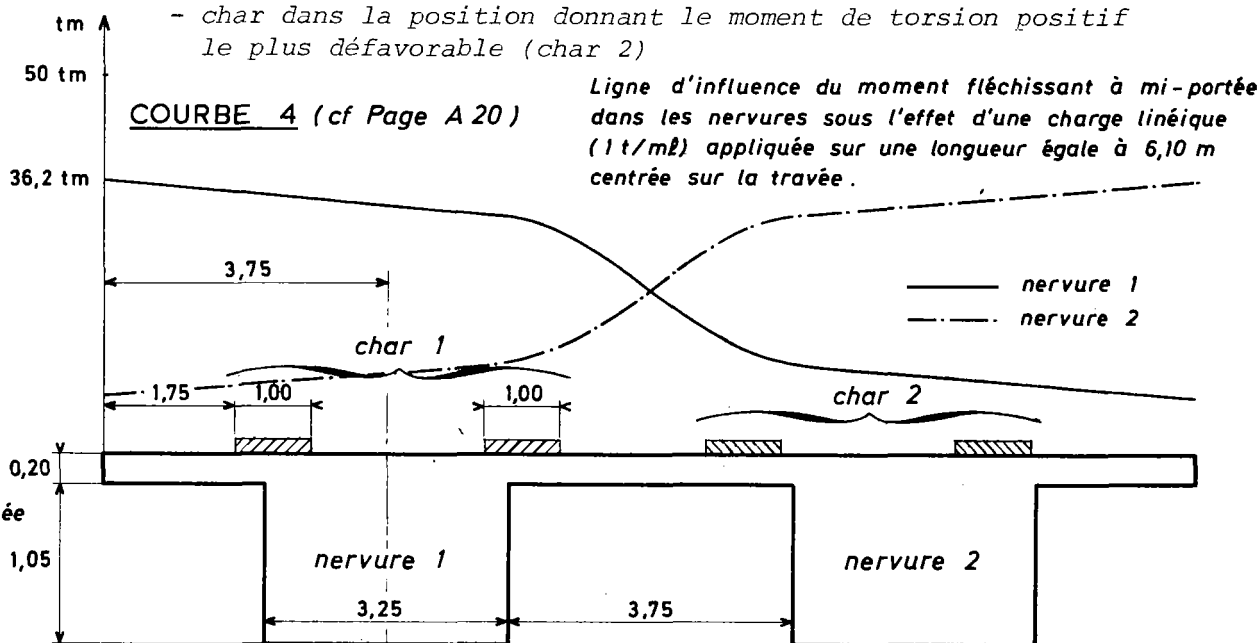
Nous avons déjà vu que l'ouvrage étudié n'avait pas de trottoir chargeable.

• Charge militaire

Comme précédemment nous calculons les moments fléchissants à mi-portée des nervures, dus au char M_c 120, à l'aide des résultats de la note de calcul TISE dans laquelle nous étudions les effets d'une charge linéique unitaire de longueur égale à 6,10m et centrée sur la travée étudiée.

Nous représentons ci-dessous la ligne d'influence du moment fléchissant dans la nervure 1 sur laquelle on positionne les deux cas de charge à étudier :

- char excentré au maximum à gauche (char 1)
- char dans la position donnant le moment de torsion positif le plus défavorable (char 2)



• Char excentré au maximum à gauche (char 1)

$$\begin{aligned} \text{aire de la ligne d'influence} &= \frac{34,6592 + 33,7476}{2} \times 1,00 + \frac{31,6509 + 29,3255}{2} \times 1,00 \\ \text{du moment fléchissant dans la} & \\ \text{nervure 1 correspondant au char 1} &= 64,6916 \end{aligned}$$

d'où $M_1 = 64,6916 \times 9,0164 = 583,2853$

$$\begin{aligned} \text{aire de la ligne d'influence} &= \frac{11,7349 + 14,0603}{2} \times 1,00 + \frac{8,7266 + 9,6382}{2} \times 1,00 \\ \text{du moment fléchissant dans la} & \\ \text{nervure 2 correspondant au char 1} &= 22,0800 \end{aligned}$$

d'où $M_2 = 22,0800 \times 9,0164 = 199,0821$

Le coefficient de répartition KCM pour la nervure 1 vaut donc sous ce cas de charge :

$$KCM (\text{char 1}) = \frac{583,2853}{\frac{583,2853 + 199,0821}{2}} = \underline{1,491}$$

• Char dans la position donnant le moment de torsion positif le plus défavorable (char 2)

$$\begin{aligned} \text{aire de la ligne d'influence du} & \frac{16,5912 + 13,7791}{2} \times 0,50 + \frac{13,7791 + 12,3808}{2} \times 0,50 \\ \text{moment fléchissant dans la ner-} & \\ \text{vure 1 correspondant au char 2} & + \frac{10,0481 + 9,1368}{2} \times 1,00 = 23,7252 \end{aligned}$$

d'où $M_1 = 23,7252 \times 9,0164 = 213,9155$

$$\begin{aligned} \text{aire de la ligne d'influence du} &= \frac{34,2490 + 33,3374}{2} \times 1,00 + \frac{31,0050 + 26,7946}{2} \times 1,00 \\ \text{moment fléchissant dans la ner-} & \\ \text{vure 2 correspondant au char 2} &= 62,6930 \end{aligned}$$

d'où $M_2 = 62,6930 \times 9,0164 = 565,2653$

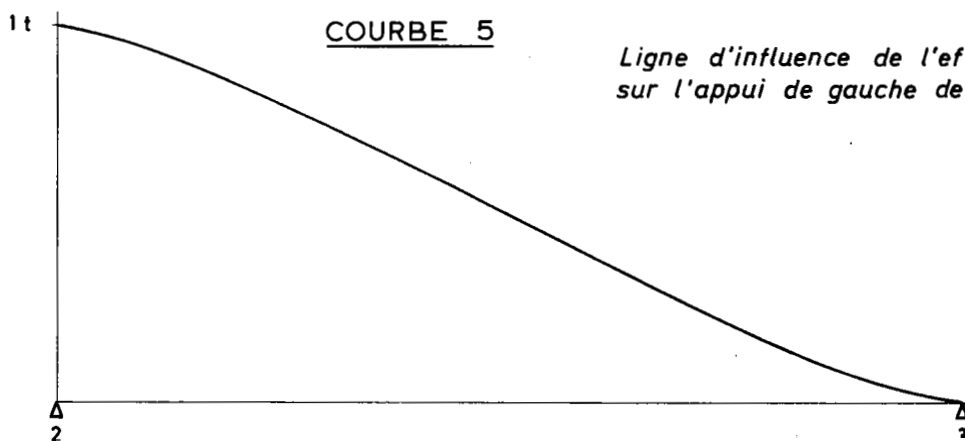
Le coefficient de répartition KCM pour la nervure 1 vaut donc sous ce cas de charge :

$$KCM (\text{char 2}) = \frac{213,9155}{\frac{213,9155 + 565,2653}{2}} = \underline{0,549}$$

○ Calcul des efforts tranchants sur appuis

Comme nous l'avons déjà dit dans le chapitre 4.5.3.1. ci-dessus nous recalculons l'effort tranchant sur l'appui le plus sollicité en reportant les cas de charges concomittants sur la ligne d'influence correspondante et éditée dans la note de calcul MCP.

Nous représentons ci-après cette ligne d'influence (pour la travée étudiée seulement) sur laquelle on positionne successivement la charge A (l) et la charge militaire qui ont donné les moments de torsion extrêmes.



• Charge A (L)

La charge A (L) est appliquée sur toute la travée étudiée donc on a directement les efforts tranchants sur l'appui de gauche de cette travée dus aux deux chargements suivants :

• voie 1 chargée seule

L'aire de la ligne d'influence est imprimée dans la note de calcul MCP donc :

$$T(\text{voie 1}) = 15,75 \times 1,058 \times 3,667 \times 0,459 = 28,047 \text{ t}$$

↑ KA (voie 1)

• Voies 2 et 3 chargées ensemble

$$T(\text{voies 2 et 3}) = 15,75 \times 1,058 \times 2 \times 3,667 \times 0,495 = 60,494 \text{ t}$$

↑ KA (voies 2 et 3)

Charge militaire

Le char Mc 120 est appliqué sur la ligne d'influence de l'effort tranchant entre les abscisses longitudinales 12,70m et 18,80m; dans ce cas l'aire correspondante vaut $\frac{6,10}{2}$ soit 3,05

d'où les efforts tranchants pour les deux positions transversales retenues :

• char 1

$$T(\text{char 1}) = 3,05 \times \frac{110}{6,10} \times 1,491 \times 1,07 = 87,745 \text{ t}$$

↑ KCM (char 1) ↑ coef. de major. dyn.

• char 2

$$T(\text{char 2}) = 3,05 \times \frac{110}{6,10} \times 0,549 \times 1,07 = 32,309 \text{ t}$$

↑ KCM (char 2)

Connaissant les efforts tranchants dus aux charges d'exploitation concomittantes on les cumule aux efforts de poids propre et de précontrainte et on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Cas de charge Effort tranchant	CP (1)	Précontrainte isostatique (2)	Précontrainte hyperstatique (3)	A(L) x 1,1 (4)	Trottoirs (5)	Char (6)	Effort tranchant civil	Effort tranchant militaire
correspondant à la torsion maxi	465,40	- 80	0	66,543	0	32,309	451,943	417,709
correspondant à la torsion mini	465,40	- 80	0	30,852	0	87,745	416,252	473,145

N.B. Les efforts tranchants ci-dessus ont été calculés pour la section totale de l'ouvrage (cf. chapitre 4 § 4.5.3.1. - page 67).

5.2.3.2. Calcul des moments de torsion correspondant aux efforts tranchants extrêmes

O Efforts tranchants extrêmes

Nous récapitulons tout d'abord les efforts tranchants extrêmes atteints sur l'appui gauche de la travée étudiée quand on charge cette même travée; ces efforts sont calculés et imprimés dans la note de calcul MCP (cf. page A 34).

N.B. Nous rappelons qu'il faut retenir systématiquement pour les charges civiles l'effort tranchant dû à A (ℓ) (cf. § 4.5.3.2.).

Cas de charge Effort tranchant	CP (1)	Précontrainte isostatique (2)	Précontrainte hyperstatique (3)	A(ℓ) x 1,1 (4)	Trottoirs (5)	Char (6)	Effort tranchant extrême civil	Effort tranchant extrême militaire
maxi	465,40	- 80	0	175,56	0	191,4	560,96	576,80

O Moments de torsion correspondants

● charge A (ℓ)

L'effort tranchant civil est obtenu quand la charge A (ℓ) est appliquée longitudinalement sur toute la travée étudiée et transversalement sur les 3 voies que comporte l'ouvrage (3 voies chargées ↔ KA maximum vis à vis de la flexion longitudinale).

On a donc immédiatement le moment de torsion correspondant en cumulant le moment de torsion dû à la voie 1 chargée seule et le moment de torsion dû aux voies 2 et 3 chargées ensemble et en corrigeant le résultat pour prendre en compte le coefficient de dégressivité transversale correspondant à 3 voies chargées.

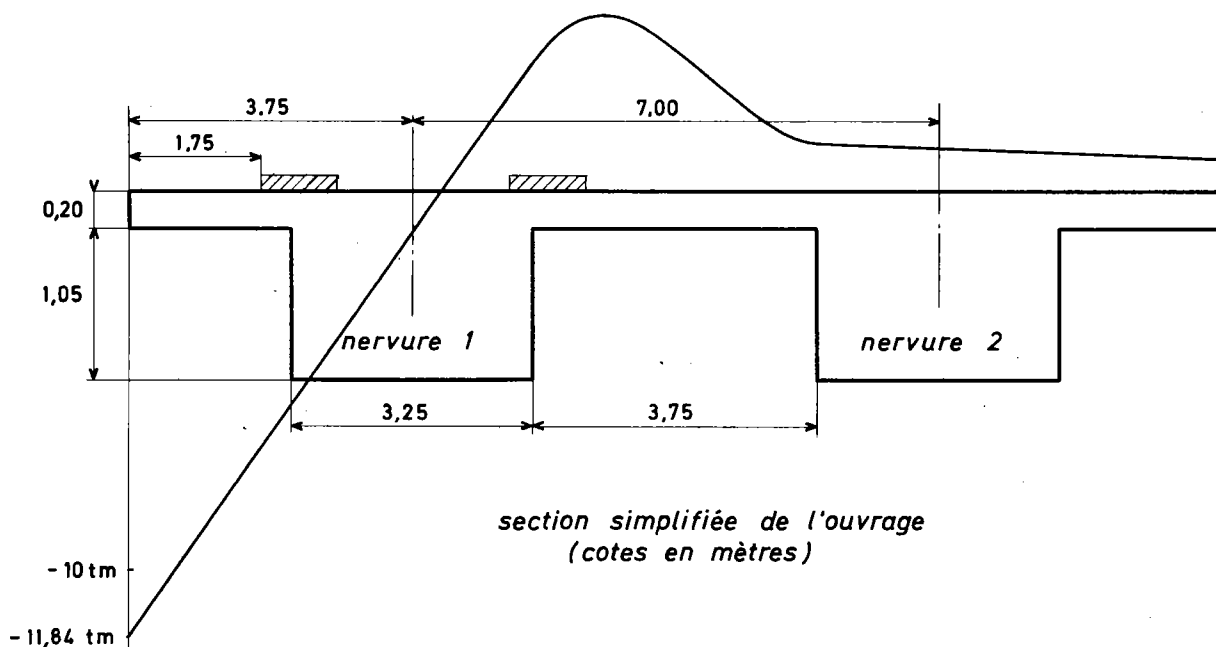
$$d'où \quad M_t(A(\ell)) = \left(- \frac{54,665}{1} + \frac{108,050}{1} \right) \times 0,9 = + 48,047 \text{ tm}$$

● charge militaire

L'effort tranchant extrême sous charge militaire est obtenu quand une extrémité du char Mc 120 est au droit de l'appui étudié.

Le moment de torsion correspondant doit donc être calculé selon la méthode déjà utilisée au paragraphe 5.2.2.2. Nous devons toutefois rappeler que les lignes d'influence transversales fournies par le programme TISE correspondent à un chargement longitudinal donné; on ne peut donc pas utiliser la ligne d'influence du moment de torsion dû à une charge linéique de longueur égale à 6,10m et centrée sur la travée étudiée. On recalcule donc à l'aide du programme TISE la ligne d'influence du moment de torsion dû à une charge linéique de longueur égale à 6,10m mais située entre les abscisses longitudinales 0 et 6,10m; on a obtenu pour ce cas de charge longitudinal la ligne d'influence transversale représentée ci-après.

COURBE 6 (cf Page A24) Ligne d'influence du moment de torsion sur appui dans la nervure 1 sous l'effet d'une charge linéique (1t/ml) appliquée sur une longueur égale à 6,10 m, au droit de l'appui étudié.



On place sur cette ligne d'influence le char dans la position transversale qui a donné le coefficient de répartition KCM maximal introduit dans le programme MCP; cette position correspond au char excentré au maximum vers la gauche. On calcule l'aire de la ligne d'influence au droit des chenilles du char c'est-à-dire entre les abscisses 1,75m et 2,75m pour la chenille 1 et 5,05m et 6,05m pour la chenille 2.

aire de la ligne d'influence du moment de torsion dans la nervure 1 au droit de la chenille 1

$$= \frac{-6,8459 - 3,9903}{2} \times 1,00 = -5,4181$$

aire de la ligne d'influence du moment de torsion dans la nervure 1 au droit de la chenille 2

$$= \frac{+2,5774 + 4,5900}{2} \times 1,00 = +3,5837$$

d'où $M_t = (-5,4181 + 3,5837) \times 9,0164 = -16,540$

Connaissant les moments de torsion, dus aux charges d'exploitation ayant donné les efforts tranchants extrêmes sur appuis, nous les cumulons aux moments de torsion dus à la charge permanente et nous récapitulons les résultats dans le tableau ci-dessous.

Cas de charge	CP	Superstructures affectées des coefficients	A(l) x 1,1	Trottoirs	Char x coefficient de major. dyn.	Moment de torsion total civil	Moment de torsion total militaire
Moment de torsion correspondant à l'effort tranchant maxi	- 23,464	- 18,482 - 32,343	+ 52,851	0	- 17,698	+ 10,905	- 73,505

N.B. Les moments de torsion ci-dessus ont été calculés dans la nervure 1 seule

5.2.3.3. Contraintes de cisaillement sous sollicitations combinées torsion-effort tranchant

Connaissant les différents moments de torsion extrêmes, on calcule les contraintes de cisaillement correspondantes au milieu des deux côtés des nervures.

Nous rappelons que la contrainte maximale τ_{max} au milieu du grand côté est égale à : $\frac{M_t}{\eta_2 h^2 b}$ et que la contrainte τ_2 au milieu du petit côté est égale à : $\eta_1 \times \tau_{max}$

Dans l'exemple d'application les coefficients η_1 et η_2 valent respectivement, pour une valeur du rapport $b/h = \frac{3}{1,25}$ soit 2,4 :

$$\eta_1 = 0,778 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0,258$$

d'où les contraintes de torsion :

$$\begin{aligned} \tau_{max} &= 0,827 M_t \\ \tau_2 &= 0,643 M_t \end{aligned}$$

De même connaissant les différents efforts tranchants extrêmes on calcule les contraintes de cisaillement correspondantes τ_b qui sont égales à :

$$\frac{T \times \mu}{I \times b_0}$$

Dans l'exemple d'application le quotient $\frac{\mu}{I \times b_0}$ (module de cisaillement imprimé dans la note de calcul MCP) vaut 0,178 dans la section 1 de la travée 2 d'où les contraintes de cisaillement d'effort tranchant :

$$\tau_b = 0,178 T$$

Les différentes valeurs des contraintes de cisaillement sont alors résumées dans le tableau ci-dessous; les contraintes cumulées peuvent ensuite être calculées en observant que, sous sollicitations composées torsion-effort tranchant, on ajoute la contrainte de cisaillement due aux efforts tranchants à la contrainte de cisaillement de torsion au milieu du petit côté (hauteur des nervures larges).

Sollicitations	M_t tm	Milieu du grand côté	τ_2 t/m ²	T t	τ_b t/m ²	Milieu du petit côté
		$\tau_{b1} = \tau_{max}$ t/m ²				$\tau_{b2} = \tau_2 + \tau_b$ t/m ²
Torsion maxi sous charges civiles	57,159	47,27	36,753	451,943	80,44	117,193
Torsion mini sous charges civiles	-135,688	112,214	87,247	416,252	74,09	161,337
Torsion maxi sous charges militaires	9,819	8,120	6,314	417,709	74,35	80,664
Torsion mini sous charges militaires	-139,334	115,229	89,594	473,145	84,22	173,814
Effort tranchant maxi sous charges civiles	10,905	9,018	7,012	560,96	99,85	106,86
Effort tranchant maxi sous charges militaires	-73,505	60,788	47,264	576,80	102,67	149,93

La contrainte maximale de cisaillement sur l'appui de gauche de la travée centrale est donc égale à **173,81 t/m²**; elle est atteinte sur la hauteur de la nervure (petit côté) sous l'effet des charges militaires. Cette contrainte est admissible puisque la condition de CHALOS et BÉTEILLE donne pour cette section d'appui une valeur admissible égale à 200,9 t/m² (cf. note de calcul MCP page A50).

N.B. Rappelons que si la contrainte admissible était dépassée il serait nécessaire de consulter le gestionnaire.

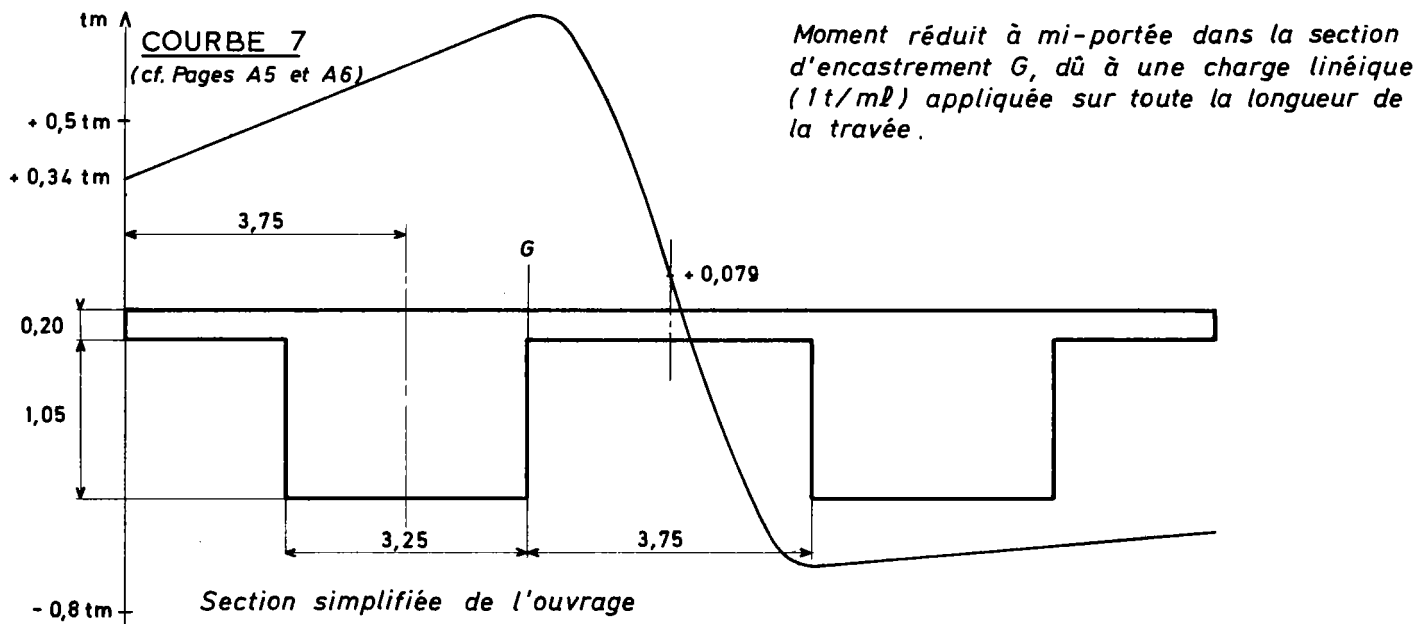
5.2.4. Etude du hourdis

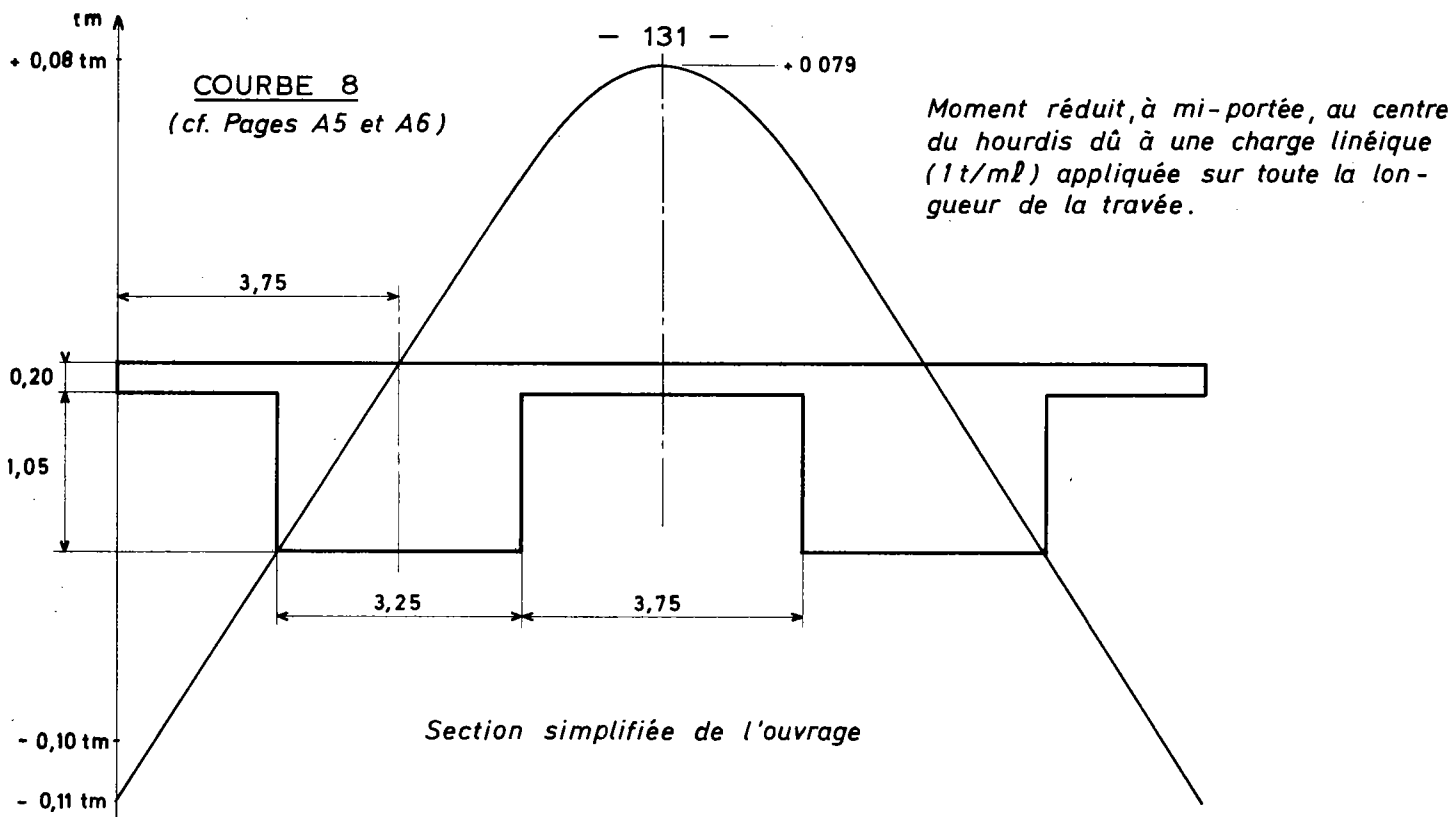
Comme nous l'avons dit dans le paragraphe 4.5.4. nous étudions les moments d'encastrement hourdis-nervure et les moments au centre du hourdis; ces efforts réduits sont calculés sous charge d'exploitation, à partir des lignes d'influence transversales dues aux charges civiles Bc et Bt et éventuellement aux charges militaires, et sous charges permanentes, à partir des lignes d'influence transversales dues à une charge linéique unitaire appliquée sur l'ensemble de la travée étudiée. Tous les résultats nécessaires à l'étude de la flexion transversale du hourdis apparaissent, dans les notes de calcul TISE exploitées pour le calcul des efforts de torsion, dans le tableau intitulé "Lignes d'influences des efforts dans la dalle après déduction des efforts de flexion locale calculés pour une dalle parfaitement encastree".

N.B. (Dans ce chapitre nous reprenons entièrement le calcul des efforts transversaux dans le hourdis car dans l'exemple d'application de la mise à jour n°2 du MCP 70 (§ 5.7.) nous avons fait les calculs en disposant les charges d'exploitation sur la travée de rive ce qui ne donne pas les effets les plus défavorables.

5.2.4.1. Moments fléchissants transversaux dus aux charges permanentes

Les moments de flexion transversale sont calculés par intégration de la ligne d'influence de l'effort réduit correspondant obtenu en appliquant sur la travée la plus longue une charge linéique unitaire. Dans notre exemple d'application nous chargeons donc la travée centrale (D = 31,50m) et nous obtenons les deux lignes d'influence représentées ci-après :





A partir de ces lignes d'influence nous calculons les efforts transversaux dus d'une part aux différents éléments de superstructures déjà définis au § 5.2.2.1. et d'autre part au poids propre des encorbellements et du hourdis. A ces efforts réduits nous ajoutons ensuite les efforts de flexion locale dus au hourdis intermédiaire supposé encasturé sur les nervures. Le calcul des moments transversaux est effectué à l'encastrement hourdis-nervure et au centre du hourdis et les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

		Densité t/ml	Ordonnée de la L.I. Courbe 7	Aire de la L.I. Courbe 7	Moment encastrement réduit tm	Ordonnée de la L.I. Courbe 8	Aire de la L.I. Courbe 8	Moment au centre réduit tm
Poids propre	Encorbellement gauche	1,375		0,8522	0,5859		- 0,1692	- 0,1164
	Hourdis	1,9375		0,2471	0,1368		+ 0,2465	+ 0,1365
	Encorbellement droit	1,375		- 1,1906	- 0,8185		- 0,1692	- 0,1164
	TOTAL				- 0,0958			- 0,0963
Superstructures	Éléments linéaires gauches							
	Garde - corps	0,03	+ 0,3460		0,0104	- 0,1154		- 0,0035
	Corniche	0,26	+ 0,3460		0,0900	- 0,1154		- 0,0300
	Glissières	0,02	+ 0,4181		0,0084	- 0,0877		- 0,0018
	Éléments répartis							
	Dalette trottoir gauche	0,198		+ 0,3438	0,0756		- 0,0914	- 0,0201
	Chaussée	2,235		+ 0,0910	0,0160		+ 0,0907	+ 0,0160
	Dalette trottoir droit	0,198		- 0,5265	- 0,1158		- 0,0914	- 0,0201
	Éléments linéaires droits							
	Garde - corps	0,03	- 0,5767		- 0,0173	- 0,1154		- 0,0035
Corniche	0,26	- 0,5767		- 0,1499	- 0,1154		- 0,0300	
Glissières	0,02	- 0,5934		- 0,0119	- 0,0877		- 0,0018	
	TOTAL				- 0,0945			- 0,0948

Les moments réduits dus aux charges permanentes valent donc, compte tenu des coefficients corrigeant l'effet des superstructures (prise en compte des rechargements ultérieurs, des modifications de superstructures, ...) :

- à l'encastrement :

$$M_{er} = - 0,0958 - 0,0945 \times 1,4 = - 0,2281 \text{ tm/ml}$$

- au centre :

$$M_{cr} = - 0,0963 - 0,0948 \times 0,8 = - 0,1721 \text{ tm/ml}$$

A ces moments réduits nous devons ajouter les moments de flexion locale dus au hourdis intermédiaire supposé encastéré sur les nervures; ces moments valent :

- à l'encastrement :

$$M_{el} = - \frac{PL^2}{12}$$

- au centre

$$M_{cl} = + \frac{PL^2}{24}$$

si l'on a, pour une tranche de hourdis de 1 m :

$$p = \underbrace{1,00 \times 0,12^* \times 2,2}_{\text{Revêtement}} + \underbrace{1,00 \times 0,2 \times 2,5}_{\text{Structure porteuse}} = 0,764 \text{ t/m}$$

* Pour le calcul de l'effet local on tient seulement compte d'un rechargement de chaussée sur le hourdis (on prend HCHAU = 12 cm).

les moments de flexion locale prennent les valeurs :

$$M_{el} = - \frac{0,764 \times 3,5^2}{12} = - 0,780 \text{ tm/ml}$$

$$M_{cl} = + \frac{0,764 \times 3,5^2}{24} = + 0,390 \text{ tm/ml}$$

d'où les moments transversaux totaux dus aux charges permanentes :

- à l'encastrement : $M_{et} = (- 0,2281 - 0,780) = - 1,0081 \text{ tm/ml}$

- au centre : $M_{ct} = (- 0,1721 + 0,390) = + 0,2179 \text{ tm/ml}$

5.2.4.2. Moments fléchissants transversaux dus aux charges d'exploitation

Les moments transversaux sont calculés par intégration de la ligne d'influence de l'effort réduit dû à Bc et à Bt pour les charges civiles et au char Mc 120 pour les charges militaires.

A partir de ces lignes d'influence nous calculons les moments extrêmes à l'encastrement hourdis-nervure et au centre du hourdis; à ces efforts réduits nous ajoutons les efforts de flexion locale dus au hourdis intermédiaire supposé encastéré sur les nervures et calculé à partir des abaques de M.THENOZ (bulletin technique n°1 de la D.O.A. du S.E.T.R.A. et son complément n°1 de juillet 1976).

Les moments transversaux ainsi obtenus sont affectés du coefficient de dégressivité transversale, du coefficient de majoration dynamique "transversal" recalculé comme indiqué ci-après.

• Calcul du coefficient de majoration dynamique transversal

Le coefficient qui affecte les moments transversaux dus aux charges civiles est recalculé à l'aide de la formule suivante (art.5 - fascicule 61 - titre II).

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

dans laquelle on pose :

L = largeur roulable

G = poids total d'une section de hourdis de longueur L et de toute la largeur

S = poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur la longueur L

d'où :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 12} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{0,2 \times 14,50 \times 12 \times 2,5 + 3,252 \times 12}{54 \times 3 \times 0,95}}$$

soit : $\delta = \underline{1,258}$

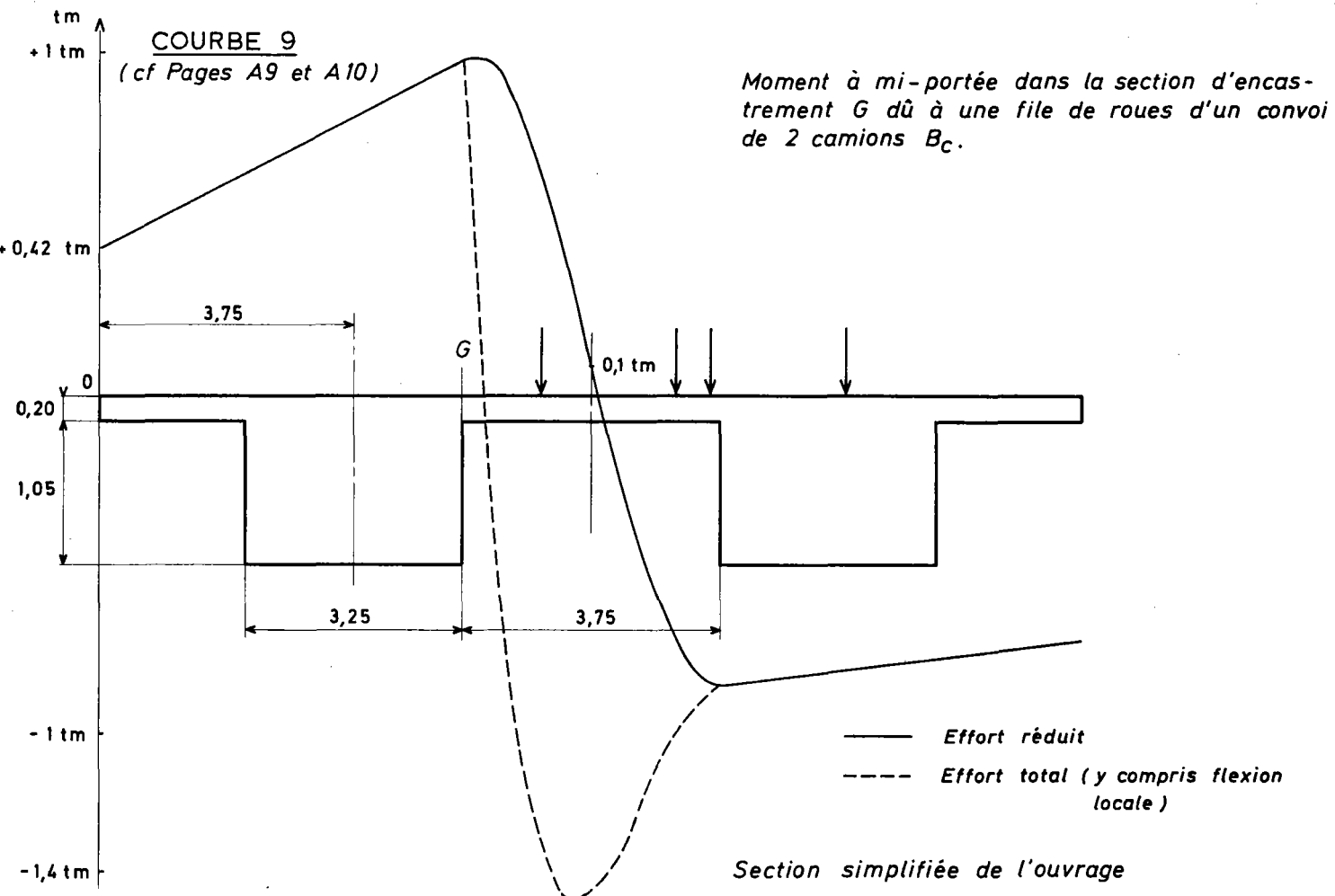
On calcule de la même façon le coefficient de majoration dynamique transversal affectant les charges militaires et l'on trouve

$$\delta = \underline{1,225}$$

• Moment à l'encastrement dû à la charge B_c

- Effort réduit (flexion générale)

Nous plaçons une file de roues de camions B_c, sur la travée la plus longue, dans la position longitudinale qui donne le moment fléchissant maximal et nous obtenons la ligne d'influence représentée ci-dessous (trait plein).



- Flexion locale

Les abaques de M. THENOZ donnent directement la ligne d'influence du moment dû à la flexion locale pour différentes largeurs de hourdis (P.47 du complément n°1 au B.T.1) donc on a pu tracer la ligne d'influence du moment total dans la section d'encastrement (courbe en traits pointillés).

- Moment transversal total

Le moment maximal total est obtenu pour 2 files de camions placés dans la position représentée sur la courbe 9; pour cette position on a :

$$M_{et} = - (1,273 + 1,00) - (0,88 + 0,8075) = - 3,9605 \text{ tm/ml}$$

Si l'on tient compte des différents coefficients qui valent respectivement pour la charge B_c :

1,1 pour le coefficient de dégressivité transversale pour 2 files de camions

1,258 pour le coefficient de majoration dynamique transversal,

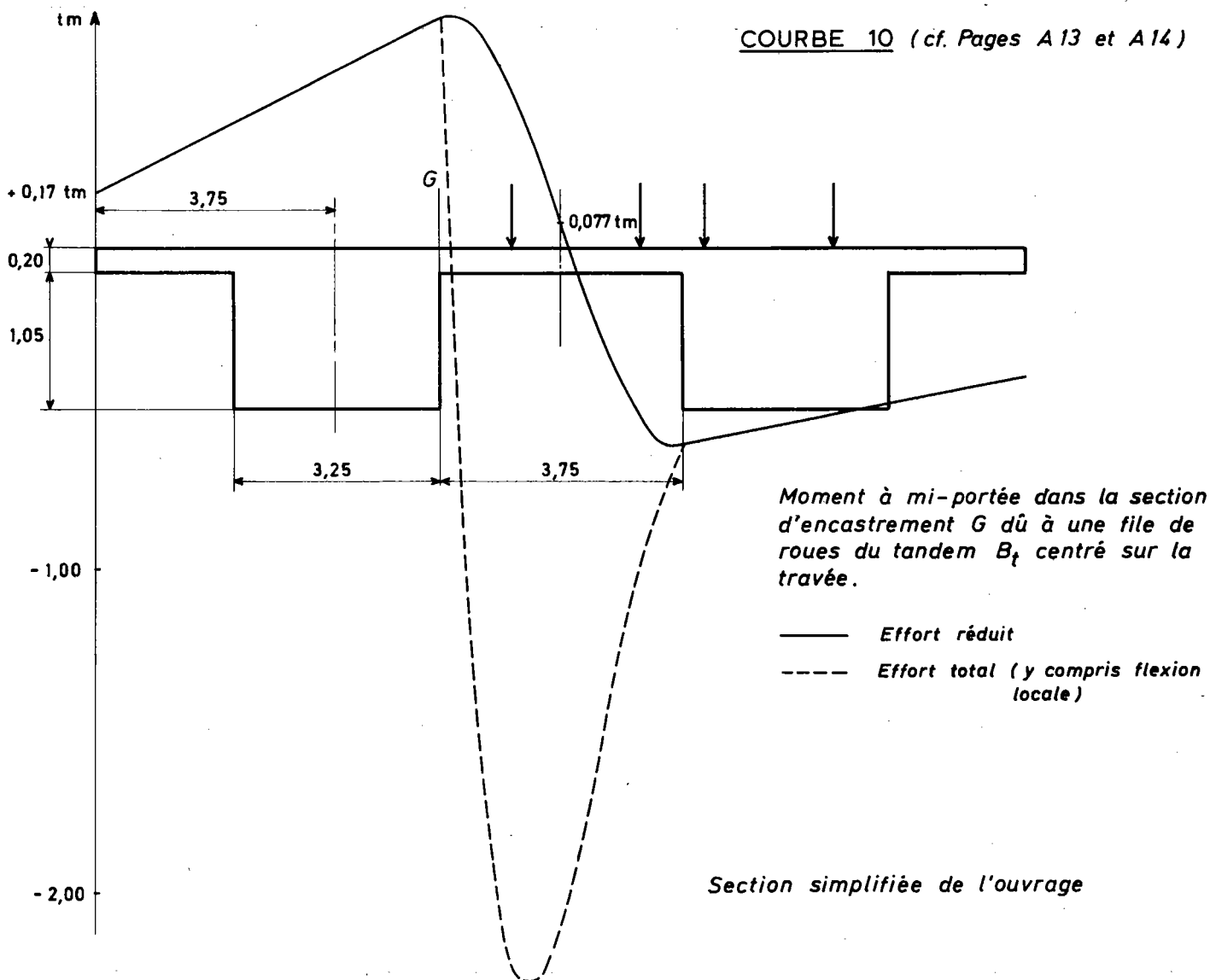
le moment total à l'encastrement vaut : $M_{et} = - 3,9605 \times 1,1 \times 1,258$

soit : $M_{et} = - 5,4805 \text{ tm/ml}$

• Moment à l'encastrement dû à la charge B_t

- Effort réduit (flexion générale)

Nous étudions l'influence d'une file de roues du tandem B_t centré sur la travée la plus longue et nous obtenons la ligne d'influence représentée ci-dessous :



- Flexion locale

Les abaques de M. THENOZ donnent directement la ligne d'influence du moment dû à la flexion locale pour différentes largeurs de hourdis (cf. p.48 du complément n°1 au B.T.1) donc on a tracé la ligne d'influence du moment total dans la section d'encastrement (courbe en traits pointillés).

- Moment transversal total

Le moment maximal total est obtenu pour 2 tandems B_t placés dans la position représentée sur la courbe 10; pour cette position on a :

$$M_{et} = - (2,24 + 0,97) - (0,593 + 0,515) = - 4,32 \text{ tm/ml}$$

Si l'on tient compte des différents coefficients qui valent respectivement pour la charge B_t :

1,0 pour le coefficient de dégressivité transversale

1,258 pour le coefficient de majoration dynamique (on affecte en effet les charges du système B du coefficient maximal calculé pour B_c ,

B_t et B_r)

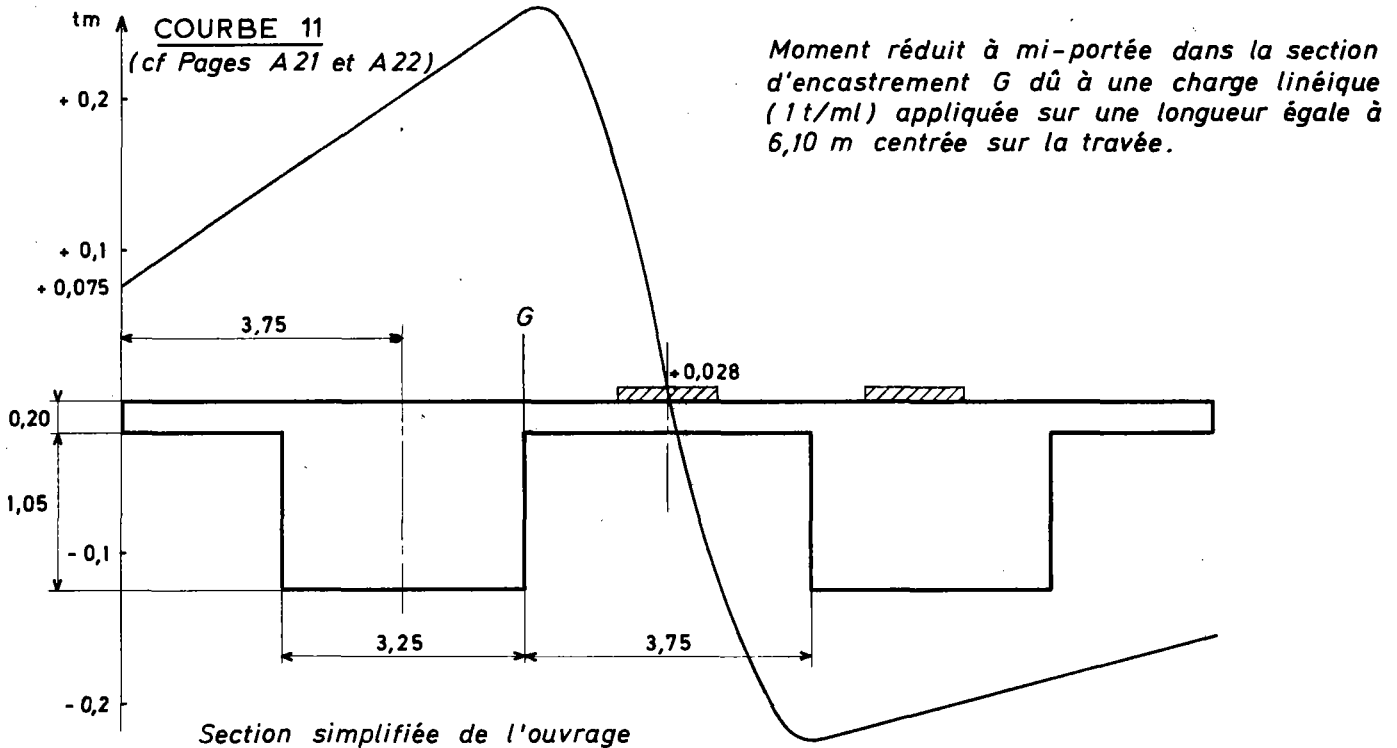
Le moment total à l'encastrement vaut :

$$M_{et} = - 4,32 \times 1 \times 1,258 = - 5,4346 \text{ tm/ml}$$

• Moment à l'encastrement dû à la charge militaire M_c 120

- Effort réduit (flexion générale)

Nous étudions l'influence d'une chenille du char M_c 120 centrée sur la travée la plus longue et nous obtenons la ligne d'influence représentée ci-dessous :



Le moment maximal réduit est obtenu en disposant les chenilles du char M_c 120 dans la position représentée ci-dessus; les impacts des chenilles tiennent compte de l'étalement vertical dans le plan moyen du hourdis. La largeur d'une chenille est donc (cf. § 4.5.5.2.)

$$u' = 1,00 + h_0 + \frac{3}{2} HCHAUR$$

$$\text{soit : } u' = 1,00 + 0,20 + \frac{3}{2} \times 0,08 = 1,32 \text{ m}$$

On calcule l'aire correspondante sur la ligne d'influence et l'on obtient :

$$\begin{aligned} \text{aire de la ligne d'influence} \\ \text{au droit du char} &= \frac{0,1553 - 0,1020}{2} \times 1,32 - \frac{0,2143 + 0,1978}{2} \times 1,32 = -0,2368 \\ \text{d'où} \quad M_{er} &= - \frac{0,2368}{1,32} \times 9,0164 = -1,6178 \text{ tm/ml} \end{aligned}$$

- Flexion locale

Les abaques de M. THENOZ donnent directement (cf. p.30 du complément n°1 du B.T.1) le moment pour la position représentée ci-dessus; on a donc pour un hourdis de 3,75m et pour une valeur de $E = \frac{1}{2} (h_0 + \frac{3}{2} HCHAUR)$ soit 0,16m :

$$M_{el} = -3,88 \text{ tm/ml}$$

- Moment transversal total

Si l'on tient compte des différents coefficients qui valent respectivement pour la charge militaire :

1,0 pour le coefficient de dégressivité transversale

1,225 pour le coefficient de majoration dynamique "transversal"

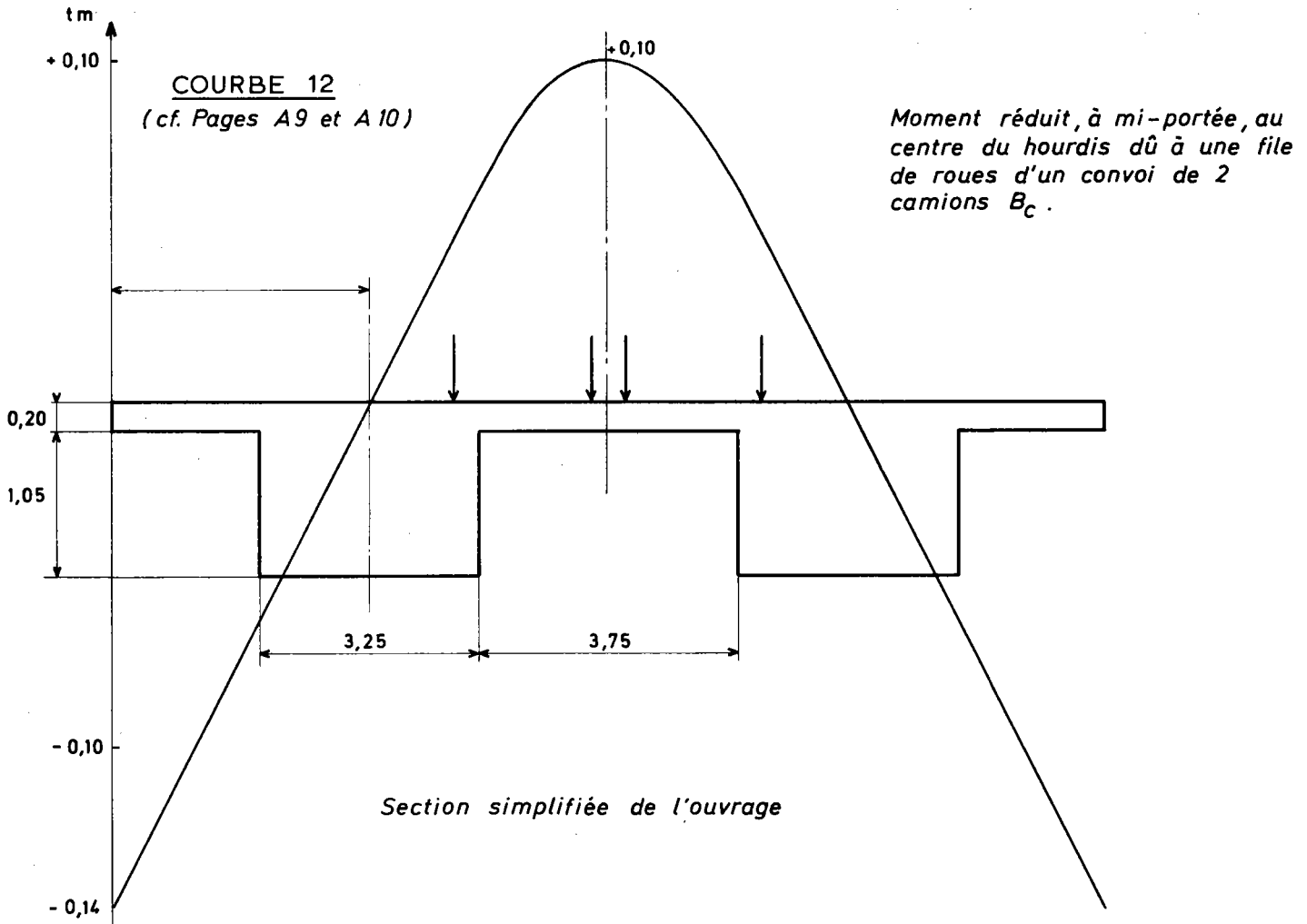
le moment total à l'encastrement vaut :

$$M_{et} = (-1,6178 - 3,88) \times 1,225 = -6,7348 \text{ tm/ml}$$

• Moment au centre du hourdis dû à la charge B_c

- Effort réduit (flexion générale)

Nous plaçons une file de roues de camions B_c , sur la travée la plus longue, dans la position longitudinale qui donne le moment fléchissant maximal et nous obtenons la ligne d'influence représentée ci-dessous :



Le moment maximal réduit est obtenu pour 2 files de camions placés dans la position représentée ci-dessus; pour cette position on a :

$$M_{cr} = 2 (+ 0,049 + 0,100) = + 0,298 \text{ tm/ml}$$

- Flexion locale

Les abaques de M. THENOZ (cf.p.27 du complément n1 du B.T.1) donnent directement pour la position représentée ci-dessus et pour un hourdis de 3,75m un moment au centre égal à :

$$M_{cl} = + 2,385 \text{ tm/ml}$$

- Moment transversal total

Si l'on tient compte des différents coefficients déjà définis pour le calcul du moment d'encastrement dû à la charge B_c , le moment total au centre vaut :

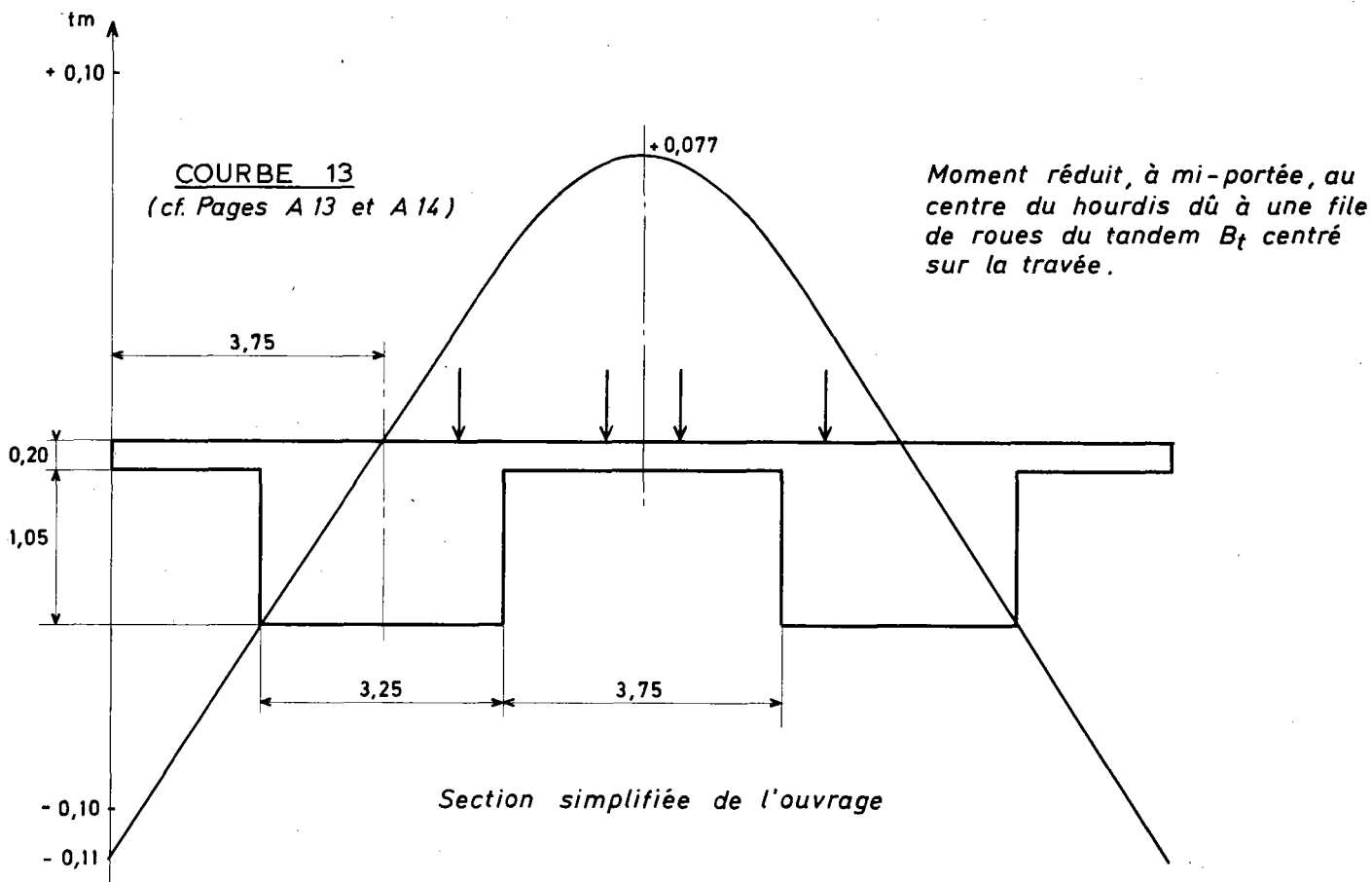
$$M_{ct} = (0,298 + 2,385) \times 1,1 \times 1,258$$

soit $M_{ct} = + \underline{3,713 \text{ tm/ml}}$

• Moment au centre du hourdis dû à la charge B_t

- Effort réduit (flexion générale)

Nous étudions l'influence d'une file de roues du tandem B_t centré sur la travée la plus longue et nous obtenons la ligne d'influence représentée ci-dessous :



Le moment maximal réduit est obtenu pour 2 tandems placés dans la position représentée sur la courbe 13; pour cette position on a :

$$M_{cr} = 2(0,0302 + 0,0755) = 0,2113 \quad \text{tm/ml}$$

- Flexion locale

Les abaques de M. THENOZ (cf. p. 31 du complément n°1 du BT 1) donnent directement pour la position représentée ci-dessus et pour un hourdis de 3,75m, un moment au centre égal à :

$$M_{cl} = + 2,345 \quad \text{tm/ml}$$

- Moment transversal total

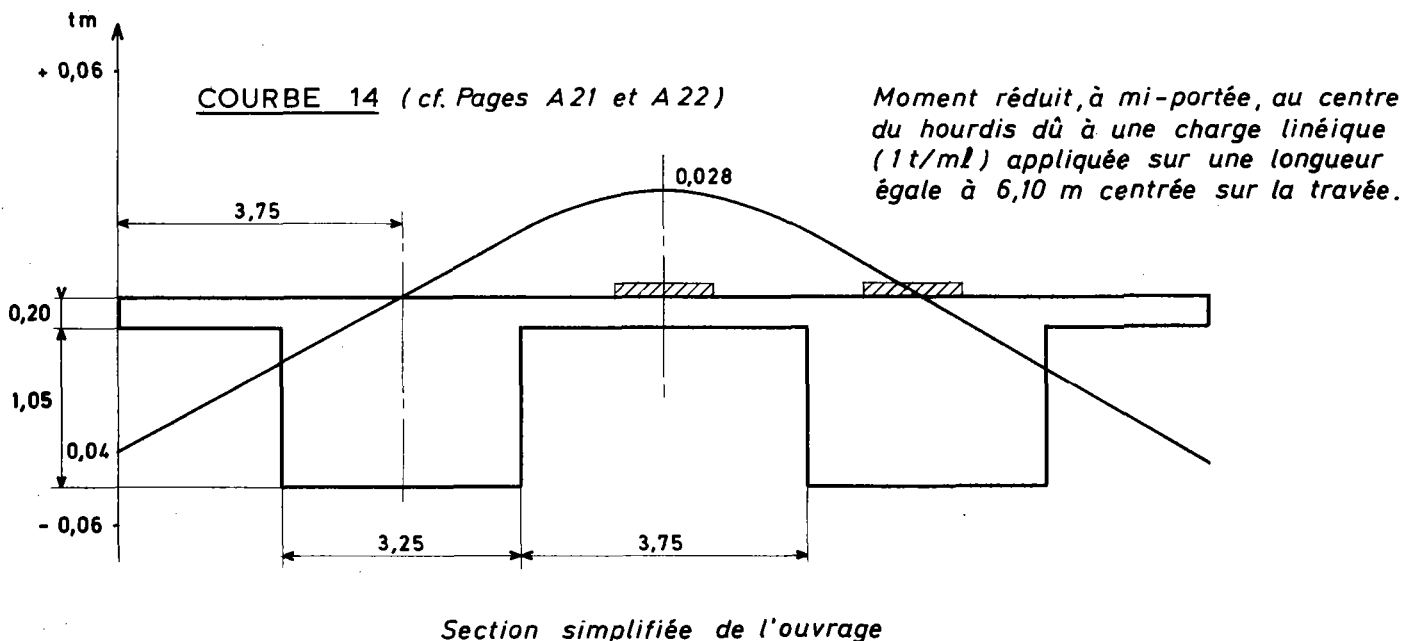
Si l'on tient compte des différents coefficients déjà définis pour le calcul du moment d'encastrement dû à la charge B_t , le moment total au centre vaut :

$$M_{ct} = (0,2113 + 2,345) \times 1 \times 1,258 = \underline{3,216 \quad \text{tm/ml}}$$

• Moment au centre dû à la charge militaire M_c 120

- Effort réduit (flexion générale)

Nous étudions l'influence d'une chenille de char M_c 120 centré sur la travée la plus longue et nous obtenons la ligne d'influence représentée ci-dessous:



Le moment maximal réduit est obtenu pour la position du char M_c 120 représentée ci-dessus; pour cette position du char et compte tenu de l'étalement des impacts on a :

$$\text{Aire de la ligne d'influence au droit du char} = 2 \left(\frac{0,0264 \cdot 0,0278}{2} \times 0,66 \right) + \frac{0,0093 - 0,0050}{2} \times 1,32 = 0,0386$$

$$\text{d'où } M_{cr} = \frac{0,0386}{1,32} \times 9,0164 = 0,2639 \text{ tm/ml}$$

- flexion locale

Les abaques de M. THENOZ donnent directement (cf. p. 29 du complément n°1 du BT1) le moment pour la position du char représentée ci-dessus; on a donc pour un hourdis de 3,75m et pour une valeur de E égale à 0,16m

$$M_{cl} = + 2,76 \text{ tm/ml}$$

- Moment transversal total

Si l'on tient compte des différents coefficients déjà définis pour le calcul du moment d'encastrement dû à la charge militaire, le moment total au centre vaut :

$$M_{ct} = (0,2639 + 2,76) \times 1,225 = \underline{\underline{3,7043 \text{ tm/ml}}}$$

Ayant calculé les moments transversaux sous les différentes charges d'exploitation nous récapitulons les résultats dans le tableau ci-après et nous cumulons les moments extrêmes pondérés aux moments transversaux dus aux charges permanentes.

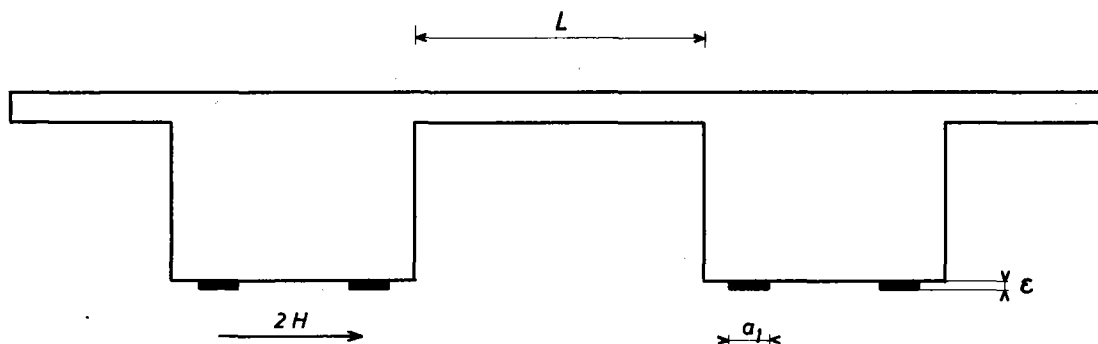
Cas de charge Moments transversaux	CP (y.c. rechar. ultérieurs)	$B_c \times 1,2$	$B_t \times 1,2$	Char x 1	Effort total civil en tm/ml	Effort total militaire en tm/ml
Encastrement hourdis - nervure	- 1,0081	- 6,5766	- 6,5215	- 6,7348	- 7,5847	- 7,7429
Centre hourdis	+ 0,2179	+ 4,4556	+ 3,8592	3,7043	+ 4,6735	+ 3,9222

5.2.4.3. Moments fléchissants transversaux dus aux déformations gênées.

Nous avons vu au paragraphe 4.5.4.3. ci-dessus que les déformations gênées étaient d'une part des déplacements dus au retrait et aux variations de longueurs provenant de variations de température et d'autre part des rotations dues au gradient thermique vertical.

- déplacements

Un calcul rapide va nous montrer que les sollicitations dues aux déplacements gênés sont négligeables; en effet, soit la section simplifiée représentée ci-dessous :



Si l'on appelle ΔL la déformation du hourdis, la distorsion des appareils d'appui est $\frac{\Delta L}{2\epsilon}$ et l'effort de rappel pour

chaque nervure est donc : $2H = a_1 a_2 g \frac{\Delta L}{2\epsilon}$

avec a_1 et a_2 : dimensions en plan d'un appareil d'appui
 g : module d'élasticité transversale du néoprène
 ϵ : hauteur de l'appareil d'appui

Pour l'ouvrage que nous étudions nous obtenons donc :

$$2H = 0,50 \times 0,50 \times 80 \times \frac{\Delta L}{2 \times 0,05}$$

soit $2H = 200 \Delta L$

Sachant que les déplacements relatifs sont :

- . augmentation de température $\frac{\Delta L}{L} = 2 \times 10^{-4}$
- . diminution de température $\frac{\Delta L}{L} = -2,5 \times 10^{-4}$
- . retrait $\frac{\Delta L}{L} = -3 \times 10^{-4}$

la réaction maximale est donc : $2H = 200 \times 5,5 \times 10^{-4} \times L$

soit, pour la largeur du hourdis de la section simplifiée prise égale à 3,75m

$$2H = \underline{0,412 \text{ t}}$$

- rotations

Nous calculons le moment fléchissant transversal, sur appuis et à mi-travée, dû au gradient thermique vertical.

Le moment sur appui a pour expression $m(0) = \frac{\alpha \Delta \theta E_b I_h}{e}$
soit en remplaçant par les valeurs suivantes:

$$\alpha = 10^{-5} \quad (\text{coef. de dilatation thermique du béton})$$

$$e = 0,20 \text{ m}$$

$$I_h = 6,67 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (\text{inertie de flexion du hourdis})$$

$$L = 3,75 \text{ m}$$

et en prenant un gradient de 10°C associé au module instantané du béton $E_b = 3,9 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ (cf. page 76)

$$m(0) = 1,3 \text{ tm/m}$$

En travée le moment transversal a pour expression

$$m(x) = m(0) - \frac{\gamma(x) 2 E_b I_h}{L}$$

$\gamma(x)$ étant la rotation de la nervure et ayant pour expression

$$A e^{\omega x} + B^{-\omega x} + \frac{m(0)L}{2 E_b I_h} \quad (\text{cf. § 4.5.4.3.})$$

Pour l'ouvrage étudié nous obtenons alors :

$$A = -3,1835 \times 10^{-4}$$

$$B = -6,1859 \times 10^{-4}$$

$$\omega = 2,1089 \times 10^{-2}$$

d'où pour la section à mi-travée $x = \frac{31,50}{2}$

$$\gamma\left(\frac{L}{2}\right) = 0,495 \times 10^{-4}$$

et donc $m\left(\frac{L}{2}\right) = 1,23 \text{ tm}$

On constate sur cet exemple que la réduction de moment fléchissant transversal du hourdis due à la rotation de la nervure est très faible.

On retient donc comme valeur du moment fléchissant transversal dû aux déformations gênées $m \left(\frac{l}{2} \right) = 1,3 \text{ tm}$ et on ajoute cette valeur aux moments au centre calculés précédemment; les moments extrêmes au centre du hourdis valent alors :

. sous les charges civiles

$$M_c = 4,6735 + 1,3 = 5,9735 \text{ tm/ml}$$

. sous les charges militaires

$$M_c = 3,9222 + 1,3 = 5,2222 \text{ tm/ml}$$

5.2.4.4. Moments de flexion longitudinale du hourdis

Le moment de flexion longitudinale au centre du hourdis dû aux charges permanentes est obtenu directement à partir du moment transversal au centre calculé au § 5.2.4.1.; en effet on a :

$$M_{c \text{ long}} = \nu \times M_{ct}$$

soit si $\nu = 0,15$ (béton armé transversalement)

$$\text{et } M_{ct} = 0,2179 \text{ tm/ml}$$

$$M_{c \text{ long}} = 0,15 \times 0,2179 = 0,0327 \text{ tm/ml}$$

Le moment de flexion longitudinal au centre du hourdis dû aux charges d'exploitation est obtenu à partir des abaques de M.THENOZ ; nous étudions ainsi les charges B_t et B_r .

- charge B_t (abaque n°7 p.33 du complément n°1 au BT1)

La charge B_t centrée sur le hourdis de 3,75m de portée, donne, pour un étalement E égal à 0,16m (cf. calcul de E p.136) : $M=1,44 \text{ tm/ml}$ soit compte tenu des coefficients déjà définis pour la charge B_t (page 133):

$$M = 1,44 \times 1,258 = 1,8115 \text{ tm/ml}$$

- charge B_r (abaque n°10 p.36 du complément n°1 au BT1)

La charge B_r centrée sur le hourdis de 3,75m de portée donne, pour un étalement E égal à 0,16m : $M = 1,36 \text{ tm/ml}$ soit compte tenu des coefficients

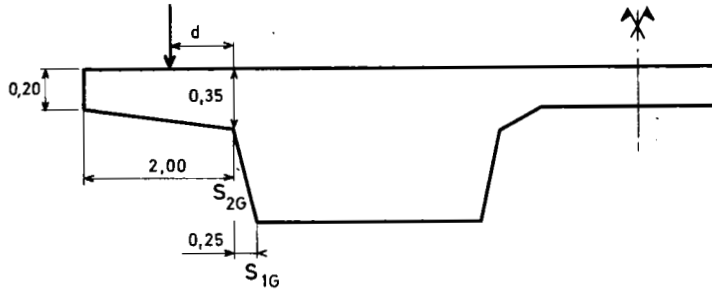
$$M = 1,36 \times 1,258 = 1,7109 \text{ tm/ml}$$

Ayant calculé les moments longitudinaux sous les différentes charges d'exploitation, nous cumulons le moment maximal affecté du coefficient de pondération réglementaire pour le calcul d'une section en béton armé au moment longitudinal dû aux charges permanentes et nous obtenons ainsi un moment longitudinal égal à :

$$M_{c \text{ long}} = 0,0327 + 1,8115 \times 1,2 = \underline{2,2065} \text{ tm/ml}$$

5.2.5. Etude des encorbellements

L'étude des encorbellements est faite sur la section réelle de l'ouvrage ; cette section transversale étant parfaitement symétrique (structure porteuse et superstructures), nous étudions seulement la section de gauche S_{2G}



Les moments sont calculés par mètre longitudinal de tablier.

5.2.5.1. Moments transversaux sous charges permanentes

○ Effet du poids propre

Connaissant la densité par m^3 de l'encorbellement (cf. p. 131), on calcule la distance du centre de gravité de l'encorbellement considéré à la section S_{2G} :

$$\text{soit } d = \frac{2,00}{3} + \frac{0,35 + 0,40}{0,35 + 0,20} = 0,91 \text{ m}$$

et l'on a : $M_2 = -1,375 \times 0,91 = -1,25 \text{ tm/ml}$

○ Effets des superstructures

Nous récapitulons les différentes superstructures mises en place sur l'ouvrage étudié et nous donnons directement les moments d'encastrement dans la section S_{2G} .

Éléments de superstructures	Poids t/ml	Bras de levier / S_{2G}	M_2 tm/ml
Garde - corps	0,030	2,00	- 0,06
Corniche	0,26	2,00	- 0,52
Glissière	0,020	1,10	- 0,022
Dalette de trottoir	0,198	1,55	- 0,307
Chaussée (e = 0,08 m) (jusqu'à S_{2G})	0,194	1,45	- 0,281
TOTAL			- 1,190

Le moment transversal sous charges permanentes à l'encastrement en-corbellement/nervure vaut dans la section S_{2G} , compte tenu des modifications ultérieures (rechargements, canalisation, changement de dispositif de retenue...) :

$$M_2 = -1,25 - 1,19 \times 1,40^{(*)} = -2,916 \text{ tm/ml}$$

(*) le coefficient de majoration est pris égal à 1,40 dans notre exemple d'application mais cette valeur n'est pas réglementaire (cf. §. 4.5.5.1.)

5.2.5.2. Moments transversaux sous charges d'exploitation

Nous avons vu au §4.5.5.2. que l'on étudiait différemment les charges réparties sur l'ensemble de l'ouvrage et les charges ponctuelles ou réparties partiellement.

O Charges réparties

- Charges locales de trottoir

L'ouvrage étudié ne comporte pas de trottoirs.

- Charges A (ρ)

On prend en compte la charge A (ρ) appliquée entre l'extrémité de la largeur chargeable et la section d'encastrement étudiée

Sachant que A (31,50) = 1,058 t/m² on a :

$$\text{densité} : 1,058 \times 1 \times \frac{3,5}{3,667} \times 0,25 = 0,2525 \text{ t/ml}$$

$$\text{bras de levier } d = \frac{0,25}{2} = 0,125 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_2 = -0,2525 \times 0,125 \times 1 = -0,0316 \text{ tm/ml}$$

↑
coef. de dégressivité transversale
pour une voie chargée

O Charges ponctuelles ou partiellement réparties

Pour ces charges nous prenons en compte un étalement vertical et un étalement longitudinal sur le plan de la section d'encastrement.

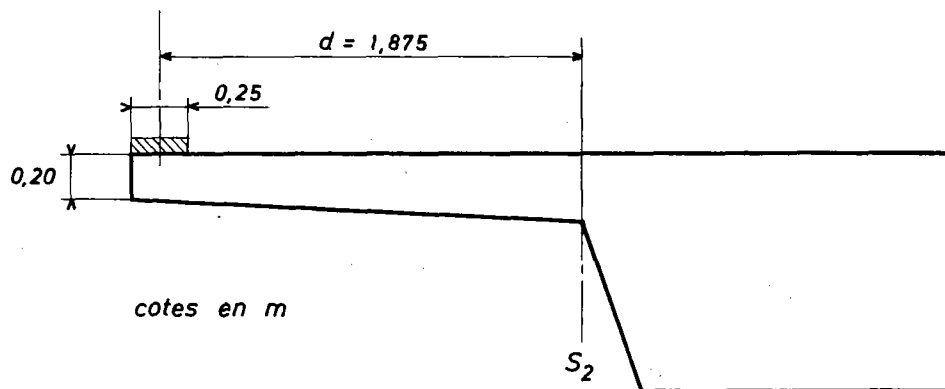
Dans notre exemple d'application les charges réglementaires à étudier sont les charges civiles B_t et B_r , la roue de 6t et les charges militaires $M_C 120$ et $M_e 120$

• Roue de 6t sur trottoir

Dans notre exemple d'application, le passage de service est séparé de la chaussée par une glissière ce qui n'est pas considéré comme un obstacle infranchissable ; On dispose donc la roue de 6t à l'aplomb du bord extérieur de l'encorbellement.

Cette charge peut être considérée dans le cas présent comme ponctuelle et donc on calcule les étalements simplifiés. Les dimensions du rectangle d'impact étalé sur la fibre moyenne sont donc :

$$u' = v' = 0,25 + 0,20 + \frac{3}{2} \times 0,08 = 0,57 \text{ m}$$



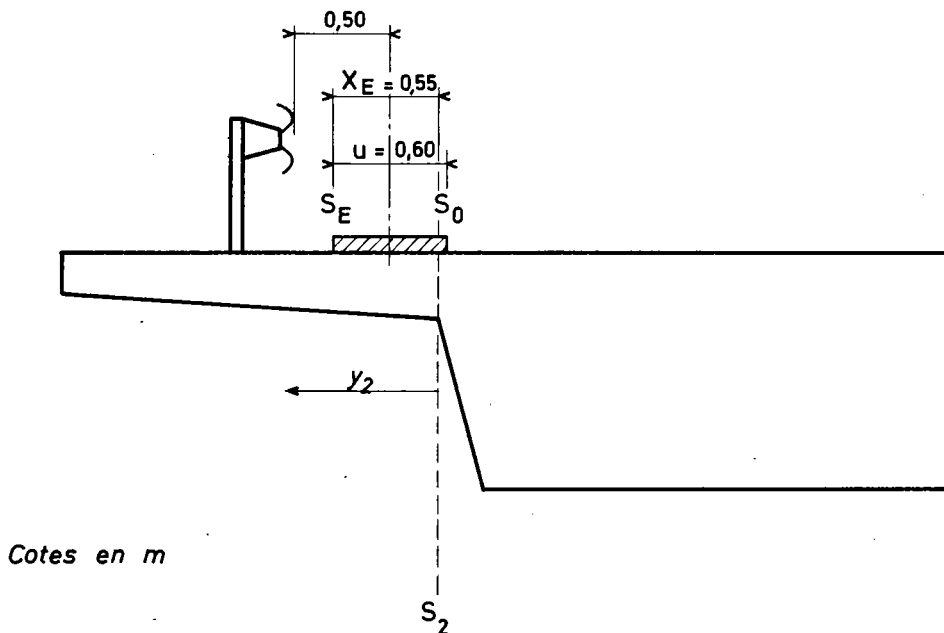
On en déduit l'étalement longitudinal dans le plan de la section d'encastrement S_{2G} et on calcule le moment correspondant

$$\begin{aligned} d &= 1,875 \text{ m} \\ 2C &= 0,57 + 2 \times 1,875 = 4,32 \text{ m} \\ M_2 &= - \frac{6}{4,32} \times 1,87 = - 2,604 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

Cette charge n'est pas frappée du coefficient de majoration dynamique "transversal" (cf. article 11 F. 61 titre II)

• Charge B_t

On peut placer sur l'encorbellement une seule file de roues excentrée au maximum sur la largeur roulable c'est-à-dire ayant son axe situé à 0,50m du dispositif de sécurité comme indiqué ci-dessous :



On considère cette charge comme partiellement répartie compte tenu des dimensions de l'impact vis à vis de la distance à la section d'étude.

Pour ce type de charge on doit rechercher s'il y a possibilité de recouvrement de l'effet des 2 essieux du système en comparant le bras de levier de la partie de charge située entre la section étudiée et l'extrémité du pavé (section S_E) à l'expression :

$$\frac{\text{entraxes des essieux} - v'}{2}$$

On calcule l'étalement v' simplifié pour une seule roue en prenant comme valeur de h_0 l'épaisseur de la structure au milieu de la partie de charge comprise entre S_2 et S_E . On a donc :

$$h_0 = 0,20 + 0,15 \times \frac{1,725}{2,00} = 0,329 \text{ m}$$

et en prenant HCHAUR = 0,08 m

$$v' = 0,25 + 0,329 + \frac{3}{2} \times 0,08 = 0,699 \text{ m}$$

$\frac{\text{entraxe} - v'}{2}$ Sachant que l'entraxe des essieux B_t vaut 1,35m la quantité est égale à 0,325m ; le bras de levier de la partie de charge étudiée qui vaut 0,275 m est donc inférieur à cette quantité.

Pour la section S_{2G} on étudie alors l'effet d'une seule roue.

L'étalement longitudinal vaut dans ce cas :

$$2C = 0,25 + \frac{3}{2} \times 0,08 + 0,20 + 0,15 \frac{2,00 - y_2}{2,00} + 2y_2$$

$$\text{soit } \alpha y_2 + \beta = 1,925 y_2 + 0,72$$

d'où le moment d'encastrement dans la section S_{2G} pour cette configuration de charge (cf. cas 1 - tableau p. 83 § 4.5.5.2.)

$$M_2 = -p_2 \int_{S_2}^{S_E} \frac{y_2 dy_2}{\alpha y_2 + \beta}$$

avec
$$p_2 = \frac{P}{u} \times \frac{X_E}{u}$$

sachant que $P = 8 \text{ t}$

$$u = 0,60 \text{ m}$$

$$X_E = 0,55 \text{ m}$$

on a
$$p_2 = \frac{8}{0,60} \times \frac{0,55}{0,60} = 12,22 \text{ t/ml}$$

L'intégrale du moment d'encastrement

$$\int \frac{y dy}{\alpha y + \beta}$$

ayant pour valeur :
$$\frac{y}{\alpha} - \frac{\beta}{\alpha^2} \ln(\alpha y + \beta)$$

on obtient M_2 en calculant cette expression pour les bornes S_2 et S_E

$$\text{d'où } M_2 = -12,22 \left(\frac{y_2}{1,925} - \frac{0,72}{1,925^2} \ln(1,925 y_2 + 0,72) \right)_0^{0,55} = -1,344 \text{ tm/ml}$$

Soit compte tenu du coefficient de dégressivité et du coefficient de majoration dynamique "transversal" déjà calculé au paragraphe 5.2.4.2.

$$M_2 = -1,344 \times 1 \times 1,258 = 1,201 \text{ m}$$

Remarques :

Si l'on avait considéré la charge B_t comme une charge ponctuelle, on aurait obtenu le moment d'encastrement calculé ci-dessous pour la section S_{2G} (effet d'une seule roue).

sachant que : $v' = 0,701 \text{ m}$

$$2C = 0,701 + 2 \times 0,25 = 1,201 \text{ m}$$

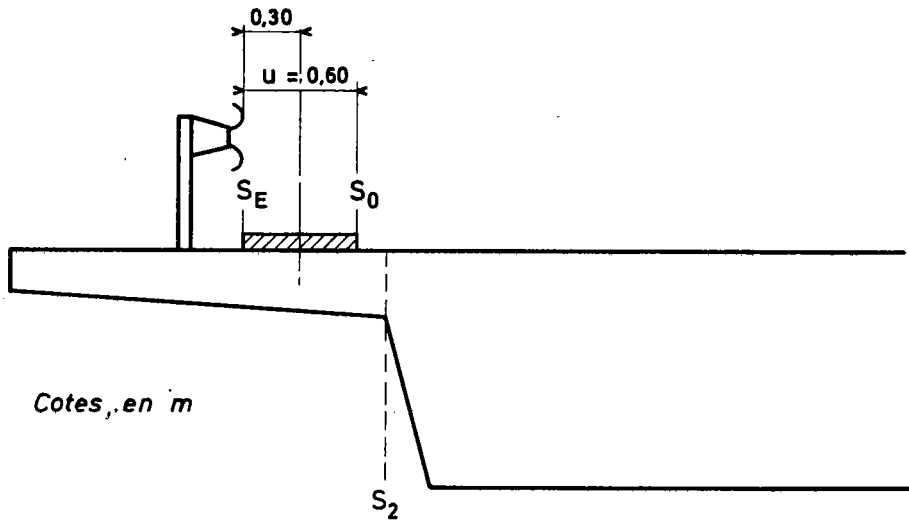
on a :
$$M_2 = -\frac{8}{1,201} \times 0,25 \times 1 \times 1,258 = -2,095 \text{ tm/ml}$$

On voit donc que le fait de considérer la charge comme ponctuelle majore les moments d'encastrement.

• Charge Br

La roue Br étant disposée entièrement sur l'encorbellement, on peut la considérer comme une charge ponctuelle.

Cette roue Br est excentrée au maximum sur la largeur roulable c'est-à-dire que son axe est situé à 0,30 m du dispositif de sécurité.



Pour la position de la roue définie ci-dessus h_0 vaut :

$$0,20 + 0,15 \times \frac{1,55}{2,00} = 0,316 \text{ m}$$

$$v' = 0,30 + 0,316 + \frac{3}{2} \times 0,08 = 0,736 \text{ m}$$

On en déduit l'étalement longitudinal dans le plan de la section d'encastrement S_{2G} et on calcule le moment correspondant.

$$d = 0,45 \text{ m}$$

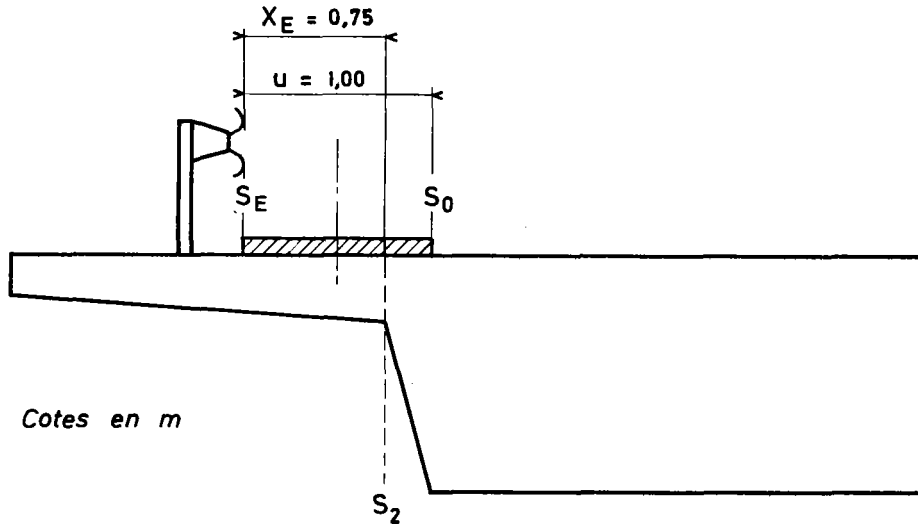
$$2C = 0,736 + 2 + 0,45 = 1,636 \text{ m}$$

d'où le moment d'encastrement compte tenu du coefficient de majoration dynamique "transversal"

$$M_2 = - \frac{10}{1,636} \times 0,45 \times 1,258 = - 3,460 \text{ tm/ml}$$

• Charge M_c 120

On place sur l'encorbellement la chenille du char M_c 120 excentrée au maximum sur la largeur roulable comme indiqué ci-dessous :



On considère cette charge comme partiellement répartie et on calcule l'étalement longitudinal et le moment d'encastrement dans la section S_2 .

L'étalement longitudinal vaut dans cette section

$$2C = 6,10 + \frac{3}{2} \times 0,08 + 0,20 + 0,15 \times \frac{2,00 - y_2}{2,00} + 2y_2$$

soit $\alpha y_2 + \beta = 1,925 y_2 + 6,57$

d'où le moment d'encastrement dans la section S_{2G} pour cette configuration de charge (cf. Cas 1 tableau p. 83 §4.5.5.2.).

avec $p_2 = \frac{P}{u} \times \frac{X_E}{u}$ $M_2 = -p_2 \int_{S_2}^{S_E} \frac{y_2 dy_2}{\alpha y_2 + \beta}$

sachant que $P = 55 \text{ t}$

$u = 1,00 \text{ m}$

$X_E = 0,75 \text{ m}$

on a $p_2 = 55 \times 0,75 = 41,25 \text{ t/ml}$

Si l'on calcule l'intégrale connue pour la charge B_t on a :

$$M_2 = - 41,25 \left[\frac{y_2}{1,925} - \frac{6,57}{1,925^2} \ln (1,925 y_2 + 6,57) \right]_0^{0,75}$$

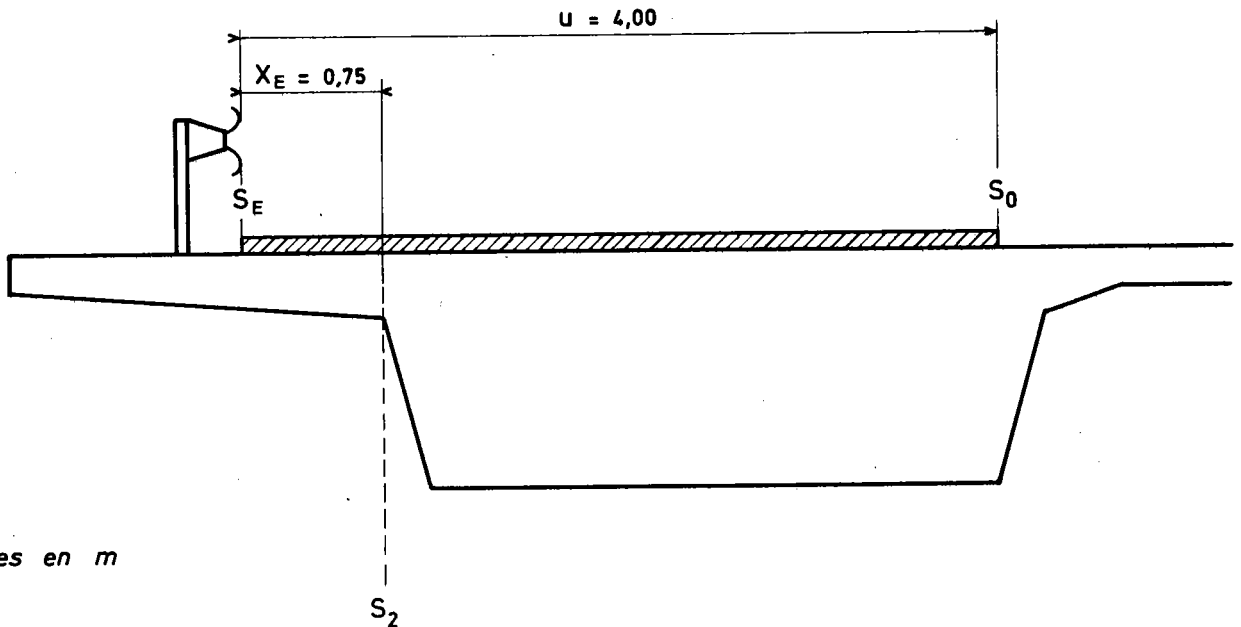
$$M_2 = - 1,543 \text{ tm/ml}$$

soit compte tenu du coefficient de majoration dynamique

$$M_2 = - 1,543 \times 1,225 = - 1,890 \text{ tm/ml}$$

• Charge M_e 120

On place sur l'encorbellement un essieu M_e 120 excentré au maximum sur la largeur roulable comme indiqué ci-dessous :



Cotes en m

On considère cette charge comme partiellement répartie et on doit rechercher s'il y a possibilité de recouvrement de l'effet des deux parties d'essieux du système M_e situés entre la limite chargeable et la section d'étude.

On calcule l'étalement v' simplifié correspondant à la partie de charge comprise entre S_2 et S_E . L'épaisseur de la structure au milieu de cette partie de charge concernée vaut donc :

$$h_0 = 0,20 + 0,15 \times \frac{1,625}{2,00} = 0,322 \text{ m}$$

d'où $v' = 0,15 + 0,322 + \frac{3}{2} \times 0,08 = 0,592 \text{ m}$

Sachant que l'entraxe des essieux M_{120} vaut 1,80 m la quantité $\frac{\text{entraxe} - v'}{2}$ est égale à 0,604 m ; le bras de levier de la partie de charge

prise en compte, égal à 0,375 m, est donc inférieur à 0,604 m.

Pour la section S_{2G} on étudie alors l'effet d'un seul essieu ; l'étalement longitudinal vaut dans cette section :

$$2C = 0,15 + \frac{3}{2} \times 0,08 + 0,20 + 0,15 \times \frac{2,00 - y_2}{2,00} + 2y_2$$

soit $\alpha y_2 + \beta = 1,925 y_2 + 0,62$

d'où le moment d'encastrement dans la section S_{2G} pour cette configuration de charge (cas 1 - tableau page 83 §4.5.5.2)

$$M_2 = -p_2 \int_{S_2}^{S_E} \frac{y_2 dy_2}{\alpha y_2 + \beta}$$

avec $p_2 = \frac{P}{u} \times \frac{X_E}{u}$

sachant que $P = 33 \text{ t}$

$u = 4,00 \text{ m}$

$X_E = 0,75 \text{ m}$

on a $p_2 = \frac{33}{4,00} \times \frac{0,75}{4,00} = 1,547 \text{ t/ml}$

Si l'on calcule l'intégrale comme pour les cas de charge précédents on a :

$$M_2 = -1,547 \left[\frac{y_2}{1,925} - \frac{0,62}{1,925^2} \ln(1,925 y_2 + 0,62) \right]_0^{0,75} = -0,2915 \text{ tm/ml}$$

soit compte tenu du coefficient de majoration dynamique transversal

$$M_2 = -0,2915 \times 1,225 = -0,357 \text{ tm/ml}$$

Connaissant les moments d'encastrement dans la section S2 dus aux charges d'exploitation nous récapitulons les résultats dans le tableau ci-dessous et nous recherchons les moments extrêmes compte tenu du coefficient de pondération réglementaire pour le calcul d'une section de béton armé.

Cas de charge Moments d'encastrement	PP	Superstruct. y compris coefficient de major.	A(l) x 1,2	Roue 6t x 1,2	B _t x 1,2	Roue B _r x 1,2	M _c 120 x 1,2	M _e 120 x 1,2	Effort extrême civil	Effort extrême militaire
M ₂	-1,25	-1,666	-0,038	-3,125	-2,029	-4,152	-2,268	-0,428	-7,068	-5,184

5.2.5.3. Moments de flexion longitudinale dans les encorbellements

Pour calculer les moments de flexion longitudinale dus aux charges d'exploitation on suppose l'encorbellement d'épaisseur constante et l'on n'étudie que la section S2. Les valeurs des moments sont obtenues à l'aide des abaques de M. THENOZ.

Dans notre exemple on étudie seulement la roue de 6t à partir de l'abaque n°9 p.181 du BT1.

Pour une largeur d'encorbellement égale à 2,00 m et pour une valeur de $E = \frac{1}{2}(0,20 + \frac{3}{2} \times 0,08)$ soit 0,16 m on lit sur l'abaque

$$M_2 = + 1,9 \text{ tm/m}$$

d'où le moment fléchissant longitudinal dans l'encorbellement compte tenu de la pondération réglementaire d'une section en béton armé

$$M_2 = 1,9 \times 1,2 = \underline{2,28 \text{ tm/m}}$$

5.3. DETERMINATION DU FERRAILLAGE PASSIF

5.3.1. Ferraillage passif longitudinal des nervures

5.3.1.1. Ferraillage longitudinal minimal sur les fibres extrêmes.

Nous avons vu dans le paragraphe 4.6.1. que le pourcentage minimal d'armatures longitudinales à mettre en oeuvre en fibre inférieure était fonction de la valeur du rapport :

$$\frac{\text{épaisseur du tablier}}{\text{largeur de la nervure}}$$

Dans l'exemple d'application que nous traitons, le rapport, égal à $\frac{1,25}{3,25}$ soit 0,385, est compris entre 1/4 et 1 et

donc nous devons adopter les règles se rapportant au dimensionnement des nervures dont le rapport $\frac{h}{b}$ est $> \frac{1}{4}$ (cf. § 4.6.1.1).

D'après les courbes figurant dans le paragraphe 4.6.1.1. le pourcentage minimal d'armatures à prévoir en fibre inférieure, rapporté à la section totale de l'ouvrage, vaut dans ce cas :

0,059 % en section courante

0,118 % au voisinage des appuis de continuité, ce qui

donne, pour la section totale de l'ouvrage égale à 10,175m², une section d'aciers en fibre inférieure égale à :

$$\frac{0,059}{100} \times 10,175 \times 10^4 = 60 \text{ cm}^2 \text{ en travée pour la section totale soit } 10 \text{ HA } 20 \text{ par nervure,}$$

$$\frac{0,118}{100} \times 10,175 \times 10^4 = 120 \text{ cm}^2 \text{ au voisinage des appuis de continuité pour la section totale soit } 19 \text{ HA } 20 \text{ par nervure.}$$

Les armatures supplémentaires disposées au voisinage des appuis auront une longueur égale à :

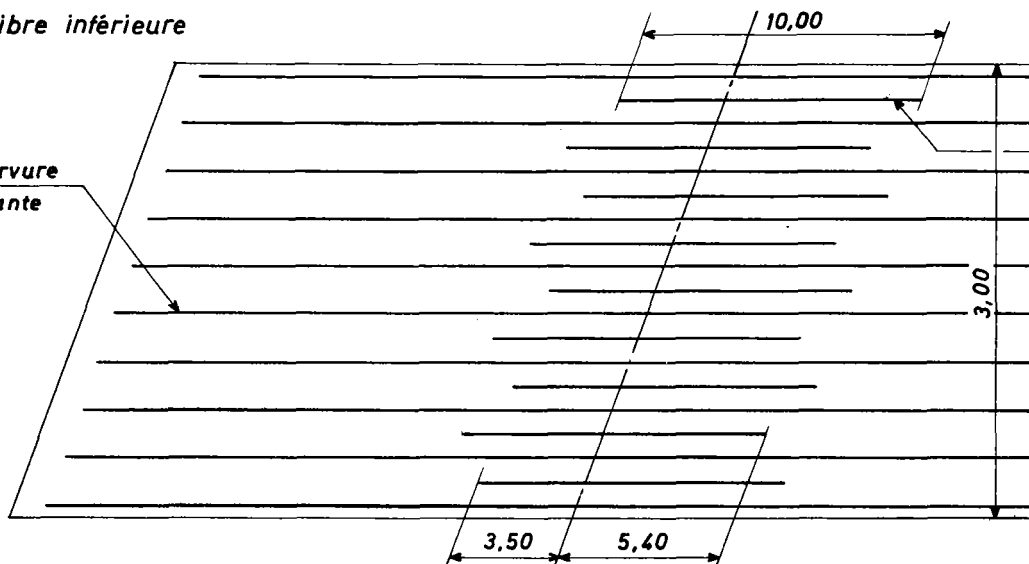
$$0,2 (l_{i-1} + l_i) = 0,20 (18,90 + 31,50) \text{ soit } 10 \text{ m}$$

et seront disposées tête bêche sur une longueur égale à $(0,15 l + l_d)$ de part et d'autre des deux appuis intermédiaires.

Si l'on prend des aciers de 20mm de diamètre la longueur de scellement l_d définie à l'article 30 du Titre VI du F.61 du CCTG vaut 66,4cm et la disposition des armatures en fibre inférieure au voisinage des appuis peut donc être schématisée comme suit :

Ferraillage en fibre inférieure
d'une nervure

10 HA 20 par nervure
en section courante



9 HA 20
supplémentaires
au voisinage des
appuis de conti-
nuité.

En ce qui concerne la fibre supérieure nous disposons le pourcentage minimal égal à 0,05% de la section totale de l'ouvrage c'est-à-dire

$$\frac{0,05}{100} \times 10,175 \times 10^4 = 50,9 \text{ cm}^2 \quad \text{répartis sur toute la largeur de l'ouvrage.}$$

Pour faciliter leur mise en place on répartit différemment les aciers sur les encorbellements, sur les nervures et sur le hourdis (cf. plan de ferrailage)

5.3.1.2. Ferrailage longitudinal complémentaire

Comme il a été dit au paragraphe 4.6.1.2., on prévoit des armatures filantes horizontales sur les parements verticaux des nervures (HA 10 $e = 10$); ce ferrailage minimal doit être augmenté pour reprendre les efforts de torsion et donc on disposera dans notre cas un acier HA16 tous les 20 cm (cf. § 5.3.2.)

5.3.1.3. Reprise conventionnelle des tractions

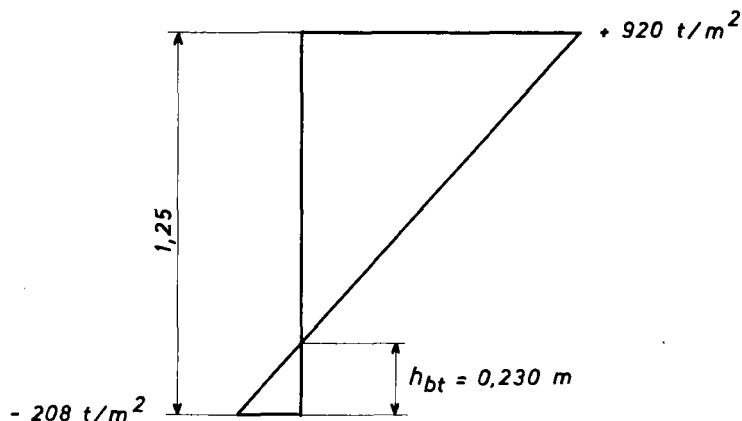
L'ouvrage que nous étudions étant dimensionné selon les règles de l'IP1 nous avons vu au paragraphe 4.6.1.3. que les contraintes de traction apparaissant sous l'effet du gradient thermique devaient être reprises par des armatures passives disposées en fibre inférieure des nervures.

Nous devons donc calculer la section d'armatures équilibrant l'effort de traction auquel est soumise la zone de béton tendu et nous comparons cette section au ferrailage minimal à mettre en oeuvre en fibre inférieure et calculé au § 5.3.1.1. ci-dessus.

- Reprise conventionnelle des tractions au voisinage des appuis de continuité.

Nous calculons la section d'armatures capable de reprendre la contrainte de traction maximale égale à 208 t/m^2 atteinte pendant la phase de construction dans la section 20 de la travée 1 (0,945m à gauche de l'appui 1).

Dans cette section le diagramme des contraintes est le suivant (cf. § 5.2.) :



On peut donc calculer la hauteur h_{bt} de béton tendu :

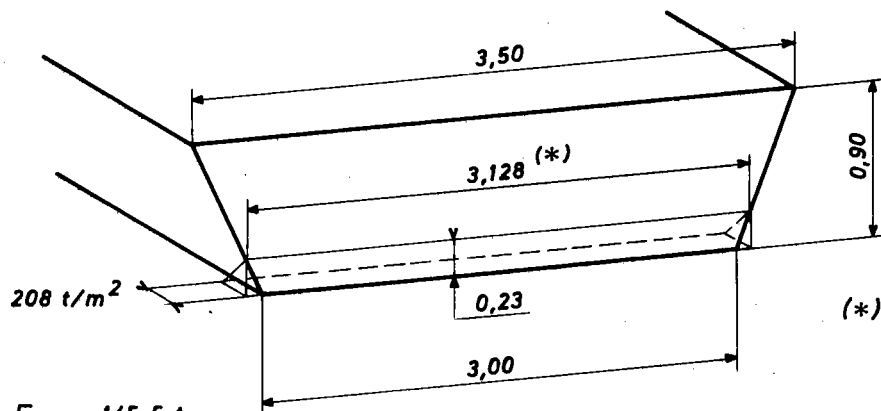
$$h_{bt} = 1,25 \times \frac{208}{208 + 920}$$

d'où $h_{bt} = \underline{0,230 \text{ m}}$

L'effort de traction F_{bt} auquel est soumise la zone de béton tendu est, pour les deux nervures, alors égal à :

$$F_{bt} = \left[3,128 \times 0,23 \times \frac{208}{2} - 2 \left(\frac{0,23}{3} \times \frac{0,128}{2} \times 208 \right) \right] \times 2$$

(en tenant compte de la variation de largeur de la hauteur tendue)



soit $F_{bt} = \underline{145,5 \text{ t}}$

La section d'armatures nécessaire est alors égale à $\frac{F_{bt}}{\sigma'_a}$ et si l'on admet que $\sigma'_a = \frac{3}{4} \sigma_{en}$ on trouve :

$$A = \frac{145,5}{\frac{3}{4} \times 42000} \times 10^4 = \underline{46,20 \text{ cm}^2} \text{ pour l'ensemble des 2 nervures.}$$

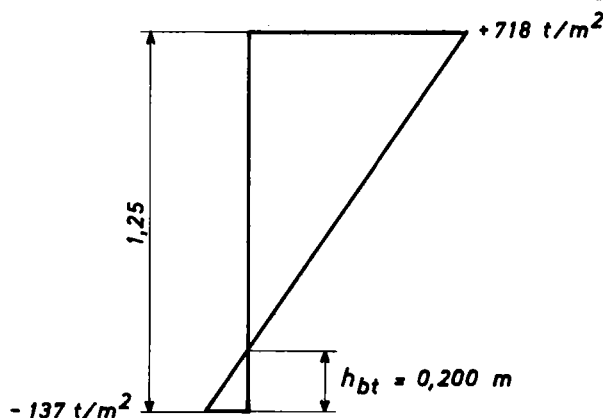
Cette section d'armatures passives capable de reprendre la traction maximale au voisinage des appuis de continuité est à comparer au pourcentage minimal prévu dans cette même zone qui est égal à 120 cm^2 . Le ferrailage minimal constructif est donc suffisant.

La section nécessaire pour la reprise conventionnelle est de plus inférieure à la section minimale en travée donc il n'y a pas lieu de déterminer la longueur des aciers ainsi calculés.

• Reprise conventionnelle des tractions en travée centrale

Comme précédemment nous calculons la section d'armatures capable de reprendre la contrainte de traction maximale égale à 137 t/m^2 atteinte sous charge maxi dans la section 11 de la travée 2 (mi-portée).

Dans cette section le diagramme des contraintes est le suivant :



On a donc : $h_{bt} = 1,25 \times \frac{137}{137 + 718}$ soit $h_{bt} = \underline{0,200 \text{ m}}$

$$F_{bt} = \left[3,111 \times 0,20 \times \frac{137}{2} - 2 \left(\frac{0,20}{3} \times \frac{0,111}{2} \times 137 \right) \right] \times 2 \text{ soit } F_{bt} = \underline{83,2 \text{ t}}$$

$$A = \frac{83,2}{\frac{3}{4} \times 42\,000} \times 10^4 \text{ soit } A = \underline{26,40 \text{ cm}^2} \text{ pour l'ensemble des } 2 \text{ nervures.}$$

La reprise des tractions dues essentiellement au gradient thermique en service en charge est donc également assurée par le ferrailage minimal constructif disposé en section courante (60 cm^2).

Pour l'ouvrage que nous étudions il n'y a donc aucun renforcement d'armatures à prévoir pour la reprise conventionnelle des tractions.

5.3.2. Ferrailage de torsion dans les nervures

5.3.2.1. Ferrailage transversal de torsion

Nous rappelons que les cadres de torsion sont calculés pour reprendre la contrainte tangente de torsion maximale au milieu du grand côté de la nervure. Le pourcentage volumique d'armatures transversales de torsion calculé d'après l'annexe A53 du F.61 titre VI, vaut dans notre cas où $b < 3,5 h$

$$\varpi_t = \frac{h + b}{3b} \times \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_a}$$

soit avec :

$$h = 1,25 \text{ m}$$

$$b = 3,25 \text{ m (largeur moyenne de la nervure)}$$

$$\tau_{b \max} = 115,2 \text{ t/m}^2 \text{ (cf. 5.2.3.3)}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \times 42\,000 = 28\,000 \text{ t/m}^2$$

$$\varpi_t = 0,19 \%$$

Si l'on adopte des fers de 16mm de diamètre, on obtient 5 cadres HA16 par mℓ dans chaque nervure soit 1 cadre tous les 20 cm. Nous vérifions bien ce que nous avons dit dans le § 4.6.2.1. à savoir que l'espacement maximal des cadres ne devait pas excéder les 2 valeurs suivantes :

- la plus petite dimension de la nervure soit 1,25m
- le 1/8è du périmètre de la nervure soit $\frac{9,00}{8} = 1,125 \text{ m}$

On disposera les cadres de torsion uniformément tout le long de l'ouvrage. La section étant faible il n'y a pas lieu de la moduler.

5.3.2.2. Ferrailage longitudinal de torsion

Le volume relatif des armatures longitudinales de torsion est égal au pourcentage transversal ϖ_t calculé ci-dessus. Pour une nervure, la section nécessaire d'armatures longitudinales de torsion est donc :

$$\Omega = \frac{0,190}{100} \times 3,25 \times 1,25 \times 10^4 = 77 \text{ cm}^2 \text{ par nervure}$$

$$\text{soit : } \frac{77}{3 + 3,5 + 1,25 \times 2} = \underline{8,55 \text{ cm}^2 / \text{mℓ de périmètre}}$$

Comme nous l'avons dit au § 4.6.2. nous examinons les différents chargements concomitants torsion-flexion et nous constatons, dans le cas présent, que le ferrailage longitudinal filant mis en oeuvre pour reprendre les efforts de flexion peut également reprendre les efforts de torsion. Il n'y a pas lieu d'augmenter les sections ni d'examiner la longueur des barres de renfort.

En effet, près des appuis de continuité, lorsque l'on a les contraintes de traction maximales (à vide à la construction), on a un moment de torsion faible (poids propre seul). De même en travée, lorsque l'on a les contraintes de traction maximales (en charge à l'infini) on a environ la moitié du moment de torsion car la position des charges donnant la flexion maximale ne produit pas la torsion maximale. Enfin sur les parements verticaux on a disposé 5 HA 16 (soit $10,05 \text{ cm}^2$) au mètre linéaire sur chaque parement afin que la section mise en oeuvre soit supérieure à Ω /périmètre d'une nervure.

5.3.3. Ferrailage d'effort tranchant dans les nervures

Les sections d'armatures nécessaires sont données directement dans la note MCP et sont maximales pour la vérification à la rupture.

Dans l'ouvrage étudié, on dispose 5 étriers HA 12 par cours transversal et par nervure soit une section $A_t = 11,31 \text{ cm}^2$; on en déduit ainsi l'espacement des étriers qui, compte tenu du diamètre adopté, servent de support de câbles.

Dans les sections voisines des appuis de continuité l'espacement calculé est égal à 0,75 m dans les travées de rive et 0,38 m dans la travée centrale. On dispose donc régulièrement les étriers support de câbles tous les 0,75 m sur toute la longueur de l'ouvrage et on double leur nombre sur une longueur égale à $0,05 \ell_2$ de part et d'autre de la travée centrale.

5.3.4. Ferrailage passif du hourdis et des encorbellements.

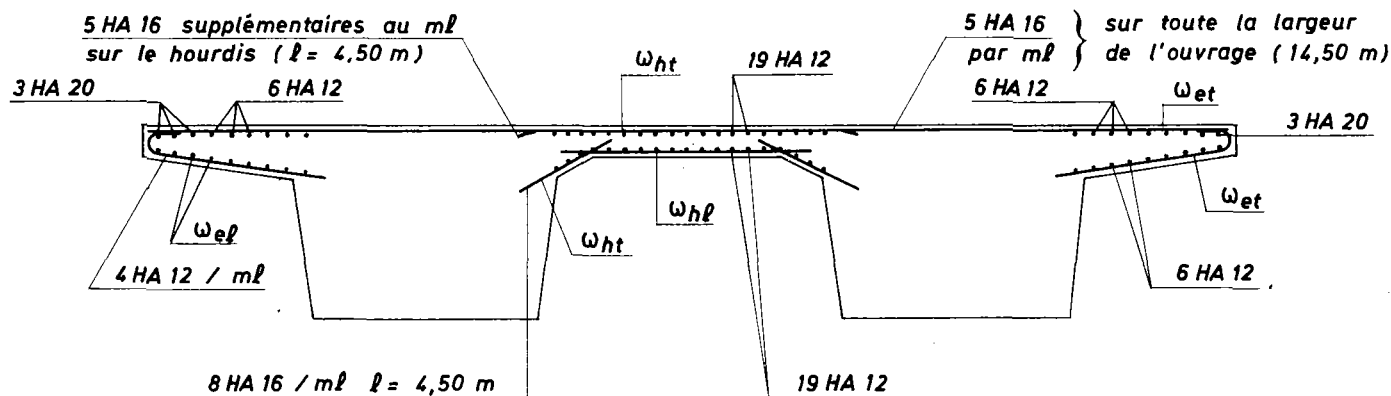
5.3.4.1. Ferrailage transversal du hourdis

Les moments extrêmes à l'encastrement hourdis/nervure et au centre du hourdis ont été calculés aux paragraphes 5.2.4.1. , 5.2.4.2. 5.2.4.3 et ont respectivement pour valeur :

- à l'encastrement	$M_e = - 7,743 \text{ tm} / \text{ml}$	} Les moments sont calculés en supposant le hourdis d'épaisseur constante et égale à 0,20 m
- au centre	$M_c = + 5,973 \text{ tm} / \text{ml}$	

Ces valeurs conduisent aux sections d'aciers ci-après, calculées à partir d'abaques de flexion simple :

- en fibre supérieure	$\omega_{ht} = 19,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	soit	10 HA 16	par ml
- en fibre inférieure	$\omega_{ht} = 14,89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	soit	8 HA 16	par ml



5.3.4.2. Ferraillage transversal des encorbellements

Pour l'ouvrage étudié, on calcule seulement le ferraillage dans la section S_2 ; en effet, les sections S_1 et S_2 sont très voisines et les hauteurs respectives sont très différentes.

Le moment à l'encastrement encorbellement/nervure qui vaut $-7,068 \text{ tm/ml}$ conduit à une section en fibre supérieure égale à :

$$\omega_{et} = 8,73 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5 \text{ HA } 16 / \text{ml}$$

Ces aciers règneront sur toute la largeur de l'ouvrage puisqu'ils sont nécessaires au droit du hourdis.

En face inférieure, le ferraillage mis en oeuvre est forfaitairement pris égal à la moitié du ferraillage supérieur. Dans notre cas nous adoptons donc une section ω_{et} égale à $4,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4 \text{ HA } 12 \text{ au ml}$

N.B. { Les sections d'aciers que nous venons de déterminer dans le hourdis
{ et les encorbellements sont valables en section courante. Au voisinage
{ des abouts on renforce le ferraillage selon les calculs faits au § 5.4.4
{ ci-après.

5.3.4.3. Ferraillage longitudinal du hourdis et des encorbellements.

En fibre inférieure du hourdis on connaît le moment longitudinal au centre (cf. § 5.2.4.4.) donc on en déduit la section d'aciers à mettre en oeuvre à partir d'un calcul en flexion simple.

On obtient $\omega_{hl} = 5,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En fibre supérieure du hourdis on met en oeuvre le même ferraillage que ci-dessus; en effet la section d'aciers correspondant au pourcentage minimal est inférieur et vaut seulement, dans notre cas $\frac{50,9}{14,50}$ soit : $3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

En fibre inférieure des encorbellements le ferraillage mis en oeuvre est forfaitairement pris égal à la moitié du ferraillage supérieur transversal. Pour l'ouvrage étudié nous adoptons donc une section ω_{el} égale à $4,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (cf. § 5.3.4.2 ci-dessus).

En fibre supérieure des encorbellements on dispose également le ferraillage forfaitaire calculé ci-dessus ($4,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$) qui est supérieur au ferraillage longitudinal minimal égal à $3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

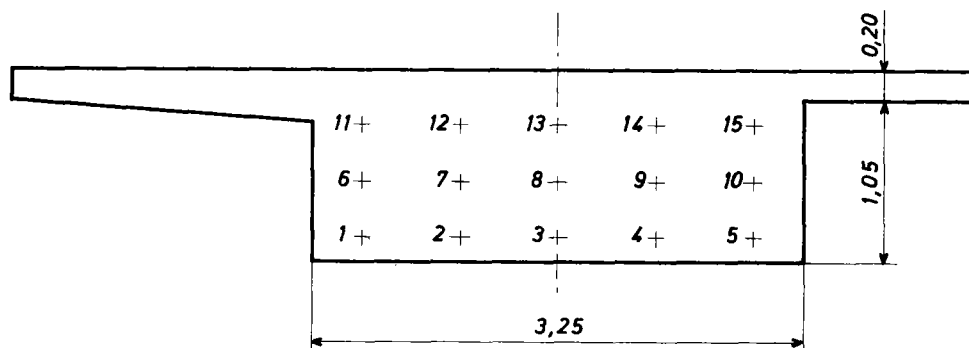
Près des bords libres des encorbellements on renforce les aciers longitudinaux sur les 2 faces (cf. § 4.6.4.3.).

5.4. Etude des zones d'about

Pour vérifier les zones d'about on suit le principe des prescriptions de l'I.P.2.

Dans l'exemple d'application la mise en tension se fait en deux phases et nous vérifions chacune de ces phases. La note de calcul MCP a donné 29 câbles donc on dispose 15 câbles 30 Ø 7 par nervure.

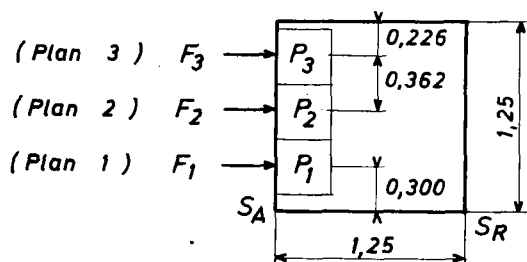
On adopte aux abouts la disposition représentée ci-dessous (pour une nervure) et on suppose qu'à la première mise en tension (à 7 jours) on tend les câbles 1.6.11.3.8.13.5.10.15. On vérifie la zone d'about en supposant pour les nervures la section simplifiée schématisée ci-dessous.



5.4.1. Vérification de la zone d'about à la première mise en tension.

5.4.1.1. Diffusion dans le plan vertical

La longueur de la zone de régularisation est prise égale à la hauteur de la nervure soit 1,25m. Les dimensions des prismes symétriques de première régularisation sont :



hauteur = $\min(2 \times 0,226, 0,362) = 0,362 \text{ m}$

épaisseur = 0,85 m dans les plans verticaux extrêmes
 = 1,20 m dans le plan vertical intermédiaire

Près des fibres extrêmes on a également des prismes dissymétriques dont les dimensions sont :

côté extrados : hauteur = $0,226 + \frac{0,362}{2} = 0,407 \text{ m}$

épaisseur = $\left. \begin{matrix} 0,85 \text{ m} \text{ ou} \\ 1,20 \text{ m} \end{matrix} \right\} \text{ suivant le plan vertical étudié}$

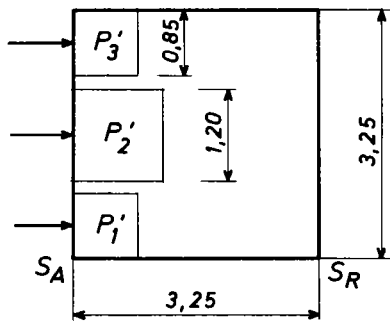
côté intrados : hauteur = $0,300 + \frac{0,362}{2} = 0,481 \text{ m}$

épaisseur = $\left. \begin{matrix} 0,85 \text{ m} \text{ ou} \\ 1,20 \text{ m} \end{matrix} \right\} \text{ suivant le plan vertical étudié}$

5.4.1.2. Diffusion dans le plan horizontal

La longueur de la zone de régularisation est prise égale à la largeur de la nervure soit 3,25m.

Les dimensions des prismes symétriques de première régularisation sont :



- côté parement (P'_1 et P'_3)
 hauteur = $\min(2 \times 0,425, 1,20) = 0,85 \text{ m}$

épaisseur = 0,362 m

- prisme intermédiaire (P'_2)

hauteur = 1,20m

épaisseur = 0,362 m

Dans cette disposition il n'y a pas de prisme dissymétrique .

5.4.1.3. Première régularisation

a) Compression du béton

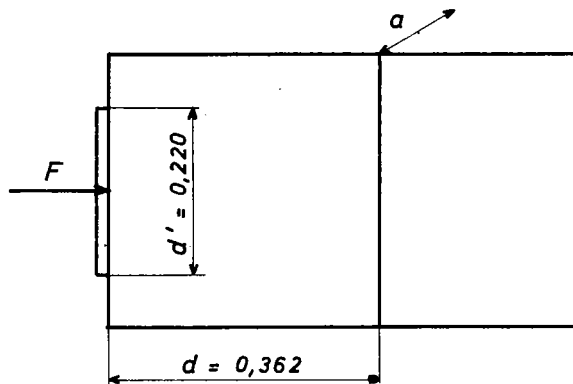
La valeur de σ' est limitée sous les ancrages à la valeur fournie par l'arrêté d'agrément. Il n'y a donc pas de vérification particulière dans ce cas.

b) Effort d'éclatement du béton

b₁. Diffusion dans le plan vertical

● Contraintes d'éclatement

Soit le prisme symétrique représenté ci-dessous



$$\sigma_y = 0,5 \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \frac{F}{da}$$

Dans notre cas F représente la force sous l'ancrage à la mise en tension soit

$$F = 145\,350 \times 1155 \times 10^{-6} = 168 \text{ t}$$

- Prismes P_1 , P_2 et P_3 dans les plans verticaux extrêmes ($a = 0,85 \text{ m}$)

$$\sigma_y = 0,5 \left(1 - \frac{0,22}{0,362} \right) \frac{168}{0,362 \times 0,85} = 107,08 \text{ t/m}^2$$

- Prismes P_1 , P_2 et P_3 dans le plan vertical intermédiaire ($a = 1,20 \text{ m}$)

$$\sigma_y = 0,5 \left(1 - \frac{0,22}{0,362} \right) \frac{168}{0,362 \times 1,20} = 75,85 \text{ t/m}^2$$

• Effort d'éclatement

$$R = 0,25 \left(1 - \frac{0,22}{0,362} \right) \times 168 = 16,47 \text{ t}$$

A la mise en tension la résistance nominale du béton en compression est égale à 2700 t/m^2 d'où la résistance nominale à la traction :

$$\sigma_j = 71,4 \cdot 0,06 \times 2700 = 233,4 \text{ t/m}^2$$

$$\text{et } \frac{\sigma_j}{3} = 77,80 \text{ t/m}^2$$

On constate ainsi que σ_y est supérieur à $\frac{\sigma_j}{3}$ et l'on doit donc disposer des armatures d'éclatement dans la zone où les tractions apparaissent.

Les armatures doivent assurer, sous une contrainte limitée à $\frac{2}{3} \sigma_e$ la reprise d'un effort transversal égal à $\frac{R}{k}$, k étant un coefficient qui tient compte de l'arc-boutement d'une partie des efforts lorsqu'il y a plusieurs corps d'ancrage.

• armatures d'éclatement

- Prismes P_1 et P_3

Dans le plan de diffusion toutes les plaques sont situées sur la périphérie de la pièce d'où

$$k = 1$$

$$\omega = \frac{16,47}{1 \times \frac{2}{3} \cdot 42\,000} \times 10^4 = 5,88 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

- Prisme P_2

. Plaques 6 et 10

$$k = 1,5 \text{ (dans le plan de diffusion les corps d'ancrage sont entre deux autres)}$$

$$\omega = 3,92 \text{ cm}^2 \text{ HA par plaque}$$

. Plaque 8

$$k = 2$$

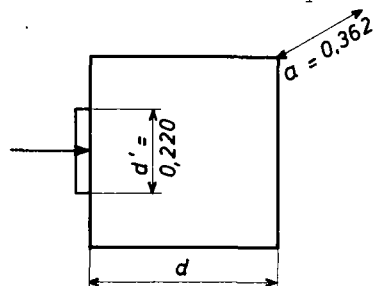
$$\omega = \frac{16,47}{2 \times \frac{2}{3} \cdot 42\,000} \times 10^4 = 2,94 \text{ cm}^2 \text{ HA par plaque}$$

Compte tenu de la répartition des ancrages on disposera uniformément la section trouvée pour les prismes P_1 et P_3 .

b₂. Diffusion dans le plan horizontal

• Contrainte d'éclatement

- Prismes P'₁ et P'₃ (d = 0,85 m)



$$\sigma_y = 0,5 \left(1 - \frac{0,22}{0,85} \right) \times \frac{168}{0,85 \times 0,362} = 202,34 \text{ t/m}^2$$

- Prisme P'₂ (d = 1,20 m)

$$\sigma_y = 0,5 \left(1 - \frac{0,22}{1,20} \right) \times \frac{168}{1,20 \times 0,362} = 157,92 \text{ t/m}^2$$

• Effort d'éclatement

- prismes P'₁ et P'₃ $R = 0,25 \left(1 - \frac{0,22}{0,85} \right) \times 168 = 31,13 \text{ t}$

- prisme P'₂ $R = 0,25 \left(1 - \frac{0,22}{1,20} \right) \times 168 = 34,3 \text{ t}$

Dans le plan horizontal σ_y est également supérieur à $\frac{\sigma_j}{3}$ ce qui entraîne la mise en oeuvre d'armatures d'éclatement dans les zones tendues.

• Armatures d'éclatement

- prismes P'₁ et P'₃

• plaques d'ancrage 1-5, 6-10 et 11-15

$k = 1$ (dans le plan de diffusion les ancrages sont situés à la périphérie de la pièce)

$$\omega = \frac{31,13}{1 \times \frac{2}{3} \times 42000} \times 10^4 = 11,12 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

- prisme P'₂

• plaques d'ancrage 3 et 13

$k = 1,5$

$$\omega = \frac{34,30}{1,5 \times \frac{2}{3} \times 42000} \times 10^4 = 8,17 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

• plaque d'ancrage 8

$k = 2$

$$\omega = \frac{34,30}{2 \times \frac{2}{3} \times 42000} \times 10^4 = 6,125 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

Compte tenu de la répartition des ancrages on disposera uniformément la section trouvée pour les prismes P'₁ et P'₃

c) Efforts de surface

Les tractions qui apparaissent sur la surface d'about sont reprises par une section d'armatures égale à $0,04 F$ avec une contrainte limitée à $\frac{2}{3} \sigma_e$

Dans notre exemple on prend toujours F égal à la force sous l'ancrage

$$\text{d'où } \omega = \frac{0,04 \times 168 \times 10^4}{\frac{2}{3} \times 42\,000} = 2,4 \text{ cm}^2 \text{ HA par plaque}$$

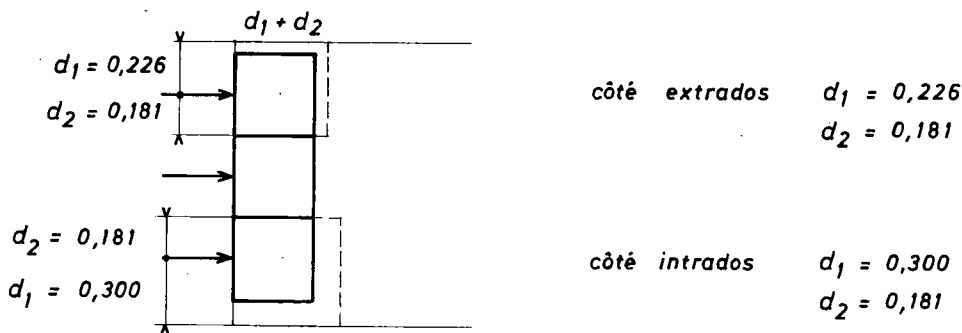
ces aciers sont disposés dans les deux directions.

Rq. Théoriquement ce ferrailage n'est pas à ajouter au frettage du plan vertical défini par l'arrêté d'agrément. Toutefois, les plaques d'ancrages devant être perpendiculaires aux câbles qui sont rarement tous horizontaux, l'about des nervures n'est généralement pas dans un plan vertical et il convient alors de rechercher une disposition des armatures qui assure à la fois le frettage et le ferrailage de peau.

Pour les ancrages situés près des arêtes on renforce les armatures de surface lorsque la distance à l'arête la plus proche est différente de la hauteur du prisme symétrique.

Le supplément d'armatures à prévoir doit équilibrer un effort de surface égal à $0,20 \left(\frac{d_1 - d_2}{d_1 + d_2} \right)^3 F$ avec une contrainte limitée à $\frac{2}{3} \sigma_e$

Dans notre exemple on doit prévoir un supplément d'aciers seulement dans le plan vertical. On a en effet les prismes dissymétriques schématisés ci-dessous :



d'où le supplément d'armatures à prévoir :

$$\text{- côté extradados } \omega = \frac{0,20 \left(\frac{0,226 - 0,181}{0,226 + 0,181} \right)^3 \times 168}{\frac{2}{3} \times 42\,000} \times 10^4 = 0,016 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

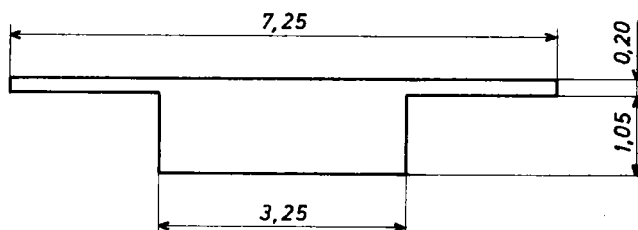
$$\text{- côté intrados } \omega = \frac{0,20 \left(\frac{0,30 - 0,181}{0,30 + 0,181} \right)^3 \times 168}{\frac{2}{3} \times 42\,000} \times 10^4 = 0,182 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

5.4.1.4. Efforts d'équilibre général

a) Vérification dans le plan vertical

● Calcul des efforts

La section de calcul pour une nervure est simplifiée comme schématisée ci-dessous :



Les caractéristiques de cette section sont les suivantes :

$$S = 4,8625 \text{ m}^2$$

$$v_s = 0,539 \text{ m}$$

$$v_i = 0,711 \text{ m}$$

$$I = 0,7139 \text{ m}^4$$

A la première mise en tension on met en tension 60% des câbles donc les efforts F_1 , F_2 , F_3 , Q_1 , Q_2 et Q_3 valent :

$$F_1 = 168 \times 3 \times \cos \beta_1 = 504 \text{ t}$$

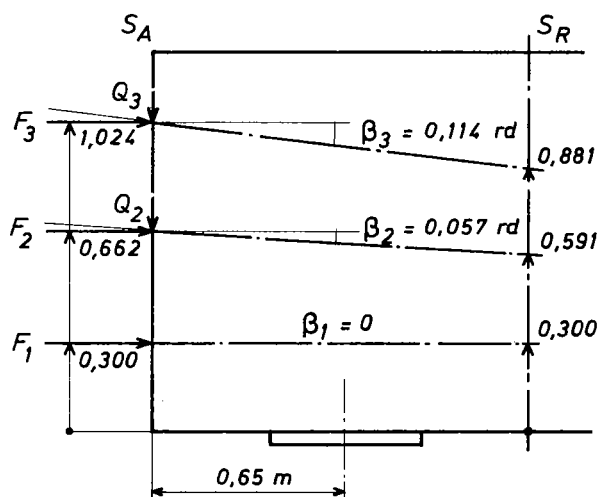
$$Q_1 = 168 \times 3 \times \sin \beta_1 = 0 \text{ t}$$

$$F_2 = 168 \times 3 \times \cos \beta_2 = 503,2 \text{ t}$$

$$Q_2 = 168 \times 3 \times \sin \beta_2 = 28,7 \text{ t}$$

$$F_3 = 168 \times 3 \times \cos \beta_3 = 500,7 \text{ t}$$

$$Q_3 = 168 \times 3 \times \sin \beta_3 = 57,3 \text{ t}$$



Les contraintes normales sur la section S_R doivent équilibrer les efforts créés par les forces F_1 , F_2 , F_3 sur la section S_A . Le moment fléchissant vaut donc :

$$M = 504 (0,300 - 0,711) + 503,2 (0,662 - 0,711) + 500,7 (1,024 - 0,711)$$

$$M = -75,08 \text{ tm}$$

et les contraintes normales correspondantes

$$\sigma_i = \frac{504 + 503,2 + 500,7}{4,8625} - \frac{-75,08 \times 0,711}{0,7139} = 384,9 \text{ t/m}^2$$

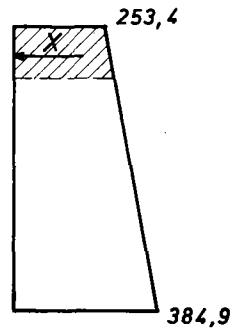
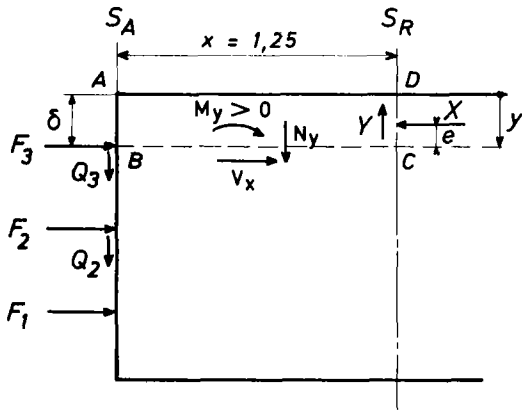
$$\sigma_s = \frac{504 + 503,2 + 500,7}{4,8625} + \frac{-75,08 \times 0,539}{0,7139} = 253,4 \text{ t/m}^2$$

on obtient le diagramme des contraintes représenté ci-après .

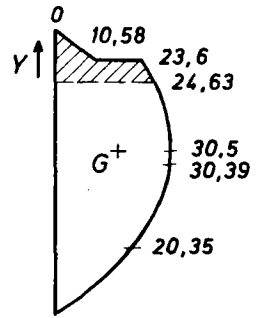
Les forces de précontrainte étant inclinées on calcule également les contraintes de cisaillement sur S_R dues aux composantes verticales de ces forces.

La force appliquée vaut $Q_1 + Q_2 + Q_3$ soit 86t. On en déduit le diagramme des contraintes de cisaillement représenté ci-après.

On étudie alors l'équilibre des efforts dans les différents plans de coupure BC



Contraintes normales sur S_R



Contraintes tangentielles sur S_R

Sur un plan de coupure BC les sollicitations sont :

$$\begin{aligned}
 V_x &= F - X \\
 M_y &= F(y - \delta) - Xe - (Q + Y) \frac{x}{2} \\
 N_y &= Q - Y
 \end{aligned}$$

Dans notre exemple les câbles sont faiblement inclinés et donc on considère des plans de coupure horizontaux situés au-dessus des points d'application des forces F.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

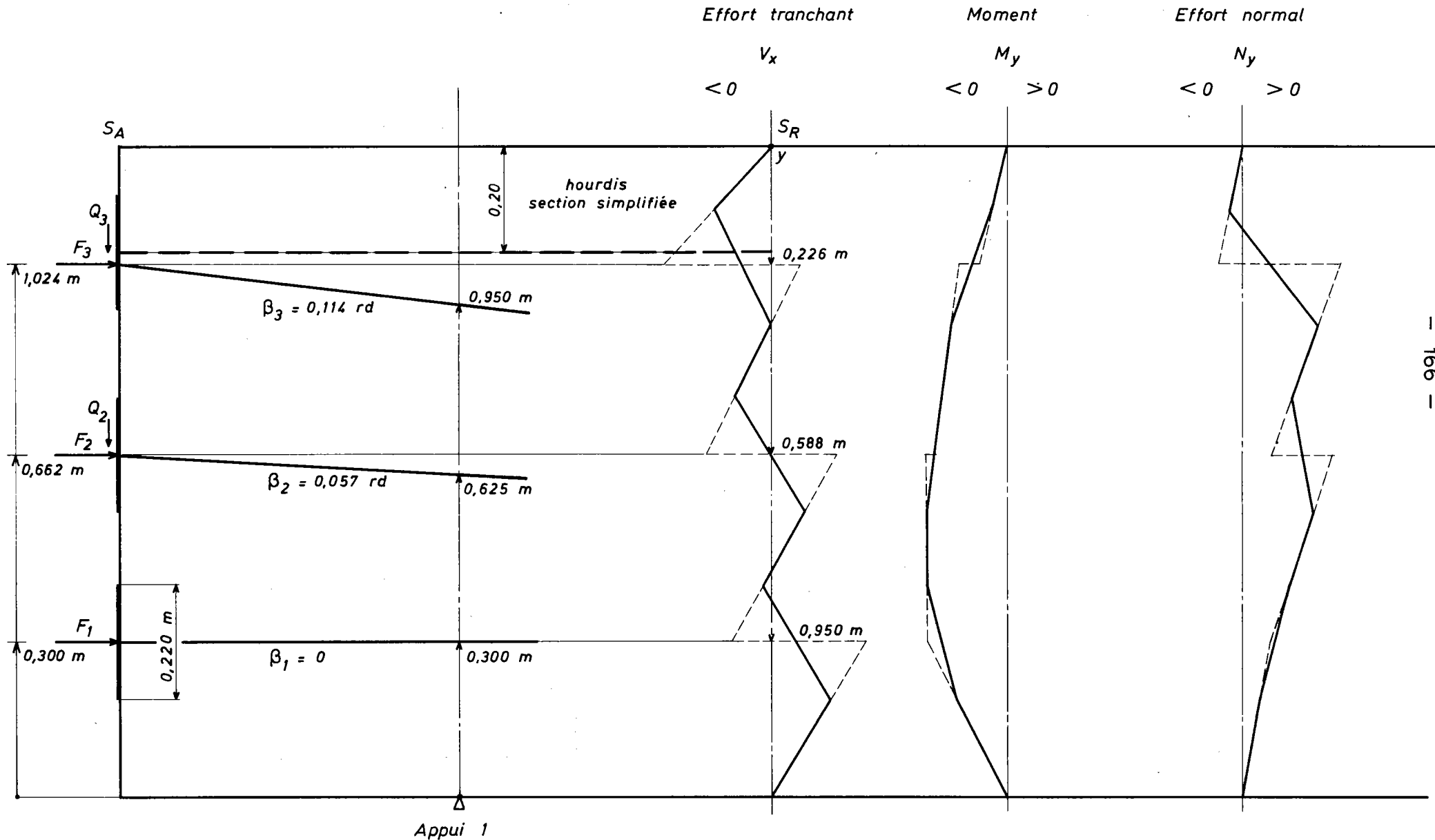
y m	σ t/m ²	τ t/m ²	X t	e m	Y t	V_x t	M_y tm	N_y t
0,226 ⁻	277,18	24,63	406,04	0,118	9,71	- 406,04	- 53,98	- 9,71
0,226 ⁺	277,18	24,63	406,04	0,118	9,71	94,66	- 89,79	47,6
0,588 ⁻	315,26	30,39	754,56	0,34	41,71	- 253,86	- 137,2	15,59
0,588 ⁺	315,26	30,39	754,56	0,34	41,71	249,34	- 155,1	44,29
0,950 ⁻	353,34	20,35	1147,85	0,5225	71,45	- 143,95	- 153,5	14,55
0,950 ⁺	353,34	20,35	1147,85	0,5225	71,45	360,05	- 153,5	14,55

Connaissant ainsi les sollicitations dans différents plans de coupure on peut représenter les courbes d'effort tranchant, d'effort normal et de moment d'équilibre général. Nous représentons les courbes obtenues en considérant que les forces appliquées sont réparties sur la surface des plaques d'ancrage.

ÉQUILIBRE DU PLAN VERTICAL

1^{ère} mise en tension

----- Efforts avant répartition sur les plaques d'ancrage
 _____ après



• Evaluation des contraintes dans le béton

Les contraintes dans le béton ont conventionnellement pour expression, si la section de la pièce est rectangulaire et de largeur b :

. contrainte de traction

$$\sigma_{y \max} = \max \left(\frac{6 M_y}{b x^2} + \frac{N_y}{b x} \right)$$

. contrainte tangente

$$\tau_{x \max} = \frac{2 V_x \max}{b x}$$

Ayant réparti les efforts sur la surface des plaques d'ancrage on calcule les contraintes dans les plans situés de part et d'autre de ces plaques et l'on obtient les résultats donnés dans le tableau ci-dessous :

y m	V_x t	M_y tm	N_y t	σ_y t/m ²	τ_x t/m ²	τ t/m ²
0,116	- 208,4	- 27,7	- 4,9	- 33,9	- 102,6	+ 3,7
0,336	- 11,2	- 104,2	+ 37,9	- 113,8	- 5,5	+ 6,8
0,478	- 147,9	- 122,8	+ 25,3	- 138,9	- 72,8	+ 7,4
0,698	+ 129,8	- 154,6	+ 35,2	- 174,0	+ 63,9	+ 7,1
0,840	- 24,4	- 154,0	+ 23,6	- 176,1	- 12,0	+ 6,1
1,060	+ 228,0	- 97,2	+ 9,2	- 112,6	+ 112,2	+ 3,5

Les contraintes maximales dans le béton sont donc:

- pour la contrainte de traction $\sigma_{y \max} = - 176,1 \text{ t/m}^2$ atteinte dans le plan d'ordonnée $y = 0,84 \text{ m}$
- pour la contrainte tangente $\tau_{x \max} = + 112,2 \text{ t/m}^2$ atteinte dans le plan d'ordonnée $y = 1,06 \text{ m}$

Ces contraintes ainsi calculées sont raisonnablement limitées de la manière suivante :

$$\sigma_{y \max} \leq 1,3 \sigma_j \quad (\text{genre IIb de l'IP2})$$

$$\tau_{x \max} + \tau \leq 1,25 \sigma_j$$

τ est la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant réduit à l'about de la pièce; elle est cumulée à $\tau_{x \max}$ seulement si elle est de même signe.

Dans l'exemple $\sigma_j = 233,4 \text{ t/m}^2$ d'où $\begin{cases} 1,3 \sigma_j = 303,4 \text{ t/m}^2 \\ 1,25 \sigma_j = 291,75 \text{ t/m}^2 \end{cases}$

donc $\sigma_{y \text{ max}}$ qui vaut $176,1 \text{ t/m}^2$ est $\leq 303,4 \text{ t/m}^2$

La contrainte de cisaillement τ est calculée dans les différents plans définis préalablement et les valeurs sont données dans le tableau ci-dessus pour un effort tranchant à vide T égal, pour une nervure, à :

$$T = \underset{\substack{\text{Poids} \\ \text{propre}}}{81,05} + 0,6 \times \left(\underset{\substack{\text{Précont.} \\ \text{hypers.}}}{16,5} - \underset{\substack{\text{Précont.} \\ \text{isostat.}}}{116,5} \right) = 21,05 \text{ t}$$

% à la
1ère mise
en tension

On vérifie immédiatement que le cisaillement maximum ($\tau_x + \tau$) est atteint dans le plan d'ordonnée $y = 1,06 \text{ m}$ et qu'il est inférieur à $1,25 \sigma_j$

Remarque. Au niveau du centre de gravité la somme $\tau_x + \tau$ n'est pas prépondérante; on a en effet $\tau_x = 34,9 \text{ t/m}^2$ et $\tau = 7,45 \text{ t/m}^2$

● Calcul du ferrailage correspondant

Le ferrailage transversal doit pouvoir équilibrer le moment M_y , le bras de levier du couple résistant étant pris égal conventionnellement à $\frac{x}{2}$

$$\text{d'où } \omega = \frac{M_y}{\frac{x}{2} \cdot \frac{2}{3} \sigma_e} - \frac{N_y}{\frac{2}{3} \sigma_e}$$

Dans notre exemple on recherche donc le couple M_y, N_y qui donne le ferrailage maximum; on obtient cette valeur extrême dans le plan d'ordonnée $y = 0,840 \text{ m}$

$$\text{d'où } \omega = \frac{154,0 \times 10^4}{\frac{1,25}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 42\,000} - \frac{23,6 \times 10^4}{\frac{2}{3} \cdot 42\,000} = 79,57 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

On doit alors vérifier que l'ensemble des armatures passives perpendiculaires au plan de coupe de la zone de régularisation est capable de reprendre les effets de l'effort tranchant $V_x \text{ max}$.

Pour faire cette vérification on admet un écrêtement de $V_x \text{ max}$ calculé comme indiqué ci-dessous :

$$V_{\text{écrété}} = V_x \text{ max} \left[1 - \left(\frac{\sigma_j}{3 \tau_x \text{ max}} \right)^2 \right]$$

soit avec $\sigma_j = 233,4 \text{ t/m}^2$

$$\tau_{x \text{ max}} = 112,2 \text{ t/m}^2$$

$$V_{\text{écrété}} = 228,0 \left[1 - \left(\frac{233,4}{3 \times 112,2} \right)^2 \right] = 118,4 \text{ t}$$

Sachant que l'ensemble des armatures mises en oeuvre perpendiculairement au plan de coupe représente une section ω_T égale à

$$\begin{array}{ccccccc} 3 \times 5,88 & + & 3 \times 2,4 & + & 2 \times 0,182 & + & 79,57 = 104,77 \text{ cm}^2 \text{ HA} \\ \text{armatures} & & \text{armatures} & & & & \\ \text{d'éclatement} & & \text{de surface} & & & & \end{array}$$

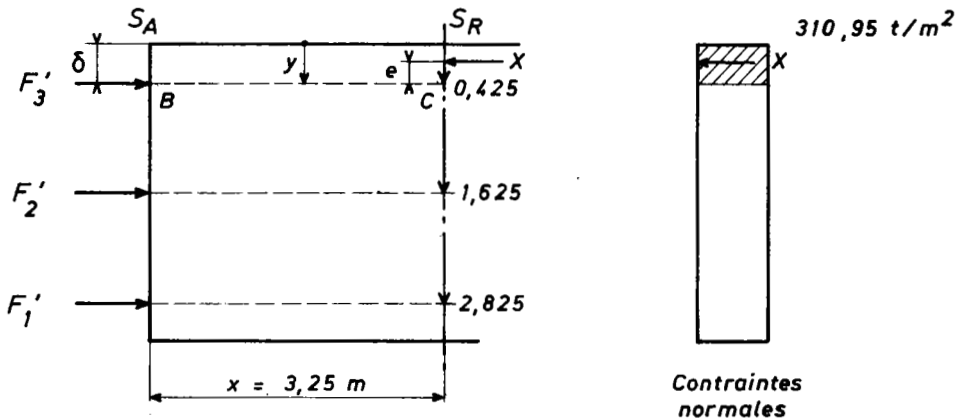
() à $\frac{2}{3} \sigma_e$ On vérifie que l'expression $\frac{V_{\text{écrété}}}{\omega_T}$ est bien inférieure

en effet $\frac{118,4}{104,77 \times 10^{-4}} = 11301 \text{ t/m}^2$ est $\leq 28000 \text{ t/m}^2$

b) Vérification dans le plan horizontal

• Calcul des efforts

La vérification est faite pour une nervure de section rectangulaire simplifiée. On étudie comme dans le plan vertical l'effet de la première mise en tension ; on a alors les efforts suivants :



Dans le plan horizontal on a seulement les composantes horizontales

$$F'_1 = F'_2 = F'_3 = 3 \times 168 = 504 \text{ t}$$

d'où les contraintes normales correspondantes sur les fibres extrêmes de la section :

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{3 \times 504}{4,8625} = 310,95 \text{ t/m}^2$$

Dans le plan horizontal les sollicitations sur un plan de coupe BC sont de la forme :

$$V_x = F - X$$

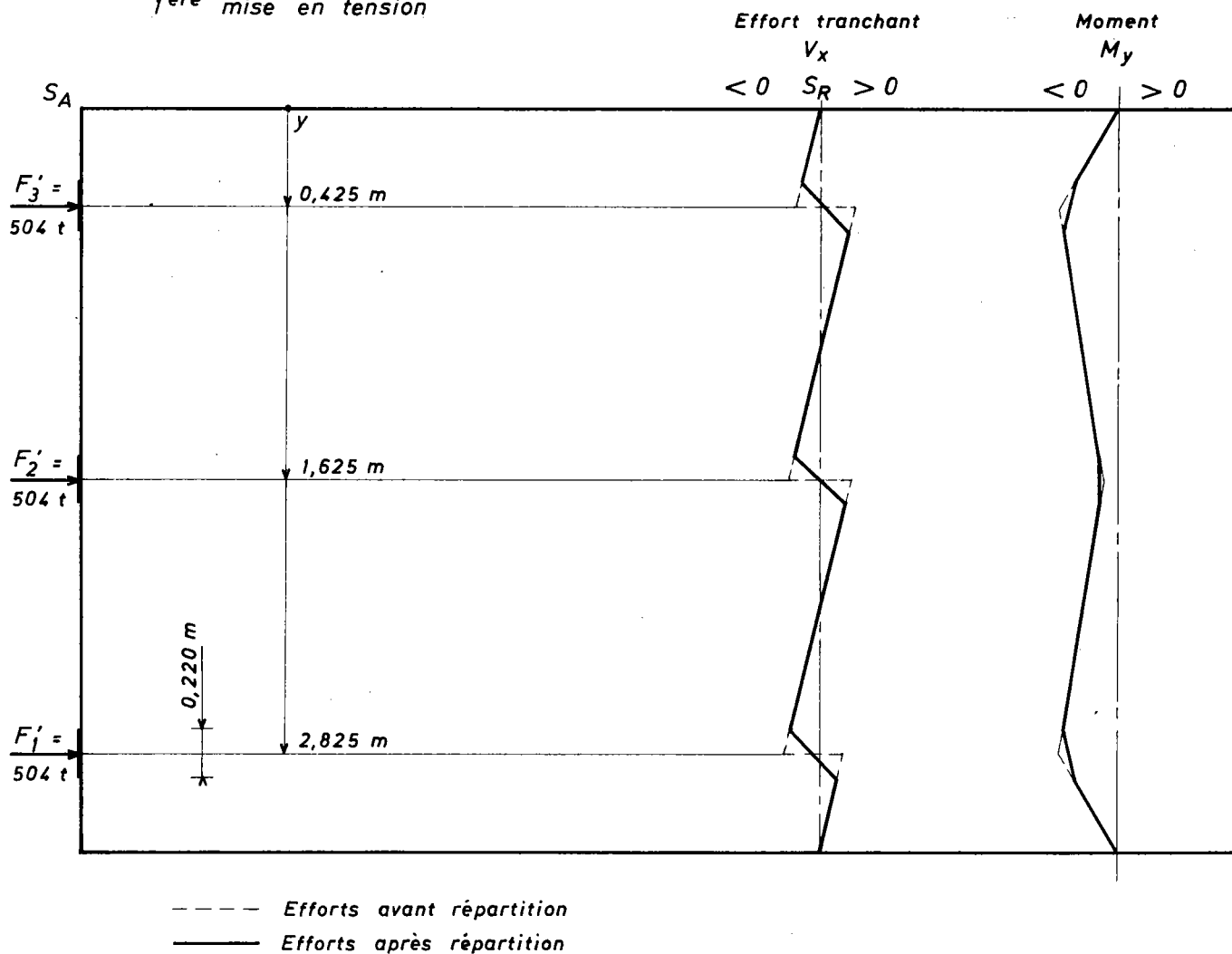
$$M_y = F(y - \delta) - Xe$$

Comme précédemment on considère des plans de coupure au-dessus et au-dessous des points d'application des forces F et l'on obtient les résultats suivants :

y m	X t	e m	V_x t	M_y tm
0,425 ⁻	197,7	0,2125	- 197,7	- 42
0,425 ⁺	197,7	0,2125	+ 306,3	- 42
1,625 ⁻	756	0,8125	- 252	- 9,45
1,625 ⁺	756	0,8125	+ 252	- 9,45
2,825 ⁻	1314,3	1,4125	- 306,3	- 42
2,825 ⁺	1314,3	1,4125	+ 197,7	- 42

connaissant les sollicitations on représente les courbes d'efforts en considérant toujours que les forces appliquées sont réparties sur les plaques d'ancrage.

ÉQUILIBRE DU PLAN HORIZONTAL
1^{ère} mise en tension



● Evaluation des contraintes dans le béton

Dans le plan horizontal il n'y a pas d'effort normal N_y d'où l'expression simplifiée de la contrainte de traction

$$\sigma_{y \max} = \frac{6 M_y \max}{b x^2}$$

Après répartition des efforts sur la surface des plaques d'ancrage on a les contraintes suivantes toujours calculées de part et d'autre des plaques

y m	V_x t	M_y tm	σ_y t/m ²	τ_x t/m ²
0,315	- 146,5	- 31,1	- 14,1	- 72,12
0,535	255,1	- 39,0	- 17,7	+ 125,6
1,515	- 200,8	- 12,4	- 5,6	- 98,8
1,735	+ 200,8	- 12,4	- 5,6	+ 98,8
2,715	- 255,1	- 39,0	- 17,7	- 125,6
2,935	+ 146,5	- 31,1	- 14,1	+ 72,12

Les contraintes maximales dans le béton sont atteintes dans le plan d'ordonnée $y = 0,535$ m et valent :

$$\sigma_{y \max} = - 17,7 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{x \max} = 125,6 \text{ t/m}^2$$

On vérifie bien les 2 conditions $\sigma_{y \max} \leq 1,3 \sigma_j$ (303,4 t/m²)
et $\tau_{x \max} \leq 1,25 \sigma_j$ (291,75 t/m²)

● Calcul du ferrailage correspondant

Le ferrailage transversal doit pouvoir équilibrer le moment $M_y \max$

$$\text{d'où } \omega = \frac{39 \times 10^4}{\frac{3,25}{2} \times \frac{2}{3} \times 42000} = 8,57 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

On vérifie ensuite que l'ensemble des armatures passives perpendiculaires au plan de coupure peut reprendre l'effort tranchant $V_x \max$

On calcule
$$V_{\text{écrété}} = V_x \max \left[1 - \left(\frac{\sigma_j}{3 \tau_{x \max}} \right)^2 \right]$$

soit avec

$$\sigma_j = 233,4 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{x \max} = 125,6 \text{ t/m}^2$$

$$V_{\text{écrété}} = 255,1 \left[1 - \left(\frac{233,4}{3 \times 125,6} \right)^2 \right] = 157,2 \text{ t}$$

5.4.2.3. Première régularisation

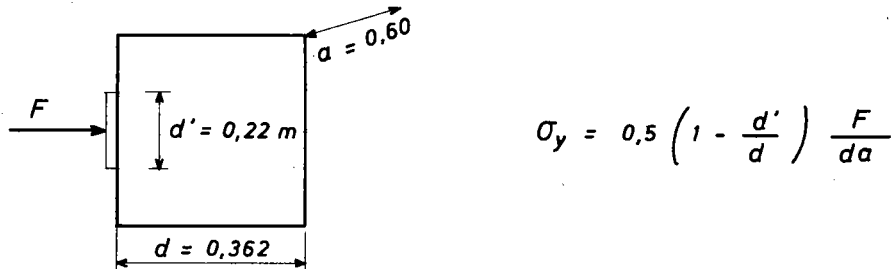
a) Compression du béton

La valeur de σ' est limitée à la valeur fournie par l'arrêté d'agrément donc il n'y a pas d'autre vérification à faire.

b) Efforts d'éclatement du béton

b_1 - Diffusion dans le plan vertical

● Contraintes d'éclatement



- Prismes P_1, P_2 et P_3 dans les plans 2' et 4'
 F étant la force sous l'ancrage on a pour ces prismes :

$$F = 145\,350 \times 1155 \times 10^{-6} = 168 \text{ t}$$

$$\sigma_y = 0,5 \left(1 - \frac{0,22}{0,362} \right) \times \frac{168}{0,362 \times 0,6} = 151,7 \text{ t/m}^2 > \frac{233,4}{3}$$

- Prismes P_1, P_2 et P_3 dans les plans 1', 3' et 5'.

Dans ces plans on tient compte des pertes de précontrainte déjà effectuées lors de la seconde mise en tension et la force sous l'ancrage vaut alors :

$$F = 138\,460 \times 1155 \times 10^{-6} = 160 \text{ t}$$

valeur donnée
 dans la note de calcul MCP (page A 41)

$$\sigma_y = 0,5 \left(1 - \frac{0,22}{0,362} \right) \times \frac{160}{0,362 \times 0,6} = 144,5 \text{ t/m}^2 > \frac{233,4}{3}$$

● Effort d'éclatement

- prismes P_1, P_2 et P_3 dans les plans 2' et 4'

$$R = 16,47 \text{ t (cf. page 161)}$$

- prismes P_1, P_2 et P_3 dans les plans 1', 3' et 5'

$$R = 0,25 \left(1 - \frac{0,22}{0,362} \right) 160 = 15,7 \text{ t}$$

● Armatures d'éclatement

Pour tous les prismes on constate que σ_y est supérieur à $\frac{\sigma_j}{3}$; on dispose donc des armatures d'éclatement dans la zone tendue.

Pour toutes les plaques l'effort d'éclatement, calculé pour la 2^{ème} mise en tension, est inférieur ou égal à celui calculé pour la 1^{ère} mise en tension; on disposera donc les armatures dimensionnées précédemment (cf. § 5.4.1.3.).

b-2. Diffusion dans le plan horizontal

● Contrainte d'éclatement

- prismes P'1, P'3 et P'5

$$\sigma_y = 0,5 \left(1 - \frac{0,22}{0,60} \right) \times \frac{160}{0,60 \times 0,362} = 233,3 \text{ t/m}^2$$

- prismes P'2 et P'4

$$\sigma_y = 0,5 \left(1 - \frac{0,22}{0,60} \right) \times \frac{168}{0,60 \times 0,362} = 245 \text{ t/m}^2$$

● Effort d'éclatement

- prismes P'1, P'3 et P'5

$$R = 0,25 \left(1 - \frac{0,22}{0,60} \right) \times 160 = 25,3 \text{ t}$$

- prismes P'2 et P'4

$$R = 0,25 \left(1 - \frac{0,22}{0,60} \right) \times 168 = 26,6 \text{ t}$$

● Armatures d'éclatement

Les efforts d'éclatement à reprendre sont plus faibles que ceux calculés lors de la vérification pour la 1^{ère} mise en tension; on retiendra donc les sections d'armatures calculées précédemment.

c) Efforts de surface

On retient également la section calculée pour reprendre un effort égal à 0,04 F avec F= 168t soit 2,4 cm² HA par plaque.

Pour les prismes dissymétriques situés dans le plan de diffusion vertical on a déjà calculé le supplément d'armatures à prévoir.

Pour les prismes dissymétriques situés dans le plan de diffusion horizontal on prévoit un supplément d'armatures qui équilibre un effort de surface égal à :

$$0,20 \left(\frac{d_1 - d_2}{d_1 + d_2} \right)^3 F$$

soit pour $d_1 = 0,425 \text{ m}$ $d_2 = 0,300 \text{ m}$ et $F = 160 \text{ t}$

$$\omega = \frac{0,20 \left(\frac{0,425 - 0,300}{0,425 + 0,300} \right)^3 \times 160}{\frac{2}{3} \times 42000} \times 10^4 = 0,06 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

5.4.2.4. Efforts d'équilibre général

a) Vérification dans le plan vertical

● calcul des efforts

A cette phase de mise en tension les efforts F_1, F_2, F_3, Q_1, Q_2 et Q_3 valent :

$$F_1 = (168 \times 2 + 160 \times 3) \cos 0 = 816 \text{ t}$$

$$Q_1 = (168 \times 2 + 160 \times 3) \sin 0 = 0$$

$$F_2 = (168 \times 2 + 160 \times 3) \cos 0,057 = 814,7 \text{ t}$$

$$Q_2 = (168 \times 2 + 160 \times 3) \sin 0,057 = 46,5 \text{ t}$$

$$F_3 = (168 \times 2 + 160 \times 3) \cos 0,114 = 810,7 \text{ t}$$

$$Q_3 = (168 \times 2 + 160 \times 3) \sin 0,114 = 92,8 \text{ t}$$

d'où le moment dû aux forces F_1 , F_2 et F_3 :

$$M = 816 (0,300 - 0,711) + 814,7 (0,662 - 0,711) + 810,7 (1,024 - 0,711) = -121,55 \text{ tm}$$

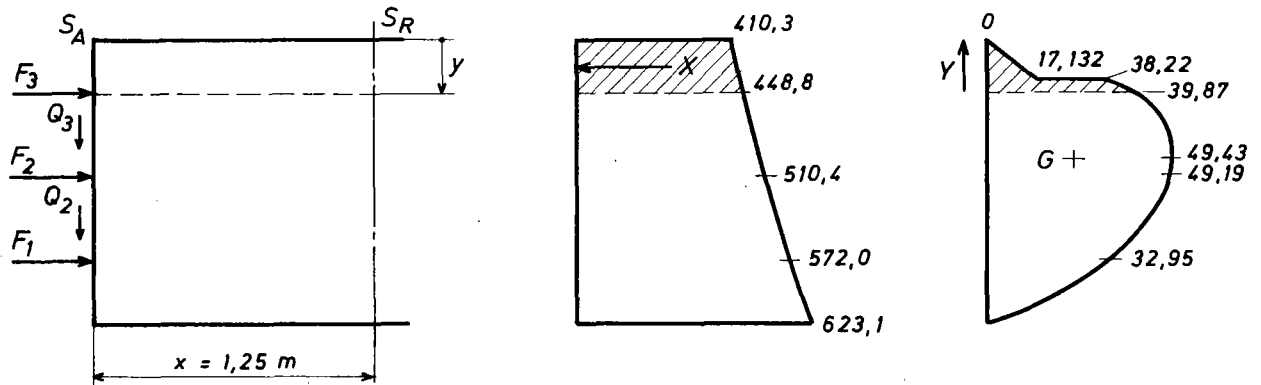
et les contraintes normales correspondantes

$$\sigma_i = \frac{816 + 814,7 + 810,7}{4,8625} - \frac{-121,55 \times 0,711}{0,7139} = 623,1 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{816 + 814,7 + 810,7}{4,8625} + \frac{-121,55 \times 0,539}{0,7139} = 410,3 \text{ t/m}^2$$

On calcule également les contraintes de cisaillement dues aux composantes verticales des forces de précontrainte qui valent pour cette phase 139,3t.

On en déduit les diagrammes de contraintes représentés ci-après :



On étudie alors l'équilibre des efforts dans les différents plans de coupure et l'on obtient les résultats ci-après :

y m	σ t/m ²	τ t/m ²	X t	e m	Y t	V _x t	M _y tm	N _y t
0,226 ⁻	448,8	39,87	657,3	0,118	16,68	-657,3	-88	-16,68
0,226 ⁺	448,8	39,87	657,3	0,118	16,68	+153,4	-146	+76,1
0,588 ⁻	510,4	49,19	1221,5	0,34	67,5	-410,8	-222,0	+25,3
0,588 ⁺	510,4	49,19	1221,5	0,34	67,5	+403,9	-251,1	+71,8
0,950 ⁻	572,0	32,95	1858,2	0,5225	115,7	-232,8	-248,4	+23,6
0,950 ⁺	572,0	32,95	1858,2	0,5225	115,7	+583,2	-248,4	+23,6

Comme précédemment on trace les courbes d'efforts en considérant que les forces appliquées sont réparties sur la surface des plaques d'ancrage.

ÉQUILIBRE DU PLAN VERTICAL
2^{ème} mise en tension

----- Efforts avant répartition sur les plaques d'ancrage.
————— après

Effort tranchant

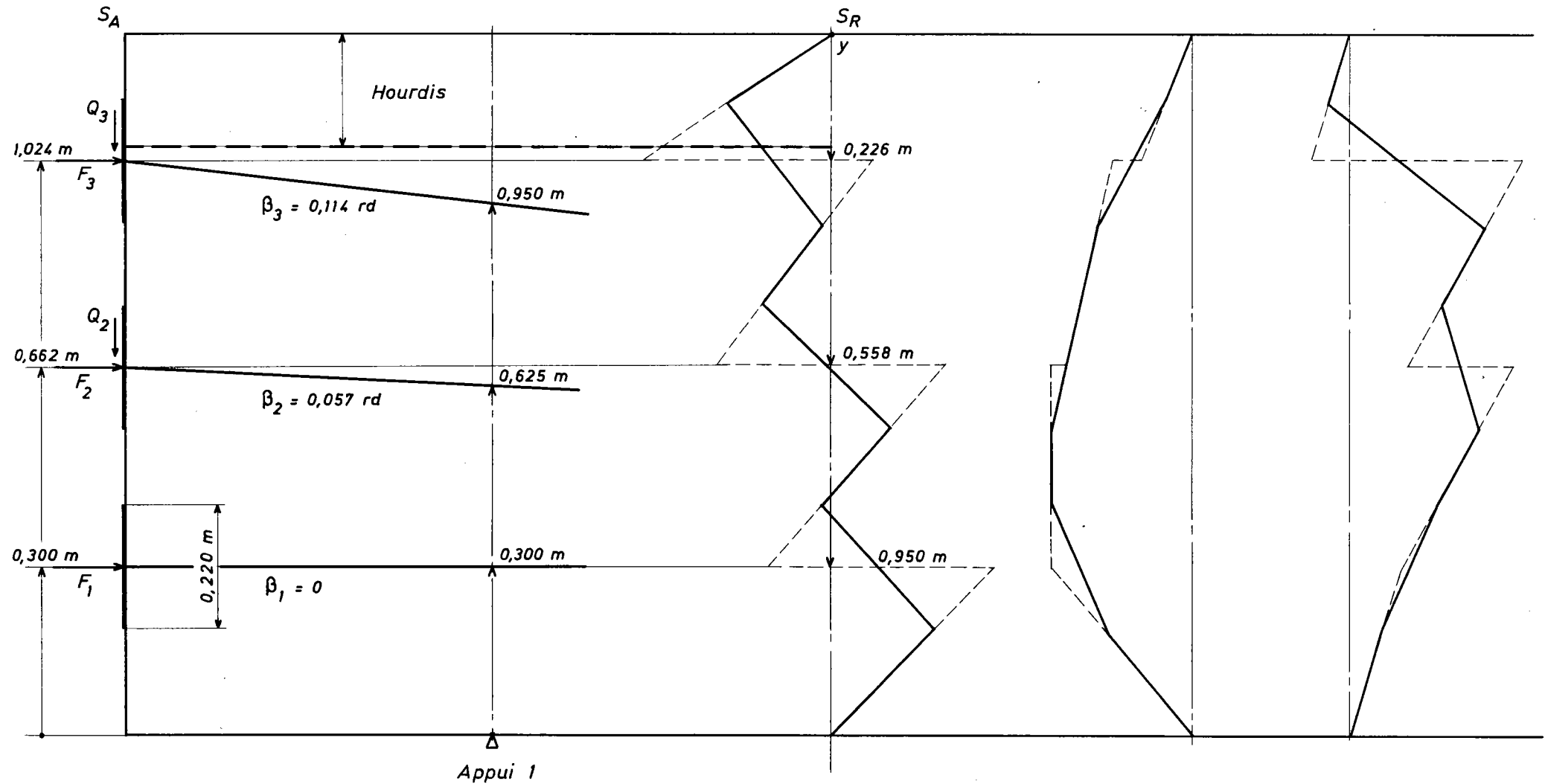
V_x
< 0

Moment

M_y
< 0 > 0

Effort normal

N_y
< 0 > 0



● Evaluation des contraintes dans le béton

Comme précédemment on recherche les contraintes maximales $\sigma_{y \max}$ et $\tau_{x \max}$ dans les plans situés de part et d'autre des plaques d'ancrage et l'on obtient les résultats suivants :

y m	V_x t	M_y tm	N_y t	σ_y t/m ²	τ_x t/m ²	τ t/m ²
0,116	- 337,4	- 45,2	- 8,56	- 55,5	- 166,1	- 3,3
0,336	- 18,0	- 169,1	+ 60,7	- 184,8	- 8,9	- 6,1
0,478	- 239,3	- 198,9	+ 40,7	- 225,0	- 117,8	- 6,7
0,698	+ 210,4	- 250,3	+ 57,1	- 281,7	+ 103,6	- 6,4
0,840	- 39,3	- 249,2	+ 38,2	- 285,0	- 19,3	- 5,5
1,060	+ 369,4	- 157,3	+ 14,9	- 182,2	+ 181,8	- 3,1

Les contraintes maximales dans le béton sont donc :

- pour la contrainte de traction $\sigma_{y \max} = -285 \text{ t/m}^2$ atteinte dans le plan d'ordonnée $y = 0,84 \text{ m}$
- pour la contrainte tangente $\tau_{x \max} = +181,8 \text{ t/m}^2$ atteinte dans le plan d'ordonnée $y = 1,06 \text{ m}$

Lors de la deuxième mise en tension, on respecte donc

$$\sigma_{y \max} \leq 1,3 \sigma_j \quad (303,4 \text{ t/m}^2)$$

$$\tau_{x \max} \leq 1,25 \sigma_j \quad (291,75 \text{ t/m}^2)$$

On ne tient pas compte de la contrainte de cisaillement τ due à l'effort tranchant réduit à l'about car elle est de signe contraire à $\tau_{x \max}$

● Calcul du ferrailage correspondant

On recherche le couple M_y, N_y qui donne le ferrailage maximal; on obtient cette valeur dans le plan d'ordonnée $y = 0,840 \text{ m}$

$$\omega = \frac{249,2 \times 10^4}{\frac{1,25}{2} \times \frac{2}{3} \times 42\,000} - \frac{38,2 \times 10^4}{\frac{2}{3} \times 42\,000} = 128,76 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

On vérifie que l'ensemble des armatures passives perpendiculaires au plan de coupure de la zone de régularisation est capable de reprendre les effets de l'effort tranchant $V_{x \max}$

On calcule

$$V_{\text{écrété}} = 369,4 \left[1 - \left(\frac{233,4}{3 \times 181,8} \right)^2 \right] = 301,7 \text{ t}$$

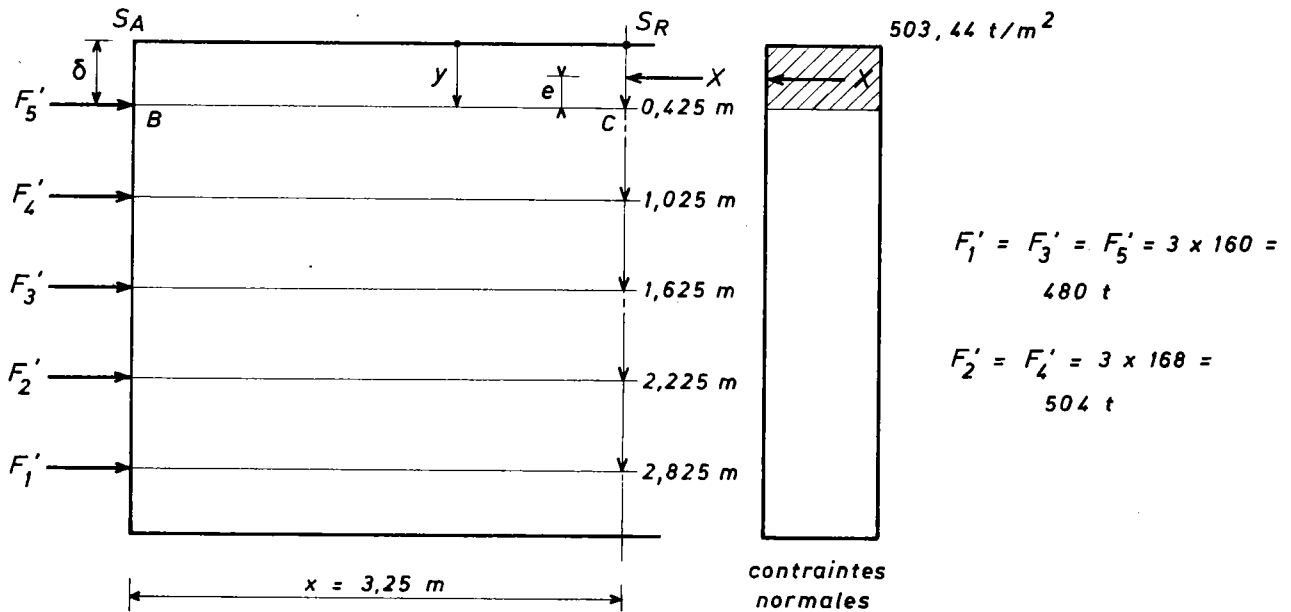
$$\omega_T = \underbrace{5 \times 5,88}_{\text{armatures d'éclatement}} + \underbrace{5 \times 2,4 + 2 \times 0,182}_{\text{armatures de surface}} + 128,76 = 170,52 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

{ et on vérifie que l'expression $\frac{V_{\text{écrété}}}{\omega_T}$ qui vaut dans ce cas $\frac{301,7}{170,52 \times 10^{-4}}$
 {
 {
 { soit 17693 t/m^2 est bien inférieure à $\frac{2}{3} \sigma_e$

b) Vérification dans le plan horizontal

• Calcul des efforts

On vérifie les efforts pour une nervure de section rectangulaire simplifiée. A la deuxième mise en tension on a les efforts suivants :



d'où les contraintes normales correspondantes

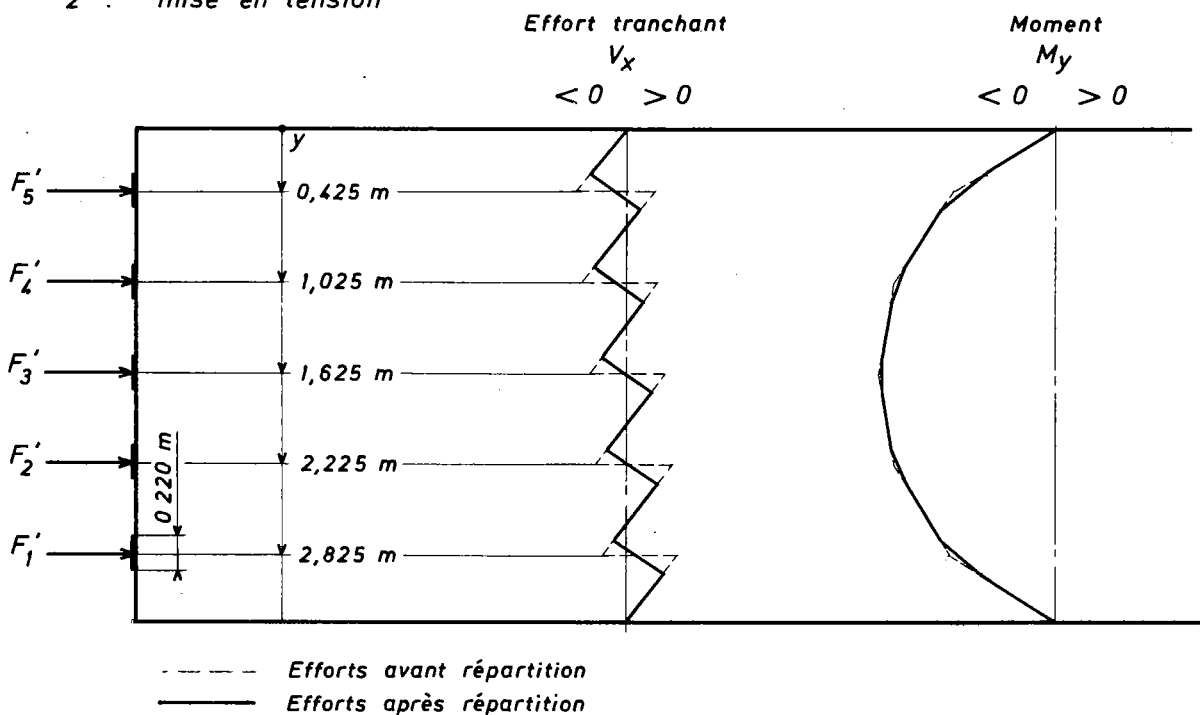
$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{3 \times 480 + 2 \times 504}{4,8625} = 503,44 \text{ t/m}^2$$

On étudie comme précédemment l'équilibre des efforts dans les différents plans de coupure de part et d'autre des points d'application des forces F' et l'on obtient les résultats regroupés dans le tableau ci-après :

y m	X t	e m	V_x t	M_y tm
0,425 ⁻	320,12	0,2125	- 320,12	- 68,00
0,425 ⁺	320,12	0,2125	+ 159,88	- 68,00
1,025 ⁻	772,06	0,5125	- 292,06	- 107,68
1,025 ⁺	772,06	0,5125	+ 211,94	- 107,68
1,625 ⁻	1224,0	0,8125	- 240,0	- 116,1
1,625 ⁺	1224,0	0,8125	+ 240,0	- 116,1
2,225 ⁻	1675,92	1,1125	- 211,92	- 107,66
2,225 ⁺	1675,92	1,1125	+ 292,08	- 107,66
2,825 ⁻	2127,86	1,4125	- 159,86	- 68,00
2,825 ⁺	2127,86	1,4125	+ 320,14	- 68,00

Connaissant les sollicitations on représente les courbes d'efforts en considérant que les forces appliquées sont réparties sur les plaques d'ancrage.

ÉQUILIBRE DU PLAN HORIZONTAL
2^{ème} mise en tension



• Evaluation des contraintes dans le béton

Comme précédemment on recherche les contraintes maximales σ_y et τ_x dans les plans situés de part et d'autre des plaques d'ancrage.

y m	V_x t	M_y tm	σ_y t/m ²	τ_x t/m ²
0,315	- 237,3	- 50,4	- 22,9	- 116,8
0,535	77,02	- 75,3	- 34,2	37,9
0,915	- 209,2	- 100,4	- 45,6	- 103,0
1,135	129,1	- 109,2	- 49,6	63,5
1,515	- 157,1	- 114,5	- 52,0	- 77,3
1,735	+ 157,1	- 114,5	- 52,0	+ 77,3
2,115	- 129,1	- 109,2	- 49,6	- 63,5
2,335	+ 209,2	- 100,4	- 45,6	+ 103,0
2,715	- 77,02	- 75,3	- 34,2	- 37,9
2,935	+ 237,3	- 50,4	- 22,9	+ 116,8

Les contraintes maximales dans le béton sont donc :

- pour la contrainte de traction $\sigma_{y\max} = - 52 \text{ t/m}^2$ atteinte dans le plan d'ordonnée $y = 1,735 \text{ m}$
- pour la contrainte tangente $\tau_{x\max} = + 116,8 \text{ t/m}^2$ atteinte dans le plan d'ordonnée $y = 2,935 \text{ m}$

Dans ce cas on vérifie encore les conditions $\sigma_{y\max} \leq 1,3 \sigma_j$
et $\tau_{x\max} \leq 1,25 \sigma_j$

• Calcul du ferrailage correspondant

Le ferrailage transversal doit pouvoir équilibrer le moment $M_{y\max}$ d'où

$$\omega = \frac{114,5 \times 10^4}{\frac{3,25}{2} \times \frac{2}{3} \times 42000} = 25,16 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

On vérifie également que l'ensemble des armatures passives perpendiculaires au plan de coupure peut reprendre l'effort tranchant $V_{x\max}$

On calcule

$$V_{\text{écrété}} = 237,3 \left[1 - \left(\frac{233,4}{3 \times 116,8} \right)^2 \right] = 132 \text{ t}$$

$$\omega_T = \frac{3 \times 11,12}{\text{armatures d'éclatement}} + \frac{3 \times 2,4 + 2 \times 0,06}{\text{armatures de surface}} + 25,16 = 65,84 \text{ cm}^2 \text{ HA}$$

et on vérifie que l'expression $\frac{V_{\text{écrété}}}{\omega_T}$ égale dans ce cas à $\frac{132}{65,84 \times 10^{-4}}$
soit $20\,048 \text{ t/m}^2$ est inférieure à $\frac{2}{3} \sigma_e$.

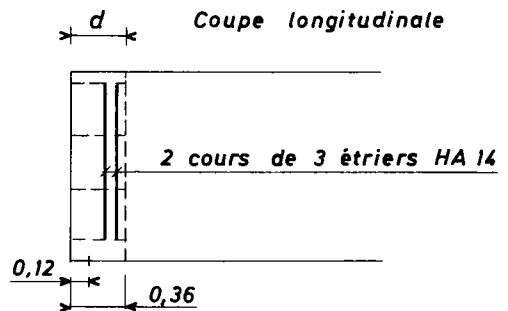
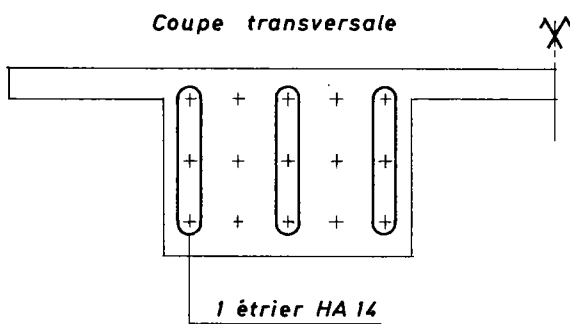
5.4.3. Ferraillage mis en oeuvre dans la zone d'about des nervures.

On connaît à présent les sections d'armatures pour chaque nervure et pour chaque mise en tension ; on retient, dans les deux plans, les enveloppes des sections nécessaires à la reprise des différents types d'efforts étudiés ci-dessus et l'on dispose ces aciers selon les règles conventionnelles de l'I.P.2.

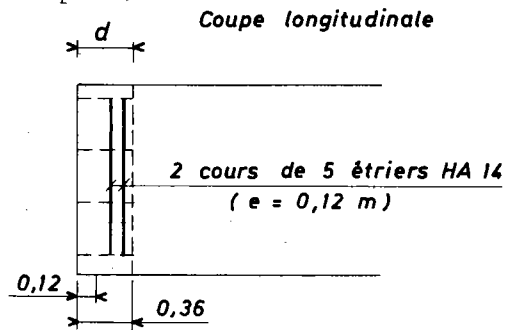
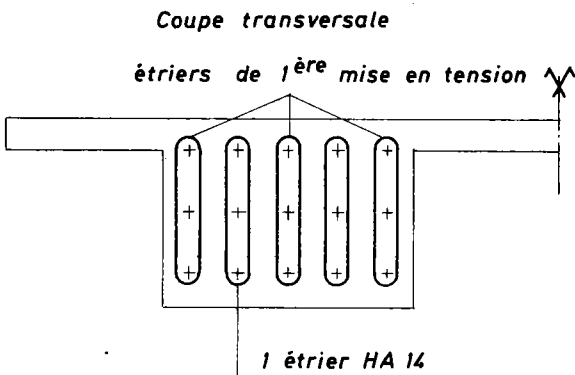
Pour l'exemple d'application, les dispositions adoptées pour le ferraillage d'about sont schématisées sur les dessins ci-après :

- ferraillage d'éclatement - plan vertical

- 1ère mise en tension : Il faut $5,88 \text{ cm}^2$ par colonne d'ancrages ; cette section d'aciers est mise en oeuvre entre $\frac{d}{3}$ et d de l'about soit dans notre cas entre $0,12\text{m}$ et $0,36\text{m}$.

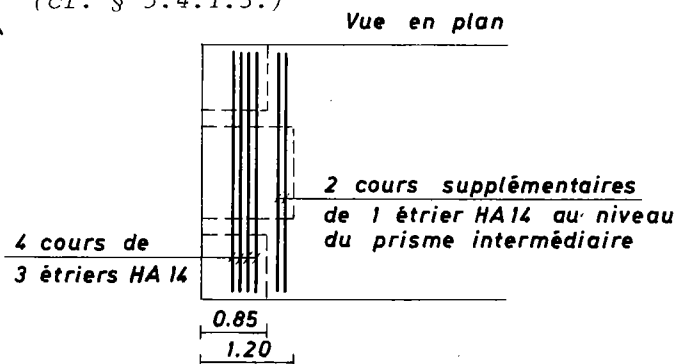
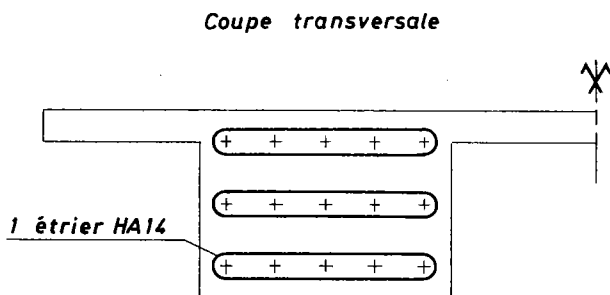


- 2ème mise en tension : Il faut également $5,88 \text{ cm}^2$ par colonne d'ancrages d'où la disposition effectivement adoptée;

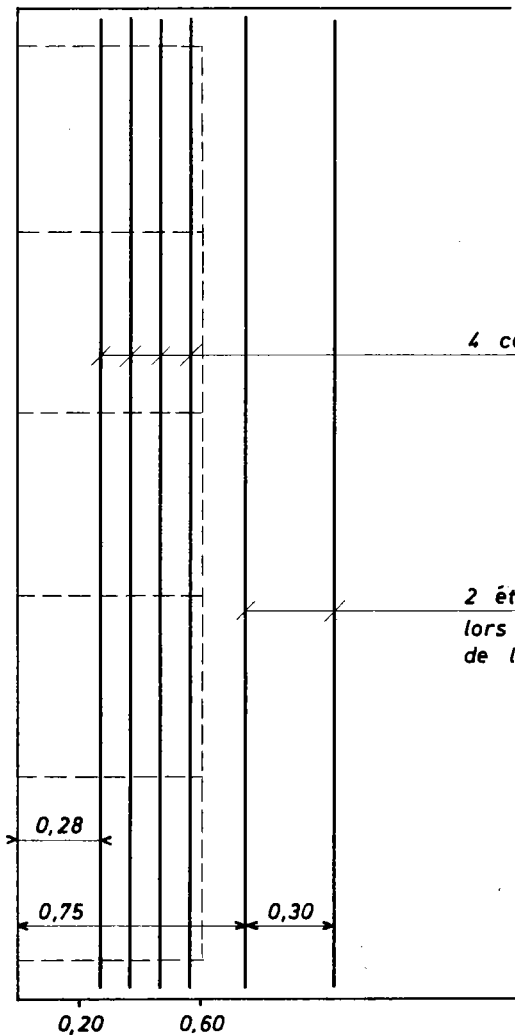


- Ferraillage d'éclatement - plan horizontal

- 1ère mise en tension : Il faut $11,12 \text{ cm}^2$ par ligne d'ancrages ; pour cette mise en tension les aciers doivent être répartis entre $0,28\text{m}$ et $0,85\text{m}$ pour les ancrages situés près des fibres extrêmes et entre $0,40$ et $1,20\text{m}$ pour la ligne d'ancrages intermédiaire (cf. § 5.4.1.3.)



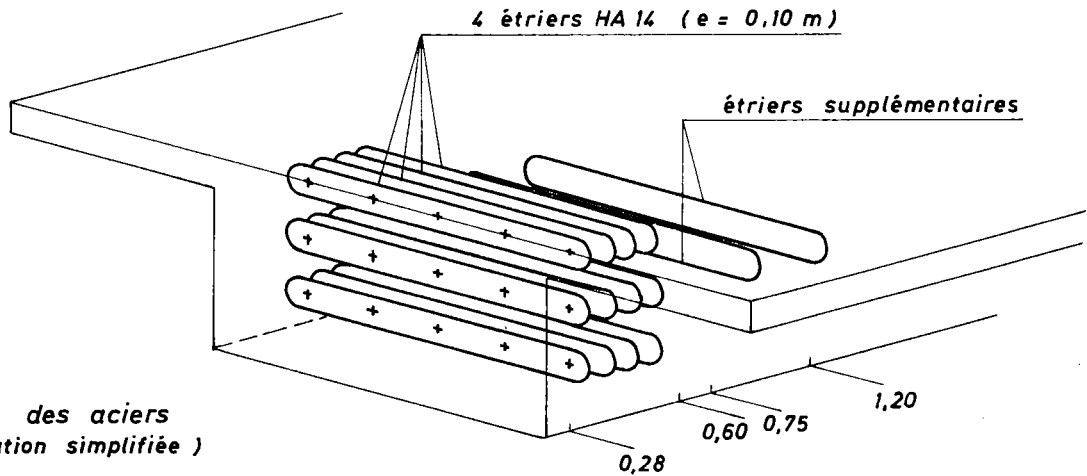
- 2ème mise en tension : Il faut la même section d'aciers par ligne d'ancrages mais les aciers doivent être répartis différemment car la profondeur des prismes est différente ; en effet les aciers doivent dans ce cas être répartis entre 0,20m et 0,60m. On retient donc le ferrailage enveloppe ci-dessous :



4 cours de 3 étriers HA 14 (e = 0,10 m)

2 étriers supplémentaires HA 14 nécessaires lors de la 1^{ère} mise en tension au niveau de la ligne d'ancrages intermédiaire.

Vue en plan

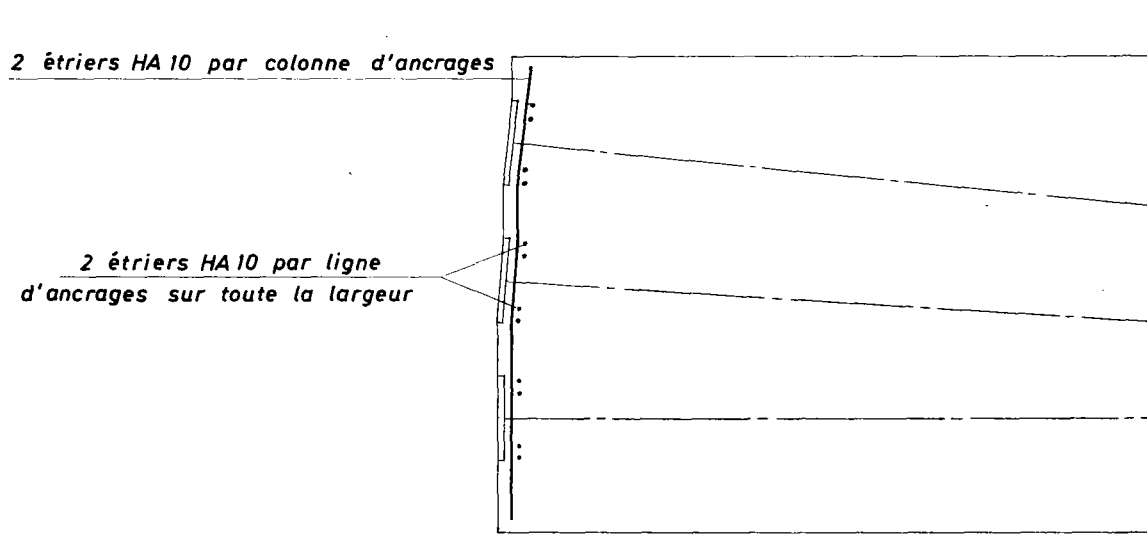


Position des aciers
(représentation simplifiée)

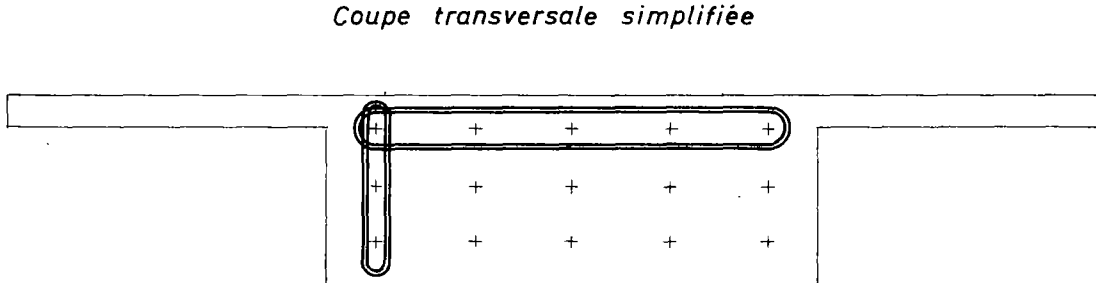
- ferraillage de surface

On a dit au § 4.8. que le ferraillage de surface était à comparer au frettage prévu sous les ancrages dans le plan vertical et défini par l'arrêté d'agrément. Dans notre exemple d'application on a des câbles 30 \emptyset 7 BBR et l'arrêté d'agrément prévoit sous les ancrages correspondants 4 HA10 dans chaque direction. La section d'aciers mise en oeuvre qui vaut $3,14 \text{ cm}^2$ est donc supérieure à la section d'aciers nécessaire pour reprendre les efforts de surface calculés précédemment ($2,4 \text{ cm}^2$). On dispose donc les armatures de surface comme indiqué ci-après :

Coupe longitudinale simplifiée



Coupe transversale simplifiée

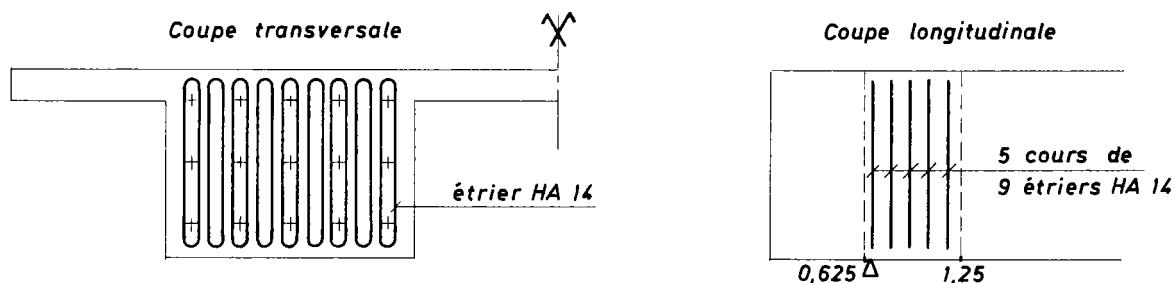


- Ferrailage d'équilibre général - plan vertical

Nous avons vu que le ferrailage nécessaire pour reprendre les contraintes de traction dans une nervure était maximal lors de la deuxième mise en tension et égal à $128,76 \text{ cm}^2$.

Le moment M_y qui donne cette section ω étant négatif, les armatures sont disposées dans la partie droite de la zone de régularisation entre $0,625\text{m}$ et $1,25\text{m}$ de l'about de la poutre.

Le ferrailage retenu est donc schématisé sur les dessins ci-dessous,



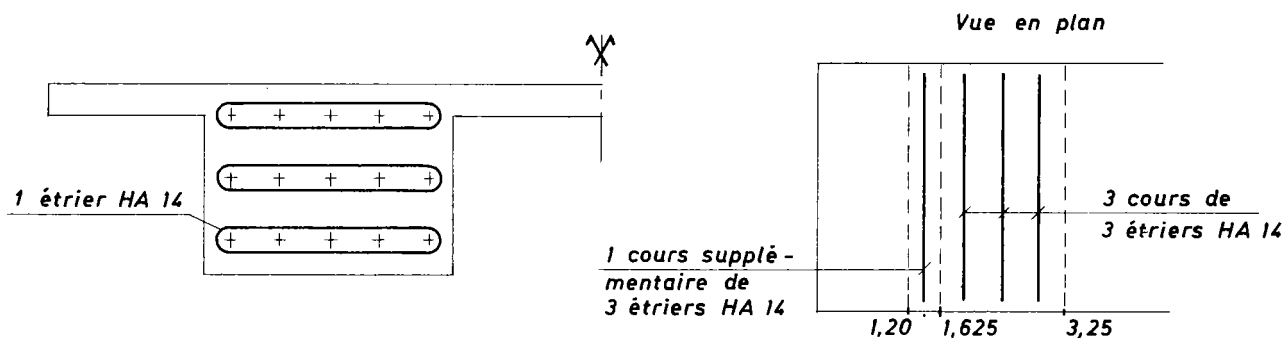
Dans le plan vertical, les armatures mises en oeuvre perpendiculairement au plan de coupe sont suffisantes pour reprendre les contraintes tangentes $\tau_{x \max}$

- Ferrailage d'équilibre général - plan horizontal

Dans le plan horizontal le ferrailage nécessaire pour reprendre les contraintes de traction est maximal lors de la deuxième mise en tension et vaut $25,16 \text{ cm}^2$.

Le moment $M_{y \max}$ donnant cette section est négatif donc les armatures sont disposées entre $1,625\text{m}$ et $3,25\text{m}$ de l'about de la poutre.

Le ferrailage retenu est donc schématisé sur les dessins ci-après :

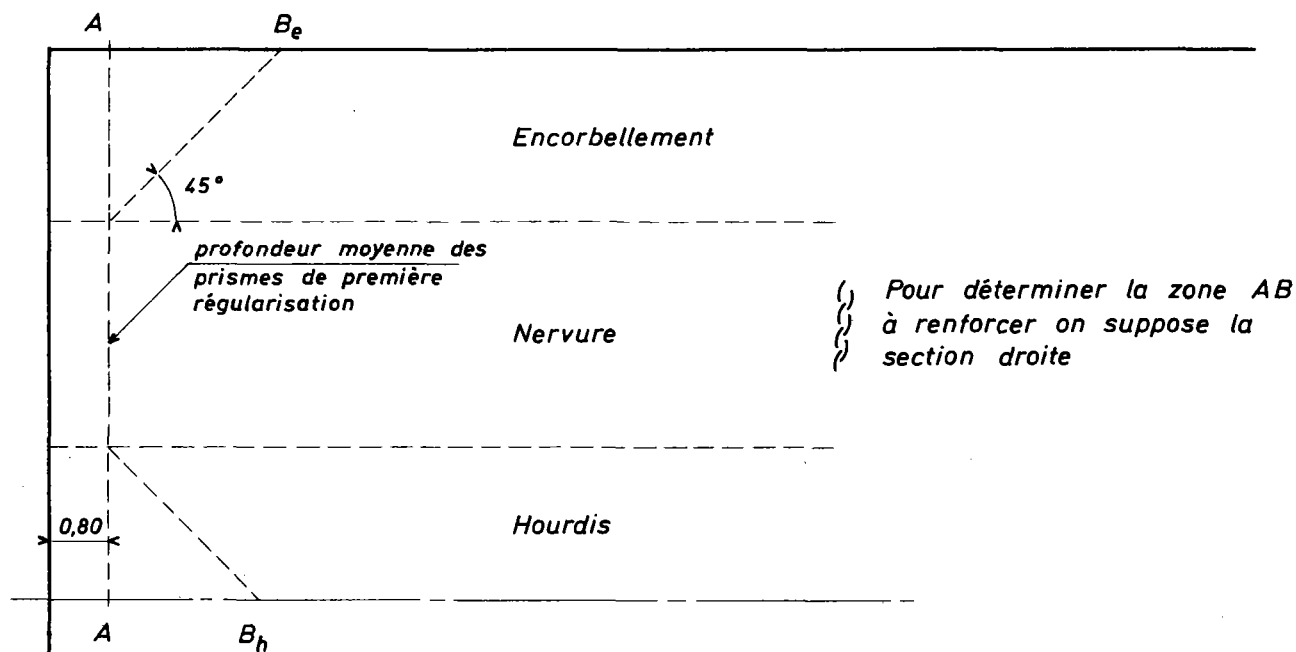


Dans le plan horizontal, les armatures mises en oeuvre perpendiculairement au plan de coupe ne suffisent pas lors de la première mise en tension pour reprendre les contraintes de cisaillement (cf. § 5.4.1.4 ci-dessus). On doit en effet disposer $7,01 \text{ cm}^2$ entre 0 et $1,625\text{m}$ de l'about; compte-tenu de la présence des armatures d'éclatement entre 0 et $1,20\text{m}$ on disposera le cours supplémentaire de 3 étriers HA 14 nécessaire à la reprise des contraintes de cisaillement entre $1,20\text{m}$ et $1,625\text{m}$.

5.4.4. Ferraillage aux extrémités des hourdis et encorbellements

Comme nous l'avons dit au paragraphe 4.8.1. ci-dessus nous devons tenir compte de la présence du hourdis et des encorbellements lors de la reprise des efforts d'établissement de la précontrainte dans les zones d'about.

Dans le cas présent on a supposé que les contraintes normales et tangentielles s'établissent dans l'encorbellement et le hourdis avec un angle de 45° par rapport à la nervure au-delà de la profondeur moyenne des prismes de première régularisation et l'on a délimité ainsi la zone AB à renforcer comme indiqué ci-dessous.



Transversalement on doit mettre en oeuvre une section d'aciers capable d'assurer la couture des parties associées aux nervures. Ces aciers sont dimensionnés conformément à la règle des coutures généralisées cf. §4.8.2.1, dans notre exemple l'inégalité s'écrit :

$$\frac{A_t}{e_o t} (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \frac{\tau}{\frac{2}{3} \sigma_e}$$

τ étant la contrainte maximale dans le plan vertical de liaison pour les situations suivantes :

- diffusion 1ère précontrainte + poids propre
- diffusion précontrainte (effort à 28j de la 1ère précontrainte + 2ème précontrainte) + poids propre + retrait à 28j
- diffusion à 90j + charges permanentes + charges d'exploitation + retrait

le maximum est obtenu à la mise en service et vaut :

$$\tau = \sigma_b (\text{diffusion}) + \frac{T\mu}{I e_o} (\text{charges}) - \Delta \epsilon E_b r(t)$$

avec μ : moment statique de l'encorbellement seul

T : effort tranchant dû aux charges maximales (permanentes + exploitation)

e_o : épaisseur de l'encorbellement

σ_b : contrainte au centre de gravité de l'encorbellement due aux efforts de précontrainte à 90 j et calculée comme pour l'équilibre général

soit pour l'exemple étudié :

$$\tau = 392 + 207 - 117 = 482 \text{ t/m}^2$$

la quantité d'aciers transversaux $\frac{A_t}{t}$ vaut :

$$\frac{482 \times 0,20}{\frac{2}{3} \times 42000} \times 10^4 \text{ soit } \frac{A_t}{t} = 34,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On met donc en oeuvre $17,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sur chaque face des encorbellements et du hourdis ; en face supérieure les aciers sont filants sur toute la largeur de l'ouvrage.

Longitudinalement on dispose sur la largeur droite de chaque élément associé la même section d'aciers que ci-dessus à savoir $17,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sur chaque face. Ce ferrailage longitudinal est réalisé à l'aide d'armatures de 20 mm de diamètre et interesse la zone AB ; les longueurs AB_e et AB_h étant peu différentes, les armatures longitudinales auront la même longueur sur les encorbellements et sur le hourdis.

A présent nous devons vérifier si les armatures de couture ainsi mises en oeuvre sur les deux faces sont suffisantes en face supérieure pour reprendre les efforts de flexion sollicitant les extrémités des encorbellements et du hourdis. Compte tenu de la présence de l'entretoise sous les encorbellements il faut en effet les sections d'aciers suivantes :

• aux extrémités des encorbellements

Le ferrailage mis en oeuvre en fibre supérieure dans les deux directions doit être \geq à ω_{et}/ml soit pour l'ouvrage étudié à $8,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

La section d'aciers déterminée précédemment (règle des coutures) est donc suffisante puisque l'on obtient $17,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sur chaque face des encorbellements dans les deux directions.

• aux extrémités du hourdis

Le ferrailage mis en oeuvre en fibre supérieure dans les deux directions doit être \geq à ω_{ht}/ml soit pour l'ouvrage étudié à $19,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

La section d'aciers déterminée par la règle des coutures n'est donc pas suffisante puisqu'elle donne seulement $17,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sur chaque face du hourdis dans les deux directions.

Aux extrémités du hourdis on dispose donc :

- transversalement : le ferrailage de la section courante (10 HA 16 au ml) jusqu'aux abouts
- longitudinalement : 7 HA 20 au ml sur la longueur d'about définie ci-dessus

Les aciers longitudinaux disposés aux extrémités de l'ouvrage ne seront pas arrêtés tous dans la même section de l'ouvrage mais en 2 ou 3 fois, afin de passer progressivement de la section d'aciers nécessaire aux abouts à la section d'aciers nécessaire en section courante.

Enfin pour l'ouvrage étudié, le ferrailage transversal mis en oeuvre en fibre inférieure en section courante (cf. § 5.3.4.1.) est disposé jusqu'aux abouts puisque la section d'aciers mise en oeuvre (8 HA 16) est pratiquement suffisante pour vérifier la règle des coutures (17,2 cm²/ ml).

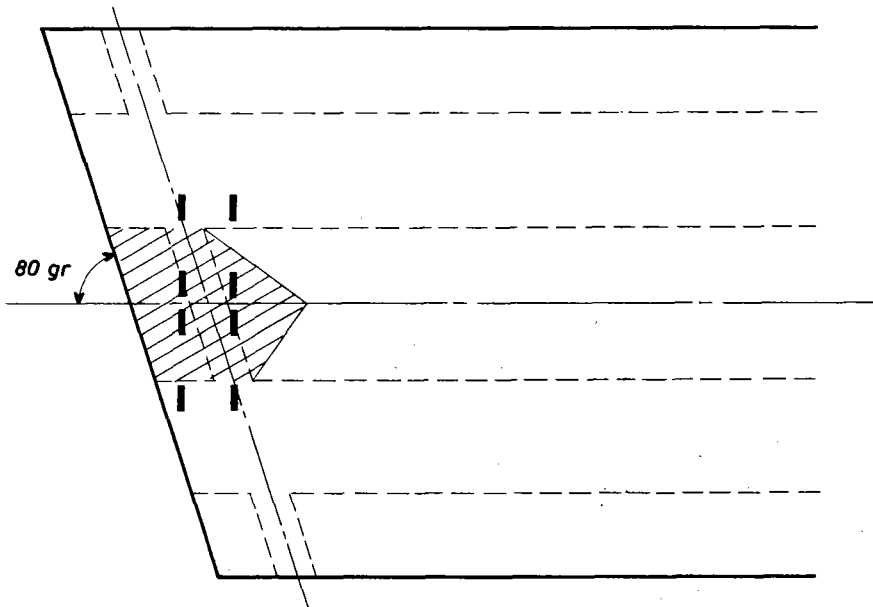
5.5. ETUDE DES ENTRETOISES

Dans l'ouvrage étudié les entretoises sur les appuis extrêmes assurent seulement la transmission des charges aux abouts des encorbellements et des hourdis.

On étudie donc l'effet des charges directement appliquées aux entretoises.

- effet des charges permanentes

Comme nous l'avons dit au § 4.9. nous prenons en compte le poids propre de l'entretoise, le poids du hourdis associé (zones hachurées) et le poids de la chaussée disposée sur les zones hachurées.



Sachant que la hauteur de l'entretoise est égale à 1,00m la densité de charge permanente à prendre en compte vaut 3,20 t/ml d'où les moments de flexion dans l'entretoise supposée encastree sur les nervures :

- à l'encastrement :

$$M = - \frac{1}{12} \times 3,20 \times \left(\frac{4,00}{0,951} \right)^2 = - 4,70 \text{ tm}$$

- au centre :

$$M = + 2,35 \text{ tm}$$

- effet des charges d'exploitation

On suppose que le poids des roues B_t situées sur la zone associée à l'entretoise est directement appliqué au milieu de cette entretoise; les moments de flexion valent donc :

- à l'encastrement -16,82 tm
- au centre +16,82 tm

d'où le moment de flexion maximal à l'encastrement entretoise/nervure :

$$\underline{M = - 21,52 \text{ tm}}$$

et la section d'aciers nécessaire égale à $8,4 \text{ cm}^2$ soit 5 HA 16 sur chaque face de l'entretoise.

En pratique sur la fibre supérieure de l'entretoise on a le ferrailage mis en oeuvre aux extrémités du hourdis et des encorbellements.

On calcule ensuite l'effort tranchant qui vaut :

- pour les charges permanentes : 6,7 t
- pour les charges d'exploitation : 16 t

d'où l'effort tranchant total égal à 22,7t et la section d'aciers nécessaire égale à $9,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (1 étrier HA 12 tous les 23 cm).

5.6. QUANTITES DE MATERIAUX

Pour l'ouvrage étudié dans ce chapitre nous avons obtenu les quantités de matériaux suivantes :

- . béton : 724 m^3
- . aciers de précontrainte : 19,25 t soit $26,6 \text{ kg}/\text{m}^3$ de béton
- . aciers passifs 48,5t soit $67 \text{ kg}/\text{m}^3$ de béton

Le poids d'aciers passifs calculé ne comprend pas :

- les frettes pour appareils d'appui
- les frettes ou renforts éventuels d'étriers nécessaires au vérinage
- les aciers de construction (chaises, portes câbles...)

Nous avons par ailleurs calculé les ratios d'aciers passifs pour les différents types de ferrailage et nous obtenons les valeurs suivantes :

- . aciers passifs longitudinaux : 15,7t soit $22 \text{ kg}/\text{m}^3$ de béton
- . aciers passifs transversaux : 17t soit $23,5 \text{ kg}/\text{m}^3$ de béton
- . cadres et étriers : 12,5t soit $17,3 \text{ kg}/\text{m}^3$ de béton
- . ferrailage de diffusion aux abouts des nervures : 3t soit $4 \text{ kg}/\text{m}^3$ de béton

CHAPITRE 6 : CAS DES OUVRAGES CONSTRUITS PAR PHASES

	<u>Pages</u>
6.1. Phasage transversal	190
6.1.1. Critères de choix	190
6.1.2. Remarques sur la conception	190
6.1.3. Remarques sur le calcul	191
6.2. Phasage longitudinal	192
6.2.1. Critères de choix	192
6.2.2. Remarques sur la conception	193
6.2.3. Remarques sur le calcul	197

6.1. Phasage transversal

6.1.1. Critères de choix

Nous avons déjà dit au paragraphe 2.7. que la réalisation des ouvrages en dalle nervurée pouvait, sans trop de difficultés, être envisagée par phases transversales. Il y a essentiellement deux raisons qui peuvent conduire l'utilisateur vers ce mode de réalisation.

Tout d'abord l'ouvrage projeté nécessite un volume important de béton qu'il est difficile de mettre en oeuvre en une fois; c'est le cas par exemple des ouvrages de grande largeur comportant 3 ou 4 nervures.

La seconde raison qui peut mener au choix d'un phasage transversal est la recherche d'une économie sur les coffrages. Cette préoccupation qui est la plus courante conduit l'utilisateur à prévoir un phasage transversal même pour les ouvrages à 2 nervures.

6.1.2. Remarques sur la conception

Ce mode de phasage effectivement bien adapté aux structures en dalle nervurée nécessite toutefois des dispositions qu'il est indispensable de prévoir dès la conception de l'ouvrage.

En particulier, pour réaliser effectivement une économie, le coffrage que l'on veut réutiliser doit être parfaitement symétrique afin de pouvoir être simplement ripé après chaque phase de bétonnage; cette disposition conduit l'utilisateur à concevoir, de part et d'autre d'une nervure, des éléments associés de mêmes dimensions (encorbellement et partie de hourdis). Cette recherche de symétrie est également nécessaire afin d'éviter la création de moment de torsion sous poids propre lors du décoffrage de la nervure.

Pour faciliter l'opération de ripage on prévoit un échafaudage rigide et entretoisé qui peut être ainsi déplacé dans son ensemble pour la réalisation de la nervure suivante.

Les différentes nervures sont ensuite solidarisiées par coulage d'une bande de hourdis de 0,80m à 1m de largeur; on obtient ainsi un ouvrage bien dimensionné transversalement puisque les encorbellements ont une largeur légèrement inférieure à la demi-largeur du hourdis entre nervures.

La mise en tension des câbles de précontrainte doit être faite en plusieurs phases; en effet lorsqu'une nervure est bétonnée on tend une partie des câbles afin de pouvoir décoffrer rapidement et on répète cette opération pour chaque nervure.

Le clavage entre les différentes nervures est effectué ensuite avant la mise en précontrainte complémentaire de l'ensemble de l'ouvrage.

Dans le cas d'une dalle à nervures étroites sous lesquelles on ne peut disposer qu'un seul appareil d'appui, il est nécessaire de prévoir un système de calage permettant le maintien des nervures avant la réalisation du clavage.

La liaison transversale entre les différents éléments de la structure peut ensuite être réalisée de deux façons différentes.

On peut d'abord envisager une précontrainte transversale de l'ouvrage. Cette première solution qui permet de limiter les fissures entre les différentes parties de l'ouvrage constituées de bétons d'âges différents est satisfaisante dans le cas de phasage transversal mais reste néanmoins réservé aux ouvrages de grande largeur (ouvrages à 3 nervures); elle demeure en effet une solution onéreuse pour les ouvrages de largeur faible ou moyenne.

La seconde solution, utilisée couramment pour les ouvrages à 2 nervures, consiste donc à réaliser la liaison entre éléments à l'aide d'armatures passives transversales. Dans ce cas il faut étudier en détail la disposition des aciers afin de pouvoir bétonner correctement la zone de clavage; en effet, dans ces sections, il y a déjà une forte densité d'armatures et la reprise nécessite des recouvrements d'aciers.

Dans le cas d'un ouvrage biais, si la liaison entre éléments est réalisée par précontrainte transversale on peut adopter soit un cablage parallèle aux lignes d'appuis ce qui nécessite une implantation exacte des gaines dans chaque nervure coulée séparément, soit un cablage perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage ce qui oblige à prévoir un ferrailage complémentaire béton armé dans les zones d'extrémités.

Si au contraire la liaison entre éléments est réalisée par des aciers passifs, généralement perpendiculaires aux nervures, il faut prévoir un espacement approprié de ces aciers afin de pouvoir réaliser la continuité nécessaire à la liaison transversale.

Enfin, quel que soit le mode de liaison choisi pour solidariser les différents éléments, il faut soigner particulièrement la reprise de bétonnage afin d'éviter la formation de fissures trop importantes, et la mise en oeuvre de la chape.

6.1.3. Remarques sur le calcul

Le phasage transversal décrit dans ce paragraphe n'est pas pris en compte dans la méthode de calcul indiquée au chapitre 4 mais si l'ouvrage projeté doit être réalisé selon ce mode de découpage il peut néanmoins être calculé pour sa phase finale (ouvrage clavé) moyennant quelques compléments de calcul manuels (cf. § 4.5.2.1. et 4.5.4.)

En aucun cas, on ne doit en effet dimensionner l'ouvrage en calculant une seule nervure et en multipliant les résultats obtenus par le nombre de nervures constituant cet ouvrage; cette méthode fournirait des valeurs erronées car la répartition transversale des charges est différente sur une nervure et sur l'ensemble des nervures.

6.2. Phasage longitudinal

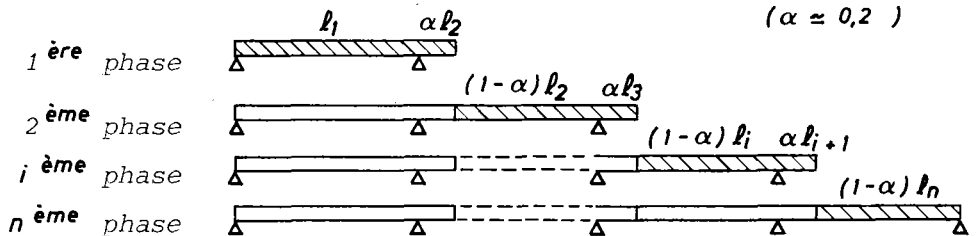
6.2.1. Critères de choix

Nous avons vu au paragraphe 2.7. que le phasage longitudinal est essentiellement réservé aux ouvrages pour lesquels il existe des contraintes d'exécution; c'est principalement le cas d'ouvrages projetés en sites difficiles dans lesquels il est impossible d'implanter le cintre dans sa totalité (franchissement de voies ferrées, maintien de la circulation sur un axe routier important...). Ce phasage peut aussi être envisagé pour des ouvrages de grande longueur nécessitant une quantité de béton importante.

Dans tous les cas le phasage longitudinal permet une économie puisque l'on réutilise plusieurs fois un même cintre partiel, mais il nécessite par ailleurs un découpage en tronçons égaux ou peu différents. Les sections de joints ne sont pas situées sur appuis mais au voisinage du cinquième de la portée ($0,2l$); dans ces sections les sollicitations en flexion sont peu importantes et la précontrainte définitive y est à peu près centrée ce qui permet d'épanouir les câbles sur toute la hauteur de la poutre.

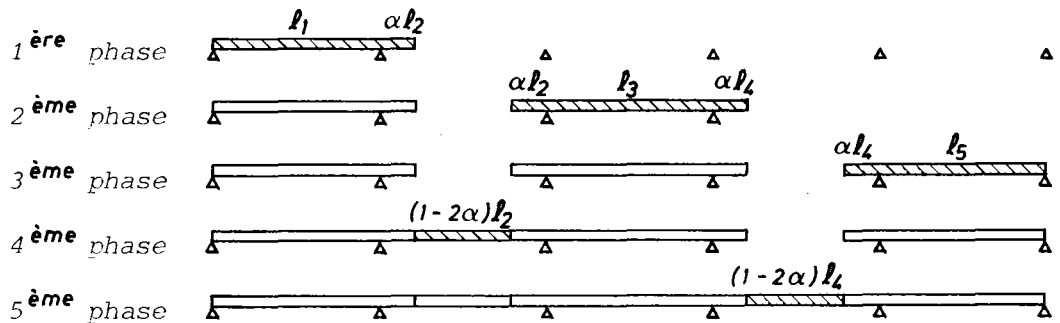
Lorsque ce mode d'exécution par phases successives est retenu on peut alors examiner les différentes méthodes de construction. La méthode la plus classique est la construction travée par travée à l'avancement comme schématisée ci-dessous.

Solution 1

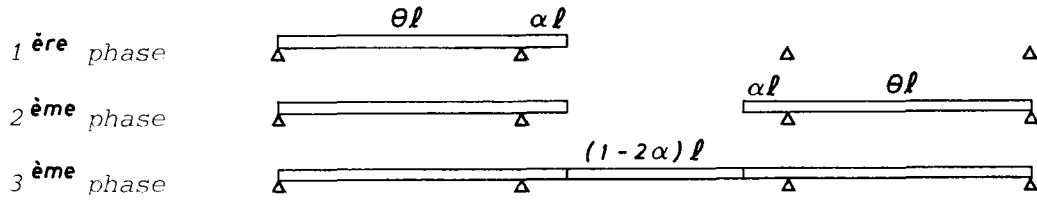


On peut également construire l'ouvrage par tronçon selon le schéma ci-après :

Solution 2



Dans le cas particulier d'ouvrages à 3 travées symétriques on peut envisager une exécution comme schématisée ci-dessous :



Si l'on veut découper cet ouvrage en 3 tronçons égaux on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{l(1+2\theta)}{3} = \theta l + \alpha l \quad \text{soit } \alpha = \frac{1-\theta}{3}$$

Ce découpage ne peut donc être envisagé que si les travées de rive sont courtes par rapport à la travée centrale ($\theta \leq 0,6$) ; si le rapport des portées est élevé on a en effet une section de joint dans une section fortement sollicitée ($\approx 0,05l$).

6.2.2. Remarques sur la conception

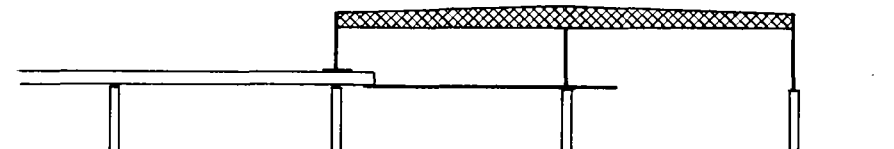
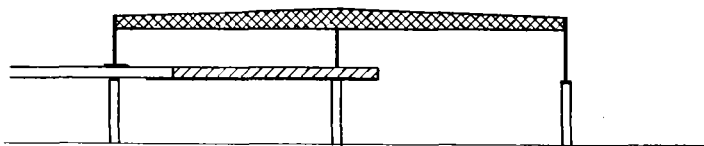
Quelle que soit la méthode de construction choisie (exécution à l'avancement ou non), les différents tronçons d'ouvrage peuvent être réalisés soit sur un cintre fixe, si la hauteur au dessus du sol n'est pas trop importante et si les conditions du site permettent l'implantation d'appuis intermédiaires (schéma 1), soit dans les autres cas sur cintre autolanceur (schéma 2) permettant de couler, en une seule fois, une longueur de tablier égale à celle d'une travée, entre deux sections de reprise et de se déplacer en ne prenant appui que sur les piles du tablier et éventuellement sur la partie déjà coulée de l'ouvrage.



Schéma 1



Schéma 2



Si l'on peut adopter un cintre appuyé sur le sol, il est indispensable de concevoir cet ouvrage provisoire de façon à éviter, lors des différents bétonnages, d'éventuelles dénivellations entre les sections de joint; il faut en particulier donner à ce cintre une rigidité verticale très importante et veiller à la qualité de ses appuis au sol.

La seconde solution, qui consiste à prévoir un cintre autolanceur, est à réserver aux ouvrages importants (grand nombre de travées égales) ou aux lots d'ouvrages quasiment identiques; en effet ce cintre constitue un investissement important et ses réemplois sont aléatoires.

Il existe deux types de cintre autolanceur : le cintre "par dessus" (la poutre métallique porte les coffrages par l'intermédiaire de suspentes) et le cintre "par dessous" (les coffrages reposent sur des poutres métalliques). Les deux types de cintre conviennent aux dalles nervurées et le choix est donc à faire en fonction des critères suivants :

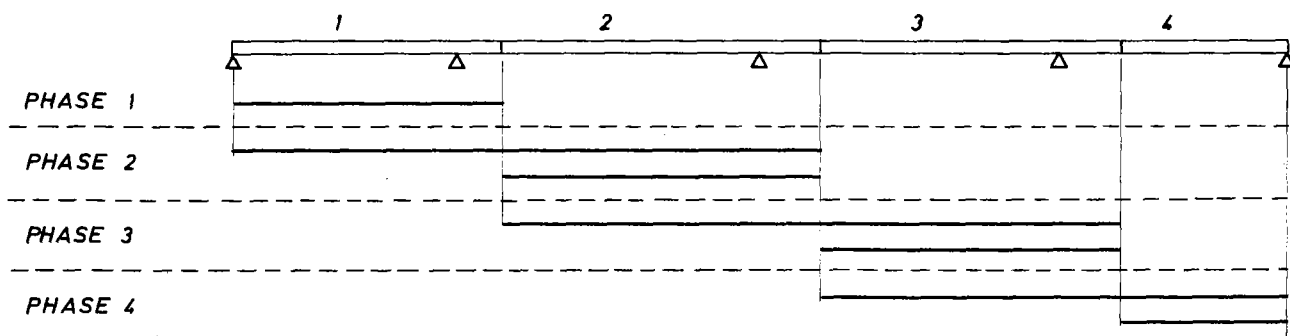
- caractéristiques géométriques de l'ouvrage (formes du tablier et des têtes de piles compatibles avec le cintre)
- impératifs de gabarit
- facilités d'exécution (aire de travail dégagée dans le cas du cintre par dessous)

La solution du cintre autolanceur présente par ailleurs certains avantages (rapidité de construction, moyen de s'affranchir des obstacles dus au terrain) mais également des inconvénients à prendre en considération dès la conception de l'ouvrage (incidence du poids important du cintre sur les fondations, réemploi aléatoire...).

Enfin quel que soit le cintre adopté (au sol ou autolanceur) le mode de construction par phases impose des sujétions de calcul, lors de l'étude des différents schémas statiques en cours de construction, et pour la prise en compte des efforts apportés par le cintre notamment dans le cas où il est appuyé à l'extrémité de la console précédemment coulée (cf. §6.2.3.)

En ce qui concerne la réalisation de la précontrainte qui doit assurer la continuité entre les tronçons coulés successivement, le phasage longitudinal entraîne également des sujétions pour les reprises de précontrainte qui peuvent être effectuées principalement selon deux méthodes.

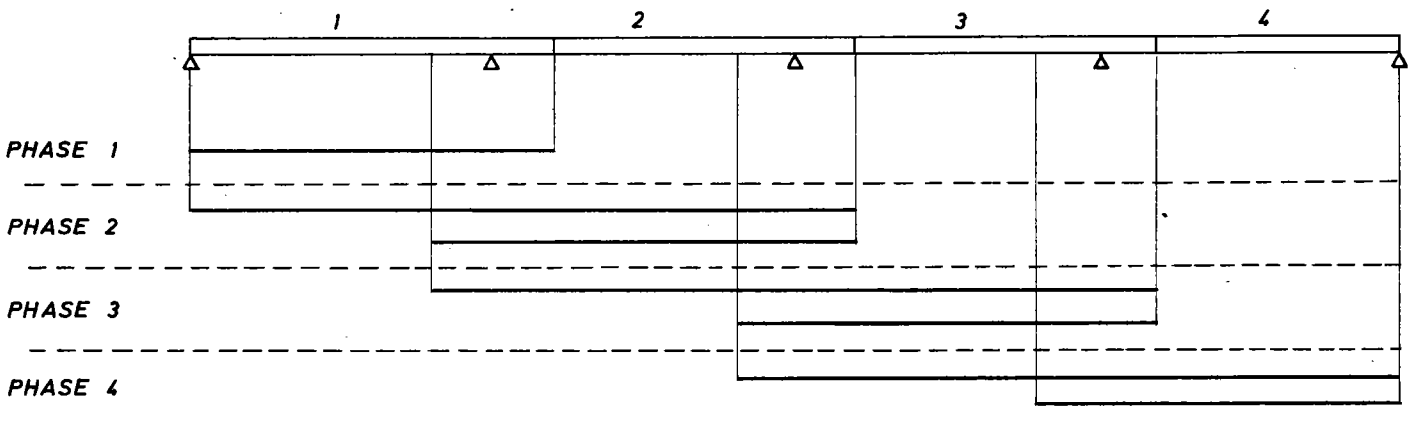
La première méthode consiste à rabouter une partie des armatures de précontrainte ($\leq 50\%$) par coupleurs dans les sections de reprise. Pour un ouvrage construit à l'avancement on peut adopter par exemple le tracé de la précontrainte schématisé ci-dessous sur lequel on constate qu'il a été prévu des familles de câbles ragnant sur deux travées afin de ne pas avoir tous les coupleurs dans une même section.



La mise en oeuvre des coupleurs exige quelques précautions particulières. Tout d'abord il est nécessaire d'isoler le coupleur, par l'intermédiaire d'un capot, afin qu'il puisse se déplacer librement lors de la mise en précontrainte et qu'il ne vienne pas buter sur le béton. Ensuite les sections de couplage doivent être étudiées correctement. Ces sections qui sont une zone de diffusion dans un premier temps ne sont pas planes car les contraintes ne sont pas uniformes. Le béton jeune du tronçon $n + 1$ est coulé au contact d'une section gauchie par la mise en tension de la précontrainte du tronçon n et lors du couplage on peut observer des fissures sur les fibres extrêmes car la section gauchie tend à vouloir redevenir plane.

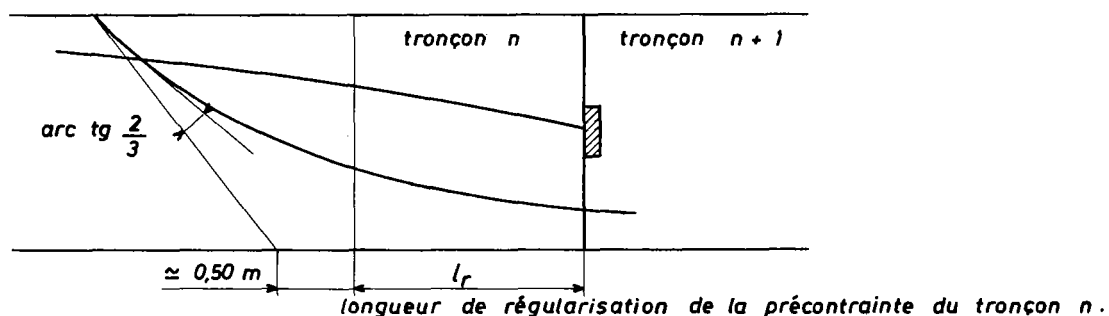
Pour limiter les tractions dans ces sections de joint il est donc indispensable de répartir le plus possible les coupleurs sur l'ensemble de la section afin d'éviter une trop forte concentration locale des efforts et l'emploi de trop fortes unités de précontrainte. Enfin dans les sections de joint il est également nécessaire de disposer un ferrailage passif suffisant (continuité à travers le joint + renforcements éventuels). D'une part les armatures passives situées derrière les coupleurs doivent être dimensionnées pour assurer la diffusion de la précontrainte tant que ces coupleurs jouent le rôle d'ancrages; d'autre part les armatures passives longitudinales qui cousent les sections de reprise doivent être renforcées localement pour être capable de suppléer à la défaillance d'une fraction ($\approx \frac{1}{3}$) de l'effort des armatures actives ancrées par coupleurs. La justification des sections de béton où se trouvent les coupleurs doit être faite en tenant compte des vides à l'intérieur des capots et en appliquant la règle du §4.6.1.3. ci-dessus. Les aciers ainsi déterminés auront une longueur égale à $(\frac{h}{2} + l_d)$ de chaque côté de la section.

La seconde méthode pour réaliser les reprises de précontrainte consiste à prévoir des recouvrements de câbles; cette méthode évite l'utilisation de coupleurs mais présente en contre partie l'inconvénient de nécessiter soit des câbles en attente, en cas d'ancrage passif, ce qui pose des problèmes de chantier, soit des sorties de câbles en encoche sur la partie supérieure de l'ouvrage ce qui demande des précautions particulières (drainage du fond de l'encoche, repiquage de la surface de l'encoche, aciers en attente).

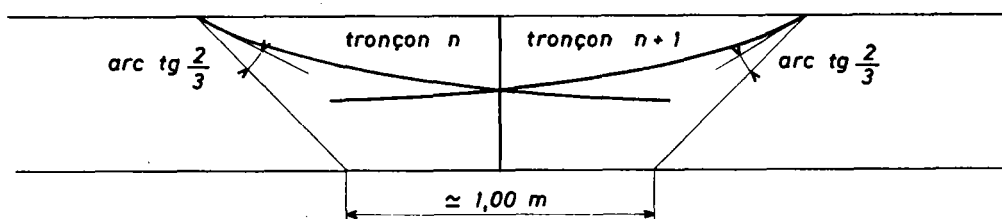


Pour les câbles relevés en travée la diffusion, déterminée selon les règles habituelles ($\text{arc tg } \frac{2}{3}$), doit intéresser la totalité de la section de l'ouvrage :

- soit avant d'atteindre la zone de régularisation des efforts des câbles ancrés à l'about d'un tronçon



- soit avant d'atteindre la section de joint dans le cas particulier où l'on a des sorties de câbles de part et d'autre de la section de reprise.



Pour les câbles arrêtés en travée il faut prévoir un ferrailage d'entraînement. Pour cela on pourra s'inspirer des règles du complément du BT 7.

Enfin quelle que soit la méthode adoptée pour réaliser la continuité de la précontrainte il est nécessaire que les armatures mises en tension au cours d'une phase donnée ne se limitent pas à la travée exécutée au cours de cette même phase; il faut en effet limiter la précontrainte de cette travée et appliquer une précontrainte complémentaire au cours d'une phase ultérieure. Dans le cas d'ouvrages à nervures étroites, la réalisation de cette continuité de précontrainte pose des problèmes lors de l'exécution (mise en place des ancrages et des coupleurs, déviations horizontales des armatures...)

Le découpage longitudinal nécessite également des précautions lors du bétonnage. Tout d'abord en raison des déformations du cintre il est nécessaire de bétonner chaque tronçon en terminant le bétonnage par la section de reprise avec la travée précédente afin de limiter les risques de fissuration du joint de reprise. Il faut également soigner particulièrement les reprises de bétonnage et éviter d'avoir des bétons de couleurs différentes pour chaque tronçon. Enfin pour ce mode de construction il faut également mettre en oeuvre correctement la chape afin d'éviter toute infiltration nuisible à la structure.

6.2.3. Remarques sur le calcul

Dans ce paragraphe nous donnons seulement quelques indications sur les méthodes permettant le calcul des ouvrages réalisés par phases longitudinales.

Nous rappelons tout d'abord que les ouvrages exécutés à l'avancement travée par travée (solution 1 du paragraphe 6.2.2.) peuvent être vérifiés à l'aide du programme DALPHA; ce programme qui est une extension du programme MCP ne vérifie que les ouvrages comportant un seul joint de reprise par travée.

Les ouvrages réalisés par phases selon un autre mode de découpage (solution 2 du § 6.2.2.) peuvent être calculés par le programme EUGENE.

Dans tous les cas, le mode de construction par phase nécessite l'étude de plusieurs schémas statiques de plus en plus hyperstatiques; en effet, à chaque phase de l'exécution, lorsque la construction est devenue continue la mise en tension des câbles de précontrainte engendre des effets hyperstatiques qui agissent sur la partie qui vient d'être clavée mais aussi dans les tronçons précédemment construits. Ces actions, appliquées à des bétons d'âge différents entraînent des redistributions dues aux déformations différées que l'on estime par la règle indiquée dans la circulaire du 2 avril 1975 de la D.R.C.R.

De plus, lorsque les ouvrages réalisés par phases successives à l'avancement sont construits sur cintre autolanceur, il est nécessaire d'étudier l'effet des réactions de ce cintre lorsqu'il s'appuie à l'arrière, sur l'extrémité en console de la partie précédemment exécutée; en effet, lors du bétonnage du tronçon n , on applique des forces ponctuelles importantes, à l'extrémité de la console, qui sont ultérieurement supprimées sur une structure de schéma statique différent. Ces actions sont appliquées à des bétons d'âge différents et créent ainsi des contraintes dues aux déformations différées gênées. Ces contraintes se cumulent avec les précédentes et la règle de la circulaire du 2 avril 1975 peut alors s'avérer insuffisante; il y a donc lieu dans ce cas de procéder à un calcul plus élaboré.

Dans la suite du paragraphe nous rappelons donc uniquement les limites d'emploi du programme DALPHA et les résultats fournis par ce programme.

* limite d'emploi du programme DALPHA

Dans son état actuel le programme DALPHA permet la vérification d'ouvrages de hauteur constante comportant au maximum 10 travées et par conséquent 10 phases d'exécution. Le nombre de familles de câbles que comporte l'ouvrage est limité à 20, une famille de câbles étant un ensemble de câbles ayant même tracé, mêmes abscisses d'origine et d'extrémité et mis en tension au cours d'une même phase d'exécution.

Ce programme est applicable seulement aux ouvrages comportant un seul joint de reprise par travée; la section de reprise doit se confondre avec une section de calcul (tous les 1/20^è de travée).

Le programme DALPHA ne calcule pas actuellement les redistributions ultérieures d'efforts dues au fluage du béton et ne prend pas en compte les efforts apportés par le cintre lorsque celui ci est appuyé en bout de console.

* Résultats fournis par le programme DALPHA

Actuellement le programme DALPHA calcule au cours de chaque phase d'exécution :

- les variations de moments de poids propre produites par le coulage du béton de la phase et les contraintes correspondantes,
- les variations de moments dus à la précontrainte mise en tension au cours de la phase et les contraintes correspondantes,

entre deux phases successives:

- les variations de moments de précontrainte dues aux pertes différées et les contraintes correspondantes ; les pertes différées dues à la relaxation, au retrait et au fluage sont calculées à partir des formules de l'annexe 1 de l'IP2.

Toutes les contraintes indiquées ci-dessus sont automatiquement cumulées avec les contraintes déjà existantes dans les sections de calcul.

Le calcul phase par phase étant terminé le programme calcule les contraintes à vide et sous charge maxi et mini, en fibre supérieure et en fibre inférieure.

* Utilisation du programme

Ce programme n'est pas d'un emploi très fréquent, par conséquent les résultats obtenus doivent faire l'objet de vérifications en liaison avec le gestionnaire. Les bordereaux de données ainsi que leurs commentaires n'ont pas fait l'objet d'une diffusion systématique et ils sont seulement envoyés sur demande. Ce programme n'est utilisable actuellement qu'en version vérificateur ce qui impose de connaître le tracé de câble avant son emploi; une solution pour obtenir un tracé approché est de calculer l'ouvrage, comme coulé en une seule fois, par le programme MCP.

S. E. T. R. A.
Bureau
de Documentation

PSI DN 81

Passages Supérieurs
ou Inférieurs
en Dalle Nervurée

Extraits des notes
de calcul automatique
(exemple d'application ch.5)

*
* MINISTERE DE L'EQUIPEMENT *
* ET DU LOGEMENT *
* --- *
* SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES *
* DES ROUTES ET AUTOROUTES *
* *
* S.E.T.R.A *
*

REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

DANS UNE TRAVEE INDEPENDANTE

SANS ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

PAR C.BINET INGENIEUR DES PONTS ET CHUSSEES

*
* EXEMPLE D'APPLICATION TISE MCP LIGNES D'INFLUENCE *
* *

RAPPEL DES DONNEES

LONGUEUR DE LA TRAVEE :	31.500
NOMBRE DE POUTRES :	2
DISTANCE ENTRE AXES DES POUTRES :	7.000
EPAISSEUR DES AMES :	3.250
EPAISSEUR DE LA DALLE :	0.200
LARGEUR DE LA DALLE EN ENCORBELLEMENT COMPTEE A PARTIR DE L'AXE DES POUTRES DE RIVE :	3.750
INERTIE DE FLEXION DES POUTRES :	1.668800
INERTIE DE TORSION DES POUTRES :	1.599600
MODULE DE DEFORMATION ELASTIQUE :	4000000.0
COEFFICIENT DE POISSON :	0.15

 * * * * *
 * CAS DE CHARGE NO 1 *
 * * * * *

CHARGE LINEIQUE
 DE DENSITE 1.000 T/M REPARTIE ENTRE LES ABSCISSES LONGITUDINALES 0.0 ET 31.500

*Charge linéique appliquée sur
 toute la longueur de la travée.*

Coefficients du développement en série de sinus

1.273	0.000	0.424	0.000	0.255	0.000	0.182	0.000	0.141	0.000
0.116	0.000	0.098	0.000	0.085	0.000	0.075	0.000	0.067	0.000
0.061	0.000	0.055	0.000	0.051	0.000	0.047	0.000	0.044	0.000
0.041	0.000	0.039	0.000	0.036	0.000	0.034	0.000	0.033	0.000
0.031	0.000	0.030	0.000	0.028	0.000	0.027	0.000	0.026	0.000
0.025	0.000	0.024	0.000	0.023	0.000	0.022	0.000	0.022	0.000
0.021	0.000	0.020	0.000	0.020	0.000	0.019	0.000	0.018	0.000
0.018	0.000	0.017	0.000	0.017	0.000	0.017	0.000	0.016	0.000

Densité de charge équivalente (T/M)

ABSCISSE	0.787	1.575	2.362	3.150	3.937	4.725	5.512	6.300	7.087	7.875
DENSITE	0.903	0.950	0.966	0.974	0.979	0.982	0.985	0.985	0.988	0.989
ABSCISSE	8.662	9.450	10.237	11.025	11.812	12.600	13.387	14.175	14.962	15.750
DENSITE	0.990	0.990	0.991	0.991	0.991	0.992	0.992	0.992	0.992	0.992
ABSCISSE	16.537	17.325	18.112	18.900	19.687	20.475	21.262	22.050	22.837	23.625
DENSITE	0.992	0.992	0.992	0.992	0.991	0.991	0.991	0.990	0.990	0.989
ABSCISSE	24.412	25.200	25.987	26.775	27.562	28.350	29.137	29.925	30.712	31.500
DENSITE	0.988	0.986	0.985	0.982	0.979	0.974	0.966	0.950	0.903	-0.000

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE

CHARGE TOTALE 31.340 T

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS EXERCES SUR LA POUTRE 1

ABSCISSE TRANSVERSALE	EFFORTS A MI-PORTEE			EFFORTS SUR APPUIS	
	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION SUR L'APPUI DE GAUCHE	EFFORT TRANCHANT
0.0	4.4660	0.7460	99.8534	-65.8354	13.3026
2.125	2.6190	0.6901	93.7010	-35.5002	12.6523
3.750	1.2066	0.6473	88.9963	-12.3027	12.1551
5.375	-0.2058	0.6045	84.2916	10.8949	11.6579
5.000	-0.6699	0.5793	79.9861	17.3499	10.9853
6.625	-0.9910	0.5410	71.9366	19.7130	9.5907
7.250	-1.1922	0.4960	62.0151	19.2477	7.8351
7.875	-1.2965	0.4511	52.0937	17.2176	6.0795
9.500	-1.3268	0.4127	44.0442	14.8861	4.6849
9.125	-1.3063	0.3875	39.7387	13.5169	4.0123
10.750	-1.2066	0.3447	35.0340	12.3027	3.5150
12.375	-1.1069	0.3020	30.3293	11.0884	3.0178
14.500	-0.9766	0.2461	24.1769	9.5006	2.3676

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT D'ENCASTREMENT		MOMENT		MOMENT		EF. TRANCHANT	
	A GAUCHE	A GAUCHE	AU CENTRE	AU CENTRE	A DROITE	A DROITE	A DROITE	A DROITE
0.0	0.3460	-0.2461	-0.1154	-0.2461	-0.5767	-0.2461		
2.125	0.5162	-0.3020	-0.0500	-0.3020	-0.6162	-0.3020		
3.750	0.6464	-0.3447	0.0000	-0.3447	-0.6464	-0.3447		
5.375	0.7766	0.6045	0.0500	-0.3875	-0.6766	-0.3875		
6.000	0.2715	0.5793	0.1177	-0.4127	-0.6562	-0.4127		
6.625	-0.1120	0.5410	0.2823	-0.4511	-0.5635	-0.4511		
7.250	-0.3862	0.4950	0.5439	-0.4960	-0.3862	-0.4960		
7.875	-0.5635	0.4511	0.2823	0.4511	-0.1120	-0.5410		
8.500	-0.6562	0.4127	0.1177	0.4127	0.2715	-0.5793		
9.125	-0.6766	0.3875	0.0500	0.3875	0.7766	-0.6045		
10.750	-0.6464	0.3447	0.0000	0.3447	0.6464	0.3447		
12.375	-0.6162	0.3020	-0.0500	0.3020	0.5162	0.3020		
14.500	-0.5767	0.2461	-0.1154	0.2461	0.3460	0.2461		

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE APRES DEDUCTION DES
EFFORTS DE FLEXION LOCALE CALCULES POUR UNE DALLE PARFAITEMENT ENCASTREE

(A MI-PORTEE)

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT
	D ENCASTREMENT A GAUCHE	A GAUCHE	AU CENTRE	AU CENTRE	D'ENCASTREMENT A DROITE	A DROITE
ENTRE LES POUTRES 1 ET 2						
5.375	0.7766	-0.3875	0.0500	-0.3875	-0.6766	-0.3875
6.000	0.7021	-0.3392	0.0660	-0.3392	-0.5700	-0.3392
6.625	0.4392	-0.1939	0.0756	-0.1939	-0.2879	-0.1939
7.250	0.0788	0.0000	0.0788	0.0000	0.0788	0.0000
7.875	-0.2879	0.1939	0.0756	0.1939	0.4392	0.1939
8.500	-0.5700	0.3392	0.0660	0.3392	0.7021	0.3392
9.125	-0.6766	0.3875	0.0500	0.3875	0.7766	0.3875

 * * * * *
 * CAS DE CHARGE NO 2 *
 * * * * *

CHARGES CONCENTREES

ABSCISSE LONGITUDINALE	8.025	12.525	14.025	18.525	23.025	24.525
CHARGE	3.000	6.000	6.000	3.000	6.000	6.000

Convoi de 2 camions B_C

Coefficients du developpement en serie de sinus

1.586	-0.306	0.000	-0.492	-0.337	0.988	-0.461	-0.329	-0.000	-0.085
1.194	-0.238	-0.996	0.196	-0.000	0.130	0.166	0.040	0.095	-0.147
0.000	-0.154	-0.075	0.015	0.015	0.246	0.000	0.491	-0.339	-1.199
0.662	0.491	0.000	0.173	-0.871	0.509	0.526	-0.638	-0.000	-0.834
0.707	1.541	-1.158	-0.474	-0.000	-0.059	0.923	-0.653	-0.328	0.559
0.000	0.591	-0.742	-0.920	0.833	0.260	0.000	0.093	-0.180	-0.033
-0.187	0.018	-0.000	0.035	0.183	0.023	0.148	-0.159	0.000	-0.381
-0.598	1.172	0.415	-0.662	-0.000	-0.532	0.563	0.390	-0.956	0.258

DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M)

ABSCISSE	0.787	1.575	2.362	3.150	3.937	4.725	5.512	6.300	7.087	7.875
DENSITE	0.009	0.018	0.030	0.045	0.066	0.101	0.163	0.295	0.689	5.614
ABSCISSE	8.662	9.450	10.237	11.025	11.812	12.600	13.387	14.175	14.962	15.750
DENSITE	-1.783	-1.126	-1.088	-1.335	-2.258	13.215	-1.370	12.724	2.604	1.676
ABSCISSE	16.537	17.325	18.112	18.900	19.687	20.475	21.262	22.050	22.837	23.625
DENSITE	1.332	1.147	0.877	1.626	1.464	1.609	1.980	2.964	11.425	-1.149
ABSCISSE	24.412	25.200	25.987	26.775	27.562	28.350	29.137	29.925	30.712	31.500
DENSITE	12.255	-2.740	-1.319	-0.826	-0.561	-0.390	-0.265	-0.166	-0.080	0.000

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE

CHARGE TOTALE 29.903 T

ABSCISSE TRANSVERSALE	EFFORTS A MI-PORTEE			EFFORTS SUR APPUIS	
	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION SUR L'APPUI DE GAUCHE	EFFORT TRANCHANT
0.0	7.2005	1.3724	127.5043	-65.0894	10.3002
2.125	3.9814	1.2983	119.7554	-36.8463	9.5895
3.750	1.5197	1.2417	113.8297	-15.2486	9.0460
5.375	-0.9419	1.1851	107.9040	6.3491	8.5026
5.000	-1.6594	1.1216	102.3204	12.9568	8.1140
6.625	-1.9912	0.9954	91.7803	16.6472	7.4563
7.250	-2.0471	0.8380	78.7619	18.1415	6.6639
7.875	-1.9364	0.6805	65.7435	18.1609	5.8715
8.500	-1.7690	0.5543	55.2034	17.4265	5.2137
9.125	-1.6543	0.4908	49.6199	16.6596	4.8252
10.750	-1.5197	0.4342	43.6942	15.2486	4.2817
12.375	-1.3851	0.3776	37.7685	13.8375	3.7382
14.500	-1.2091	0.3036	30.0195	11.9923	3.0275

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE, A MI-PORTÉE, ENTRE LES POUTRES 1 ET 2

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT D'ENCASTREMENT		MOMENT		MOMENT D'ENCASTREMENT	
	A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
0.0	0.4225	-0.3036	-0.1467	-0.3036	-0.7158	-0.3036
2.125	0.6444	-0.3776	-0.0636	-0.3776	-0.7715	-0.3776
3.750	0.8141	-0.4342	0.0000	-0.4342	-0.8141	-0.4342
5.375	0.9339	1.1851	0.0636	-0.4908	-0.8567	-0.4908
6.000	0.1632	1.1216	0.1712	-0.5543	-0.8682	-0.5543
6.625	-0.3737	0.9954	0.4453	-0.6805	-0.8306	-0.6805
7.250	-0.6854	0.8330	0.8858	-0.8380	-0.6854	-0.8380
7.875	-0.8306	0.6805	0.4453	0.6805	-0.3737	-0.9954
8.500	-0.8582	0.5543	0.1712	0.5543	0.1632	-1.1216
9.125	-0.8567	0.4908	0.0636	0.4908	0.9839	-1.1851
10.750	-0.8141	0.4342	0.0000	0.4342	0.8141	0.4342
12.375	-0.7715	0.3776	-0.0636	0.3776	0.6444	0.3776
14.500	-0.7158	0.3036	-0.1467	0.3036	0.4225	0.3036

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE APRES DEDUCTION DES
EFFORTS DE FLEXION LOCALE CALCULES POUR UNE DALLE PARFAITEMENT ENCASTREE

(A MI-PORTEE)

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT
	D'ENCASTREMENT A GAUCHE	A GAUCHE	AU CENTRE	AU CENTRE	D'ENCASTREMENT A DROITE	A DROITE
ENTRE LES POUTRES 1 ET 2						
5.375	0.9839	-0.4908	0.0636	-0.4908	-0.8567	-0.4908
5.000	0.8906	-0.4302	0.0839	-0.4302	-0.7227	-0.4302
5.625	0.5574	-0.2460	0.0961	-0.2460	-0.3651	-0.2460
7.250	0.1002	0.0000	0.1002	0.0000	0.1002	0.0000
7.875	-0.3651	0.2460	0.0961	0.2460	0.5574	0.2460
9.500	-0.7227	0.4302	0.0839	0.4302	0.8906	0.4302
9.125	-0.8567	0.4908	0.0636	0.4908	0.9839	0.4908

 * * * * *
 * CAS DE CHARGE NO 3 *
 * * * * *

CHARGES CONCENTREES

ABSCISSE LONGITUDINALE 15.075 16.425
 CHARGE 8.000 8.000

Charge B_t

Coefficients du developpement en serie de sinus

1.014	-0.000	-0.995	0.000	0.959	-0.000	-0.905	0.000	0.835	-0.000
-0.750	0.000	0.651	-0.000	-0.540	0.000	0.420	-0.000	-0.292	0.000
0.159	-0.000	-0.023	-0.000	-0.114	0.000	0.248	-0.000	-0.378	0.000
0.501	-0.000	-0.615	0.000	0.718	-0.000	-0.808	0.000	0.884	-0.000
-0.943	0.000	0.985	-0.000	-1.009	0.000	1.016	-0.000	-1.003	0.000
0.973	-0.000	-0.925	0.000	0.860	-0.000	-0.780	0.000	0.685	-0.000
-0.579	0.000	0.461	-0.000	-0.336	0.000	0.204	-0.000	-0.068	-0.000
-0.068	0.000	0.204	-0.000	-0.336	0.000	0.461	-0.000	-0.579	0.000

- A 11 -

DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M)

ABSCISSE	0.787	1.575	2.362	3.150	3.937	4.725	5.512	6.300	7.087	7.875
DENSITE	0.002	0.004	0.007	0.009	0.012	0.015	0.019	0.024	0.030	0.038
ABSCISSE	8.662	9.450	10.237	11.025	11.812	12.600	13.387	14.175	14.962	15.750
DENSITE	0.049	0.063	0.085	0.118	0.174	0.279	0.520	1.323	16.331	-5.903
ABSCISSE	16.537	17.325	18.112	18.900	19.687	20.475	21.262	22.050	22.837	23.625
DENSITE	16.331	1.323	0.520	0.279	0.174	0.118	0.085	0.063	0.049	0.038
ABSCISSE	24.412	25.200	25.987	26.775	27.562	28.350	29.137	29.925	30.712	31.500
DENSITE	0.030	0.024	0.019	0.015	0.012	0.009	0.007	0.004	0.002	0.000

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE

CHARGE TOTALE 15.920 T

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS EXERCES SUR LA POUTRE I

ABSCISSE TRANSVERSALE	EFFORTS A MI-PORTEE			EFFORTS SUR APPUIS	
	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION SUR L'APPUI DE GAUCHE	EFFORT TRANCHANT
0.0	-21.7195	-6.0552	101.5904	-35.8010	5.9968
2.125	-8.8358	-6.1338	96.4077	-20.9723	5.5498
3.750	1.0164	-6.1938	92.4445	-9.6328	5.2079
5.375	10.8687	-6.2539	88.4813	1.7068	4.8661
6.000	12.5992	-5.7775	83.4519	5.4243	4.6618
5.625	11.0863	-4.5519	73.1650	7.9814	4.3483
7.250	7.6410	-2.9517	60.2493	9.5693	3.9801
7.875	3.5745	-1.3515	47.3335	10.3793	3.6119
8.500	0.1980	-0.1259	37.0466	10.6024	3.2983
9.125	-1.1776	0.3505	32.0172	10.4299	3.0940
10.750	-1.0164	0.2904	28.0540	9.6328	2.7522
12.375	-0.8552	0.2304	24.0908	8.8356	2.4104
14.500	-0.6445	0.1518	18.9081	7.7932	1.9634

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT D'ENCASTREMENT		MOMENT		MOMENT	
	A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
0.0	0.1716	-0.1518	-0.1131	-0.1518	-0.3978	-0.1518
2.125	0.3829	-0.2304	-0.0490	-0.2304	-0.4809	-0.2304
3.750	0.5445	-0.2904	0.0000	-0.2904	-0.5445	-0.2904
5.375	0.7061	-6.2539	0.0490	-0.3505	-0.6081	-0.3505
5.000	3.2108	-5.7775	-0.2428	0.1259	-0.0067	0.1259
6.625	3.6894	-4.5519	-1.1557	1.3515	1.3783	1.3515
7.250	2.8445	-2.9517	-2.6899	2.9517	2.8445	2.9517
7.875	1.3783	-1.3515	-1.1557	-1.3515	3.6894	4.5519
8.500	-0.0067	-0.1259	-0.2428	-0.1259	3.2108	5.7775
9.125	-0.6081	0.3505	0.0490	0.3505	0.7061	6.2539
10.750	-0.5445	0.2904	0.0000	0.2904	0.5445	0.2904
12.375	-0.4809	0.2304	-0.0490	0.2304	0.3829	0.2304
14.500	-0.3978	0.1518	-0.1131	0.1518	0.1716	0.1518

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE APRES DEDUCTION DES
EFFORTS DE FLEXION LOCALE CALCULES POUR UNE DALLE PARFAITEMENT ENCASTREE

(A MI-PORTEE)

ABSCISSE TRANSVERSALE	EF. TRANCHANT		EF. TRANCHANT		EF. TRANCHANT	
	MOMENT D ENCASTREMENT A GAUCHE	A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	A DROITE
ENTRE LES POUTRES 1 ET 2						
5.375	0.7051	-0.3505	0.0490	-0.3505	-0.6081	-0.3505
5.000	0.6485	-0.3114	0.0647	-0.3114	-0.5191	-0.3114
6.625	0.4098	-0.1790	0.0741	-0.1790	-0.2615	-0.1790
7.250	0.0773	0.0000	0.0773	0.0000	0.0773	0.0000
7.875	-0.2615	0.1790	0.0741	0.1790	0.4098	0.1790
9.500	-0.5191	0.3114	0.0647	0.3114	0.6485	0.3114
9.125	-0.6081	0.3505	0.0490	0.3505	0.7061	0.3505

 * * * * *
 * CAS DE CHARGE NO 4 *
 * * * * *

CHARGES CONCENTREES

ABSCISSE LONGITUDINALE 15.000 16.500
 CHARGE 6.000 6.000

2 essieux arriere d'un camion B_C

Coefficients du developpement en serie de sinus

0.760	-0.000	-0.743	0.000	0.709	-0.000	-0.660	0.000	0.596	-0.000
-0.518	0.000	0.429	-0.000	-0.331	0.000	0.225	-0.000	-0.114	0.000
-0.000	0.000	0.114	-0.000	-0.225	0.000	0.331	-0.000	-0.429	0.000
0.518	-0.000	-0.596	0.000	0.660	-0.000	-0.709	0.000	0.743	-0.000
-0.760	0.000	0.760	-0.000	-0.743	0.000	0.709	-0.000	-0.660	0.000
0.596	-0.000	-0.518	0.000	0.429	-0.000	-0.331	0.000	0.225	-0.000
-0.114	0.000	-0.000	0.000	0.114	-0.000	-0.225	0.000	0.331	-0.000
-0.429	0.000	0.518	-0.000	-0.596	0.000	0.660	-0.000	-0.709	0.000

DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M)

ABSCISSE	0.787	1.575	2.362	3.150	3.937	4.725	5.512	6.300	7.087	7.875
DENSITE	0.001	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.008	0.010	0.012
ABSCISSE	8.662	9.450	10.237	11.025	11.812	12.600	13.387	14.175	14.962	15.750
DENSITE	0.015	0.020	0.027	0.037	0.055	0.089	0.167	0.439	14.644	-1.503
ABSCISSE	16.537	17.325	18.112	18.900	19.687	20.475	21.262	22.050	22.837	23.625
DENSITE	14.644	0.439	0.167	0.089	0.055	0.037	0.027	0.020	0.015	0.012
ABSCISSE	24.412	25.200	25.987	26.775	27.562	28.350	29.137	29.925	30.712	31.500
DENSITE	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002	0.001	0.000

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE

CHARGE TOTALE 11.908 T

ABSCISSE TRANSVERSALE	EFFORTS A MI-PORTEE			EFFORTS SUR APPUIS	
	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION SUR L'APPUI DE GAUCHE	EFFORT TRANCHANT
0.0	-5.3170	-1.6173	75.7832	-26.7884	4.4826
2.125	-1.8724	-1.6756	71.8995	-15.7002	4.1474
3.750	0.7617	-1.7201	68.9297	-7.2211	3.8911
5.375	3.3958	-1.7647	65.9598	1.2581	3.6347
6.000	3.7762	-1.6241	62.2170	4.0408	3.4826
6.625	3.1671	-1.2468	54.5733	5.9601	3.2499
7.250	1.9828	-0.7513	44.9792	7.1568	2.9771
7.875	0.6372	-0.2557	35.3852	7.7717	2.7043
8.500	-0.4554	0.1216	27.7415	7.9455	2.4717
9.125	-0.8810	0.2622	23.9987	7.8189	2.3195
10.750	-0.7617	0.2176	21.0288	7.2211	2.0632
12.375	-0.6423	0.1731	18.0590	6.6233	1.8068
14.500	-0.4862	0.1148	14.1753	5.8415	1.4716

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE, A MI-PORTEE, ENTRE LES POUTRES 1 ET 2

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT D'ENCASTREMENT		MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT	
	A GAUCHE	A GAUCHE			A DROITE	A DROITE
0.0	0.1308	-0.1148	-0.0844	-0.1148	-0.2997	-0.1148
2.125	0.2879	-0.1731	-0.0366	-0.1731	-0.3611	-0.1731
3.750	0.4080	-0.2176	0.0000	-0.2176	-0.4080	-0.2176
5.375	0.5282	-1.7647	0.0366	-0.2622	-0.4550	-0.2622
6.000	1.1370	-1.6241	-0.0299	-0.1216	-0.2579	-0.1216
6.625	1.1410	-1.2468	-0.2577	0.2557	0.2217	0.2557
7.250	0.7620	-0.7513	-0.6466	0.7513	0.7620	0.7513
7.875	0.2217	-0.2557	-0.2577	-0.2557	1.1410	1.2468
9.500	-0.2579	0.1216	-0.0299	0.1216	1.1370	1.6241
9.125	-0.4550	0.2622	0.0366	0.2622	0.5282	1.7647
10.750	-0.4080	0.2176	0.0000	0.2176	0.4080	0.2176
12.375	-0.3611	0.1731	-0.0366	0.1731	0.2879	0.1731
14.500	-0.2997	0.1148	-0.0844	0.1148	0.1308	0.1148

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE APRES DEDUCTION DES
EFFORTS DE FLEXION LOCALE CALCULES POUR UNE DALLE PARFAITEMENT ENCASTREE

(A MI-PORTEE)

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT
	D'ENCASTREMENT A GAUCHE	A GAUCHE	AU CENTRE	AU CENTRE	D'ENCASTREMENT A DROITE	A DROITE
ENTRE LES POUTRES 1 ET 2						
5.375	0.5282	-0.2622	0.0366	-0.2622	-0.4550	-0.2622
5.000	0.4349	-0.2329	0.0483	-0.2329	-0.3883	-0.2329
5.625	0.3063	-0.1338	0.0553	-0.1338	-0.1956	-0.1338
7.250	0.0577	0.0000	0.0577	0.0000	0.0577	0.0000
7.875	-0.1956	0.1338	0.0553	0.1338	0.3063	0.1338
8.500	-0.3883	0.2329	0.0483	0.2329	0.4849	0.2329
9.125	-0.4550	0.2622	0.0366	0.2622	0.5282	0.2622

 *
 * CAS DE CHARGE NO 5 *
 *

CHARGE LINEIQUE
 DE DENSITE 1.000 T/M REPARTIE ENTRE LES ABSCISSES LONGITUDINALES 12.700 ET 18.800

Charge linéique appliquée au centre de la travée (sur l = 6,10 m).

Coefficients du développement en série de sinus

0.381	-0.000	-0.336	0.000	0.254	-0.000	-0.154	0.000	0.056	-0.000
0.024	-0.000	-0.071	0.000	0.084	-0.000	-0.067	0.000	0.032	-0.000
0.006	-0.000	-0.036	0.000	0.049	-0.000	-0.044	0.000	0.025	-0.000
0.000	-0.000	-0.022	0.000	0.034	-0.000	-0.033	0.000	0.021	-0.000
-0.003	-0.000	-0.015	0.000	0.025	-0.000	-0.027	0.000	0.019	-0.000
-0.005	-0.000	-0.010	0.000	0.020	-0.000	-0.022	0.000	0.017	-0.000
-0.006	-0.000	-0.006	0.000	0.016	-0.000	-0.019	0.000	0.016	-0.000
-0.007	0.000	-0.004	0.000	0.012	-0.000	-0.016	0.000	0.014	-0.000

Densité de charge équivalente (T/M)

ABSCISSE	0.787	1.575	2.362	3.150	3.937	4.725	5.512	6.300	7.087	7.875
DENSITE	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003
ABSCISSE	8.662	9.450	10.237	11.025	11.812	12.600	13.387	14.175	14.962	15.750
DENSITE	0.004	0.006	0.008	0.014	0.030	0.250	0.963	0.977	0.981	0.982
ABSCISSE	16.537	17.325	18.112	18.900	19.687	20.475	21.262	22.050	22.837	23.625
DENSITE	0.981	0.977	0.963	0.250	0.030	0.014	0.008	0.005	0.004	0.003
ABSCISSE	24.412	25.200	25.987	26.775	27.562	28.350	29.137	29.925	30.712	31.500
DENSITE	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	-0.000

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE

CHARGE TOTALE 6.101 T

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS EXERCES SUR LA POUTRE 1

ABSCISSE TRANSVERSALE	EFFORTS A MI-PORTEE			EFFORTS SUR APPUIS	
	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION SUR L'APPUI DE GAUCHE	EFFORT TRANCHANT
0.0	3.8597	0.9203	36.2545	-13.6738	2.3133
2.125	1.8878	0.8939	34.3173	-7.9814	2.1437
3.750	0.3799	0.8737	32.8360	-3.6283	2.0141
5.375	-1.1280	0.8535	31.3546	0.7247	1.8844
5.000	-1.4821	0.7955	29.6067	2.1411	1.8035
6.625	-1.4724	0.6622	26.0916	3.0961	1.6761
7.250	-1.2307	0.4911	21.6929	3.6713	1.5254
7.875	-0.8890	0.3201	17.2942	3.9479	1.3747
8.500	-0.5792	0.1867	13.7791	4.0075	1.2472
9.125	-0.4330	0.1287	12.0312	3.9315	1.1663
10.750	-0.3799	0.1085	10.5498	3.6283	1.0367
12.375	-0.3269	0.0884	9.0685	3.3251	0.9070
14.500	-0.2575	0.0620	7.1313	2.9287	0.7375

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT D'ENCASTREMENT		MOMENT		MOMENT D'ENCASTREMENT	
	A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
0.0	0.0755	-0.0620	-0.0406	-0.0620	-0.1568	-0.0620
2.125	0.1481	-0.0884	-0.0176	-0.0884	-0.1833	-0.0884
3.750	0.2035	-0.1095	0.0000	-0.1085	-0.2035	-0.1085
5.375	0.2590	0.8535	0.0176	-0.1287	-0.2238	-0.1287
6.000	-0.1894	0.7955	0.0744	-0.1867	-0.2757	-0.1867
6.625	-0.3964	0.6622	0.2313	-0.3201	-0.3689	-0.3201
7.250	-0.4327	0.4911	0.4882	-0.4911	-0.4327	-0.4911
7.875	-0.3689	0.3201	0.2313	0.3201	-0.3964	-0.6622
8.500	-0.2757	0.1867	0.0744	0.1867	-0.1894	-0.7955
9.125	-0.2238	0.1287	0.0176	0.1287	0.2590	-0.8535
10.750	-0.2035	0.1095	0.0000	0.1085	0.2035	0.1085
12.375	-0.1833	0.0884	-0.0176	0.0884	0.1481	0.0884
14.500	-0.1568	0.0620	-0.0406	0.0620	0.0755	0.0620

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE APRES DEDUCTION DES
EFFORTS DE FLEXION LOCALE CALCULES POUR UNE DALLE PARFAITEMENT ENCASTREE

(A MI-PORTEE)

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT
	D'ENCASTREMENT A GAUCHE	A GAUCHE	AU CENTRE	AU CENTRE	D'ENCASTREMENT A DROITE	A DROITE
ENTRE LES POUTRES 1 ET 2						
5.375	0.2590	-0.1287	0.0176	-0.1287	-0.2238	-0.1287
6.000	0.2370	-0.1140	0.0233	-0.1140	-0.1904	-0.1140
6.625	0.1493	-0.0654	0.0266	-0.0654	-0.0960	-0.0654
7.250	0.0278	0.0000	0.0278	0.0000	0.0278	0.0000
7.875	-0.0960	0.0654	0.0266	0.0654	0.1493	0.0654
8.500	-0.1904	0.1140	0.0233	0.1140	0.2370	0.1140
9.125	-0.2238	0.1287	0.0176	0.1287	0.2590	0.1287

 * * * * *
 * CAS DE CHARGE NO 6 *
 * * * * *

CHARGE LINEIQUE
 DE DENSITE 1.000 T/M REPARTIE ENTRE LES ABSCISSES LONGITUDINALES 0.0 ET 6.100

*Charge linéique appliquée
 près de l'appui.*

Coefficients du developpement en serie de sinus

0.114	0.208	0.266	0.280	0.254	0.199	0.131	0.067	0.022	0.001
0.005	0.025	0.052	0.073	0.083	0.078	0.060	0.037	0.016	0.002
0.001	0.009	0.024	0.038	0.048	0.049	0.041	0.028	0.014	0.004
0.000	0.004	0.013	0.024	0.032	0.035	0.032	0.024	0.014	0.005
0.000	0.001	0.007	0.015	0.023	0.027	0.026	0.021	0.013	0.006
0.001	0.000	0.004	0.010	0.017	0.021	0.022	0.019	0.013	0.007
0.002	0.000	0.002	0.007	0.012	0.017	0.019	0.017	0.013	0.008
0.003	0.000	0.001	0.004	0.009	0.014	0.016	0.016	0.013	0.008

DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M)

ABSCISSE	0.787	1.575	2.362	3.150	3.937	4.725	5.512	6.300	7.087	7.875
DENSITE	0.903	0.950	0.967	0.976	0.981	0.987	0.999	0.046	-0.007	-0.009
ABSCISSE	8.662	9.450	10.237	11.025	11.812	12.600	13.387	14.175	14.962	15.750
DENSITE	-0.008	-0.008	-0.007	-0.007	-0.006	-0.006	-0.005	-0.005	-0.004	-0.004
ABSCISSE	16.537	17.325	18.112	18.900	19.687	20.475	21.262	22.050	22.837	23.625
DENSITE	-0.004	-0.003	-0.003	-0.003	-0.003	-0.002	-0.002	-0.002	-0.002	-0.002
ABSCISSE	24.412	25.200	25.987	26.775	27.562	28.350	29.137	29.925	30.712	31.500
DENSITE	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.000	-0.000	-0.000	0.000

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE

CHARGE TOTALE 6.022 T

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS EXERCES SUR LA POUTRE 1

ABSCISSE TRANSVERSALE	EFFORTS A MI-PORTEE			EFFORTS SUR APPUIS	
	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION SUR L'APPUI DE GAUCHE	EFFORT TRANCHANT DE GAUCHE
0.0	0.0629	-0.0288	7.0921	-11.8431	5.2651
2.125	0.0843	-0.0311	6.5783	-5.7751	5.1466
3.750	0.1008	-0.0328	6.1854	-1.1348	5.0559
5.375	0.1172	-0.0346	5.7925	3.5055	4.9652
6.000	0.1051	-0.0301	5.5395	4.5883	4.6126
6.625	0.0653	-0.0180	5.1336	4.5414	3.7834
7.250	0.0111	-0.0020	4.6512	3.7762	2.7158
7.875	-0.0440	0.0139	4.1688	2.7040	1.6483
8.500	-0.0866	0.0261	3.7629	1.7361	0.8191
9.125	-0.1032	0.0305	3.5099	1.2838	0.4664
10.750	-0.1008	0.0288	3.1170	1.1348	0.3758
12.375	-0.0984	0.0270	2.7241	0.9857	0.2851
14.500	-0.0952	0.0248	2.2103	0.7908	0.1665

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT D'ENCASTREMENT		MOMENT		MOMENT D'ENCASTREMENT	
	A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
0.0	0.0378	-0.0248	-0.0086	-0.0248	-0.0550	-0.0248
2.125	0.0470	-0.0270	-0.0037	-0.0270	-0.0544	-0.0270
3.750	0.0540	-0.0288	0.0000	-0.0288	-0.0540	-0.0288
5.375	0.0510	-0.0346	0.0037	-0.0305	-0.0535	-0.0305
6.000	0.0561	-0.0301	0.0047	-0.0261	-0.0442	-0.0261
6.625	0.0360	-0.0180	0.0048	-0.0139	-0.0214	-0.0139
7.250	0.0078	-0.0020	0.0040	0.0020	0.0078	0.0020
7.875	-0.0214	0.0139	0.0048	0.0139	0.0360	0.0180
8.500	-0.0442	0.0261	0.0047	0.0261	0.0561	0.0301
9.125	-0.0535	0.0305	0.0037	0.0305	0.0610	0.0346
10.750	-0.0540	0.0288	0.0000	0.0288	0.0540	0.0288
12.375	-0.0544	0.0270	-0.0037	0.0270	0.0470	0.0270
14.500	-0.0550	0.0248	-0.0086	0.0248	0.0378	0.0248

N = 1 A 80

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE APRES DEDUCTION DES
EFFORTS DE FLEXION LOCALE CALCULES POUR UNE DALLE PARFAITEMENT ENCASTREE

(A MI-PORTEE)

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT
	D ENCASTREMENT A GAUCHE	A GAUCHE	AU CENTRE	AU CENTRE	D'ENCASTREMENT A DROITE	A DROITE
ENTRE LES POUTRES 1 ET 2						
5.375	0.0610	-0.0305	0.0037	-0.0305	-0.0535	-0.0305
5.000	0.0544	-0.0264	0.0049	-0.0264	-0.0446	-0.0264
6.625	0.0337	-0.0150	0.0056	-0.0150	-0.0225	-0.0150
7.250	0.0059	0.0000	0.0059	0.0000	0.0059	0.0000
7.875	-0.0225	0.0150	0.0056	0.0150	0.0337	0.0150
8.500	-0.0446	0.0264	0.0049	0.0264	0.0544	0.0264
9.125	-0.0535	0.0305	0.0037	0.0305	0.0610	0.0305

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B B.P.100 92-BAGNEUX

M. HUET , INGENIEUR GENERAL , DIRECTEUR DU SERVICE
H. MATHIEU , INGENIEUR EN CHEF , CHEF DE LA DIVISION DES OUVRAGES D'ART B
G. MONNERET , INGENIEUR EN CHEF

NOTE DE CALCUL DE PONT DALLE DE BETON PRECONTRAINTE A TRAVEES CONTINUES D'INERTIE VARIABLE

M. C. P. 70

PAR M.GERBAULT , INGENIEUR DES PONTS ET CHAUSSEES
ET A.DENIS , INGENIEUR DES T.P.E.

EXEMPLE D'APPLICATION TISE * MCP - DALLE A DEUX NERVURES

LA REMISE A L'ENTREPRENEUR DE LA PRESENTE NOTE DE CALCUL N'ATTENUE EN RIEN LA RESPONSABILITE
DE CELUI-CI ET NE LE DISPENSE PAS NOTAMMENT DES OBLIGATIONS QUI LUI INCOMBENT EN VERTU DE
L'ARTICLE 6 DU FASCICULE 1 DU CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES

NUMERO D'ORDRE

DATE 22/06/81

APPLICATION DU NOUVEAU REGLEMENT DE SURCHARGES

ATTENTION: LA PRESENTE NOTE DE CALCUL NE TIENT PAS COMPTE TOTALEMENT DES DISPOSITIONS NOUVELLES DU FASCICULE 61
TITRE II (1971) DU CPC .CONSULTER LE DOCUMENT SURCH.71 DU L*ADDITIF NO 1 AU MANUEL D*UTILISATION MCP 70 QUI DONNENT
TOUTES PRECISIONS UTILES SUR L*INTERPRETATION DES RESULTATS

CARACTERISTIQUES GENERALES

TRAVEE 1 18.900 TRAVEE 2 31.500 TRAVEE 3 18.900

TROTTOIR DE GAUCHE 1.750 BANDE DERASEE DE GAUCHE 0.0 BANDE D'ARRET D'URGENCE DE GAUCHE 0.0 CHAUSSEE 11.000
 BANDE D'ARRET D'URGENCE DE DROITE 0.0 TROTTOIR DE DROITE 1.750

SYMETRIE LONGITUDINALE

SYMETRIE TRANSVERSALE

BIAIS GEOMETRIQUE 80.000

ABOUTS DU TABLIER 0.500

EPAISSEUR DE LA CHAUSSEE 0.080

PAS DE GOUSSET

PAS D'ELEGISSEMENT

NOMBRE D'APPUIS PONCTUELS PAR LIGNES D'APPUIS INTERMEDIAIRES 4

DIMENSION DANS LE SENS LONGITUDINAL DE L'OUVRAGE DES APPUIS PONCTUELS

PILE 2 0.300 PILE 3 0.300 PILE 4 0.0 PILE 5 0.0 PILE 6 0.0

TROTTOIR DE GAUCHE NON CHARGE

TROTTOIR DE DROITE NON CHARGE

SURCHARGE MILITAIRE STANAG 120

POIDS TOTAL DES SUPERSTRUCTURES 3.252

ENCORBELLEMENT GAUCHE QSUP 1 G 0.0 D QSUP 1 G 0.0 QSUP 2 G 0.0 D QSUP 2 G 0.0

ENCORBELLEMENT DROITE QSUP 1 D 0.0 D QSUP 1 D 0.0 QSUP 2 D 0.0 D QSUP 2 D 0.0

COEFFICIENT DE MAJORATION DE CHARGE PERMANENTE 1.030

COEFFICIENT DE PONDERATION DES SURCHARGES A 1. BC 1. BR 1. BE 1.

PRECISION DES CALCULS NU = 3 NDIV = 20 MAX = 5

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES ACIERS DE PRECONTRAINTE
 * * * * *

MODULE D'ELASTICITE DE L'ACIER 20000000. T/M2

	ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRANSVERSALES	
	TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3	
CONTRAINTE DE RUPTURE GARANTIE D'UN FIL	171000. T/M2	0. T/M2	0. T/M2	
CONTRAINTE CARACTERISTIQUE DE DEFORMATION D'UN FIL	145350. T/M2	0. T/M2	0. T/M2	
PURCENTAGE DE RELAXATION DES ARMATURES	A 120 H A 1000H	0.0 2.50	0.0 0.0	
COEFFICIENT DE DEVIATION PARASITE PAR UNITE DE LONGUEUR	0.0015 RAD/M	0.0	RAD/M	0.0 RAD/M
COEFFICIENT DE FROTTEMENT DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE DANS LES COURBES	0.18	0.0	0.0	
RECU D'ANCRAGE EN METRE	0.001 M	0.0	M	0.0 M
DIAMETRE DES GAINES DES UNITES DE PRECONTRAINTE	0.061 M	0.0	M	0.0 M
NOMBRE DE CABLES	0.	0.	0.	
SECTION D'UN CABLE	1155.00 MM2	0.0	MM2	0.0 MM2
RAYON DE COURBURE MINIMUM DES GAINES EN M.	5.000 M	0.0	M	0.0 M
EXCENTREMENT ENTRE L'AXE DE LA GAINE ET L'AXE DU CABLE DANS LES SECTIONS DE COURBURE MINIMUM EN M.	0.007 M	0.0	M	0.0 M
DISTANCE MINIMALE DU NU DE LA GAINE LA PLUS EXCENTREE AU PAREMENT LE PLUS PROCHE	0.061 M	0.0	M	0.0 M

DONNEES NECESSAIRES AU DIMENSIONNEMENT AUTOMATIQUE DE LA PRECONTRAINTE
 * * * * *

COEFFICIENTS DE PARTITION DEFINISSANT LA POSITION DU CABLE PAR RAPPORT AUX LIMITES DU FUSEAU

AUX ABOUTS $K_3 = 0.356$ SUR APPUIS INTERMEDIAIRES $K_1 = 0.670$ SECTION MOMENT MAXI EN TRAVEE $K_2 = 1.000$

TENSION MOYENNE DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE ESCOMPTEE AU TEMPS T-INFINI 100000. T/M2

NATURE DES ANCRAGES MODE = 3

PURCENTAGE D'ARMATURES MISES EN TENSION EN PREMIERE PHASE 60.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS BRUTES

(TRAVÉE 1)

SECTION	AIRE BRUTE	MOMENT STATIQUE / EXTRADOS	MOMENT D INERTIE / AXE NEUTRE	VS	VI	ETA
1	10.175	5.285	1.430	0.519	-0.731	0.370

CHARGE PERMANENTE SANS SUPERSTRUCTURES

TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
480.768	801.279	480.768

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

	DENSITE DE CP	PORTEE	SURCHARGE BC	SURCHARGE MILI	C.M.D.CIVIL	C.M.D.MILI
TRAVEE 1	29.550	18.90	171.	100.000	1.13	1.11
TRAVEE 2	29.550	31.50	171.	100.000	1.08	1.07
TRAVEE 3	29.550	18.90	171.	100.000	1.13	1.11

RECAPITULATION PAR TRAVEE DES SURCHARGES EXTREMES MAJOREES POUR EXCENTREMENT

	SURCH. TROTTOIRS	SURCH. TYPE BA	SURCH. TYPE BC	SURCH. TYPE BT	SURCH. TYPE BR	SURCH. TYPE MC	SURCH. TYPE ME	SURCH. EXCEP.
TRAVEE 1	0.525	9.581	45.828	32.000	10.000	1.749	1.000	1.000
TRAVEE 2	0.525	9.581	45.828	32.000	10.000	1.749	1.000	1.000
TRAVEE 3	0.525	9.581	45.828	32.000	10.000	1.749	1.000	1.000

NOMBRE DE VOIES SURCHARGEABLES 3
LARGEUR D UNE VOIE 3.667

EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES

LES EFFORTS EXTREMES SONT CALCULES EN TENANT COMPTE DE L'EXCENTREMENT DES SURCHARGES
LE PLUS DEFAVORABLE ET SONT RAPPORTES A LA LARGEUR ENTIERE DE LA DALLE

POIDS DES SUPERSTRUCTURES AU ML (QSUPT) 3.252

	C.P.	*SOMME A VALOIR	ABSCISSE DES CAMIONS NO 1	ABSCISSE DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU AU CHAR	EFFORT DU AU TROTTOIR	EFFORT EXTREME CIVIL	EFFORT EXTREME MILITAIRE	
TRAVEE 1 *****														
COTE 1		162.1	4.9	0.0		150.1	18.90	0.0	113.2	0.0	172.2	4.6	337.2	343.8
		162.1	0.0	25.00		-34.8	31.50	0.0	-31.7	27.50	-33.9	-1.6	122.1	126.6
COTE 2		-380.0	0.0	53.50		4.1	18.90	0.0	4.1	55.50	5.1	0.2	-375.3	-374.7
		-380.0	-11.4	12.50		-168.2	18.90	0.0	-139.4	12.50	-184.7	-7.1	-584.2	-583.2
TRAVEE 2 *****														
COTE 1		451.8	13.6	19.00		196.3	31.50	0.0	159.6	19.00	191.4	8.7	690.9	665.4
		451.8	0.0	53.50		-9.9	18.90	0.0	-10.3	55.50	-12.5	-0.4	440.0	439.0
COTE 2		-451.8	0.0	-1.00		9.9	18.90	0.0	10.3	7.50	12.5	0.4	-440.0	-439.0
		-451.8	-13.6	44.00		-194.1	31.50	0.0	-159.6	44.00	-188.7	-8.7	-688.5	-662.8

* SOMME A VALOIR POUR LA CHARGE PERMANENTE EN TENANT COMPTE DE L'OSSATURE ET DES SUPERSTRUCTURES

INTERPOLATION PARABOLIQUE DES MOMENTS FLECHISSANTS

LES RESULTATS DES DEUX PREMIERES COLONNES(C.P.) NE TIENNENT PAS COMPTE DE LA SOMME A VALOIR.

-COMPTE TENU DES ECRETEMENTS SUR APPUIS INTERMEDIAIRES (POUR LES MOMENTS EXTREMES UNIQUEMENT)

TRAVEE 1

* OSSATURE	* OSSATURE ET	* MOMENT EXTREME CIVIL	* MOMENT EXTREME MILITAIRE
* SEULE	* SUPERSTRUCTURES *	MAXIMAL	MINIMAL

SECTION

1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	124.504	140.414	290.687	104.031	301.715	107.949
3	226.285	255.207	528.242	182.441	557.418	190.273
4	305.352	344.375	712.668	235.230	767.117	246.977
5	361.703	407.926	849.484	262.398	931.164	278.059
6	395.348	445.859	940.742	263.953	1049.699	283.531
7	406.270	458.176	992.703	239.887	1123.187	263.393
8	394.480	444.875	1005.145	190.207	1151.871	217.621
9	359.984	405.957	978.996	114.902	1136.047	146.234
10	302.758	341.414	908.070	13.980	1076.387	49.227
11	222.809	251.238	799.469	-112.570	973.051	-73.410
12	120.168	135.469	662.398	-264.727	826.668	-221.645
13	-5.207	-5.941	496.594	-444.094	639.434	-397.098
14	-153.289	-172.965	297.613	-650.836	412.187	-599.918
15	-324.082	-365.605	49.184	-885.648	147.605	-830.812
16	-517.605	-583.867	-230.230	-1147.098	-155.676	-1088.355
17	-733.836	-827.742	-535.070	-1434.715	-497.523	-1372.055
18	-972.795	-1097.246	-873.070	-1749.172	-874.016	-1682.547
19	-1233.949	-1391.863	-1237.480	-2091.117	-1258.230	-2020.414
20	-1516.727	-1711.004	-1621.726	-2461.430	-1616.824	-2386.488
21	-1821.403	-2054.959	-1785.797	-2612.418	-1774.041	-2559.219
22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	359.977	405.949	978.984	114.895	1136.035	146.223

NOTA- SECTIONS PARTICULIERES DANS LA TRAVEE : 22 FIN DE GOUSSET GAUCHE
 23 AMORCE DE GOUSSET DROITE
 24 SECTION A L'ABSCISSE 0,4 D(1)
 0,5 D(1)
 0,6 D(NT)

INTERPOLATION PARABOLIQUE DES MOMENTS FLECHISSANTS

* * * * *

LES RESULTATS DES DEUX PREMIERES COLONNES(C.P.) NE TIENNENT PAS COMPTE DE LA SOMME A VALOIR.

-COMPTE TENU DES ECRETEMENTS SUR APPUIS INTERMEDIAIRES(POUR LES MOMENTS EXTREMES UNIQUEMENT)

TRAVEE 2

* OSSATURE	* OSSATURE ET	* MOMENT EXTREME CIVIL	* MOMENT EXTREME MILITAIRE
* SEULE	* SUPERSTRUCTURES *	MAXIMAL * MINIMAL	MAXIMAL * MINIMAL

SECTION

1	-1821.403	-2054.959	-1785.797	-2612.418	-1774.041	-2559.219
2	-1228.426	-1385.355	-1304.223	-1932.949	-1320.238	-1865.875
3	-690.234	-778.586	-637.441	-1156.148	-633.684	-1103.375
4	-217.004	-244.855	-7.688	-499.879	59.418	-505.312
5	193.094	217.680	576.668	13.875	678.008	-18.367
6	540.098	609.035	1131.473	418.699	1216.559	394.535
7	824.008	929.230	1597.602	756.516	1664.062	734.848
8	1044.840	1178.352	1955.379	1023.414	2015.078	1004.207
9	1202.504	1356.227	2205.859	1209.949	2266.805	1202.383
10	1297.168	1462.875	2348.027	1316.852	2419.168	1329.402
11	1328.684	1498.457	2383.949	1352.477	2470.133	1383.383
12	1297.168	1462.875	2348.027	1316.852	2419.168	1329.402
13	1202.504	1356.227	2205.859	1209.949	2266.805	1202.383
14	1044.840	1178.352	1955.379	1023.414	2015.078	1004.207
15	824.008	929.230	1597.602	756.516	1664.062	734.848
16	540.098	609.035	1131.473	418.699	1216.559	394.535
17	193.094	217.680	576.668	13.875	678.008	-18.367
18	-217.004	-244.855	-7.688	-499.879	59.418	-505.312
19	-690.234	-778.586	-637.441	-1156.148	-633.684	-1103.375
20	-1228.426	-1385.355	-1304.223	-1932.949	-1320.238	-1865.875
21	-1821.403	-2054.959	-1785.797	-2612.418	-1774.041	-2559.219
22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	1328.648	1498.480	2383.973	1352.500	2470.137	1383.387

NOTA- SECTIONS PARTICULIERES DANS LA TRAVEE : 22 FIN DE GOUSSET GAUCHE
 23 AMORCE DE GOUSSET DROITE
 24 SECTION A L'ABSCISSE 0,4 D(I)
 0,5 D(I)
 0,6 D(NT)

DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

DETERMINATION DE LA SECTION CRITIQUE

ABSCISSE 33.07

HMIMC= 0.679

CONDITION MECANIQUE

OPTION	EPAISSEUR DE LA DALLE DANS LA SECTION CRITIQUE	EFFORT DE PRECONTRAINT	
		MINIMAL	MAXIMAL
GEOMETRIE IMPOSEE	1.250	2228.	13158.

CONDITION GEOMETRIQUE

TRAVEE DETERMINANTE	EFFORT DE PRECONTRAINT
2	3749.

REALISATION DE LA PRECONTRAINT

NOMBRES DE CABLES	COUVERTURE MINIMALE	DISPOSITION DES CABLES
29	.098	1 LIT(S) DE 29 CABLES

ORDONNEE DU CABLE MOYEN DANS CHAQUE FAMILLE
PAR RAPPORT A L'INTRADOS

UNE ORDONNEE NULLE SIGNIFIE QU'IL N'EXISTE PAS DE CABLE DE LA FAMILLE CONSIDEREE DANS LA SECTION

LES COTES CI-APRES SONT OBTENUES APRES LISSAGE DU TRACE

FAMILLE 1

TRAVEE 1

SECTION

1	0.625
2	0.571
3	0.517
4	0.471
5	0.433
6	0.406
7	0.390
8	0.386
9	0.393
10	0.411
11	0.441
12	0.480
13	0.530
14	0.590
15	0.660
16	0.739
17	0.825
18	0.916
19	1.012
20	1.109
21	1.136

SECTIONS PARTICULIERES

24	0.393
----	-------

FAMILLE 1

TRAVEE 2

SECTION

1	1.136
2	1.025
3	0.866
4	0.718
5	0.581
6	0.449
7	0.332
8	0.237
9	0.168
10	0.126
11	0.114
12	0.126
13	0.168
14	0.237
15	0.332
16	0.449
17	0.581
18	0.718
19	0.866
20	1.025
21	1.136

SECTIONS PARTICULIERES

24	0.114
----	-------

TABLEAU DES PERTES DE TENSION DANS LA FAMILLE 1

TENSION SOUS ANCRAGE = 145350.

MODE = 3

* PERTES * R A C C O U R C I S S E M E N T E L A S T I Q U E * PERTES DIFFEREES *
 *STATIQUES * DELTAT1 * DELTATP1 * DELTAT2 * DELTATP2 * DELTAT3 * DELTATP3 * DELTAT4 * DELTAT5 * DELTAT6 *

TRAVÉE 1

SECTION

1	139304.	843.	0.	540.	0.	1080.	0.	7084.	5000.	4555.
2	139735.	879.	0.	589.	0.	1178.	0.	7155.	5000.	4789.
3	140167.	925.	0.	655.	0.	1310.	0.	7219.	5000.	5089.
4	140599.	975.	0.	728.	0.	1456.	0.	7280.	5000.	5413.
5	141031.	1022.	0.	796.	0.	1591.	0.	7344.	5000.	5715.
6	141463.	1061.	0.	848.	0.	1696.	0.	7415.	5000.	5952.
7	141895.	1087.	0.	878.	0.	1755.	0.	7495.	5000.	6098.
8	142326.	1097.	0.	881.	0.	1762.	0.	7586.	5000.	6139.
9	141894.	1083.	0.	853.	0.	1706.	0.	7504.	5000.	6037.
10	141461.	1053.	0.	801.	0.	1603.	0.	7431.	5000.	5835.
11	141029.	1012.	0.	733.	0.	1465.	0.	7367.	5000.	5558.
12	140596.	963.	0.	656.	0.	1313.	0.	7306.	5000.	5234.
13	140163.	912.	0.	582.	0.	1165.	0.	7244.	5000.	4898.
14	139730.	861.	0.	523.	0.	1046.	0.	7178.	5000.	4588.
15	139298.	813.	0.	491.	0.	982.	0.	7103.	5000.	4341.
16	138865.	776.	0.	502.	0.	1004.	0.	7012.	5000.	4215.
17	138432.	749.	0.	569.	0.	1137.	0.	6901.	5000.	4241.
18	137999.	731.	0.	703.	0.	1406.	0.	6768.	5000.	4433.
19	137566.	716.	0.	911.	0.	1822.	0.	6611.	5000.	4767.
20	136622.	687.	0.	1189.	0.	2379.	0.	5329.	5000.	5159.
21	135167.	489.	0.	1279.	0.	2559.	0.	5029.	5000.	4575.

TABLEAU DES TENSIONS DANS LES ARMATURES SOUS LES DIVERS ETATS

FAMILLE NO 1

NCAB1 = 17

NCAB2 = 12

TRAVEE 1	● TT1	* DELTATP4 *	TT2	* DELTATS4 *	* DELTATP5 *	* DELTATP6 *	T90	* T INFINI *
SECTION								
1	138460.	3236.	136011.	3896.	2250.	2050.	129757.	121314.
2	138856.	3274.	136321.	3935.	2250.	2155.	129946.	121342.
3	139242.	3312.	136599.	3970.	2250.	2290.	130076.	121278.
4	139624.	3349.	136864.	4004.	2250.	2436.	130183.	121180.
5	140009.	3387.	137138.	4039.	2250.	2572.	130309.	121110.
6	140401.	3425.	137441.	4078.	2250.	2678.	130489.	121129.
7	140807.	3465.	137786.	4122.	2250.	2744.	130749.	121272.
8	141229.	3507.	138182.	4172.	2250.	2762.	131101.	121561.
9	140811.	3466.	137827.	4127.	2250.	2717.	130813.	121366.
10	140408.	3426.	137517.	4087.	2250.	2626.	130610.	121306.
11	140017.	3387.	137241.	4052.	2250.	2501.	130471.	121349.
12	139633.	3350.	136980.	4018.	2250.	2355.	130367.	121450.
13	139251.	3313.	136717.	3984.	2250.	2204.	130266.	121563.
14	138870.	3276.	136431.	3948.	2250.	2065.	130134.	121630.
15	138484.	3239.	136099.	3906.	2250.	1954.	129932.	121598.
16	138089.	3201.	135694.	3856.	2250.	1897.	129611.	121388.
17	137683.	3162.	135194.	3796.	2250.	1908.	129137.	120949.
18	137268.	3122.	134582.	3722.	2250.	1995.	128488.	120255.
19	136851.	3083.	133852.	3636.	2250.	2145.	127671.	119324.
20	135936.	2997.	132535.	3481.	2250.	2322.	126280.	117845.
21	134678.	2880.	131123.	3316.	2250.	2059.	125226.	117247.

16	203. 370.	466. 436.	413. 464.	541. 274.	208. 743.	374. 453.	502. 264.	169. 732.	529. 225.	190. 702.
17	215. 353.	541. 331.	470. 383.	577. 221.	249. 680.	422. 386.	528. 224.	201. 683.	542. 204.	224. 651.
18	226. 340.	616. 225.	527. 303.	609. 171.	289. 619.	468. 320.	550. 188.	230. 636.	550. 189.	254. 602.
19	231. 335.	688. 123.	578. 230.	635. 130.	322. 567.	508. 262.	564. 161.	251. 598.	557. 172.	277. 562.
20	227. 340.	749. 33.	616. 171.	649. 99.	340. 530.	534. 218.	567. 146.	258. 577.	569. 144.	285. 538.
21	143. 456.	683. 118.	536. 279.	636. 110.	331. 534.	454. 330.	554. 160.	249. 585.	558. 154.	268. 557.
24	127. 489.	122. 940.	140. 858.	344. 562.	30. 1008.	142. 780.	346. 484.	32. 930.	403. 402.	43. 914.

MISE EN PRECONTRAINTE OUVRAGE EN SERVICE A 90 JJURS *

OUVRAGE EN SERVICE AU TEMPS T INFINI *

* SURCHARGES CIVILES *

* SURCHARGES CIVILES *SURCHARGES MILITAIRES*

* PHASE 1 * PHASE 2 * A VIDE * MAXI * MINI *

* A VIDE * MAXI * MINI * MAXI * MINI *

TRAVEE 2

SECTION

	PHASE 1	PHASE 2	A VIDE	MAXI	MINI	A VIDE	MAXI	MINI	MAXI	MINI
1	143. 456.	683. 118.	536. 279.	636. 110.	331. 534.	454. 330.	554. 160.	249. 585.	558. 154.	268. 557.
2	242. 297.	706. 62.	595. 171.	625. 108.	394. 430.	525. 206.	555. 143.	324. 465.	549. 152.	349. 431.
3	281. 226.	641. 135.	570. 191.	621. 107.	432. 372.	517. 204.	568. 120.	379. 385.	570. 118.	399. 358.
4	313. 171.	579. 212.	540. 223.	626. 98.	447. 349.	502. 218.	588. 93.	409. 344.	612. 58.	407. 347.
5	337. 135.	515. 297.	505. 268.	633. 84.	429. 373.	479. 247.	607. 63.	403. 351.	644. 11.	391. 368.
6	343. 128.	437. 406.	453. 343.	636. 74.	377. 441.	439. 305.	622. 36.	363. 403.	653. -7.	354. 416.
7	342. 132.	363. 510.	399. 416.	633. 70.	326. 506.	396. 364.	629. 18.	323. 454.	653. -17.	315. 465.
8	338. 137.	301. 594.	355. 475.	626. 70.	286. 556.	360. 410.	631. 5.	291. 491.	653. -26.	284. 501.
9	335. 142.	256. 654.	323. 517.	619. 72.	254. 594.	334. 442.	631. -3.	266. 519.	653. -35.	263. 523.
10	334. 142.	230. 687.	305. 539.	614. 73.	235. 615.	320. 458.	630. -8.	250. 535.	656. -45.	255. 528.
11	336. 137.	226. 689.	302. 538.	612. 72.	232. 615.	319. 456.	628. -10.	249. 533.	660. -56.	260. 517.
12	334. 142.	230. 687.	305. 539.	614. 73.	235. 615.	320. 458.	630. -8.	250. 535.	656. -45.	255. 528.
13	335. 142.	256. 654.	323. 517.	619. 72.	254. 594.	334. 442.	631. -3.	266. 519.	653. -35.	263. 523.
14	338. 137.	301. 594.	355. 475.	626. 70.	286. 556.	360. 410.	631. 5.	291. 491.	653. -26.	284. 501.
15	342. 132.	363. 510.	399. 416.	633. 70.	326. 506.	396. 364.	629. 18.	323. 454.	653. -17.	315. 465.
16	343. 128.	437. 406.	453. 343.	636. 74.	377. 441.	439. 305.	622. 36.	363. 403.	653. -7.	354. 416.
17	337.	515.	505.	633.	429.	479.	607.	403.	644.	391.

- A 44 -

	135.	297.	268.	84.	373.	247.	63.	351.	11.	368.
18	313. 171.	579. 212.	540. 223.	626. 98.	447. 349.	502. 218.	588. 93.	409. 344.	612. 58.	407. 347.
19	281. 226.	641. 135.	570. 191.	621. 107.	432. 372.	517. 204.	568. 120.	379. 385.	570. 118.	399. 358.
20	242. 297.	706. 62.	595. 171.	625. 108.	394. 430.	525. 206.	555. 143.	324. 465.	549. 152.	349. 431.
21	143. 456.	683. 118.	536. 279.	636. 110.	331. 534.	454. 330.	554. 160.	249. 585.	558. 154.	268. 557.
24	336. 137.	226. 689.	302. 538.	612. 72.	232. 615.	319. 456.	628. -10.	249. 533.	660. -56.	260. 517.

EFFORTS TRANCHANTS HYPERSTATIQUES DE PRECONTRAINT

APPUI 1	
ET	33.
APPUI 2G	
APPUI 2D	
ET	-0.
APPUI 3G	
APPUI 3D	
ET	-33.
APPUI 4	

REACTIONS D'APPUI HYPERSTATIQUES DE PRECONTRAINT

APPUI 1	33.
APPUI 2	-33.
APPUI 3	-33.
APPUI 4	33.

COURBE ENVELOPPE DES EFFORTS TRANCHANTS

* EFFORTS TRANCHANTS-SURCHARGES*PREC. HYPERSTATIQUE • PRECONTR. * COURBE ENVELOPPE ♦
 * MAX. CIVIL * MIN. CIVIL • MAX. MILIT * MIN. MILIT *ISDSTATIQUE * CIVILE • MILITAIRE ♦

TRAVEE 1

SECTION

1	370.	155.	377.	160.	-233.	137.	144.
2	335.	120.	341.	124.	-199.	136.	142.
3	299.	85.	305.	89.	-164.	135.	141.
4	263.	49.	269.	53.	-129.	134.	140.
5	228.	14.	233.	18.	-95.	133.	138.
6	192.	-21.	197.	-18.	-60.	132.	137.
7	157.	-57.	161.	-53.	-25.	131.	136.
8	121.	-92.	125.	-89.	9.	130.	135.
9	85.	-127.	89.	-124.	44.	129.	133.
10	50.	-163.	54.	-160.	79.	128.	132.
11	14.	-198.	18.	-195.	113.	127.	131.
12	-22.	-233.	-18.	-231.	148.	126.	130.
13	-57.	-269.	-54.	-266.	183.	125.	128.
14	-93.	-304.	-90.	-302.	217.	124.	127.
15	-129.	-339.	-126.	-337.	252.	123.	126.
16	-164.	-375.	-162.	-373.	287.	122.	124.
17	-200.	-410.	-198.	-408.	321.	121.	123.
18	-235.	-445.	-234.	-444.	356.	120.	122.
19	-271.	-481.	-270.	-479.	390.	119.	121.
20	-307.	-516.	-306.	-515.	272.	244.	243.
21	-324.	-533.	-323.	-532.	139.	394.	393.
22	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
23	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

* EFFORTS TRANCHANTS-SURCHARGES*PREC. HYPERSTATIQUE * PRECONTR. * COURBE ENVELOPPE *
 * MAX. CIVIL * MIN. CIVIL * MAX. MILIT * MIN. MILIT *ISOSTATIQUE * CIVILE * MILITAIRE *

TRAVEE 2

SECTION

1	674.	423.	648.	422.	-80.	593.	568.
2	634.	383.	610.	384.	-261.	374.	350.
3	578.	327.	555.	329.	-368.	210.	187.
4	521.	270.	500.	273.	-322.	199.	178.
5	465.	214.	445.	218.	-276.	189.	169.
6	408.	157.	389.	163.	-230.	178.	159.
7	352.	101.	334.	108.	-184.	168.	150.
8	295.	44.	279.	52.	-138.	157.	141.
9	239.	-12.	224.	-3.	-92.	147.	132.
10	182.	-69.	168.	-58.	-46.	136.	122.
11	125.	-125.	113.	-113.	0.	125.	113.
12	69.	-182.	58.	-168.	46.	136.	122.
13	12.	-239.	3.	-224.	92.	147.	132.
14	-44.	-295.	-52.	-279.	138.	157.	141.
15	-101.	-352.	-108.	-334.	184.	168.	150.
16	-157.	-408.	-163.	-389.	230.	178.	159.
17	-214.	-465.	-218.	-445.	276.	189.	169.
18	-270.	-521.	-273.	-500.	322.	199.	178.
19	-327.	-578.	-329.	-555.	368.	210.	187.
20	-383.	-634.	-384.	-610.	261.	374.	350.
21	-423.	-674.	-422.	-648.	80.	593.	568.
22	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
23	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DU BETON-REPARTITION DES ETRIERS

	* MODULE DE *								
	CISAILLEMENT	TAUB	TAUBS	TG.GAMMA	ROPRIM.A	Z	SECTION	ESPACEMENT	
							ETRIERS	ETRIERS	
TRAVEE 1									
SECTION									
1	0.175	25.17	202.85	0.06227	0.996	0.877	0.000244	1.415	
2	0.175	24.93	202.86	0.06166	0.996	0.879	0.000239	1.417	
3	0.175	24.70	202.84	0.06113	0.996	0.879	0.000235	1.418	
4	0.175	24.48	202.80	0.06063	0.996	0.878	0.000231	1.419	
5	0.175	24.26	202.78	0.06014	0.996	0.879	0.000227	1.420	
6	0.175	24.05	202.79	0.05960	0.996	0.879	0.000223	1.422	
7	0.175	23.83	202.83	0.05899	0.996	0.877	0.000218	1.423	
8	0.175	23.61	202.92	0.05831	0.996	0.877	0.000214	1.424	
9	0.175	23.38	202.86	0.05784	0.996	0.877	0.000210	1.426	
10	0.175	23.16	202.84	0.05732	0.997	0.879	0.000206	1.427	
11	0.175	22.93	202.86	0.05673	0.997	0.879	0.000202	1.428	
12	0.175	22.70	202.89	0.05612	0.997	0.879	0.000198	1.430	
13	0.175	22.48	202.92	0.05553	0.997	0.879	0.000194	1.431	
14	0.175	22.26	202.94	0.05497	0.997	0.879	0.000190	1.432	
15	0.175	22.06	202.93	0.05449	0.997	0.877	0.000187	1.433	
16	0.176	21.89	202.87	0.05414	0.997	0.875	0.000184	1.434	
17	0.176	21.72	202.73	0.05394	0.997	0.873	0.000182	1.435	
18	0.177	21.58	202.51	0.05390	0.997	0.869	0.000181	1.436	
19	0.178	21.47	202.22	0.05404	0.997	0.865	0.000180	1.436	
20	0.179	21.71	201.74	0.11036	0.984	0.859	0.000758	1.305	
**	0.179	20.50	201.74	0.17472	0.959	0.859	0.001987	1.148	

	* MODULE DE *								
	CISAILLEMENT	TAUB	TAUBS	TG.GAMMA	ROPRIM.A	Z	SECTION	ESPACEMENT	
							ETRIERS	ETRIERS	
TRAVÉE 2									
SECTION									
1	0.178	105.67	200.91	0.25761	0.908	0.864	0.004641	0.938	
2	0.178	66.58	200.91	0.16890	0.963	0.864	0.001807	1.169	
3	0.177	37.09	200.80	0.09624	0.989	0.871	0.000559	1.343	
4	0.176	35.05	200.83	0.09093	0.990	0.875	0.000498	1.355	
5	0.175	33.11	200.77	0.08612	0.991	0.878	0.000445	1.367	
6	0.175	31.25	200.58	0.08174	0.992	0.879	0.000399	1.377	
7	0.176	29.44	200.26	0.07768	0.993	0.876	0.000357	1.388	
8	0.176	27.66	199.90	0.07369	0.994	0.874	0.000317	1.398	
9	0.176	25.86	199.54	0.06956	0.994	0.872	0.000280	1.409	
10	0.177	24.04	199.25	0.06517	0.995	0.870	0.000244	1.419	
11	0.177	22.19	199.06	0.06046	0.996	0.870	0.000208	1.430	
12	0.177	24.04	199.25	0.06517	0.995	0.870	0.000244	1.419	
13	0.176	25.86	199.54	0.06956	0.994	0.872	0.000280	1.409	
14	0.176	27.66	199.90	0.07369	0.994	0.874	0.000317	1.398	
15	0.176	29.44	200.26	0.07768	0.993	0.876	0.000357	1.388	
16	0.175	31.25	200.58	0.08174	0.992	0.879	0.000399	1.377	
17	0.175	33.11	200.77	0.08612	0.991	0.879	0.000445	1.367	
18	0.176	35.05	200.83	0.09093	0.990	0.876	0.000498	1.355	
19	0.177	37.09	200.80	0.09624	0.989	0.871	0.000559	1.343	
20	0.178	66.58	200.91	0.16890	0.963	0.864	0.001807	1.169	
**	0.178	105.67	200.91	0.25761	0.908	0.864	0.004641	0.938	

SECURITE A LA RUPTURE VIS A VIS DES EFFORTS TRANCHANTS

(SURCHARGES AFFECTEES DU COEFFICIENT 1,8)

	* EFFORT	* CISAILLEMENT DU BETON	* INCLINAISON DES BIELLES	* C O N T R A I N T E S *	SECTIONS D'ETRIERS *	
TRAVEE I	* TRANCHANT *	TAUBP	* TAUBSP	*TG2.*GAMMA *SIN2.*GAMMA*	BIELLES * ETRIER S *	CORRESPONDANTS *
SECTION						
1	277.	48.59	397.26	0.24131	50400.	0.000745
2	269.	47.19	397.28	0.23432	50400.	0.000704
3	261.	45.82	397.23	0.22760	50400.	0.000664
4	254.	44.45	397.16	0.22101	50400.	0.000626
5	246.	43.10	397.10	0.21440	50400.	0.000589
6	239.	41.74	397.12	0.20763	50400.	0.000553
7	230.	40.39	397.23	0.20064	50400.	0.000517
8	223.	39.02	397.44	0.19341	50400.	0.000482
9	215.	37.65	397.30	0.18692	50400.	0.000450
10	207.	36.28	397.25	0.18018	50400.	0.000418
11	199.	34.90	397.28	0.17329	50400.	0.000397
12	191.	33.53	397.36	0.16634	50400.	0.000357
13	197.	34.51	397.45	0.17104	50400.	0.000378
14	204.	35.79	397.50	0.17730	50400.	0.000406
15	211.	37.10	397.47	0.18381	50400.	0.000436
16	219.	38.44	397.31	0.19078	50400.	0.000469
17	226.	39.82	396.98	0.19837	50400.	0.000504
18	233.	41.26	396.46	0.20674	50400.	0.000544
19	240.	42.77	395.75	0.21595	50400.	0.000589
20	401.	71.79	394.61	0.36705	50400.	0.001646
21	554.	99.16	394.61	0.50697	50400.	0.003057

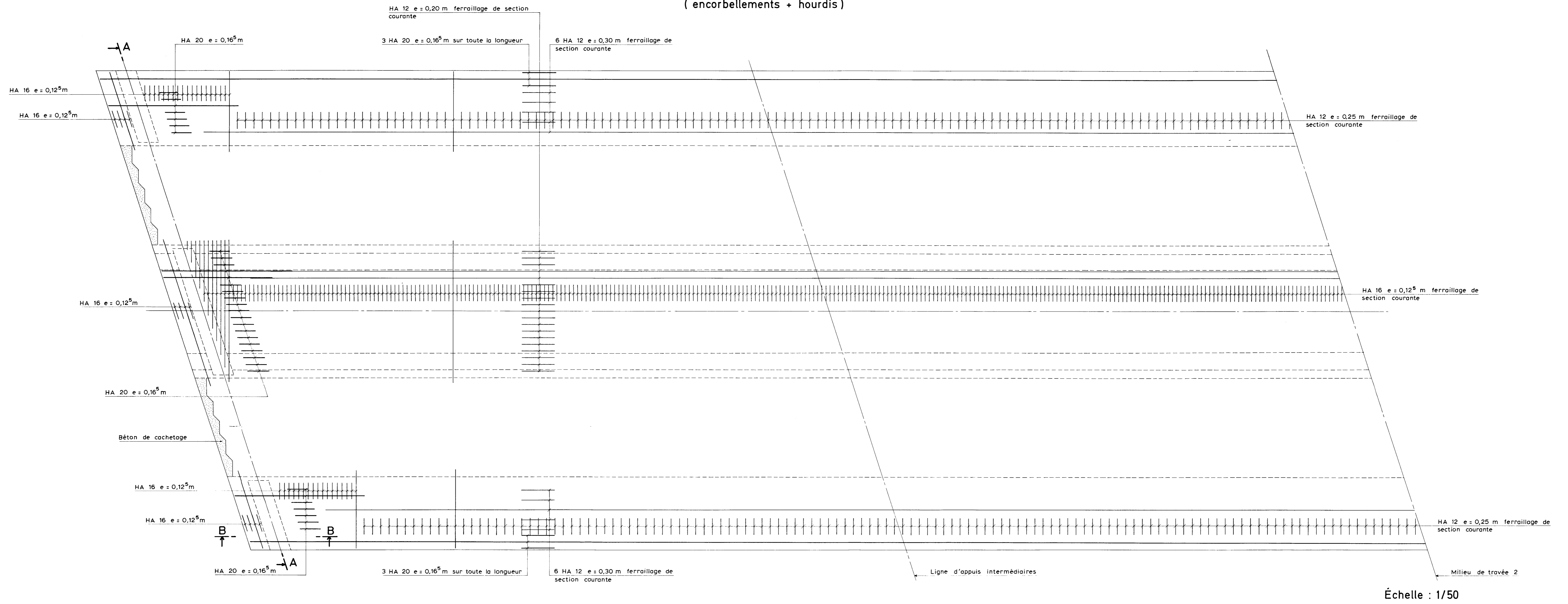
* EFFORT * CISAILLEMENT DU BETON * INCLINAISON DES BIELLES * C O N T R A I N T E S * SECTIONS D'ETRIERS *
 * TRANCHANT * TAUBP * TAUBSP * TG2.*GAMMA * SIN2.*GAMMA* BIELLES * ETRIERES * CORRESPONDANTS *

TRAVEE 2

SECTION

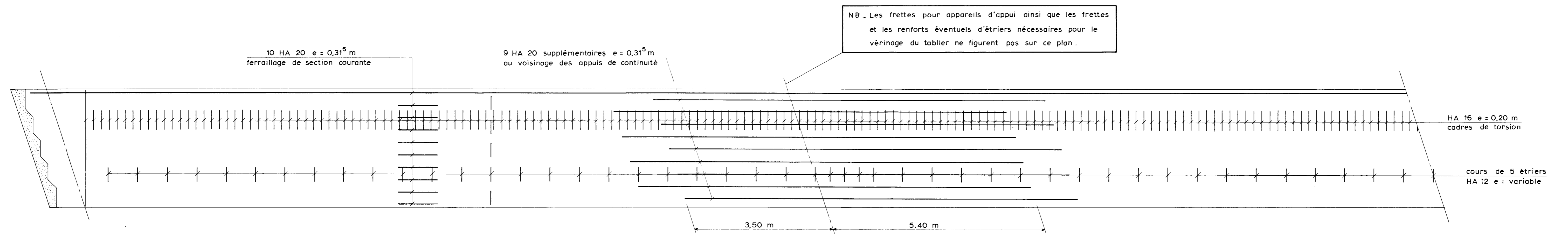
1	782.	139.24	392.70	0.72712	50400.	0.005838
2	555.	99.03	392.70	0.51715	50400.	0.003107
3	383.	67.66	392.44	0.35438	50400.	0.001500
4	363.	63.86	392.52	0.33416	50400.	0.001340
5	344.	60.26	392.38	0.31582	50400.	0.001198
6	324.	56.80	391.94	0.29916	50400.	0.001072
7	304.	53.44	391.24	0.28370	50400.	0.000959
8	285.	50.12	390.42	0.26850	50400.	0.000853
9	265.	46.78	389.63	0.25286	50400.	0.000751
10	245.	43.39	388.99	0.23623	50400.	0.000652
11	226.	39.93	388.58	0.21846	50400.	0.000556
12	245.	43.38	388.99	0.23623	50400.	0.000652
13	265.	46.78	389.63	0.25286	50400.	0.000751
14	285.	50.12	390.42	0.26850	50400.	0.000853
15	304.	53.44	391.24	0.28369	50400.	0.000959
16	324.	56.80	391.94	0.29916	50400.	0.001072
17	344.	60.26	392.38	0.31582	50400.	0.001198
18	363.	63.86	392.52	0.33416	50400.	0.001340
19	383.	67.66	392.44	0.35438	50400.	0.001500
20	555.	99.03	392.70	0.51715	50400.	0.003107
21	782.	139.24	392.70	0.72712	50400.	0.005838

FERRAILLAGE EN FACE INFÉRIEURE
(encorbellements + hourdis)



Échelle : 1/50

FERRAILLAGE EN FACE INFÉRIEURE
(nervure)



Échelle : 1/50

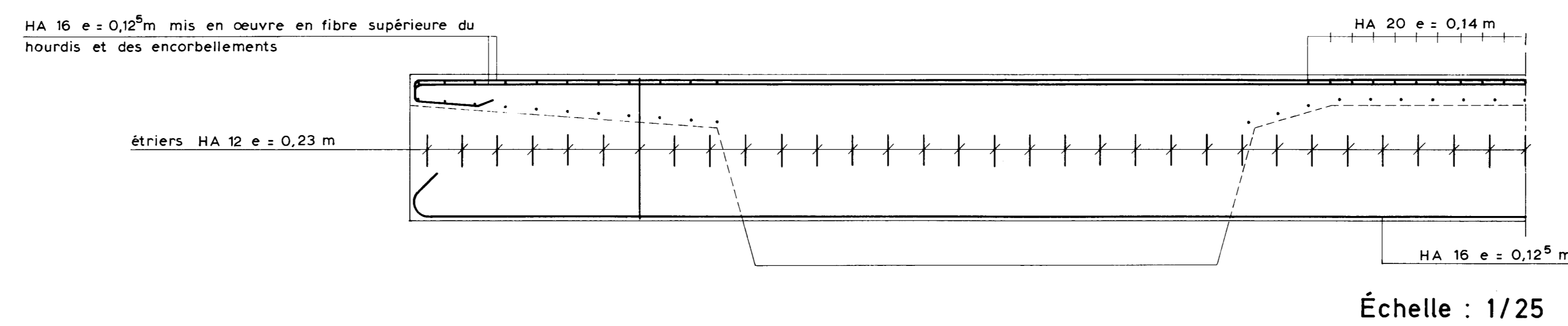
S. S. T. A.
Bureau
de Documentation

4767-d

PSI DN 81
Passages Supérieurs
ou Inférieurs
en Dalle Nervurée

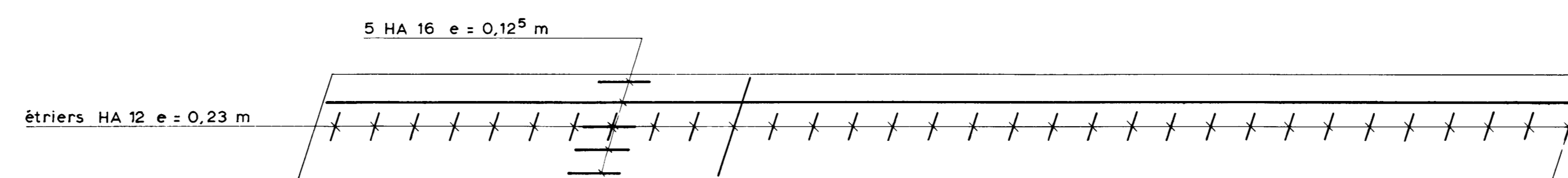
Ferrillages face inférieure
et entretoise

1/2 COUPE LONGITUDINALE DE L'ENTRETOISE (AA)



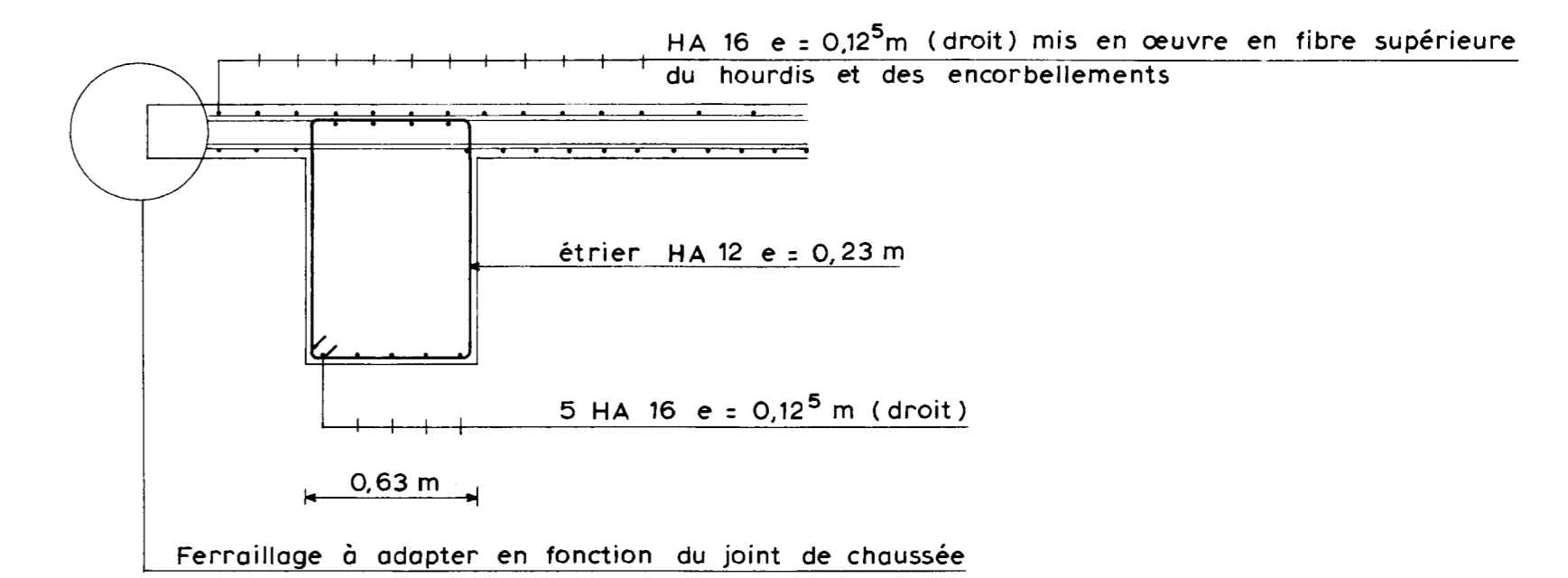
Échelle : 1/25

FACE INFÉRIEURE



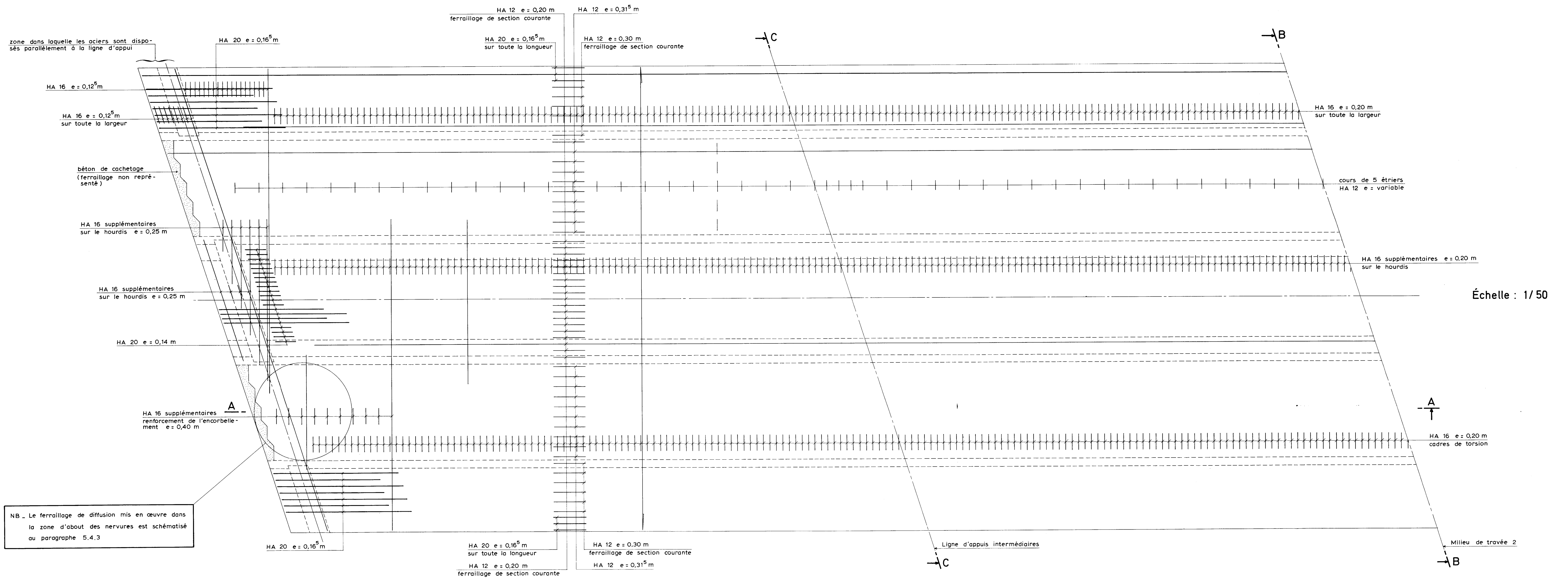
Échelle : 1/25

COUPE TRANSVERSALE BIAISE (BB)

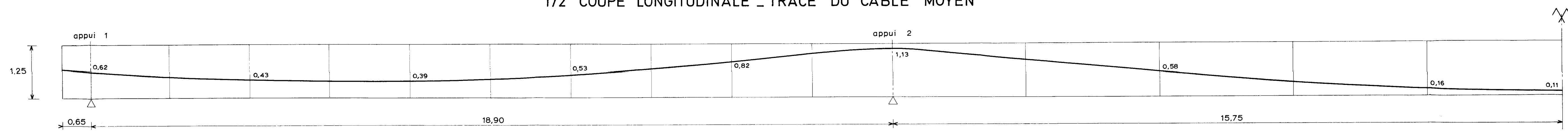


Échelle : 1/25

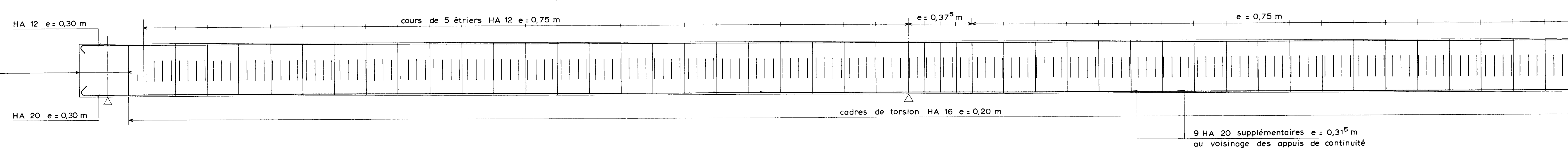
FERRAILLAGE EN FACE SUPÉRIEURE



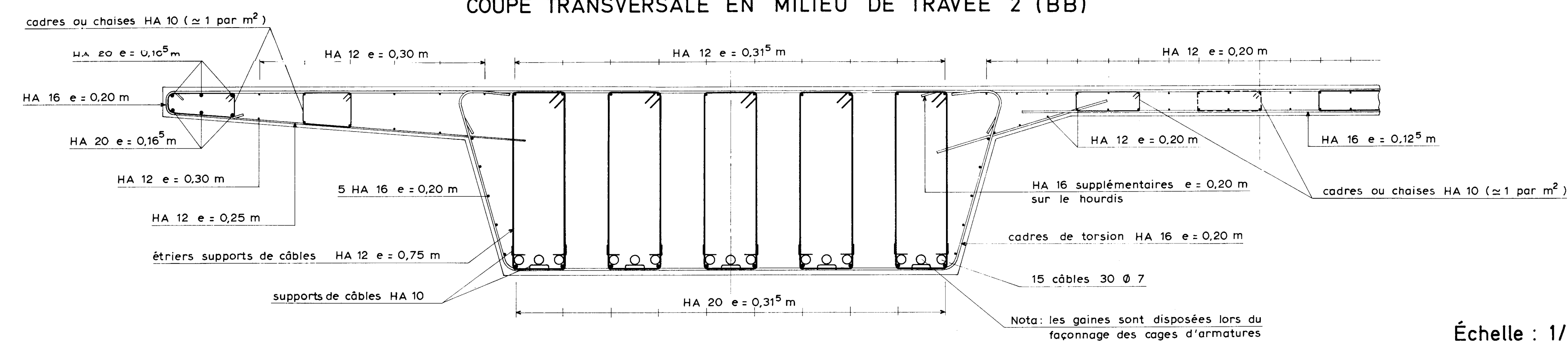
1/2 COUPE LONGITUDINALE - TRACÉ DU CÂBLE MOYEN



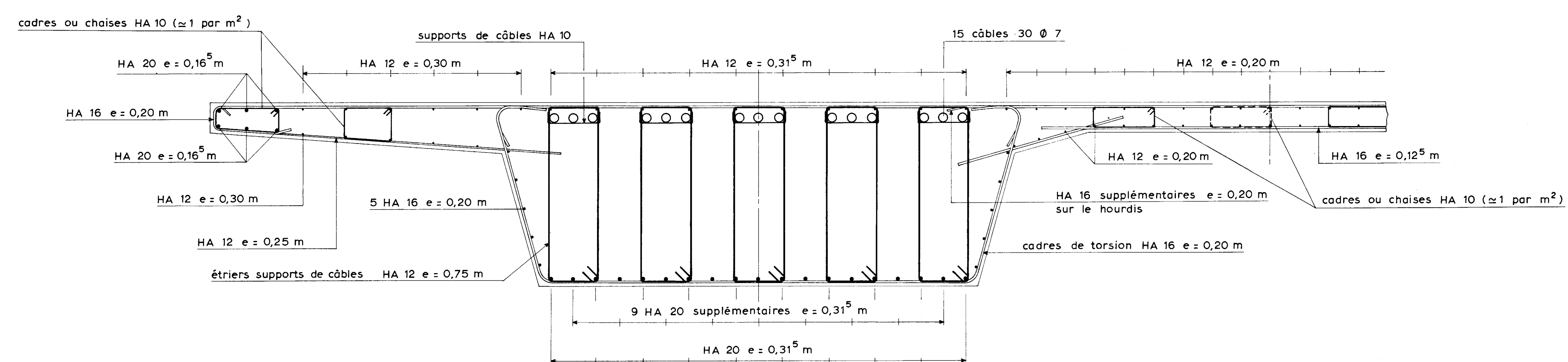
1/2 COUPE LONGITUDINALE DANS L'AXE D'UNE NERVURE (A-A)



COUPE TRANSVERSALE EN MILIEU DE TRAVÉE 2 (BB)



COUPE TRANSVERSALE SUR APPUIS INTERMÉDIAIRES (CC)



S.E.Y. R.A.
Bureau
de Documentation

PSI DN 81

Passages Supérieurs
ou Inférieurs
en Dalle Nervurée

Ferrailage face supérieure
Câblage (tracé du câble moyen)

Exemple d'application (ch. 5)