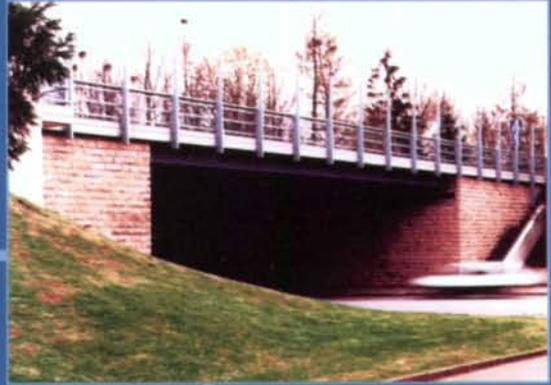




Ministère
de l'Équipement,
des Transports
et du Tourisme



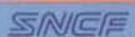
Ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées



CONCEPTION ET CALCUL



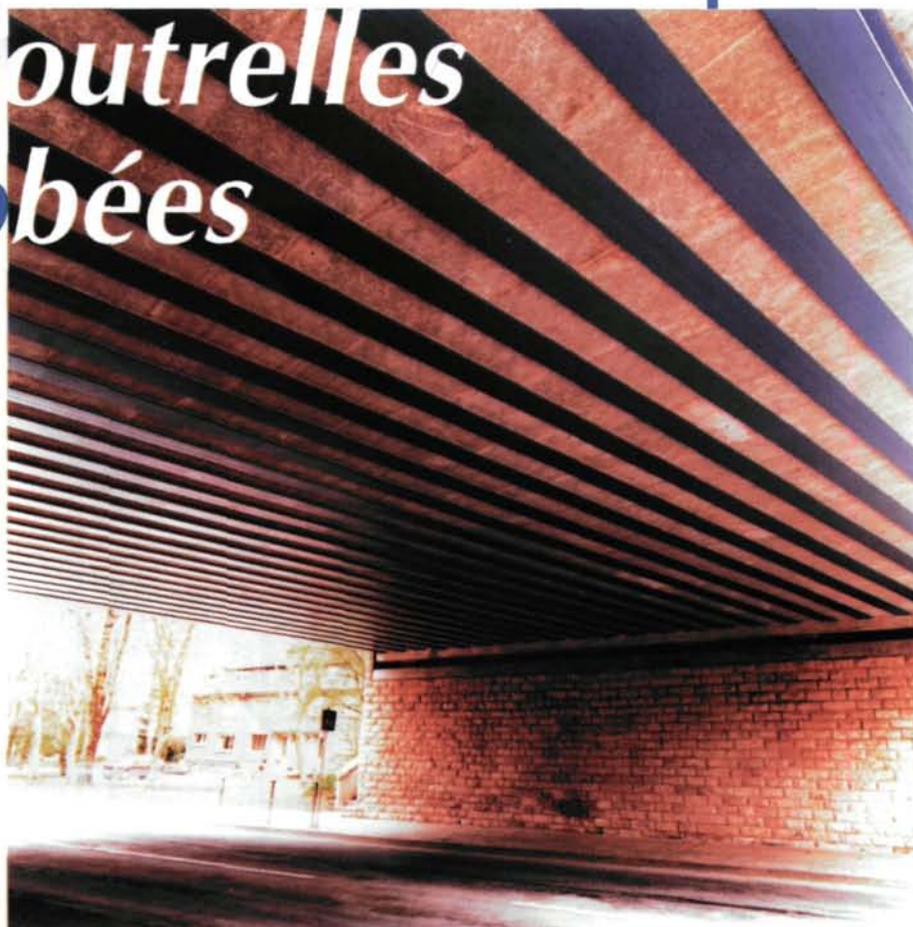
Service d'Études Techniques
des Routes et Autoroutes



DIRECTION DE L'ÉQUIPEMENT

Page laissée blanche intentionnellement

Ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées



Mai 1995

Document réalisé par :



le **SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES**
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cédex - France
Tél. : (1) 46 11 31 31 - Télécopie : (1) 46 11 31 69



DIRECTION DE L'ÉQUIPEMENT

la **SOCIÉTÉ NATIONALE DES CHEMINS DE FER**
Direction de l'Équipement - Département des Ouvrages d'Art
122, rue des Poissonniers - 75876 Paris Cédex 18 - France
Tél. : (1) 49 25 80 90 - Télécopie : (1) 49 95 18 78

Ce document a été réalisé sous la direction de :

MM. Millan S.E.T.R.A.
 Ramondenc S.N.C.F.

Sa rédaction a été assurée par :

Mme Baury S.N.C.F.
MM. Gyssels S.N.C.F.
 Le Khac S.E.T.R.A.
 Méhaule S.N.C.F.
 Martin S.N.C.F.

Ont participé à la présentation :

Mlle Barbier S.E.T.R.A.
M. Gilcart S.E.T.R.A.

Illustrations :

Toutes les photos sont issues de la photothèque du S.E.T.R.A. , sauf :

- La photo de la page 18 de M. Forquet du S.E.T.R.A. ,
- Les photos des pages 28, 61, 73 et 160 de la S.N.C.F. ,
- Les photos des pages 36 et 46 (haut) de la Société des FIBRES NOUVELLES à Berre-l'Étang, 13130 - France,
- Les photos de la couverture de la Société EUROPROFIL.

Tous les dessins sont du S.E.T.R.A. et de la S.N.C.F. , sauf ceux de la page 37, qui proviennent de la Société PONT EQUIPEMENT à Epernon, 28232 - France.



Sommaire

AVANT-PROPOS	5
--------------------	---

PREMIERE PARTIE

1 Généralités	9
1.1 Morphologie - Domaine d'emploi	9
1.2 Travées indépendantes ou continues	10
1.3 Avantages	12
1.4 Inconvénients	12
2 Conception	13
2.1 Profil en long - Implantation des appuis - Travure	13
2.2 Largeur	16
2.3 Biais et courbure en plan	17
2.4 Elancement	19
2.5 Espacement limite des poutrelles	20
2.6 Enrobage de béton	21
2.7 Profil en travers et positionnement des poutrelles	21
2.8 Dénivellation d'appuis - Contre-flèches	24
2.9 Flèches limites	25
2.10 Ferrailage	25
2.11 Appuis et appareils d'appui	28
2.12 Equipements du tablier	33
Corniches	33
Dispositifs de retenue	33
Etanchéité	41
Assainissement	43
2.13 Esthétique	43

3	Matériaux	49
3.1	Poutrelles	49
3.2	Armatures de béton armé	51
3.3	Béton	51
3.4	Coefficients d'équivalence - Fluage - Retrait - Effet thermique	52
3.5	Peintures ou métallisation	53
4	Mode d'exécution	55
4.1	Préparation des poutrelles	55
4.2	Manutention des poutrelles - Calage	59
4.3	Coffrage	62
4.4	Liaisonnement des poutrelles par tiges filletées	63
4.5	Maintien des poutrelles au déversement	65
4.6	Ferraillage	72
4.7	Bétonnage	72
DEUXIEME PARTIE		
5	Base de calcul - Principes généraux	77
5.1	Textes de référence	77
5.2	Actions et combinaisons d'actions	77
5.3	Contraintes limites aux états-limites de service	80
6	Calculs justificatifs	81
6.1	Notations	81
6.2	Flexion longitudinale	81
6.3	Dénivellations fictives d'appuis	88
6.4	Flexion transversale	92
6.5	Etats-limite de stabilité de forme	92
6.6	Calcul des déformations	95
TROISIEME PARTIE		
7	Exemple d'application 1 : Travée unique	101
8	Exemple d'application 2 : Travée continues	115
ANNEXES		
A.1	Prédimensionnement sommaire	123
A.2	Prédimensionnement détaillé	127
A.3	Assemblages par couvre-joints	153
A.4	Assemblages par soudure	159
A.5	Exemple de dimensionnement de dispositifs anti-déversants	165
A.6	Caractéristiques des poutrelles HE	175

Avant-propos

Le maintien des circulations tant ferroviaires que routières lors de la construction d'ouvrages d'art conduit à développer de plus en plus des techniques permettant de s'affranchir de la gêne causée par les étaitements et cintres. C'est ainsi que la technique des ponts à poutrelles enrobées pour des portées correspondant à des franchissements courants, connaît un développement important, compte tenu d'une part de l'absence d'échafaudage et d'autre part de l'épaisseur réduite du tablier, ainsi que d'une exécution relativement facile, ne requérant pas une haute technicité.

Un tablier en poutrelles enrobées est constitué par des profilés laminés (en général HEA, HEB, voire HEM), assez faiblement espacés et enrobés de béton.

Ce type d'ouvrage est largement utilisé par la SNCF et, en raison de ses atouts importants, de plus en plus connu par d'autres maîtres d'ouvrages.

Le premier ouvrage de ce type fut imaginé par Monsieur DESCUBES, ingénieur en chef aux chemins de fer, en vue de pallier les inconvénients (difficultés d'entretien, de réparation et de remplacement des assemblages) des ouvrages constitués de longerons et entretoises sur lesquels venait prendre appui une couverture réalisée avec des tôles embouties, des fers zorrès ou des voutains en briques. Ce type d'ouvrage fut à l'origine constitué de poutrelles totalement enrobées de béton, ce dernier étant considéré comme une simple protection de l'acier n'intervenant pas dans la résistance.

Il fallut attendre 1939 pour que des recherches expérimentales commencent afin d'appréhender le comportement du complexe acier-béton.

De ces premiers essais, il ressortait que :

- aucun glissement des poutrelles dans le béton n'avait été constaté,
- le coefficient de sécurité par rapport à la charge d'exploitation était confortable.

D'autres essais eurent lieu en 1953-1954.

Ce n'est qu'en 1959 que la SNCF décida en collaboration avec les services de recherche des chemins de fer allemands, de procéder à des essais plus représentatifs sur un tablier réel de 9 m de portée.

Puis de nouveaux essais eurent lieu à partir de 1975 sous l'égide de l'UIC (Union Internationale des Chemins de Fer) par l'ORE (Office de Recherche et d'Essais de l'UIC) et notamment sur un corps d'épreuve de 39 m de longueur, en 2 travées de 19 m de portée chacune par le service d'études des structures du CEBTP à Saint-Rémy les Chevreuses.

De ces essais systématiques ont résulté les recommandations de calculs par la sous-commission des ponts de l'UIC.

Ce type d'ouvrage fait l'objet de plusieurs dossiers-types à la SNCF, précisant tant pour les ponts-rails que pour les ponts-routes les dispositions recommandées.

L'introduction de nouveaux règlements de calculs aux états limites a conduit la SNCF à reprendre la rédaction de ces documents.

Compte tenu de l'intérêt croissant de ce type d'ouvrage, ainsi que de son utilisation fréquente, en particulier comme moyen de franchissement d'une voie SNCF sous circulation par une voie routière, il a été convenu entre la SNCF et le SETRA de réaliser en commun le présent document, limité aux ponts routiers. La coordination technique entre les divers organismes appelés à intervenir dans la conception et la réalisation d'un tel ouvrage devrait ainsi s'en trouver grandement facilitée.

Signalons que le présent document se trouve en cohérence avec les documents précédemment publiés par le SETRA sur les ponts dalles à poutrelles ajourées précontraints transversalement (PSI-PAP) :

- PSI-PAP Guide de conception,
- PSI-PAP Guide de calcul.

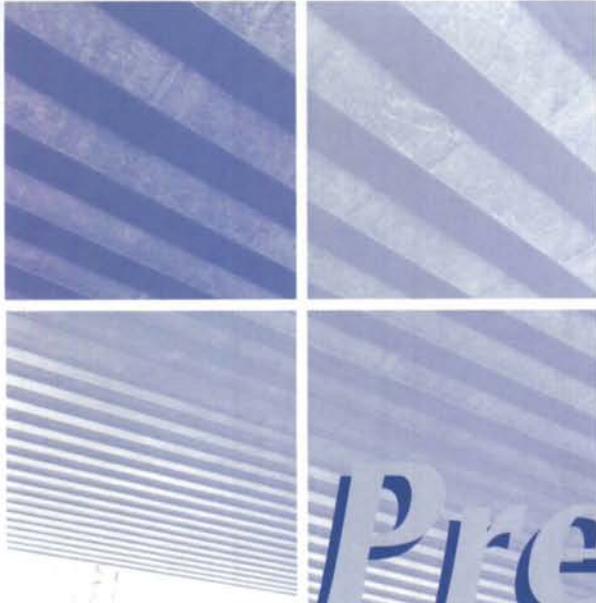
Par ailleurs, il a été tenu compte, dans l'établissement du présent document, d'un ancien document de travail, non diffusé, portant sur les tabliers à poutrelles enrobées, et rédigé par la Division des Ouvrages d'Art du C.E.T.E. de l'Est.



***L**e présent document s'articule en trois parties essentielles. La première traite des problèmes de conception. La deuxième est consacrée au dimensionnement, calculs et justifications. La troisième donne deux exemples d'application.*

Il est précisé que lorsque ce dossier est cité comme document applicable au marché, seule la deuxième partie est rendue contractuelle.

Toutefois, les annexes 3 et 4 au présent dossier pourront être rendues contractuelles lorsqu'elles seront nommément désignées comme telles dans le marché.



Première partie

CONCEPTION

Page laissée blanche intentionnellement

1 - GENERALITES

1.1. MORPHOLOGIE - DOMAINE D'EMPLOI

Les tabliers de pont-route à poutrelles enrobées, objets du présent dossier, relèvent d'une technologie développée et largement employée par la S.N.C.F. Cependant, en raison de ses atouts, ce type d'ouvrage est de plus en plus connu et utilisé par d'autres maîtres d'ouvrage.

Les tabliers à poutrelles enrobées sont constitués par des profilés laminés (en général HEA, HEB, voire HEM), assez faiblement espacés et enrobés de béton.

Son principe consiste à poser des poutrelles métalliques sur les appuis, à coffrer le vide entre les ailes inférieures des poutrelles à l'aide de coffrages perdus (plaques en fibre-ciment ou dalles de béton armé), à mettre en place le ferrailage, puis à bétonner jusqu'au niveau définitif en une ou plusieurs phases.

Cette technique permet de réaliser sans échafaudage des tabliers de portées allant jusqu'à une trentaine de mètres, voire davantage.



FIG. 1 : Vue générale - Tablier et appuis

Comme on le verra par la suite, les ouvrages à poutrelles enrobées, en raison de leur hauteur de tablier constante, de leur minceur tout-à-fait remarquable, ainsi que d'autres avantages, constituent un type d'ouvrage très adapté, du double point de vue technique et esthétique, à de nombreuses conditions de franchissements, particulièrement pour les sites urbains.

Ce sont les franchissements de faible tirants d'air, de profil en long courbe (cf. § 2.9) ou pentu, de largeur variable (cf. § 2.2 et 2.7), de courbure ou biais en plan (cf. § 2.3).

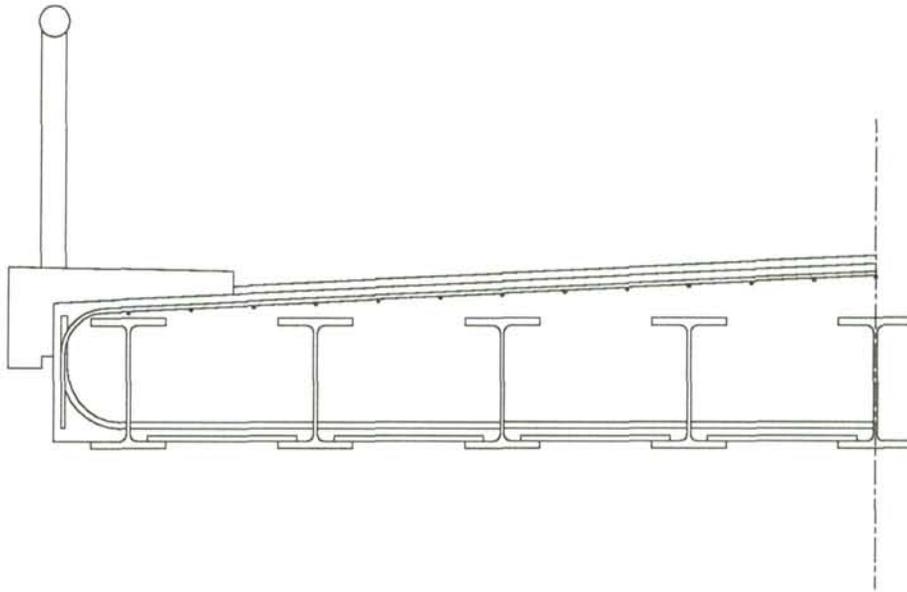


FIG. 2 : Coupe transversale du tablier



FIG. 3 : Vue de dessous - Tablier - Appuis et appareils d'appui

1.2. TRAVEES INDEPENDANTES OU CONTINUES

Les ouvrages en poutrelles enrobées travaillent mieux sous moments positifs que négatifs du fait de la position basse des poutrelles.

Par ailleurs, les travées indépendantes présentent un certain nombre d'avantages :

- pas de soudure sur chantier d'où rapidité de mise en oeuvre,
- transport de poutrelles plus courtes,
- pas de protection anti-corrosion à reprendre sur chantier dans la majorité des cas,
- contreflèches plus simples à déterminer.

En revanche, les travées indépendantes présentent les inconvénients suivants :

- Épaisseur de tablier plus importante qu'un tablier continu.
- Lorsque les travées consécutives ont des portées trop différentes, il est nécessaire économiquement de provoquer des décrochements dans l'intrados, ce qui nuit à l'aspect de l'ouvrage et n'est donc pas souhaitable.
- Les piles intermédiaires sont plus épaisses en tête pour loger les appuis des poutrelles de part et d'autre du joint; cet épaissement est très souvent disproportionné avec la minceur du tablier et va à l'encontre de l'esthétique de l'ouvrage.
- Des joints de chaussée intermédiaires sont nécessaires, qui sont source d'inconfort pour les usagers et qui représentent un surcoût d'investissement et d'entretien pour l'ouvrage.

Ces raisons font que, dans le cas d'un franchissement comportant plusieurs travées, on a intérêt à rendre continues toutes les travées, ou à défaut, un nombre maximum d'entre elles. Ce choix de découpage dépend bien entendu des considérations de conception générale (longueurs dilatables, raideurs des appuis, etc.) .

Dans les détails, les ouvrages continus peuvent être réalisés à partir de poutrelles assemblées soit de préférence par soudage bout-à-bout, soit par éclissage avec boulonnage (cette dernière technique n'est pas en principe utilisée à la SNCF), ou à partir de poutrelles d'un seul tenant si la longueur de l'ouvrage n'est pas trop importante vis-à-vis des longueurs réalisables de poutrelles.

La longueur maximale des profilés, autorisée par les capacités de laminage des producteurs nationaux, est actuellement de 28 m. Des modifications dans la structure des laminoirs devraient porter cette longueur à 35 m. De plus, les longueurs maximales possibles auprès de certains producteurs européens agréés peuvent atteindre 45 m pour des modules de faible inertie.

Toutefois, le problème du transport de poutrelles de grande longueur peut se poser. Si la SNCF assure l'acheminement sans problème particulier jusqu'à une gare proche du chantier, les conditions locales de voirie peuvent en compromettre le transfert sur le lieu de montage. Il est donc recommandé de s'assurer de la faisabilité du projet avant toute étude plus poussée.

A l'inverse de ces techniques d'assemblage, qui assurent la continuité des poutrelles, on peut citer la solution consistant à rendre continues les travées au moyen d'armatures disposées au droit des appuis intermédiaires, et destinées à reprendre les efforts dus au poids des superstructures et aux charges d'exploitation. Dans cette solution, les efforts dus aux charges permanentes sont repris par les poutrelles elles-mêmes dans leur schéma isostatique.

Cependant, une telle solution n'est que très rarement concrétisée à l'heure actuelle. Il ne nous est donc pas possible de nous prononcer sur cette technique.

Elle nécessite en tout état de cause des sections d'armatures importantes.

Par ailleurs, dans cette solution, le mécanisme de la transmission de charge entre poutrelles et armatures est pour le moins difficilement appréhendé.

De plus, compte tenu du décalage (en élévation et en plan) des poutrelles par rapport aux armatures, la mise en charge de ces dernières nécessite vraisemblablement une fissuration du béton du tablier dans les sections sur piles.

1.3. AVANTAGES

Les avantages des tabliers à poutrelles enrobées sont multiples :

- Il s'agit d'un type d'ouvrage rustique dont la construction est simple et peut être réalisée par des entreprises compétentes mais non nécessairement très spécialisées. La concurrence peut donc jouer pleinement
- L'utilisation d'un cintre est inutile, ce qui est souvent un problème prépondérant au-dessus d'une voie ferrée, d'une route impossible à dévier, etc.
- L'épaisseur du tablier est faible, ce qui est intéressant, particulièrement dans le cas des franchissements de faible tirant d'air. En outre, une diminution de l'épaisseur de tablier entraîne une réduction du volume des remblais d'accès.
- L'ossature porteuse est constituée par des profilés laminés du commerce.

L'exécution est donc relativement rapide.

- Le principal matériau résistant, l'acier, possède des caractéristiques mécaniques bien connues et vérifiables avant la mise en oeuvre.
- Le béton d'enrobage travaille assez peu et ne nécessite donc pas une composition particulière afin d'obtenir des résistances élevées. Il faut toutefois veiller à ne pas en profiter pour descendre à des résistances de béton minimales qui pourraient sembler suffisantes du point de vue mécanique, mais nuire à la durabilité de la structure, par manque de compacité.
- Le tablier est très résistant à des chocs de véhicules hors gabarits.

1.4. INCONVENIENTS

Le coût de cette structure est réputé élevé. Cela tient au fait que les poutrelles enrobées sont en grande majorité employées pour le franchissement des voies ferrées, avec toutes les sujétions que comporte une telle construction (exécution des appuis et fondations à proximité immédiate des voies, mise en place des poutrelles au-dessus des caténaires et des trains en circulation, ralentissement de ces derniers, sécurité à la fois pour le trafic et pour le personnel de chantier ...), et qui impliquent des surcoûts élevés.

Cependant, ces sujétions étant mises à part, la différence de coût n'est pas très importante entre ce type de structure et les ouvrages en béton de mêmes portées.

Par ailleurs, compte tenu des conditions actuelles de fabrication (laminage et parachèvement), le délai de livraison des poutrelles sur le chantier peut atteindre trois mois.

Il est donc nécessaire de commander suffisamment à l'avance les poutrelles avec leur perçage (pour l'enfilage des armatures transversales) et leur cintrage (pour contreflèches notamment).

Notons aussi que les ailes inférieures des poutrelles nécessitent un entretien identique à celui de tous les ouvrages métalliques. Le coût de cet entretien est fonction du système de protection retenu, étudié dans son ensemble pour une ambiance donnée et un délai d'efficacité donné (Cf. § 4.1.2.).

Le transport de poutrelles de grande longueur peut également poser des problèmes délicats.

2 - CONCEPTION

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

Comme pour tout ouvrage d'art, la conception s'effectue généralement en allant des grandes lignes vers le détail, par étapes et affinements successifs. En d'autres termes, la conception générale (implantation des appuis, longueur du pont, répartition des travées, rapport des portées, proportion entre la largeur et la hauteur des tirants d'air, choix du type d'ouvrage) doit précéder la conception de détail (équipements, corniches, parements...).

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

2.1. PROFIL EN LONG - IMPLANTATION DES APPUIS - TRAVURE

L'implantation des appuis et, par conséquent, la définition de la travure qui en découle (nombre et répartition des travées ainsi que leur longueur) constituent une étape importante dans la conception d'un ouvrage.

Cette tâche s'effectue à partir d'une analyse exhaustive des données relatives au franchissement et concernant notamment la géométrie et la topographie de la brèche franchie, les conditions de fondations, l'hydrologie (régime des crues, risque d'affouillements notamment), s'il s'agit de franchissement d'un cours d'eau, etc.

De façon détaillée, l'implantation des appuis s'effectue selon les cas à partir :

- Du gabarit à respecter, tant dans le sens de la largeur que dans le sens de la hauteur, qui exige de prendre en compte toutes les contraintes géométriques des voies, c'est-à-dire non seulement pente et dévers de la voie portée et de la voie franchie et éventuellement courbure en plan et en élévation, mais aussi et surtout largeur de la voie franchie (largeur roulable, accotements, passages de service, etc.).

L'objectif est de ménager le gabarit nécessaire, tout en donnant une bonne visibilité aux usagers de la voie franchie, surtout lorsque celle-ci est en courbe, et en préservant les transformations ou élargissements ultérieurs envisagés pour cette voie.

- Des données hydrologiques du cours d'eau franchi, le but étant de réserver une section mouillée et une revanche suffisantes.

Cette dernière devient indispensable lorsque le cours d'eau est susceptible de charrier des corps solides tels que troncs d'arbres, glaces, etc. Par ailleurs, si le cours d'eau est navigable, il est indispensable de ménager le gabarit nécessaire.

- De la proximité de la plate-forme de la voie franchie, lorsque celle-ci reste en exploitation pendant les travaux, dont il convient d'assurer la stabilité, notamment pendant l'exécution des fondations.

Bien entendu, cette contrainte est à prendre en compte dans l'implantation des appuis, mais aussi dans le choix du type de fondations ainsi que dans celui du mode de construction.

A titre indicatif, dans le cas d'un franchissement d'une plate-forme ferroviaire, où l'emploi de tabliers à poutrelles enrobées est très fréquent, cette contrainte peut être illustrée par la figure 4. On y distingue trois zones, A, B, C, correspondant à des limites de fond de fouille pour lesquelles des précautions sont à prendre afin d'assurer la stabilité de la plate-forme :

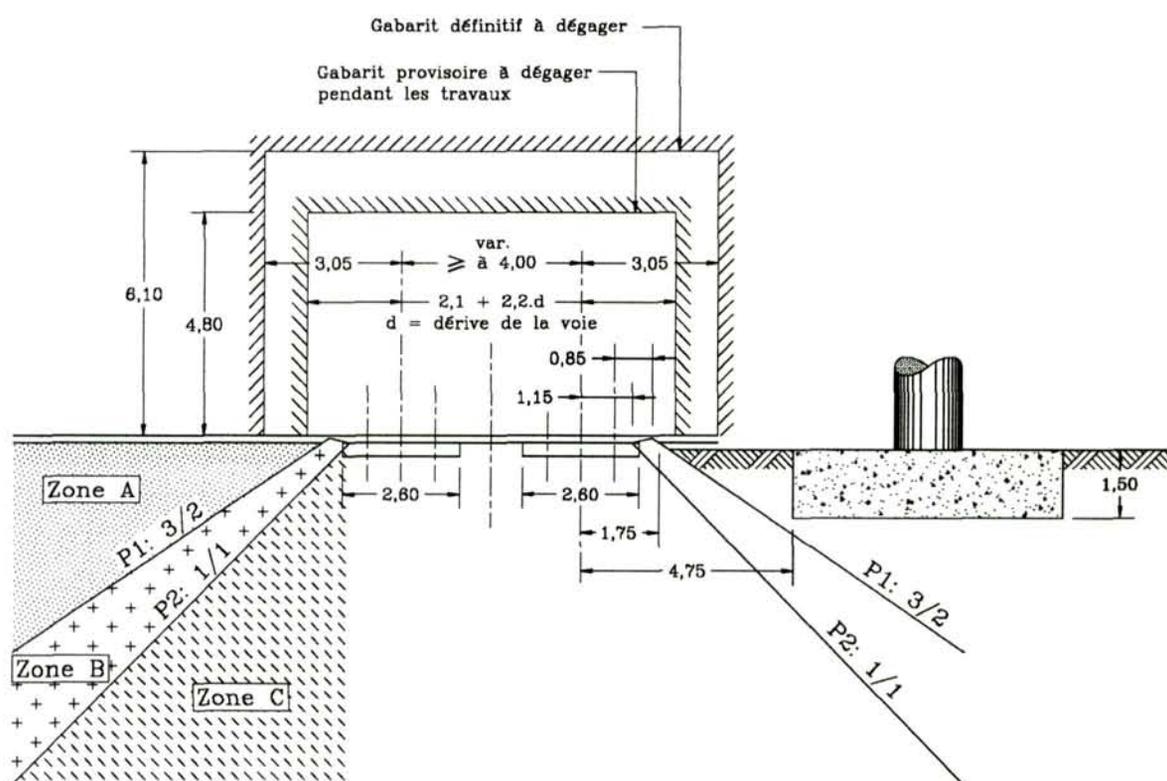


FIG. 4 : Implantation d'un appui à proximité des voies ferrées

Zone A : Si les fouilles ne descendent pas au-dessous d'un plan P_1 à $3/2$ de pente, en principe les déconsolidations ne sont pas à craindre, et les travaux peuvent s'exécuter sans ralentissement du trafic ferroviaire.

Zone B : Si les fouilles se situent entre le plan P_1 à $3/2$ de pente et le plan P_2 à $1/1$ de pente, les travaux sont à exécuter avec un blindage correct et des ralentissements de trains peuvent éventuellement être nécessaires.

Zone C : Si les fouilles descendent au-dessous du plan P_2 à $1/1$ de pente, les travaux sont à exécuter avec blindages très soignés et ralentissement des circulations ferroviaires indispensable.

- De la possibilité d'implanter un appui sur le terre-plein central (TPC) de la plate-forme franchie. Cela dépend non seulement de la largeur du TPC, bien entendu, mais

également des conditions liées à la construction sous circulation de l'appui en cause (accès au chantier, exécution des fondations...).

Cette étape permet ainsi de définir la longueur des travées (ou portées) ainsi que la longueur totale du pont.

A leur tour, ce sont ces portées et longueur totale qui contribuent à déterminer le type d'ouvrage, le nombre de joints ainsi que la nature des appareils d'appui.

Cela étant, le choix d'un *tablier routier à poutrelles enrobées* est possible, lorsque les portées ne dépassent pas 25 mètres (environ) pour les travées indépendantes, et une trentaine de mètres pour les travées continues.

En ce qui concerne le nombre de joints (ou, ce qui revient au même, le découpage longitudinal), celui-ci est à concevoir dans le souci principal de limiter le nombre de joints intermédiaires, pour les raisons déjà indiquées (cf. § 1.2).

Comme on le verra par la suite (cf. § 2.11), l'emploi des appareils d'appui en caoutchouc permet d'atteindre des longueurs dilatables suffisamment importantes pour couvrir presque tous les cas de figure de ponts routes à poutrelles enrobées, sans pour autant avoir recours à des joints de chaussée sur culées de souffle important et donc onéreux. En d'autres termes, il est presque toujours possible de concevoir des ouvrages à travées continues sans joints intermédiaires, ce qui est très avantageux à tous points de vue.

L'assemblage de poutrelles, soit de préférence par soudage bout-à-bout (cf. fig. 5), soit par éclissage avec boulonnages (cf. fig. 6), permet de réaliser des ouvrages continus, bien que les profilés soient actuellement limités en longueur par les capacités de laminage (cf. § 1.2) et surtout par des contraintes de transport.

Les joints d'assemblage peuvent être ménagés dans les sections sur appuis, ou de préférence dans les sections peu sollicitées.

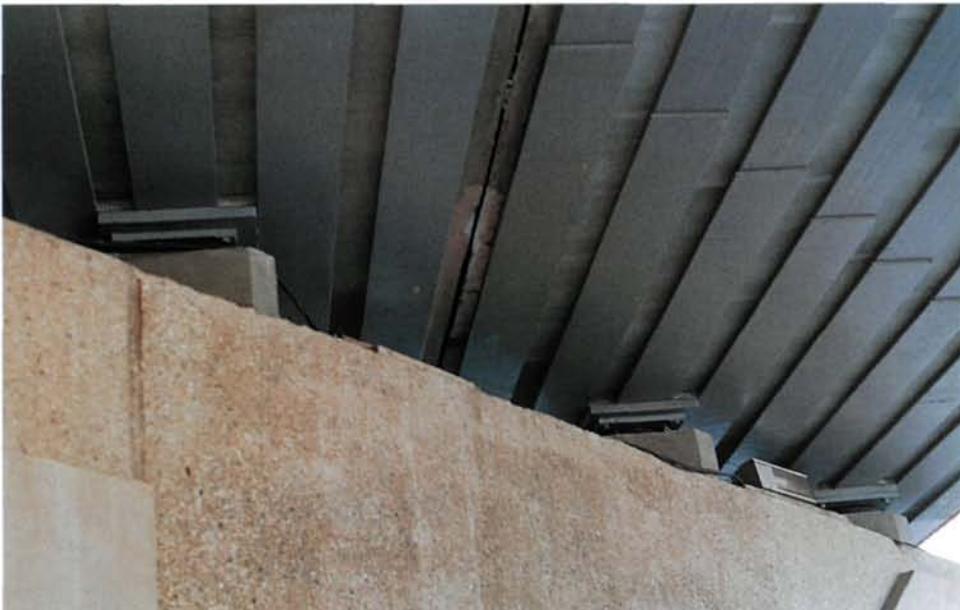


FIG. 5 : Assemblage par soudure



FIG. 6 : Assemblage par couvre - joint

Les joints assemblés par soudure sont discrets et donc favorables à l'esthétique.

Les joints assemblés par boulonnage le sont beaucoup moins. En outre, lorsque ces derniers sont placés sur appuis, d'importantes sujétions sont à surmonter pour placer les appareils d'appui. Une solution consiste en ce cas à asseoir ces derniers par l'intermédiaire de plats perforés et vissés sur le couvre-joint de l'aile inférieure. Ces plats doivent avoir une épaisseur suffisante pour loger les têtes de boulons.

Les techniques d'assemblage par soudage et par éclissage sont développées dans les annexes 3 et 4.

De même, la possibilité de cintrage des poutrelles permet de concevoir des tabliers courbes en élévation (cf. § 2.9) ou en plan (cf. § 2.3).

2.2. LARGEUR

Dans le sens transversal, il est possible de déterminer le nombre de poutrelles de façon à couvrir la largeur du profil en travers.

Cela ne pose pas de problème particulier dans le cas des tabliers rectilignes et de largeur constante.

En revanche, les tabliers à poutrelles enrobées comportant une variation de la largeur ne sont envisageables que lorsque la variation reste modérée (cf. § 2.7). On peut noter au passage que les tabliers à poutrelles enrobées sont particulièrement bien adaptés à des ouvrages étroits, pour les raisons suivantes :

La première est d'ordre technologique : l'enfilage de barres transversales longues, dans les trous prévus à cet effet dans la partie inférieure des âmes de poutres, peut poser certains problèmes, en cas d'ouvrage large, construit sur voie circulée.

La seconde tient à l'importance des efforts engendrés par la flexion transversale dans un ouvrage large, à reprendre par ces armatures, qui conduisent alors à un nombre important de barres.

2.3. BIAIS ET COURBURE EN PLAN

2.3.1 . Biais

La majorité des franchissements ne sont pas à angle droit, mais présentent un biais.

Lorsque l'angle de biais est modéré, la conception de l'ouvrage peut être conduite de la même façon que pour un franchissement droit, tant pour le tablier que pour les appuis. En particulier, la disposition des appuis parallèle à la voie franchie est une disposition courante et souhaitable du point de vue de l'esthétique.

En revanche, lorsque l'angle de biais est prononcé, la conception est plus complexe. Il en est de même pour le calcul. Sur le plan de la conception, on a alors intérêt, pour des raisons d'ordre esthétique et économique, à modifier chaque fois que cela est possible :

- soit la conception du tracé, pour augmenter l'angle aigu du franchissement ;
- soit la conception de l'ouvrage lui-même, par un *changement de l'orientation* en plan des appuis ou par un *élargissement* du tablier.

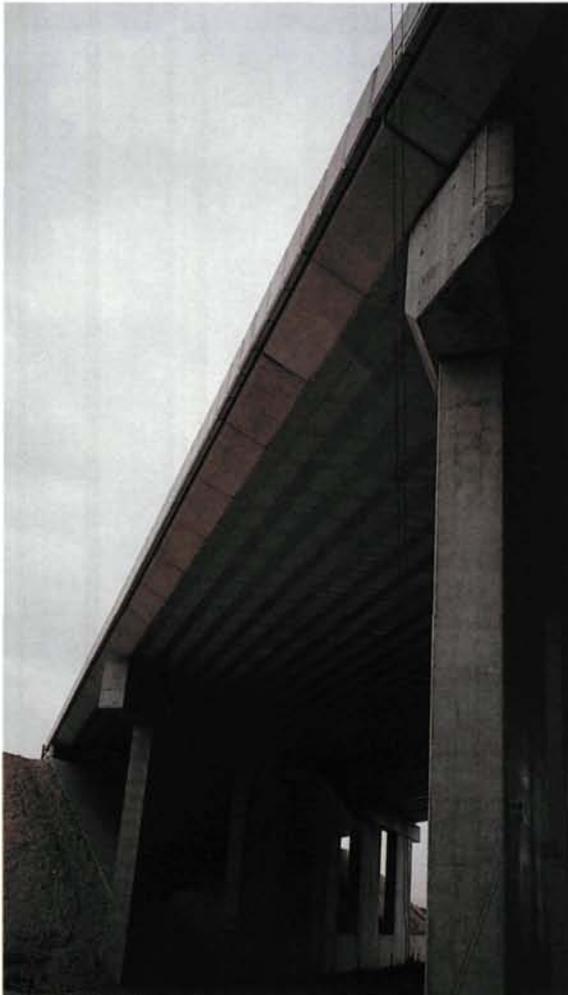


FIG. 7 :
Pont biais

De telles modifications deviennent indispensables, lorsque le franchissement est trop biais, pour supprimer les angles trop aigus (inférieurs à une trentaine de grades) dans la vue en plan du tablier, angles qui sont impossibles à coffrer et à ferrailer.

De plus, pour une brèche donnée, le franchissement biais allonge l'ouvrage ainsi que les appuis.

Outre le risque de soulèvements locaux du tablier entraînant l'utilisation d'appareils d'appui avec dispositif d'anti-cheminement, voire dispositif d'anti-soulèvement, les efforts de flexion transversale et de torsion dans le tablier croissent avec le biais.

De ce fait, les tabliers de biais prononcé comportent un ferrailage transversal renforcé et présentent par conséquent un surcoût du perçage des âmes de poutrelles et de la main d'oeuvre pour l'enfilage des armatures transversales. Ce surcoût est d'autant plus important qu'il est nécessaire de procéder à un calepinage précis des trous de perçage, et de disposer deux directions d'armatures transversales dans les parties de tablier proches des culées (voir détails dans les §§ 2.10 et 4.6). Il est vrai que ce problème peut être résolu, du moins en partie, par un épaississement du tablier. Mais tout cela concourt à renchérir le coût de l'ouvrage.

2.3.2 . Courbure

On peut concevoir des ouvrages courbes en plan à poutrelles enrobées.

Lorsque la courbure est faible, il est avantageux de prévoir des poutrelles rectilignes (le cas échéant une succession de poutrelles rectilignes), et de ne rattraper la courbure qu'au niveau des bords libres du tabliers, comme le montre la figure 8 suivante.



FIG. 8 : Tablier courbe à poutrelles rectilignes

Dans le cas contraire, la technique de cintrage horizontal permet de former des poutrelles courbes en plan, nécessaires pour concevoir des tabliers à bords courbes (comme on en trouve dans les ouvrages courbes ou élargis). Le rayon de cintrage minimum réalisable dépend essentiellement du type de profilé et de la longueur de poutrelle (problèmes de transport notamment). Ordre de grandeur du rayon minimum : une centaine de mètres.

Par ailleurs, les ouvrages courbes demandent des soins à apporter au niveau de la disposition des appuis, au même titre que les ouvrages biais, ainsi qu'au niveau de la disposition des poutrelles, en raison du dévers transversal (cf. § 2.7). En outre, les poutrelles courbes, du fait de l'excentrement de leur centre de gravité par rapport à la ligne des appuis, nécessitent un dispositif particulier d'anti-déversement par torsion pendant la construction.

2.3.3 . Calcul

Lorsque l'angle de biais géométrique ne dépasse pas 70 grades et que les portées angulaires (définies comme le rapport des portées développées au rayon de courbure en plan) restent inférieures à 0,2 radian, le comportement du tablier est assimilable à celui d'un tablier droit et rectiligne, à condition de considérer les portées développées dans les calculs. En outre, les moments engendrés dans le tablier par l'action du poids des superstructures ainsi que des charges d'exploitation peuvent en ce cas être évalués par une méthode simple telle que celle de Guyon-Massonnet.

En revanche, les tabliers de biais prononcé (c'est-à-dire comportant un angle de biais géométrique inférieur à 70 grades) ou de forte courbure (portées angulaires supérieures à 0,2 radian), nécessitent des calculs plus élaborés (par exemple, par une modélisation en grillage de poutres ou par éléments finis).

2.4. ELANCEMENT

Les tabliers à poutrelles enrobées constituent un type d'ouvrage particulièrement avantageux pour les franchissements de faible tirant d'air, en raison de leur minceur tout-à-fait remarquable.

En effet, suivant la nuance de l'acier utilisé, avec des profilés HEA ou HEB espacés dans les conditions exposées plus loin, l'élanement des poutrelles (défini comme le rapport de leur hauteur à la portée de l'ouvrage) peut être défini par :

	Acier S275 (ex E28)	Acier S355 (ex E36)
Travée indépendante	1/33	1/40
Travées continues	1/38	1/45

FIG. 9 : Elancement des poutrelles

Ces règles sont approximatives, mais néanmoins suffisantes pour une étude préliminaire dont le but principal est de s'assurer de la faisabilité d'une solution et tout particulièrement de son calage dans le profil en long du tracé. Pour un dimensionnement plus fin, il convient d'appliquer les annexes 1 et 2. Les figures 10 et 11 suivantes illustrent les conditions d'un tel calage :

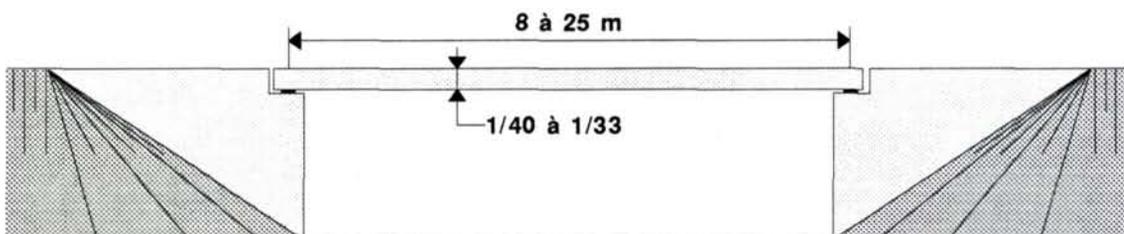


FIG. 10 : Elancement des poutrelles pour une travée indépendante

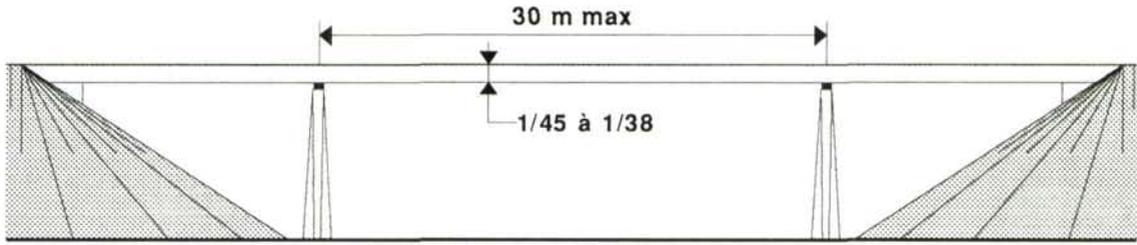


FIG. 11 : Elancement des poutrelles pour des travées continues

L'épaisseur totale du tablier (revêtement non compris) est obtenue, quant à elle, en ajoutant à la hauteur des poutrelles ainsi obtenue, l'enrobage supérieur dont l'épaisseur est d'une quinzaine de centimètres.

L'influence du poids propre du béton sur la résistance des poutrelles pendant la construction est très importante. L'emploi de la nuance S355 (anciennement E36) et des profilés HEA et HEB est pour cette raison le plus répandu du fait qu'ils offrent le meilleur rapport performance/prix.

Il est donc avantageux d'élancer le tablier au maximum, sachant cependant qu'un trop fort élancement se traduit par une souplesse importante du tablier qui peut conduire à des déformations incompatibles avec les conditions d'exploitation (cf. § 2.9. flèches limites).

De même, dans le cas d'un ouvrage de biais prononcé, en raison de l'importance des efforts transversaux, un élancement trop fort du tablier peut conduire à un ferrailage trop dense pour pouvoir être mis en place. Dans ces conditions, le recours à d'autres nuances d'acier ou d'autres types de profilés accompagné d'une augmentation de l'épaisseur du tablier peut constituer un compromis intéressant.

2.5. ESPACEMENT LIMITE DES POUTRELLES

Pour permettre un bétonnage correct entre les poutrelles, l'espace libre entre ailes de deux poutrelles voisines ne doit pas être inférieur à 0,15 mètre. L'espacement des poutrelles doit donc être supérieur à :

$$0,15 + b, \text{ b étant la largeur des ailes (exprimée en mètre)}$$

Par ailleurs, dans les conditions normales d'utilisation, l'espacement des poutrelles ne doit pas dépasser :

$$h/3 + 0,6, \text{ h étant la hauteur des poutrelles (exprimée en mètre)}$$

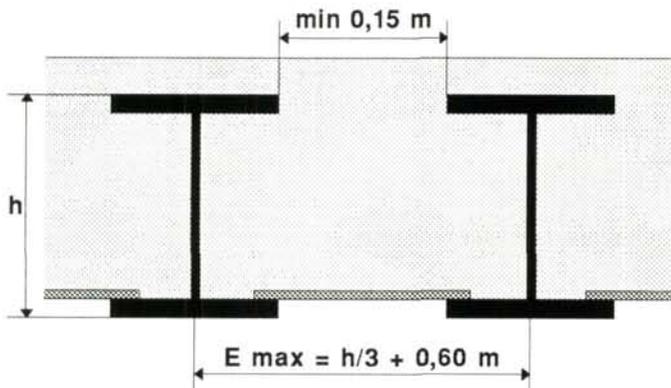


FIG. 12 :

E spacements limites des poutrelles

Des espacements supérieurs pourront être adoptés sous réserve de l'utilisation de coffrages plus résistants que les plaques de fibre-ciment (bacs nervurés en acier ou dalles de béton armé, par exemple) et du renforcement du ferrailage transversal, voire longitudinal, mais on est alors confronté au mécanisme, mal appréhendé, de la transmission des sollicitations entre poutrelles et armatures.

2.6. ENROBEMENT DE BETON

Par rapport à l'extrados du tablier, le béton d'enrobage doit avoir une épaisseur minimale pour assurer les fonctions de protection des armatures HA longitudinales, transversales, et des poutrelles, ainsi que le réglage des niveaux. Cette épaisseur doit être comprise entre 7 et 15 cm et ne doit en aucun cas dépasser le tiers de la hauteur des poutrelles. De ces dispositions, il ressort que les poutrelles doivent avoir une hauteur supérieure à 21 cm, ce qui est généralement le cas.

Lorsque les poutrelles de rive sont entièrement enrobées, il y a lieu de respecter l'enrobage minimum de 8 cm (cf. fig. 13). Il est possible d'utiliser des rives préfabriquées en béton architectonique, solution intéressante tant sur le plan technique, surtout lorsque l'on ne dispose pas de gabarit suffisant pendant la construction (coffrage des rives du tablier), que sur le plan esthétique (voir § 2.13).

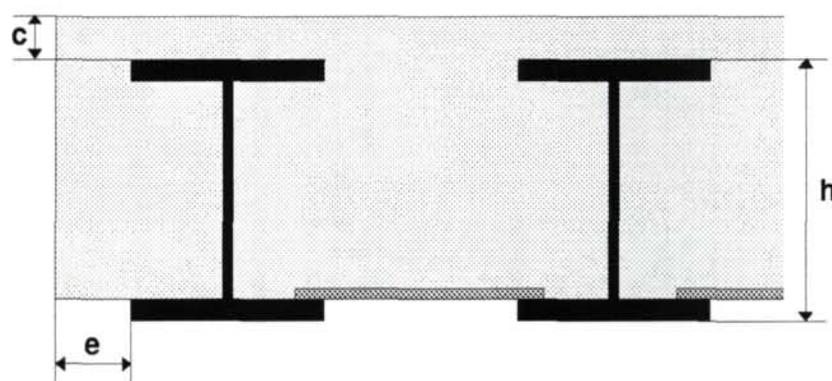


FIG 13 : Enrobement

- $c > 7 \text{ cm}$
- $c < \min (15 \text{ cm}, h/3)$
- $e > 8 \text{ cm}$

Notons en outre que la conception détaillée du tablier dans les zones de bords libres dépend des caractéristiques de la voirie portée, des dispositifs de retenue à mettre en oeuvre ainsi que des corniches projetées (voir § 2.12).

2.7. PROFILS EN TRAVERS ET POSITIONNEMENT DES POUTRELLES

Le nombre et l'espacement des poutrelles définissent la poutraison adaptée au profil en travers du tablier.

Leur disposition suit les indications ci-après et la coupe transversale complète du tablier, quant à elle, est déterminée, lorsque sera fixé le choix des équipements de rive tels que les dispositifs de retenue et les corniches (cf. § 2.12).

La disposition en plan des poutrelles ne pose pas de problème particulier dans le cas des tabliers de largeur constante.

En revanche, dans le cas d'ouvrages de largeur variable, les poutrelles enrobées ne sont envisageables qu'à la condition que la variation de la largeur du tablier reste modérée (cf. fig. 14), en raison des contraintes liées aux espacements limites des poutrelles définis au § 2.5.

Par ailleurs, dans le cas d'ouvrages à travées solidaires, les poutrelles sont continues d'une travée à l'autre, leur nombre demeure donc inchangé sur tout le pont.

A titre indicatif, cette condition se traduit par :

$$\frac{b_{\max}}{b_{\min}} \leq \frac{\frac{h}{3} + 0,60}{0,45}$$

où b_{\max} et b_{\min} désignent les largeurs du tablier (respectivement max et min) à ses extrémités, et h , la hauteur des poutrelles (exprimée en mètre).

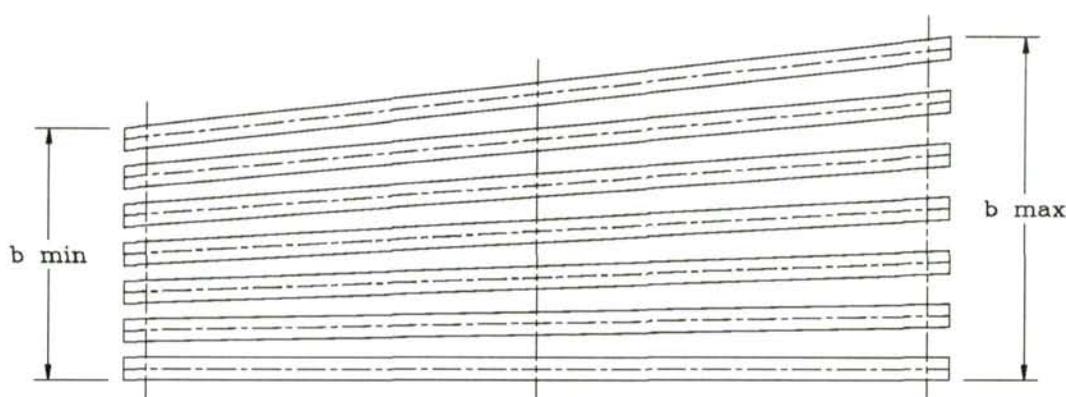


FIG. 14 : Tablier de largeur variable

2.7.1. Tablier à pente transversale unique

L'extrados est en ce cas parallèle à l'intrados.

Dans le cas général, les poutrelles seront verticales, la pente étant obtenue par décrochage de l'une par rapport à l'autre.

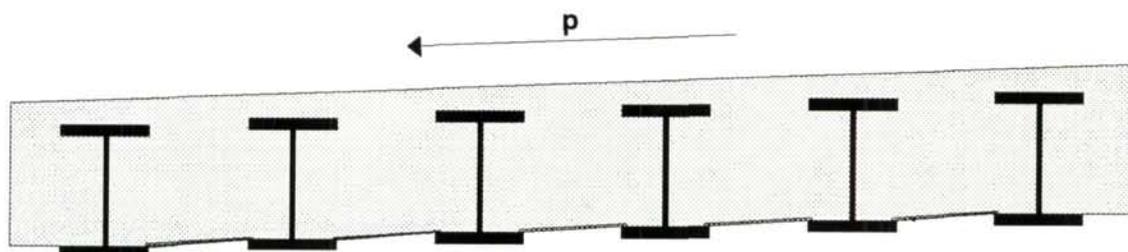


FIG. 15 : Disposition des poutrelles dans le cas général

Il est toutefois possible d'incliner les poutrelles elles-mêmes, si celles-ci sont de hauteur modérée (≤ 400 mm) et si le dévers est faible ($\leq 2\%$), comme le montre la figure 3.

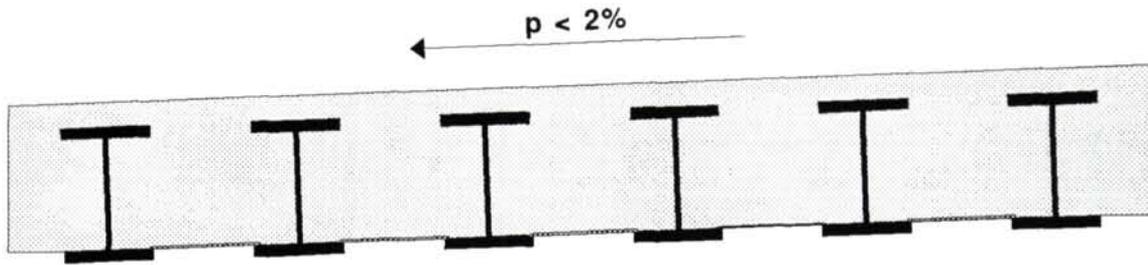


FIG. 16 : Disposition particulière pour de petits profilés ($h < 400$) faiblement déversés ($p < 2\%$)

2.7.2. Tablier à double pente

L'extrados du tablier suivra dans le cas général le profil en travers de la chaussée. Dans ce cas, le béton de couverture a une épaisseur variable dont la valeur minimale doit être respectée au droit des poutrelles de rive.

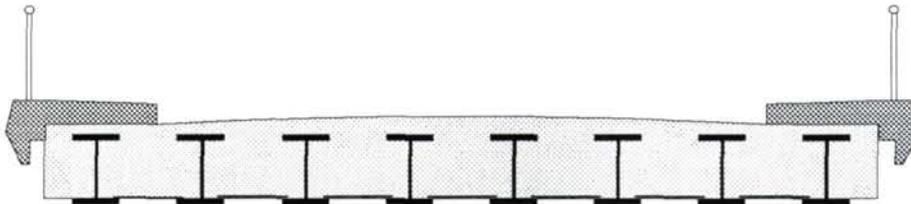


FIG. 17 : Profil bombé pour un tablier de largeur modérée

Il est possible également, dans le cas de tabliers de grande largeur (au-delà d'une quinzaine de mètres), d'orienter l'extrados et l'intrados dans une même direction. Dans ce cas, le béton de couverture a une épaisseur constante et le réglage de l'extrados s'en trouve facilité. En contrepartie, le ferrailage transversal inférieur est alors délicat à mettre en place, sauf bien entendu dans le cas d'emploi de manchons de raboutage. Il est donc conseillé de faire deux tabliers indépendants, lorsque la continuité transversale de roulement ne s'impose pas.

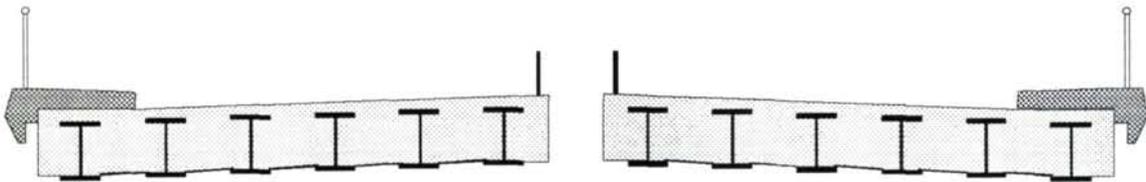


FIG. 18 : Demi-tabliers séparés

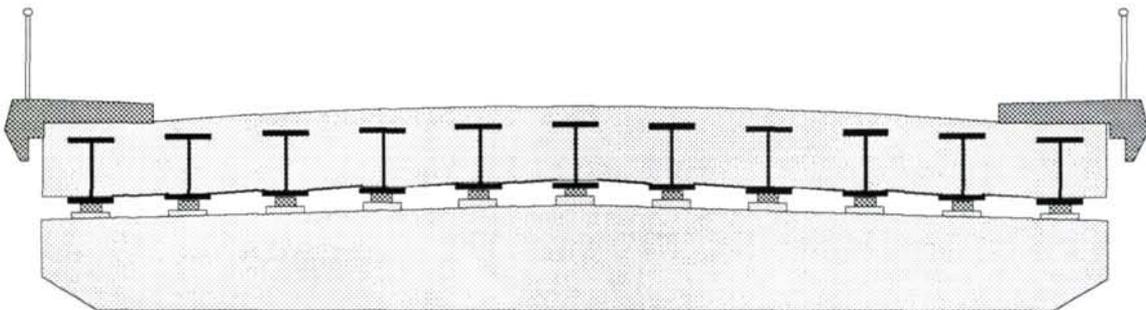


FIG. 19 : Trop grande largeur rendant impossible tout enfilage d'armatures transversales

Dans tous les cas, l'épaisseur de la couche de roulement reste constante, ce qui facilite notablement la mise en oeuvre des enrobés.

2.8. DENIVELLATIONS D'APPUI - CONTREFLECHES

2.8.1. Généralités sur les dénivellations d'appui

Dans le cas d'un tablier continu hyperstatique, les moments sollicitants sur appui sont généralement plus importants, en valeur absolue, que ceux en travée.

Il est possible, moyennant une dénivellation d'appui, de diminuer le moment sur l'appui concerné et corrélativement d'augmenter les moments dans les 2 travées adjacentes à l'appui.

La dénivellation d'appui a aussi pour effet de diminuer la réaction du tablier sur l'appui considéré et d'augmenter celles des 2 appuis adjacents (effet de lest).

La diminution de la valeur absolue d'un moment sur appui permet, dans le cas d'un tablier à poutrelles enrobées, de :

- réduire le ferrailage longitudinal, dit de chapeau, disposé en face supérieure du tablier et au droit de l'appui ;
- réduire l'écart des contraintes dans chacun des matériaux constitutifs de la structure de telle sorte que ceux-ci fonctionnent de façon comparable en toute section ;
- avoir recours éventuellement à un module de poutrelles plus faible.

La dénivellation d'appui peut être réalisée :

- soit en dénivellant l'appui considéré en dessous de la ligne théorique joignant les 2 appuis encadrants, nous l'appellerons dénivellation réelle d'appui.
- soit par une déformation préalable des poutrelles avec réalisation d'une contreflèche excédentaire au droit de l'appui considéré que nous appellerons dénivellation fictive d'appui.

La dénivellation d'appui peut intervenir sur l'ossature métallique seule (c'est le cas le plus courant), la dénivellation intervenant alors au moment de la mise en place des poutrelles.

On peut prendre aussi en compte tout ou partie de la structure béton en calant les poutrelles sur la hauteur de la dénivellation avant bétonnage. C'est alors le module d'inertie de la section résistante (homogénéisée) qui intervient dans la redistribution des efforts.

2.8.2. Dénivellations fictives d'appui

Des dénivellations fictives d'appui ne sont efficaces et donc envisagées qu'avec des tabliers constitués de poutrelles d'un seul tenant ou assemblées bout à bout par soudage.

La dénivellation d'appui maximale est telle que, à l'état-limite ultime, le début de plastification des matériaux (formation de rotules plastiques) apparaisse en même temps dans la section sur appui et dans la section la plus sollicitée en travée.

La méthode de dénivellation fictive d'appui et les calculs correspondants sont exposés au § 6.3.

Seul est envisagé le cas de dénivellations sous poids propre de la poutrelle seule et il est nécessaire de vérifier que :

- la flèche prise sous son poids propre permet bien à la poutrelle de reposer sur tous les appareils d'appui,
- le supplément de contrainte apporté par la dénivellation d'appui réalisée entraîne dans la poutrelle, en travée, un état de contraintes compatible avec l'état-limite de service,
- les efforts auxquels elle sera soumise en phase de travaux ne conduisent pas au déversement.

2.8.3. Contreflèche

La contreflèche de fabrication des poutrelles a pour but d'assurer au tablier une déformée, sous l'action des charges permanentes et éventuellement d'une fraction de charges d'exploitation, telle qu'elle coïncide avec le profil en long (ligne rouge) de l'ouvrage.

Cette contreflèche résulte donc des déformations à imposer aux poutrelles, pour :

- résorber la flèche prise par l'ensemble de la structure sous l'effet des charges permanentes de poids propre de la section résistante et des équipements fixes ou amovibles ;
- tenir compte du profil en long de la voie portée ;
- obtenir la dénivellation fictive d'appui nécessaire pour réduire les moments sur appui de chacune des poutrelles ;
- éventuellement, lorsqu'elle est significative, compenser la flèche instantanée prise par le tablier en service sous l'effet d'une fraction plus ou moins importante de charges d'exploitation.

2.9. FLECHES LIMITES

Les fournisseurs peuvent cintrer les poutrelles avant livraison, avec une flèche maximum atteignant 1/100 de leur longueur. Cette condition, qui constitue une limite pour le contreflèchage, peut devenir déterminante dans le cas des travées indépendantes.

Par ailleurs, les ouvrages en poutrelles enrobées sont élancés et souples, il faut donc une limitation de leur déformabilité sous charges d'exploitation de façon à assurer un minimum de confort aux usagers.

A cette fin, il y a lieu de limiter la flèche évaluée sous les seules charges d'exploitation à un *maximum de 1/500 de la portée*.

En ce qui concerne le calcul détaillé des flèches, on se reportera au § 6.6 "Calcul des déformations".

2.10. FERRAILLAGE DE TYPE BETON ARME

Il s'agit des armatures à prévoir dans le tablier en plus de l'acier des poutrelles, pour reprendre les sollicitations non reprises par les poutrelles, notamment dans le sens transversal. Elles sont déterminées suivant les règles BAEL, en faisant abstraction des poutrelles.

Dans le sens longitudinal, ces armatures :

- assurent la non-fragilité du béton, notamment en face supérieure au droit des appuis de continuité.

- s'opposent aux effets de retrait du béton (qui ne sera pas pris en compte dans les calculs),
- peuvent participer au moment résistant de la section moyennant certaines conditions (cf. article A.4.1,2 du BAEL),
- sont à prévoir entre les poutrelles, en travée, lorsque l'espacement de celles-ci est proche de la valeur maximale donnée au § 2.5.

Dans le sens transversal, elles reprennent la flexion transversale et la torsion du tablier tout en constituant, comme dans le cas des armatures longitudinales, les aciers qui assurent la non-fragilité du béton.

Dans le sens vertical, des cadres et étriers peuvent être nécessaires, notamment pour constituer le chevêtre incorporé sur appuis.

Par rapport à un ouvrage droit et sous l'action du poids des superstructures et des charges d'exploitation, le biais a pour effet de réduire les moments de flexion longitudinale, mais en revanche d'augmenter les moments de flexion transversale ainsi que les moments de torsion dans le tablier.

Les moments fléchissants longitudinaux ainsi que les efforts de cisaillements longitudinaux de torsion, lorsqu'il en existe, sont repris par les poutrelles.

Il reste, dans le sens transversal, à équilibrer, par des armatures de béton armé, les moments fléchissants transversaux ainsi que les efforts de cisaillements transversaux de torsion.

Il est efficace, d'un point de vue mécanique, d'orienter ces armatures perpendiculairement aux poutrelles. Cependant, cette disposition nécessite, dans le cas des tabliers biais, un calepinage soigneux des trous de perçage des poutrelles et de ce fait n'est pas pratique. En revanche, la disposition des armatures parallèle aux lignes d'appui est toujours pratique, mais moins efficace mécaniquement.

Il est apparu dans ces conditions que pour les tabliers droits ou modérément biais, dont l'angle de biais est supérieur à une soixantaine de grades, la disposition parallèle aux lignes d'appui (cf. fig. 20) constitue un compromis acceptable. En deçà de cette limite (cas de tabliers de biais prononcé), c'est l'autre disposition qui doit être adoptée (cf. fig. 21).

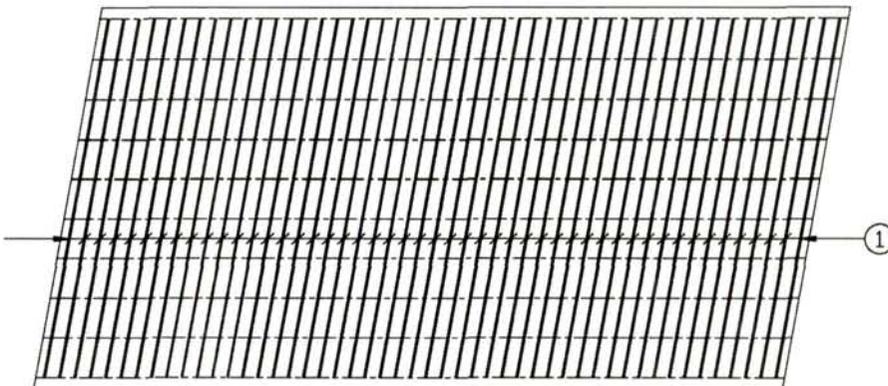


FIG. 20 : Fers transversaux parallèles aux lignes d'appui

(acier N° ①)

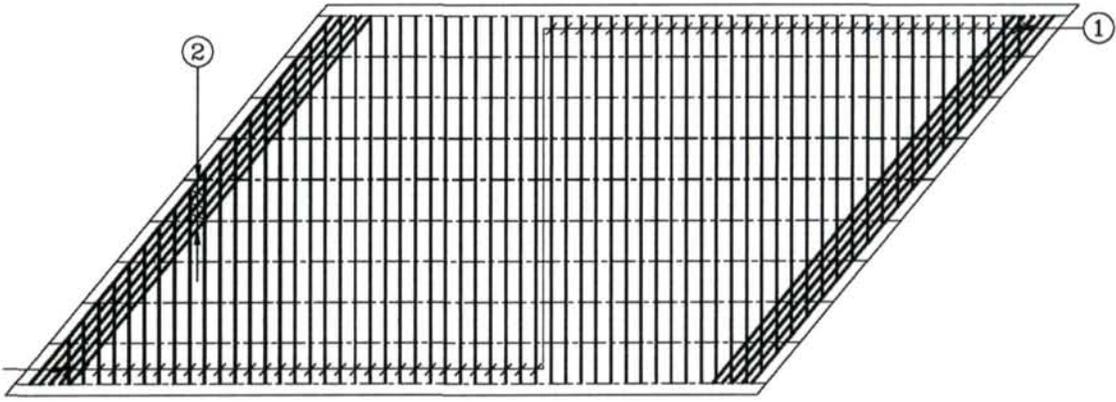


FIG. 21 : Ferrailage transversal composé de :
fers disposés perpendiculairement aux poutrelles (acier N° ①), et de
renforts localisés aux abouts et orientés selon le biais (acier N° ②)

Quelle que soit l'option choisie, ce ferrailage transversal est à renforcer dans les zones de chevêtres incorporés sur culées, par des armatures disposées parallèlement aux lignes d'appui (cf. fig. 21 en particulier).

De même, le ferrailage des zones de bords libres doit mériter une attention particulière, compte tenu de l'ancrage des dispositifs de retenue d'une part et de la couture des reprises de bétonnage d'autre part (cf. fig. 22).

L'ancrage ainsi que le ferrailage correspondant d'un dispositif de retenue sont, quant à eux, dessinés et présentés dans le § 2.12.2.

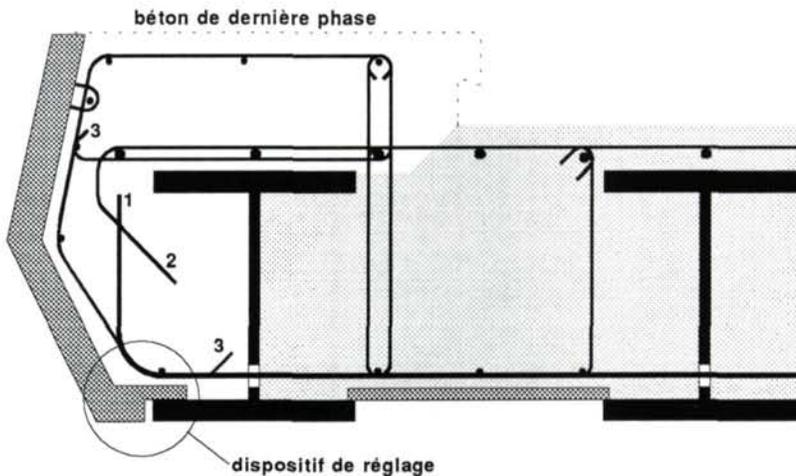


FIG. 22 : Principe du ferrailage des zones de bords libres

L'enfilage des armatures transversales en face inférieure à travers les âmes des poutrelles nécessite un perçage préalable de ces dernières (Cf. § 4.4.3.).

Les conditions de mise en place de ces armatures sont détaillées dans le paragraphe 4.6.



FIG. 23 : Ferrailage (vue générale)

2.11. APPUIS ET APPAREILS D'APPUI

Dans les tabliers à poutrelles enrobées, les appareils d'appui, généralement en caoutchouc fretté, sont disposés sous chaque poutrelle. De ce fait, les piles sont constituées soit par un voile unique, soit par un ou plusieurs fûts verticaux ou inclinés, et couronné(s) par un chevêtre. De même, les culées sont généralement des culées apparentes, ou des piles-culées semi-enterrées et perchées en crête de talus.

Quant à la disposition des appuis, il y a lieu de noter que leur orientation, qui dépend de l'angle de biais du franchissement et de la courbure en plan a une importante incidence sur le coût et l'aspect de l'ouvrage (cf. § 2.3 et 2.13).

Les appareils d'appui sont réglés avant la pose des poutrelles. Toutefois, pour un ouvrage à travée unique de grande portée, la contreflèche de fabrication est telle que la pose directe sur appuis définitifs entrainerait dans ces derniers, après bétonnage, des distorsions incompatibles avec un fonctionnement normal. Dans ce cas, il est conseillé de placer devant chaque appareil une cale en bois dur, de même épaisseur, qui sera chassée après bétonnage du tablier.

Comme il est indiqué ci-dessus, on utilise très fréquemment des appareils d'appui en caoutchouc fretté ordinaires (ne comportant pas de plan de glissement) disposés sous chaque poutrelle.

Les appareils ont en ce cas un côté inférieur à 300 mm, qui est la largeur courante de l'aile de poutrelle. Leur distorsion ne devant pas dépasser le dixième de leur petit côté, elle est limitée à 30 mm. En supposant par ailleurs que cette distorsion, rapportée à la longueur dilatable, est de l'ordre de $6 \cdot 10^{-4}$, on voit que l'emploi (très fréquent) des appareils d'appui en caoutchouc fretté est tout indiqué, chaque fois que la longueur dilatable ne dépasse pas une cinquantaine de mètres et que, bien entendu, la résistance de l'appui en cause le permet. Ces conditions permettent de concevoir avantageusement des ouvrages monolithiques, de longueur allant jusqu'à une centaine de mètres sans joints intermédiaires. Au delà de ces limites de longueur, cas peu fréquent pour les ponts courants, le monolithisme peut également être conservé,

toujours par l'emploi d'appareils d'appui en caoutchouc fretté, sauf pour les culées où il est nécessaire d'utiliser des appareils d'appui glissants en caoutchouc. Dans le cas d'emploi des appareils d'appui glissants à pot, ceux-ci peuvent être disposés en nombre limité, en raison de leur coût unitaire élevé, sous les chevêtres incorporés d'about, mais en dehors des poutrelles.



FIG. 24 : Appuis - Appareils d'appui mis en place sur des bossages



FIG. 25 : Détail des bossages sous poutrelles

2.11.1. Culées

Les appuis d'un ouvrage à travée unique sont la plupart du temps des culées apparentes, formées par un mur de front et des murs en ailes ou en retour. Les culées d'un ouvrage à plusieurs travées sont en général des piles-culées semi-enterrées, constituées de fûts couronnés par un chevêtre et complétées éventuellement par des murs en retour suspendus (cf. fig. 26).

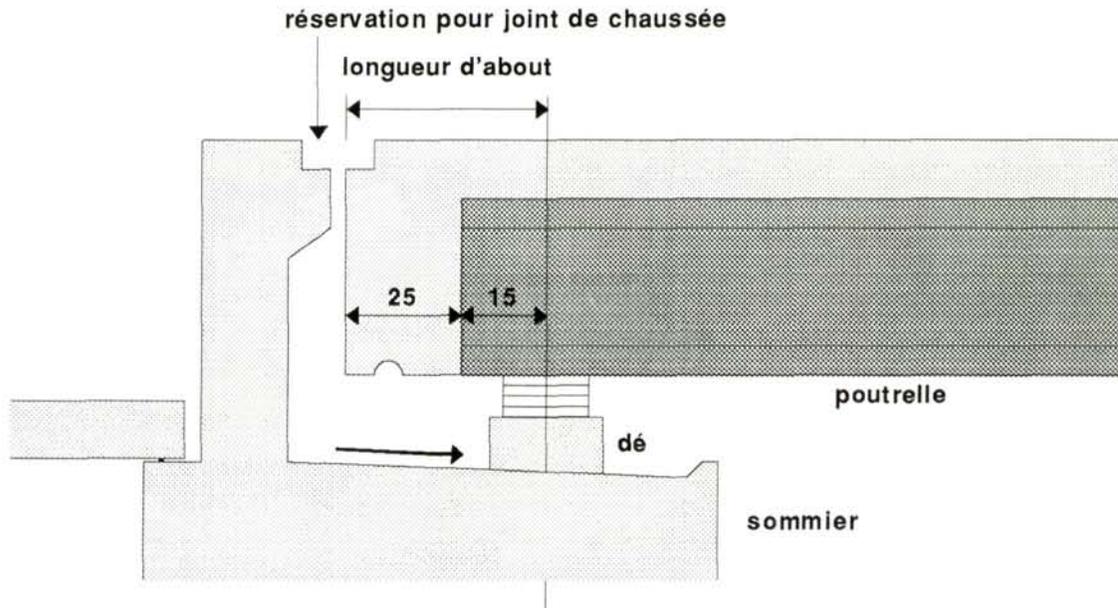


FIG. 26 : Culée et zone d'about de tablier



FIG. 27 : Culée et appareils d'appui - Ouvrage fini

a) Longueur d'about du tablier

Cette longueur dépend des dimensions de la réservation si celle-ci existe pour le joint de chaussée prévu.

Elle est en général de l'ordre de 0,40 m suivant le droit par rapport à l'axe d'appui.

b) Nivellement des sommiers

Plusieurs solutions peuvent se présenter selon les caractéristiques du tablier : pente longitudinale et transversale, biais. En tout état de cause, l'horizontalité des assises des poutrelles doit être recherchée.

Pente transversale

L'horizontalité peut être obtenue en adoptant un nivellement du sommier en escalier : chaque marche d'escalier correspond à l'appui d'une poutrelle. Toutefois, afin de préserver des possibilités ultérieures de vérinage, il est conseillé d'intercaler un bossage en béton entre l'appareil d'appui et le sommier.

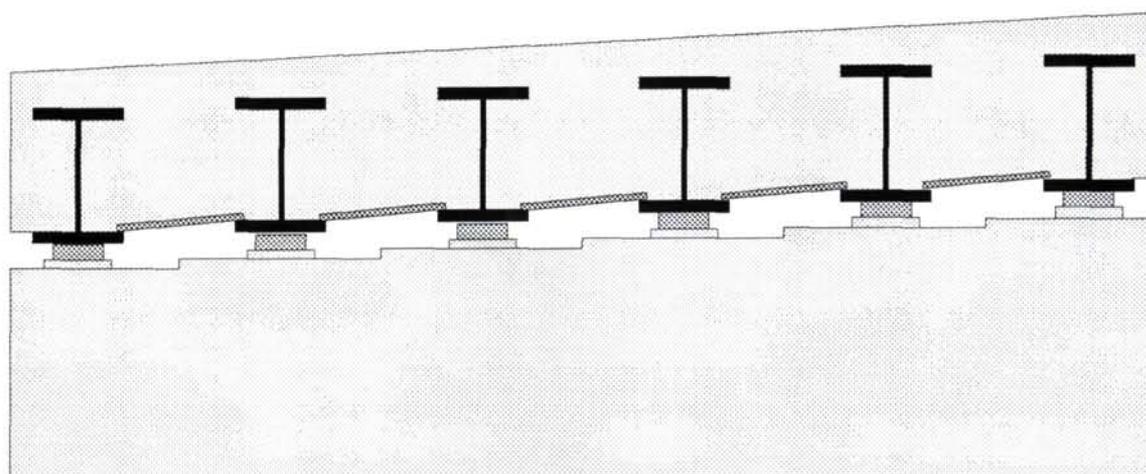


FIG. 28 : Bossages sur des plans horizontaux en escalier

On peut aussi adopter la solution suivante (figure 29) : chaque appareil d'appui repose sur un bossage en béton fretté, dont la face supérieure est horizontale.

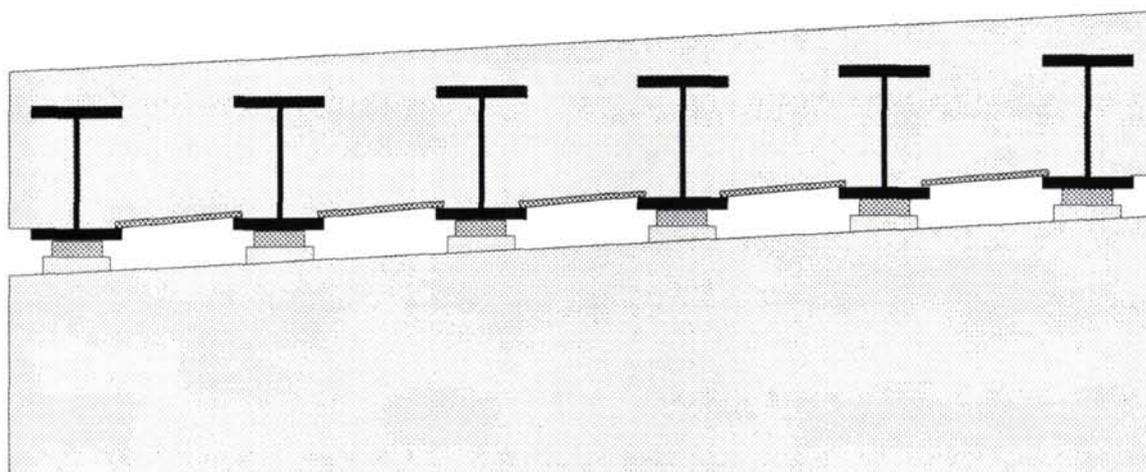


FIG. 29 : Bossages sur un plan incliné

Exceptionnellement, lorsque la pente transversale est faible (inférieure à 2%) on pourra admettre que la face supérieure des dés suive cette pente, sous réserve que les poutrelles soient de hauteur limitée (< 400 mm).

Pente longitudinale

Nous conseillons de prévoir une platine intercalaire biale, boulonnée ou soudée longitudinalement sur la semelle ou le couvre-joint inférieur, de façon à conserver une assise horizontale (cf. fig. 30).

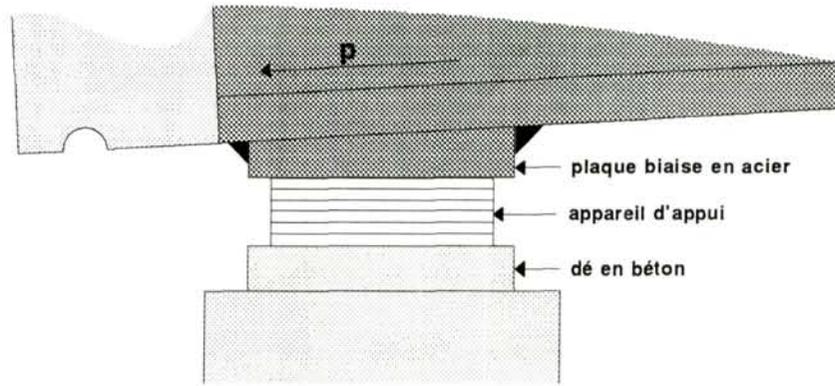


FIG. 30 : Pente longitudinale du tablier

2.11.2. Piles

Le voile unique en béton armé semble la solution la mieux adaptée, lorsque sa longueur reste modérée (inférieure à une dizaine de mètres en ordre de grandeur).

Au-delà de cette limite et pour atténuer l'effet d'écran défavorable pour les usagers de la voie franchie, il est souhaitable que les piles soient constituées par des voiles discontinus surmontés d'un chevêtre.

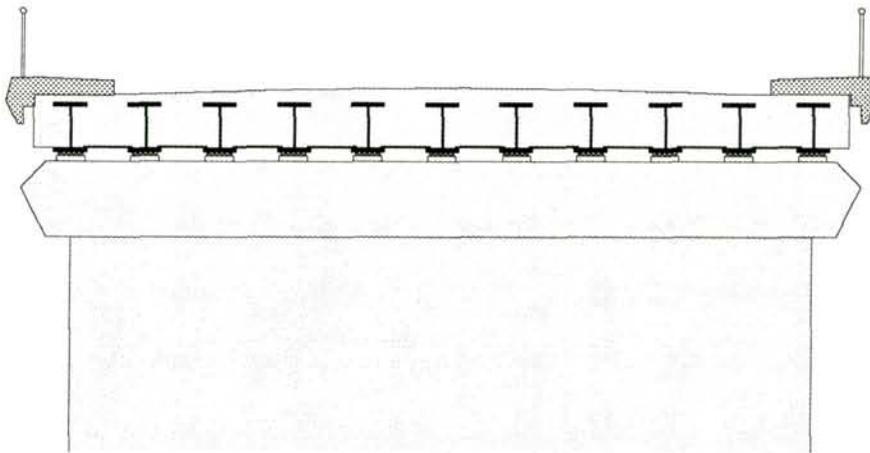


FIG. 31 : Voile unique

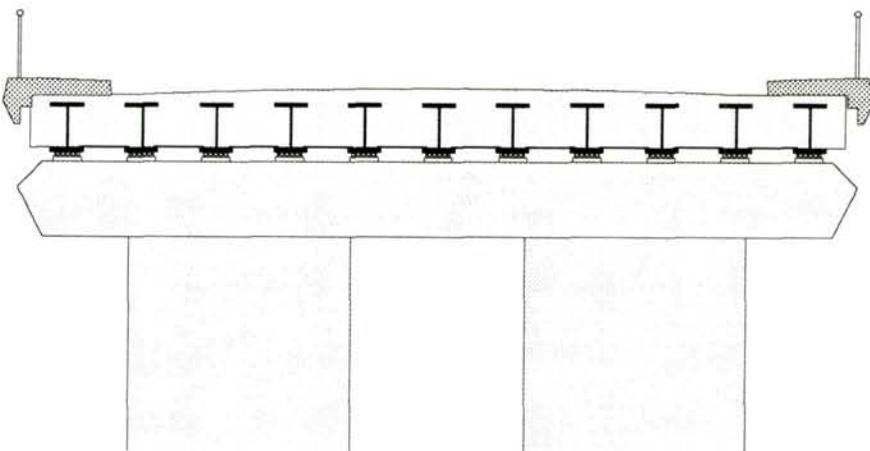


FIG. 32 : Voiles multiples couronnés par un chevêtre

Pour résister efficacement à des chocs de véhicules, chaque voile doit présenter une section minimale de 2 m de long sur 0,50 m d'épaisseur et être bien entendu armé suffisamment.

On peut bien sûr envisager d'autres formes de piles plus complexes, mais plus satisfaisantes sur le plan esthétique, lorsque le contexte de l'ouvrage le justifie (cf. § 2.13).

2.11.3. Dispositions pour vérinage

Il est souhaitable de prévoir autant de vérins que d'appareils d'appui sous peine d'augmenter de façon disproportionnée le ferrailage de la dalle : chevêtres incorporés et aciers de poinçonnement.

La solution la mieux adaptée consisterait à placer chaque vérin sous une semelle de poutrelles, accolé à un appareil d'appui, mais cette solution conduirait à une largeur excessive des têtes d'appui.

Il est donc conseillé de réserver des emplacements de vérinage à côté de chaque poutrelle comme l'indique la figure 33 ci-après.

Il est nécessaire de prévoir une assise horizontale sur le sommier et une plaque de béton fretté incorporée à la sous face de la dalle.

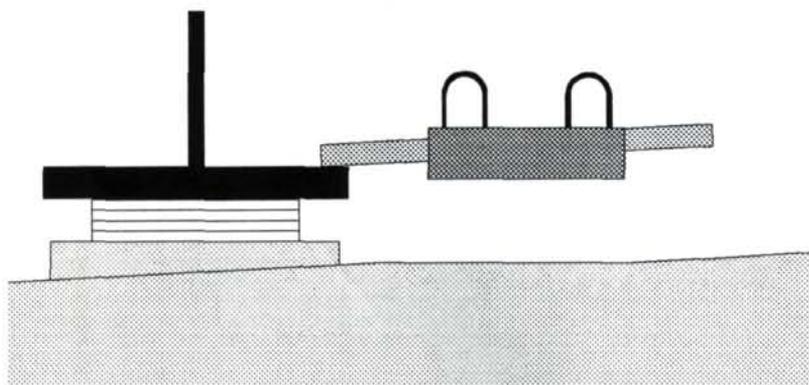


FIG. 33 : Dispositif pour le vérinage du tablier

2.12. EQUIPEMENTS DU TABLIER

Comme les appareils d'appui, les dispositifs de retenue et les corniches figurent parmi les premiers équipements à examiner dans la conception d'un ouvrage pour leur rôle technique et esthétique.

En règle générale, ces équipements sont les mêmes que ceux d'un pont dalle. Cependant, des aménagements sont à apporter à certains d'entre eux pour tenir compte des contraintes spécifiques à ce type d'ouvrage.

2.12.1. Corniches

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

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

Le bord du tablier, avant la confection des corniches, a généralement l'aspect présenté sur la figure 34.

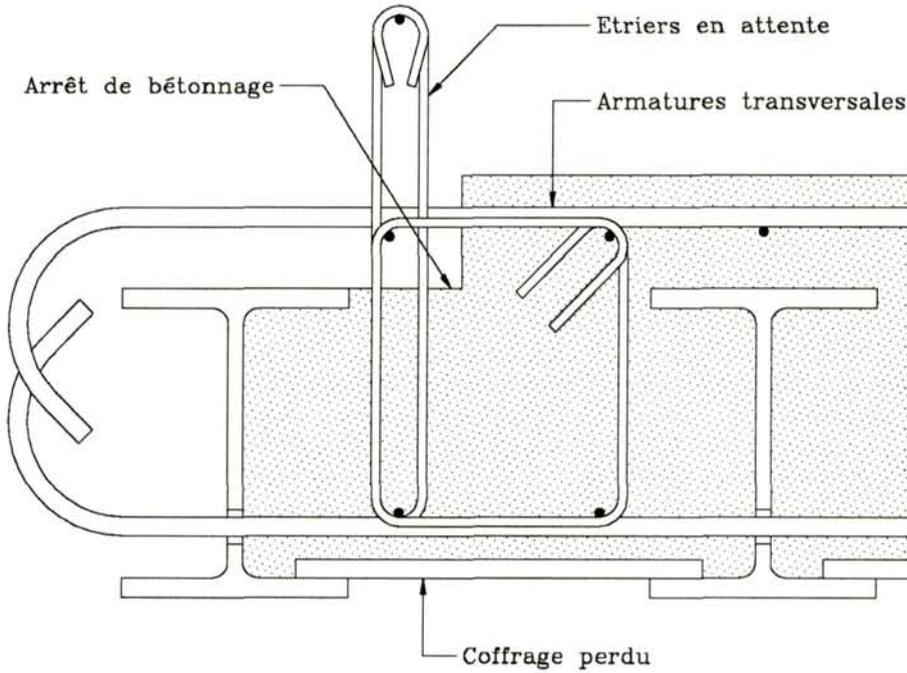


FIG. 34 : Bord du tablier avant confection des corniches

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

Bien entendu, le choix du type de corniche ainsi que de sa forme et de sa texture doit être guidé par des considérations d'aspect et de facilité d'entretien, non seulement des corniches elles-mêmes, mais aussi et surtout du tablier. Il est souhaitable à cette fin que les poutrelles de rive soient entièrement enrobées, quel que soit le type de corniche employé.

Pour plus de détails, on peut consulter le guide "Corniches" de la collection GC du S.E.T.R.A..

a) Corniches en béton coulé en place

Ce type de corniche présente l'inconvénient de nécessiter un coffrage engageant temporairement le gabarit, ce qui va à l'encontre de l'intérêt apporté par l'emploi des poutrelles enrobées.

En outre, le béton coulé en place ne procure pas toujours un rendu correct en ce qui concerne la régularité de la forme et de la teinte souvent recherchée pour ces parties d'ouvrage.

Le principe de construction fait l'objet d'un développement dans le § 4.3.

b) Corniches préfabriquées en béton

Les parements de ces corniches sont seuls préfabriqués en éléments, souvent appelés coquilles, et servent de coffrage au béton de dernière phase.

Il est nécessaire de prévoir un dispositif de fixation de ces coquilles qui permette des possibilités de réglage, comme le montre la figure 36.



FIG. 35 : Corniches préfabriquées - Ouvrage fini

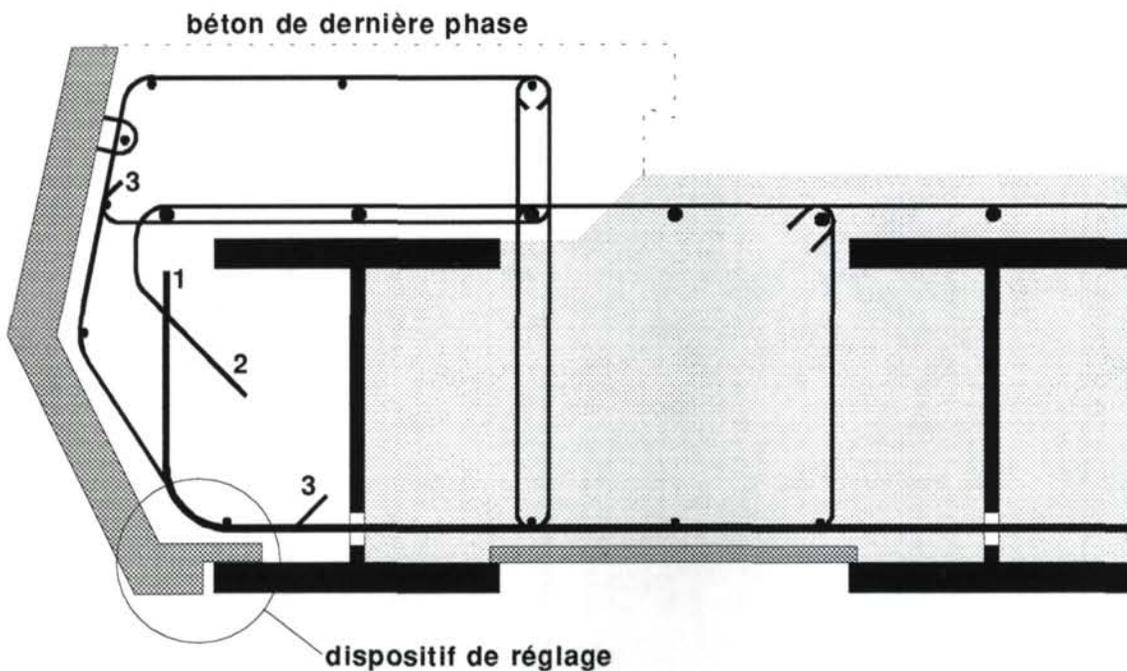


FIG. 36 : Corniches en béton préfabriquées - Principe

c) Corniches métalliques ou en matériau composite

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

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

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

Cette solution nécessite un système de fixation approprié. En effet, il n'est pas possible de réaliser en ce cas l'ancrage des aciers transversaux au-delà de la poutrelle de rive.

De ce fait, il importe de liasonner cette poutrelle au reste du tablier, de façon à assurer sa stabilité vis-à-vis du risque d'un déversement pendant le bétonnage ainsi que vis-à-vis des efforts de flexion et de torsion, notamment dans le cas où le tablier est biais.

En outre, par leur constitution, ces corniches sont plus sensibles aux chocs et sont donc à éviter dans le cas où ce risque existe.

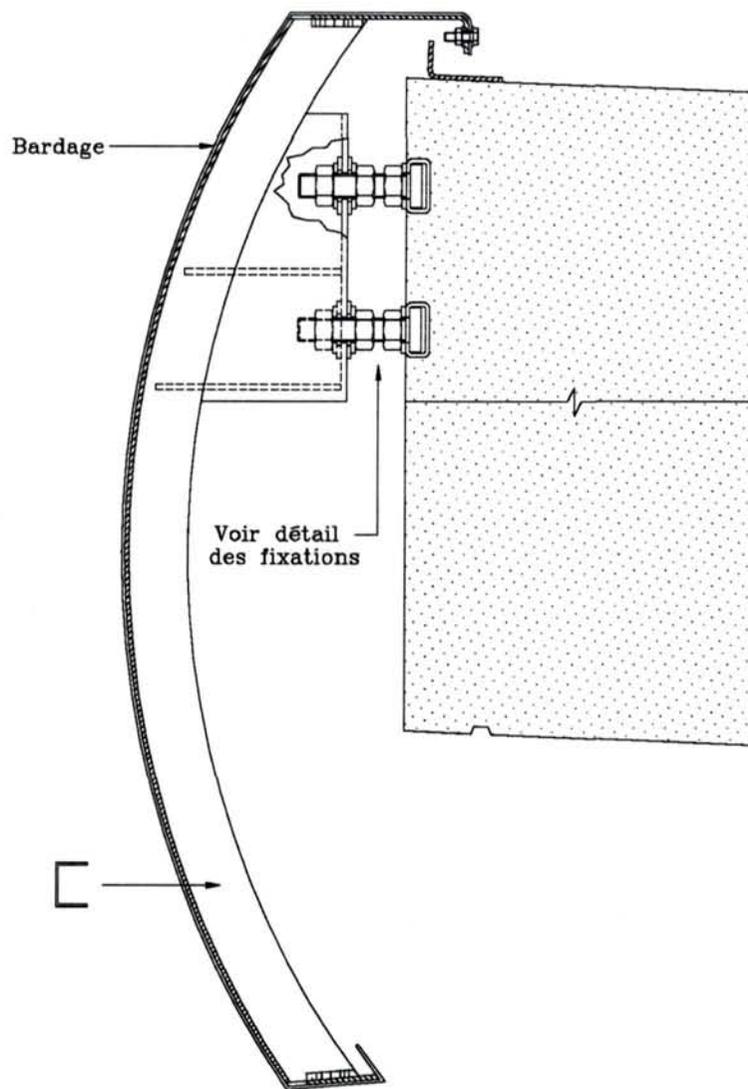
Comme il a été dit plus haut, il est souhaitable, pour éviter de repeindre les poutrelles de rive, que celles-ci soient entièrement enrobées par du béton, même si ces types de corniches sont facilement démontables.

Dans les détails, le bardage peut être en aluminium laqué ou en acier galvanisé et laqué pour les corniches métalliques, ou en polyester armé de fibres de verre pour les corniches en matériau composite (cf. fig. 37).

Par ailleurs, il importe que les fixations soient munies d'un système d'isolation contre le risque de corrosion par couple bimétallique (cf. fig. 38).



FIG. 37 : Exemple de corniches en matériau composite



- ① Rail de fixation
- ② Boulon
- ③ Bande isolante
- ④ ⑥ Rondelles
- ⑤ Ecrou
- ⑦ Fourreau isolant

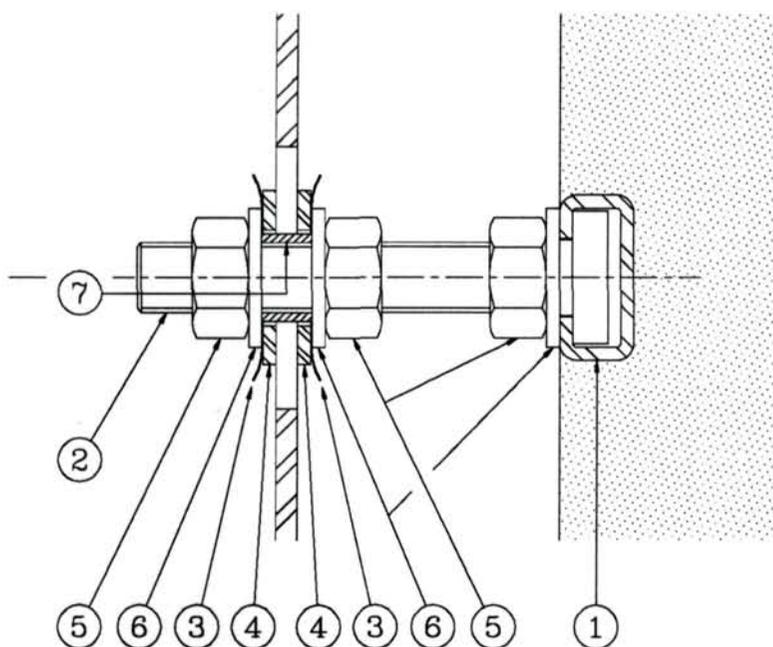


FIG. 38 : Exemple de corniche métallique

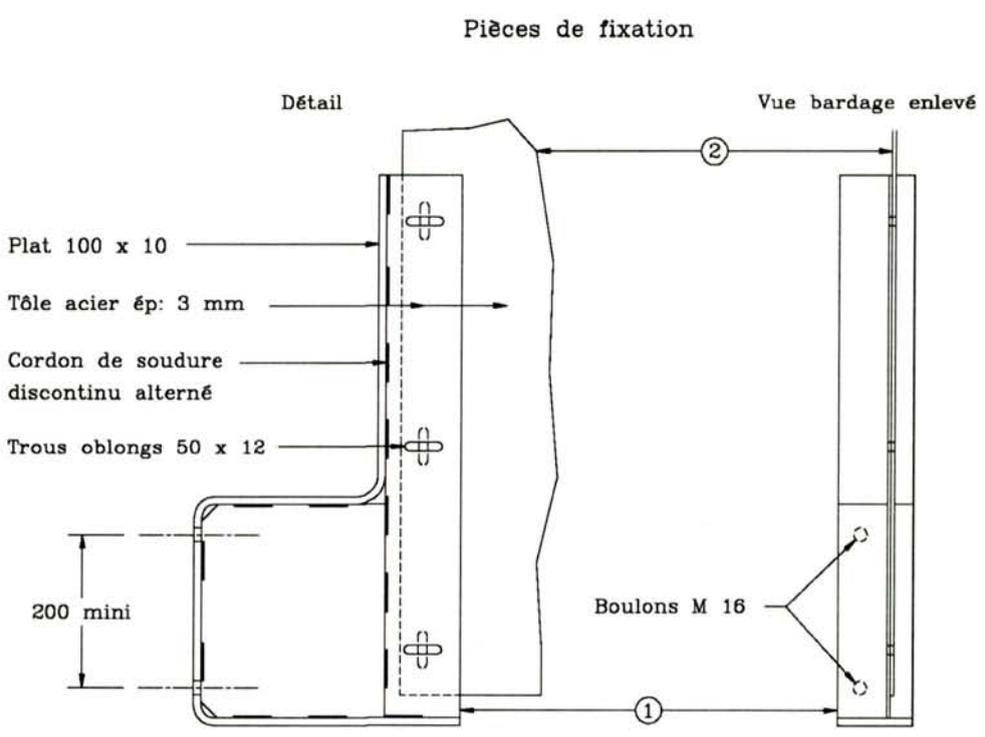
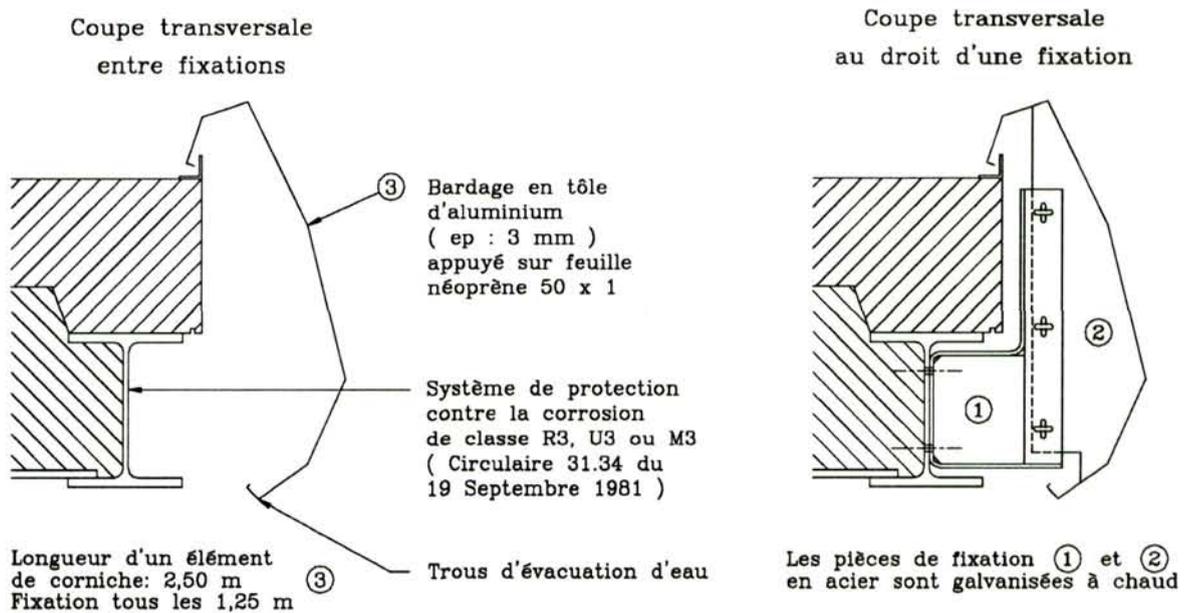


FIG. 39 : Autre exemple de corniche métallique

2.12.2 Dispositifs de retenue

Le choix des dispositifs de retenue est dicté par le contexte de l'ouvrage, en particulier en fonction de sa longueur ainsi que le niveau de sécurité à prévoir pour les accès à l'ouvrage (pour plus de précisions, voir le dossier GC du S.E.T.R.A.).

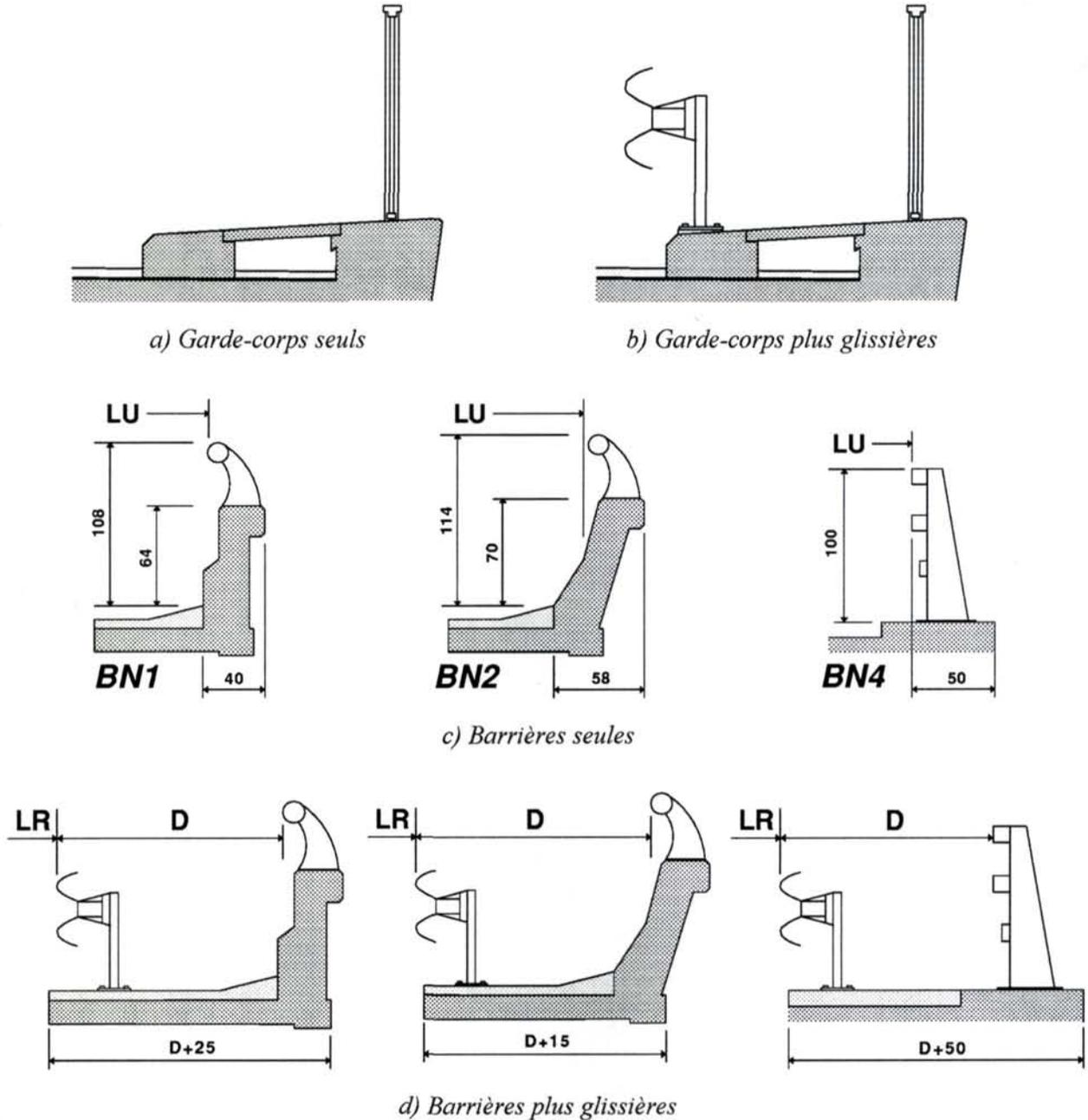


FIG. 40 : Diverses combinaisons de dispositifs de retenue

Comme cette figure le montre, dans la majorité des cas, ce choix aboutit pour les ponts-routes aux solutions suivantes :

- Garde-corps seuls
- Garde-corps + glissières de sécurité
- Barrières normales de type BN1 ou BN2 (muret de béton armé surmonté d'une lisse métallique), ou BN4 (barrière en métal).

Dans ces dessins, LU, LR et D désignent respectivement la largeur utile, la largeur roulable et la largeur de débatement du dispositif.

Dans le cas d'utilisation de glissières, il est avantageux de prévoir des longrines non ancrées qui favorisent une étanchéité continue sur toute la largeur du tablier.

Dans le cas d'utilisation de barrières normales, l'ancrage de celles-ci, de même que la surlargeur de tablier qui en résulte, sont à étudier en fonction du modèle de corniche adopté (cf. § 2.12.1) ainsi que des sujétions liées à la fixation entre les poutrelles.

L'ancrage de ces dispositifs de retenue amène des efforts appliqués localement dans la partie du tablier située au voisinage immédiat des ancrages. Il importe donc d'assurer la transmission de ces efforts au reste du tablier, en présence de l'obstacle que peut constituer une poutrelle de rive.

Les figures 41 et 42 montrent, à titre d'exemple, qu'il est possible d'adapter le schéma de ferrailage dans le cas de l'ancrage d'une BN4, à partir des dessins préconisés par le dossier GC du SETRA. Comme on peut le voir sur ces figures, les dispositions présentées sont différentes, selon que le montant de la BN4 est placé sur un seul côté de la poutrelle de rive (fig. 41), ou juste au-dessus de cette dernière (figure 42).

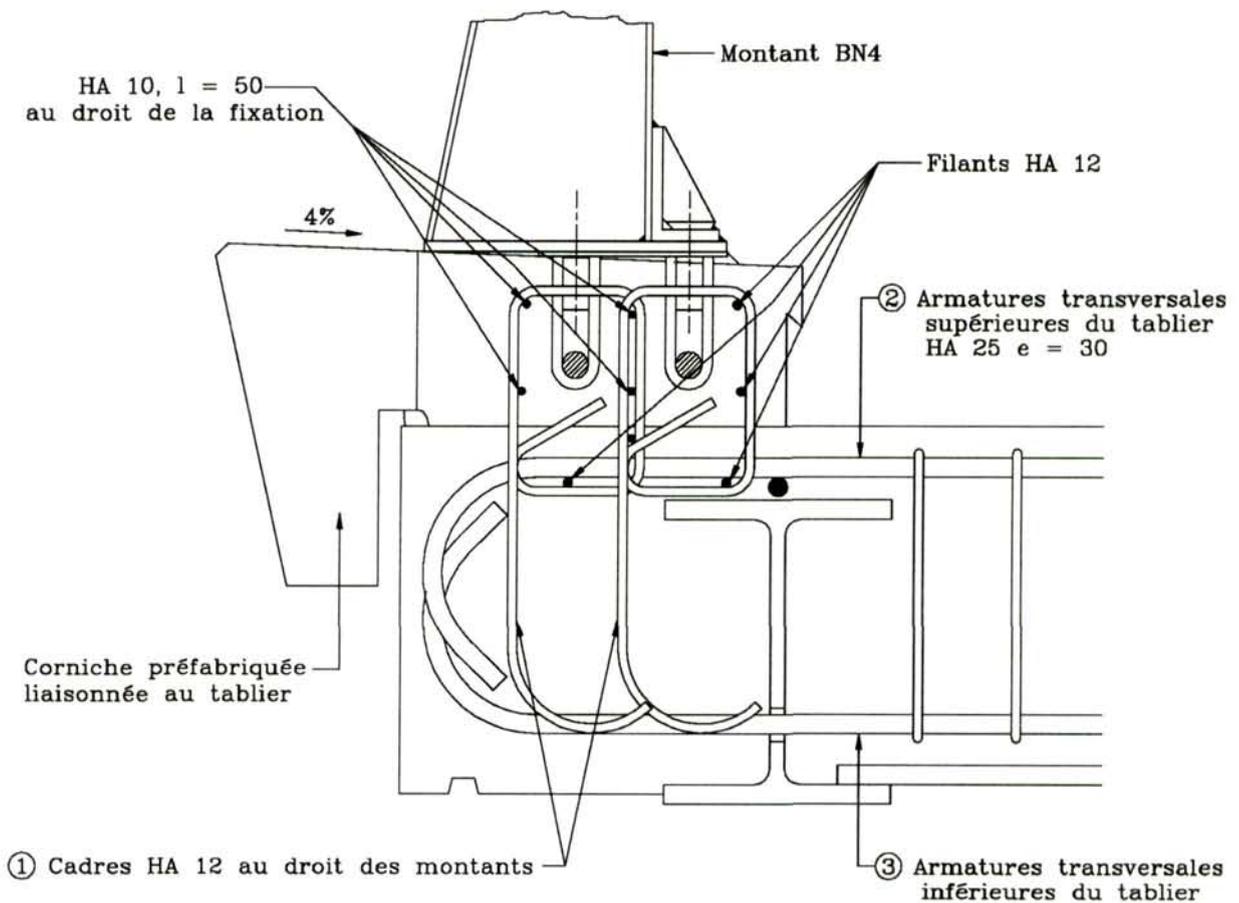


FIG. 41 : Ancrage d'un montant BN4 extérieur aux poutrelles

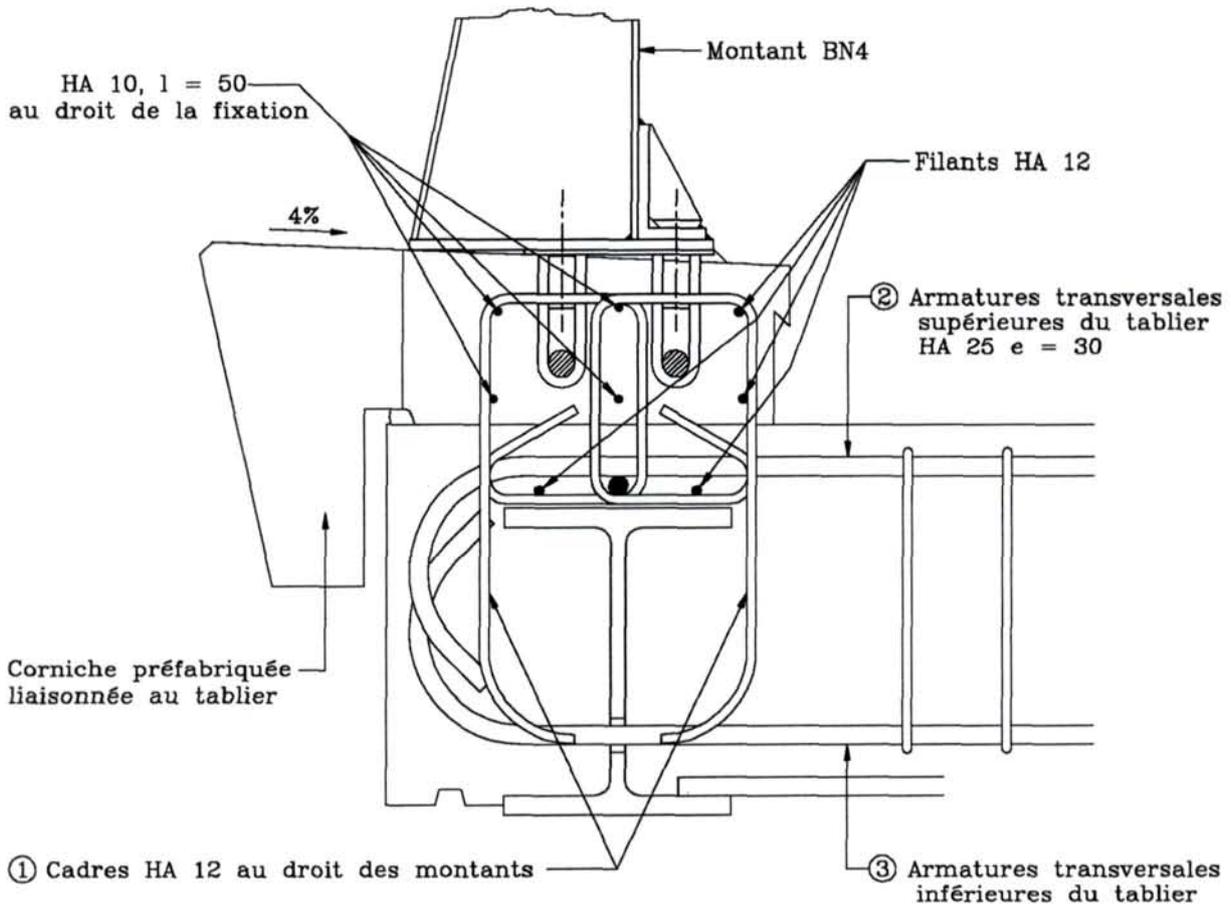


FIG. 42 : Ancrage d'un montant BN4 à l'aplomb d'une poutrelle de rive

Dans un cas comme dans l'autre, il y a lieu de reprendre les efforts locaux dus à l'ancrage du montant, puis de les transmettre convenablement au reste du tablier, par des aciers verticaux (n° 1) et horizontaux (n° 2 et 3).

En dernier lieu, il y a lieu de noter que dans le cas de présence d'un trafic piétons, la réglementation (Norme P.98.405) impose l'usage d'un remplissage du barreaudage de la BN4.

2.12.3 Etanchéité

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

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérents au support ou de feuilles préfabriquées, complétées ou non par une couche d'asphalte gravillonné.

Leurs avantages et inconvénients sont résumés dans le tableau ci-après.

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

AVANTAGES ET INCONVENIENTS COMPARES DES TROIS PRINCIPAUX SYSTEMES D'ETANCHEITE

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

2.12.4 Assainissement

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

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

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

En ce qui concerne l'efficacité, on peut noter, à titre d'exemple, qu'un drainage efficace nécessite une gargouille \varnothing 150 mm tous les 5 m pour une pente de 0,2 % et tous les 25 m pour une pente de 1 %. Pour une surface à drainer modérée, ce qui est souvent le cas des tabliers à poutrelles enrobées, il est possible d'évacuer simplement les eaux aux abouts du pont. Dans le cas contraire, on envisage :

- soit des descentes d'eaux intermédiaires qui traversent nécessairement le tablier et qu'il est souhaitable le cas échéant de rendre discrètes, en les dissimulant au besoin dans le corps des appuis ;
- soit des corniches-caniveaux, solution qui nécessite une mise en place correcte des conduites d'amenée d'eaux (depuis les avaloirs jusqu'à chaque caniveau) et n'est donc possible que sous certaines conditions du profil en travers (trottoirs pas trop larges par exemple) ainsi que du modèle du dispositif de retenue adopté.

2.13. ESTHETIQUE

2.13.1. Silhouette

Comme pour tous ouvrages, l'aspect esthétique global est essentiellement conditionné par la silhouette générale, que l'on peut caractériser de façon détaillée par :

- la régularité du profil en long, la longueur totale de l'ouvrage, ainsi que la distribution des travées, et en particulier, le rapport de la longueur de chacune des travées (ou portée) à celle des travées adjacentes,
- la proportion entre les portées, prises individuellement, et le tirant d'air.

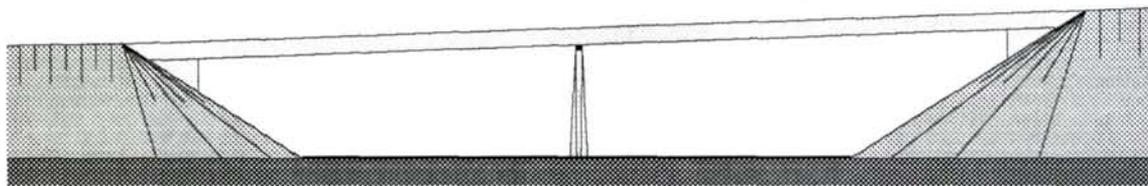


FIG. 43 : Régularité du profil en long avec pente

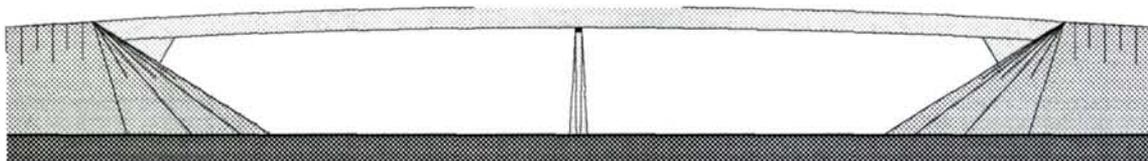


FIG. 44 : Régularité du profil en long circulaire



FIG. 45 : Ouvrage hydraulique à poutrelles enrobées

Cette conception générale découle directement du choix de l'implantation des appuis dont les critères sont exposés dans le § 2.1.

Sur ce point, il est à constater que les ouvrages à poutrelles enrobées, en raison de leur hauteur de tablier constante, de leur minceur tout-à-fait remarquable, ainsi que d'autres avantages déjà mentionnés, constituent un moyen très adapté, du point de vue d'aspect, à de nombreuses conditions de franchissements, particulièrement pour les sites urbains.

Il s'agit-là de franchissements de faible tirants d'air, de profil en long courbe (cf. § 2.9) ou pentu, de largeur variable (cf. § 2.2 et 2.7), de courbure ou biais en plan (cf. § 2.3).

Lorsque l'on s'approche de l'ouvrage, cette vision globale s'estompe pour céder la place à la perception des détails comme la disposition des appuis, l'architecture des appuis (fûts et chevêtres), aspect des parements, ainsi que la forme, la couleur et la proportion des corniches par rapport à la face vue du tablier, etc.

2.13.2. Perception de détail

a) Disposition des appuis

Pour cette conception détaillée et en ce qui concerne la disposition des appuis, il convient de noter :

- que pour les franchissements droits, les appuis sont naturellement disposés perpendiculairement à l'axe longitudinal du pont ;
- qu'en revanche, lorsque le franchissement est biais, il est souhaitable, pour des raisons d'aspect esthétique (perçu par les usagers de la voie franchie), de disposer les appuis parallèlement à cette voie.

Cependant, cette dernière démarche peut conduire à renchérir sensiblement le coût de l'ouvrage et on a donc intérêt alors, si les conditions géométriques du franchissement le permettent, à orienter autrement les appuis (cf. § 2.3), dans le sens d'une augmentation de l'angle aigu de biais.

Dans le même ordre d'idées, les culées sont :

- soit des culées apparentes et implantées aux abords de la plate-forme franchie, mais suffisamment en retrait par rapport à cette dernière, de façon à éviter tout effet de goulot, toujours préjudiciable à la visibilité,
- soit des piles-culées semi-enterrées et perchées en crête de talus, lorsqu'il y a lieu d'améliorer la proportion entre les travées de rive et les travées centrales, ou la transparence sous l'ouvrage.

b) Effet d'ombre et transparence de l'ouvrage

Pour bien souligner la continuité du tablier et de rendre transparent l'aspect sous l'ouvrage, éventuellement par un effet d'ombre, il est souhaitable de placer les appuis (à la fois fûts et chevêtres) suffisamment en retrait par rapport aux bords du tablier.

Contrairement au cas des ponts-dalles, une telle conception n'est pas simple et nécessite de prévoir pour le tablier des encorbellements ou des chevêtres incorporés en porte-à-faux dont la réalisation va à l'encontre de l'intérêt de l'emploi des poutrelles enrobées, comme d'ailleurs des poutres préfabriquées en général.

Cet aspect peut toutefois être sensiblement amélioré par une conception détaillée des bords du tablier, en ce qui concerne le choix et l'implantation des équipements de rive tels que les dispositifs de retenue et les corniches.

De ce point de vue, il est à remarquer que l'emploi des corniches préfabriquées de forme appropriée, peut suffire à mettre les poutrelles et donc les appuis suffisamment en retrait par rapport au bord du tablier (cf. fig. 47), à une distance de l'ordre de deux fois la hauteur de ce dernier, minimum à partir duquel apparait l'effet d'ombre.

c) Dispositifs de retenue

Les dispositifs de retenue sont à choisir parmi les modèles agréés et normalisés, qui ont fait leur preuve, tant sur le plan de l'efficacité (cf. § 2.12) que sur le plan de l'esthétique.

S'agissant d'éléments participant à l'aspect, il faut noter que le garde-corps et la barrière BN4 donnent à l'ouvrage, grâce à leur barreaudage, un aspect de légèreté et de transparence, par comparaison aux barrières BN1 et BN2 qui sont plus "opaques", en raison de leurs murets en béton.

Il en résulte que, du point de vue esthétique, le garde-corps ou la barrière BN4 convient plutôt à des faibles hauteurs de tirant d'air sous l'ouvrage, et qu'à l'inverse, la barrière BN1 ou BN2 s'adapte mieux à des tirants d'air plus importants.

d) Corniches

Comme il a déjà été remarqué, l'habillage des faces vues du tablier, par des corniches préfabriquées, de forme et de teinte appropriées (cf. § 2.12), et placées en saillie par rapport aux poutrelles de rive et donc par rapport aux appuis (fûts et chevêtres), peut améliorer notablement l'aspect et la transparence de l'ouvrage.

Il s'agit-là de corniches en métal laqué, en matériau composite (cf. fig. 46) ou en béton architectonique (cf. fig. 47).



FIG 46 : Corniches en matériau composite



FIG 47 : Corniches préfabriquées en béton architectonique

e) Architecture des appuis

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

On peut pour cela être amené à réduire l'emprise au sol en adoptant des piles marteaux de forme appropriée, à savoir : fûts de section polygonale ou oblongue, plutôt que circulaire qui est d'aspect monotone, proportion équilibrée et raccord adouci entre le fût et le chevêtre.

Lorsque des descentes d'eaux pluviales sont nécessaires, il est souhaitable, surtout pour les ouvrages urbains, de les rendre discrètes en les dissimulant au besoin dans le corps des appuis, ce qui entraîne toujours des aménagements de ces derniers. Ces aménagements sont en général limités pour les culées, mais en revanche sont souvent importants pour les piles et ils le peuvent suffisamment pour conditionner la forme de ces dernières.

En ce qui concerne l'architecture des appuis, les culées sont généralement des culées apparentes et implantées en pied de talus, ou des piles-culées semi-enterrées et perchées en crête de talus. Dans la première solution il est souhaitable d'éviter l'effet de goulot, toujours préjudiciable à la visibilité et à l'aspect, et, pour les ouvrages urbains, d'animer les parements des murs. Dans la seconde solution, qui dégage naturellement une certaine transparence et légèreté, l'aspect de l'ouvrage sera sensiblement amélioré avec des perrés de texture soignée. Une solution intermédiaire, constituée par des culées semi-apparentes et implantées à mi-hauteur du talus, peut convenir le mieux à des ouvrages à travées uniques. Un certain nombre de culées de ce type ont été construites et comportent des murs de front légèrement inclinés, dans le but d'atténuer la différence entre l'aspect massif des culées et la grande minceur du tablier, et par là d'améliorer la perception dynamique de l'ouvrage par les usagers de la voie franchie.

Les piles sont constituées soit par un voile unique, soit par un ou plusieurs fûts couronné(s) par un chevêtre. Les fûts peuvent être des voiles rectangulaires ou des colonnes à la fois solides (pour résister efficacement à des chocs de véhicules, particulièrement) et esthétiques (dans le cas des ouvrages urbains, notamment). Il en est ainsi des piles marteaux ou en V ou d'autres types qui sont d'aspect satisfaisant et qui limitent en outre l'emprise au sol. La figure 48 (page suivante) en donne quelques esquisses à partir desquelles le concepteur peut s'en inspirer.

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

Dans le cas de voiles multiples, c'est la proportion entre les pleins et les vides qu'il est important d'équilibrer.

Par ailleurs, on choisira en ce cas, pour une même ligne d'appui, des voiles identiques plutôt que des voiles de longueur inégale qui risquent de produire un effet anarchique. Pour ce qui est de la forme des colonnes, les sections polygonales ou oblongues sont préférables à la section circulaire d'aspect monotone, surtout si elle est lisse.

Enfin, lorsqu'il est nécessaire de prévoir des chevêtres en tête de piles, il est souhaitable de limiter leur taille, afin de conserver la transparence de l'ouvrage.

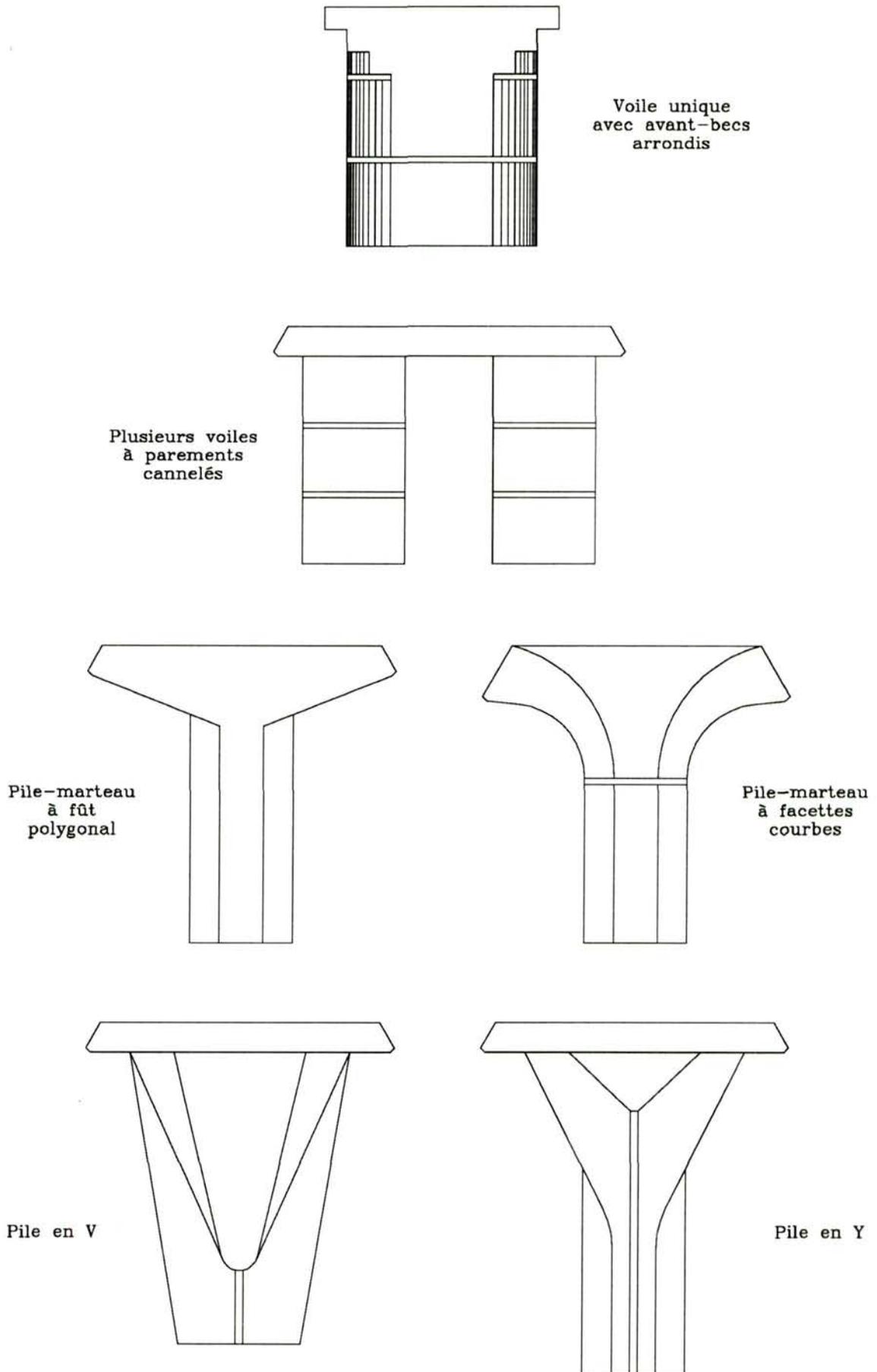


FIG. 48 : Quelques formes de piles

3 - MATERIAUX

3.1. POUTRELLES

Les aciers laminés utilisables pour les poutrelles destinées aux tabliers de ponts-routes à poutrelles enrobées sont, dans les conditions normales d'emploi, des aciers de la nuance S355 ou inférieure. Depuis la mise en application de la normalisation européenne, ces aciers sont définis par la norme NF EN 10025. Le sigle EN indique qu'elle résulte de la transcription de la norme européenne correspondante. Cette norme, actuellement en vigueur, remplace l'ancienne norme NF A 35-501.

Dans certains cas particuliers, l'emploi d'aciers de nuance supérieure peut être justifié. Ces aciers, de nuance S355, S420 ou S460, sont définis par la norme NF EN 10013 (anciennement NF A 35-504 et NF A 36-201).

Pour ces produits laminés, les normes anciennes et actuelles sont différentes par la symbolisation des nuances et qualités qui seront rappelées au § 3.1.2.

3.1.1. Caractéristiques dimensionnelles

Les poutrelles sont généralement des profilés laminés à chaud, en acier de construction d'usage général.

Des poutrelles reconstituées soudées (PRS) de dimensions correspondantes ou supérieures aux profilés marchands, peuvent être employées mais il faut en outre, dans ce cas, justifier la résistance et le comportement à la fatigue des cordons de soudure.

Les poutrelles utilisées sont à larges ailes à faces parallèles, de type HE ; elles sont choisies, par ordre de priorité, parmi celles figurant dans les documents suivants :

- normes AFNOR NF A 45-201 ou EURONORM 53-62
- normes ASTM A6 (norme des E.U.A. ; poutrelles de la série W)
- gamme de production des usines sidérurgiques agréées (poutrelles hors norme ou sur mesure).

Eventuellement, il peut être fait usage de poutrelles allégées, de type HEA-A, si elles peuvent reprendre toutes les sollicitations développées dans la structure, dans toutes les situations.

Les longueurs de poutrelles réalisables sont fonction du module, du poids maximal du lingot de base servant à leur confection et de la longueur du train de laminage de l'usine productrice.

Actuellement, les longueurs maximales varient de 22 à 36,5 m selon le module. Après accord auprès de certaines usines, une longueur maximale de 45 m est possible pour les modules de faibles dimensions.

Par ailleurs, ce sont les conditions de transport ou de manutention des poutrelles qui peuvent limiter leur longueur.

3.1.2. Caractéristiques mécaniques

Les poutrelles sont dans leur très large majorité fabriquées dans les nuances S235, S275 et S355 définies par l'actuelle norme NF EN 10025.

La correspondance avec l'ancienne norme NF A 35-501, en ce qui concerne la symbolisation des nuances et qualités, est la suivante :

	<i>Ancienne norme NF A 35-501</i>	<i>Norme actuelle NF EN 10025</i>
<i>Nuances</i>	E 24	S235
	E 28	S275
	E 36	S355
<i>Qualités</i>	2	JR
	3	J0
	4	S235, S275 : J2G3 S355 : K2G3

FIG. 49 : Correspondance (nuances et qualités) entre la norme actuelle et l'ancienne norme : les symboles **JR**, **J0**, **J2** et **K2** désignent des qualités (liées à l'énergie de rupture par choc, appelée encore "résilience"), et le symbole **G3** désigne l'état de livraison normalisé ou équivalent.

Comme il est mentionné ci-dessus, l'emploi d'aciers de nuance supérieure peut être justifié dans certains cas particuliers. Ces aciers, de nuance S355, S420 ou S460, sont définis par la norme NF EN 10013. La nuance S355 existe donc dans les normes NF EN 10025 et NF EN 10013, mais pour les poutrelles normalement utilisées, la référence à la première est suffisante. Par ailleurs, il est à noter que dans le cas d'emploi des nuances S420 et S460, la qualité N est suffisante pour les poutrelles enrobées.

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité qui dépend de l'épaisseur des semelles de poutrelles, e , selon les normes actuelles par :

<i>Nuance</i>	<i>Limite d'élasticité en MPa</i>	
	<i>$e \leq 16 \text{ mm}$</i>	<i>$16 \text{ mm} < e \leq 40 \text{ mm}$</i>
<i>S235</i>	235	225
<i>S275</i>	275	265
<i>S355</i>	355	345
<i>S420</i>	420	400
<i>S460</i>	460	440

Quant au module de déformation longitudinale, sa valeur est de :

- 200 000 MPa pour les aciers S235 (anciennement E24) ou S275 (anciennement E28) ;
- 210 000 MPa pour l'acier S355 (anciennement E36).

La mise en application des normes actuelles étant récente, il a paru opportun de rappeler partout dans le présent document cette correspondance entre les normes.

En cas de soudure intéressant les poutrelles, la qualité dans la nuance de l'acier est à préciser, définissant son aptitude au soudage.

La réception des poutrelles se fait sur production d'un certificat de contrôle des produits par l'usine (CCPU), conformément aux dispositions de la norme NF A 03-115.

3.2. ARMATURES DE BETON ARME

La fourniture des armatures en acier pour béton armé satisfait aux prescriptions de l'article 61 du fascicule 65-A du CCTG des marchés publics de travaux de génie civil, complétées par celles du livret 2.21 du CPC travaux de la SNCF pour les ouvrages exécutés sous sa maîtrise d'oeuvre. Par ailleurs, des normes sur les armatures industrielles pour le béton sont en cours d'élaboration. En attendant leur parution, il y a lieu dès maintenant de compléter l'article 61 du fascicule 65-A du CCTG dans les pièces écrites du marché (voir la Note d'information N° 18 Ouvrages d'art de janvier 1995 du SETRA).

Les armatures sont de préférence à haute adhérence (HA).

Les armatures transversales inférieures à enfiler dans les trous des poutrelles peuvent être des ronds lisses pour béton armé, en acier doux de nuance Fe E 235, dans le cas de ferrailage biais. Toutefois, l'utilisation de ronds lisses se fera au détriment de la section d'armatures à mettre en oeuvre.

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e , exprimée en MPa.

3.3. BETON

La fourniture et le stockage des matériaux entrant dans la composition du béton d'enrobement, sa fabrication, son transport et sa mise en oeuvre satisfont aux prescriptions du chapitre VII du fascicule 65-A du CCTG des marchés publics de travaux de génie civil, et à celles du livret 2.21, du CPC travaux de la SNCF pour les ouvrages exécutés sous sa maîtrise d'oeuvre. Compte tenu de l'évolution en cours de la normalisation, des précisions nécessaires sont à ajouter dès maintenant dans les pièces écrites du marché (voir la Note d'information N° 18 Ouvrages d'art de janvier 1995 du SETRA).

L'utilisation de béton prêt à l'emploi (BPE), à caractères normalisés suivant les spécifications de la norme NF P 18-305, provenant d'une usine inscrite sur une liste d'aptitude ou bénéficiant d'une autorisation, peut être proposée à l'acceptation du maître d'oeuvre.

3.3.1. Valeurs caractéristiques

Le béton d'enrobement est défini par :

- La valeur de sa résistance caractéristique à la compression, à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} ,
- La valeur de sa résistance caractéristique à la traction, à l'âge de 28 jours, notée f_{t28} , conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} ,$$

dans lesquelles f_{c28} et f_{t28} sont exprimées en MPa.

Le béton d'enrobement est choisi parmi les classes de résistance de béton ci-après :

<i>Dénomination</i>		f_{c28}
Spécification du fascicule 65	Spécification SNCF	(en MPa)
B 25	B 1	25
B 30	B 2	30

3.3.2. Modules de déformation

	<i>Béton d'enrobement</i>
Module de déformation instantané E_i (MPa)	$11000 (f_c)^{1/3}$
Module de déformation à long terme E_v (MPa)	$3700 (f_c)^{1/3}$

3.3.3. Spécifications complémentaires

Le dosage minimal en ciment est de 350 kg/m³ de béton.

Les autres spécifications de certains caractères complémentaires du béton (consistance, catégorie et classe du ciment, dimension maximale du granulat) sont définis à partir des compositions des épreuves d'étude et de convenance à réaliser pour et avec les moyens du chantier, pour satisfaire les conditions du marché.

3.4. COEFFICIENTS D'EQUIVALENCE - FLUAGE - RETRAIT - EFFET THERMIQUE

3.4.1. Coefficient d'équivalence instantané

Le coefficient d'équivalence instantané acier-béton est défini comme le rapport :

$$n_i = \frac{E}{E_i}$$

avec :

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier des poutrelles

E_i : module de déformation instantané du béton.

On adopte conventionnellement $n_i = 6$

3.4.2. Coefficient d'équivalence à long terme - Fluage du béton

Le coefficient d'équivalence à long terme, tenant compte du fluage du béton, est défini par l'expression :

$$n_v = \frac{E}{E_v} (1 + K_{fl})$$

Si la valeur du coefficient de fluage K_{fl} n'est pas indiquée par le marché, K_{fl} est pris égal à 2 et le coefficient d'équivalence à long terme est :

$$n_v = 3 n_i = 18$$

3.4.3. Retrait du béton

Il n'est pas tenu compte des effets du retrait du béton dans les calculs justificatifs du tablier.

3.4.4. Effet thermique

En première approximation, il n'est pas tenu compte de l'effet de la température ni de son gradient dans les calculs justificatifs des tabliers à poutrelles enrobées.

Pour le calcul des actions de cet effet sur les autres parties de l'ouvrage, on admet que les variations de température se traduisent par des déformées linéaires maximales relatives de $+ 3.10^{-4}$ (allongement) et $- 4.10^{-4}$ (raccourcissement).

3.5. PEINTURES OU METALLISATION

La provenance, la qualité et les modalités de conditionnement, de livraison et de magasinage des produits destinés à la protection anticorrosion des semelles inférieures des poutrelles ainsi que la préparation de leur surface satisfont aux prescriptions du fascicule 56 du CCTG des marchés publics de travaux de génie civil, et à celles du livret 2.59 du CPC de travaux de la SNCF pour les ouvrages exécutés sous sa maîtrise d'oeuvre, pour leur partie traitant des travaux sur ouvrages neufs.

3.5.1. Peintures

Les peintures entrant dans la composition d'un système de protection doivent :

- provenir d'un même fabricant,
- appartenir à la même famille suivant les spécifications de la norme NF T 30-003,
- être chimiquement compatibles avec la surface à revêtir.

Elles sont choisies parmi celles bénéficiant d'une homologation, soit au titre du système de peinture de type A du fascicule 56 du CCTG, soit au titre du livret 2.59 du CPC de la SNCF pour les ouvrages exécutés sous sa maîtrise d'oeuvre (liste d'homologation établie par le Département des ouvrages d'art de la SNCF).

3.5.2. Métallisation

La métallisation se fait par apport de métal 120 μm (Zn Z9, Zn-Al 85-15) conformément aux spécifications de la norme NF EN 22-063.

4 - MODE D'EXECUTION

4.1. PREPARATION DES POUTRELLES

Les différentes préparations auxquelles sont soumises les poutrelles sont le cintrage, le perçage, le décalaminage et la mise en place de la protection anticorrosion.

4.1.1. Cintrage - Perçage

Normalement, les poutrelles sont cintrées et percées en forge. Il y a donc lieu d'adresser aux forges un dessin précis des contre-flèches et des perçages que l'on souhaite voir réaliser. Compte tenu des tolérances de coupe (qui peuvent aller jusqu'à 100 mm sauf prescription spéciale du marché), il y a lieu de repérer (par poinçon) l'une des extrémités des poutrelles, qui servira d'about de référence tant pour les usinages que pour la pose.

a) Cintrage

Les calculs de contre-flèches se font d'axe en axe des appuis. Aux abouts, afin d'assurer une assise correcte, il convient de prévoir un débord de 150 mm des poutrelles au-delà de l'appui. Les contre-flèches ne sont réalisées que lorsque la flèche maximale est supérieure à 20 mm. Au-dessous de cette valeur il n'est pas nécessaire de prévoir de contreflèchage des poutrelles. Toutefois pour des raisons esthétiques, un contre fléchage forfaitaire avec une flèche maximale de 20 mm peut être envisagé.

S'il est prévu un raboutage des poutrelles, deux cas peuvent se présenter :

- Les poutrelles peuvent être fournies en forge dans toute leur longueur mais sont trop longues vis-à-vis du transport. Il est alors conseillé de les prévoir dans cette longueur puis de les couper après cintrage, les deux abouts en résultant pour une même poutrelle étant repérés et raboutés sur chantier afin d'être assuré des meilleures tolérances possibles.
- Les poutrelles ne peuvent être fournies en une seule longueur. Il convient alors de demander les tolérances minimales possibles et de s'assurer que celles-ci restent dans des limites acceptables pour l'ouvrage.

On veillera particulièrement à ce que :

- la longueur des poutrelles soit compatible avec un enrobage correct des extrémités compte tenu de la distance entre murettes garde grève et about des poutrelles ;
- la variation admissible des contre-flèches entre deux poutrelles soit respectée (un défaut de verticalité des extrémités à rabouter peut par exemple modifier de façon notable la contreflèche d'une poutrelle),
- chaque poutrelle ait la possibilité d'appuyer, sous son propre poids, sur tous les appuis de l'ouvrage...

Dans le cas de raboutage par tôles couvre joints et boulons à haute résistance, les tolérances requises peuvent être difficiles à obtenir. Une solution consiste dans ce cas à rabouter par

souder les poutrelles en atelier puis à faire la coupe au-delà de la soudure de façon à ce que l'assemblage sur chantier concerne les deux extrémités d'une même poutrelle.

b) Perçage

Lorsque les poutrelles ne sont pas raboutées, le perçage doit être défini à partir de l'about de référence. Si elles sont raboutées (par soudure, ou par boulonnage), il est souhaitable d'exécuter tous les perçages en atelier. Dans le cas d'assemblages boulonnés, les couvre-joints seront percés en atelier et contre percés, après présentation, soit lors d'un montage à blanc en atelier, soit au chantier.

La première solution est toujours préférable. Elle nécessite que le joint soit dimensionné lors de la commande des poutrelles.

De même, dans le cas de la soudure, les préparations des joints peuvent être réalisées en atelier (solution souhaitable) sur la base des indications de l'annexe 4.

Les perçages pour l'enfilage des armatures inférieures ne doivent pas être à moins de $(100 + \varnothing)$ mm de l'axe du joint. Il peut être tenu compte d'un retrait dû à la soudure de 3 à 4 mm. Les autres dispositifs (écartement, anti déversants) sont à disposer en dehors de la zone des joints.

Les perçages comprennent :

- Les perçages d'entretoisement pour maintenir l'écartement des poutrelles au bétonnage ou pour contreventer les poutrelles entre elles s'il y a risque de déversement (Cf. § 4.4.1 et 4.4.3).
- Les perçages liés au ferrailage transversal inférieur du tablier :
 - ferrailage en zone courante ;
 - ferrailage plus important sur appuis (il est en général nécessaire de prévoir des chevêtres incorporés pour permettre un vérinage du tablier en phase de travaux lors de sa mise en place par exemple ou pour remplacer les appareils d'appui ultérieurement).

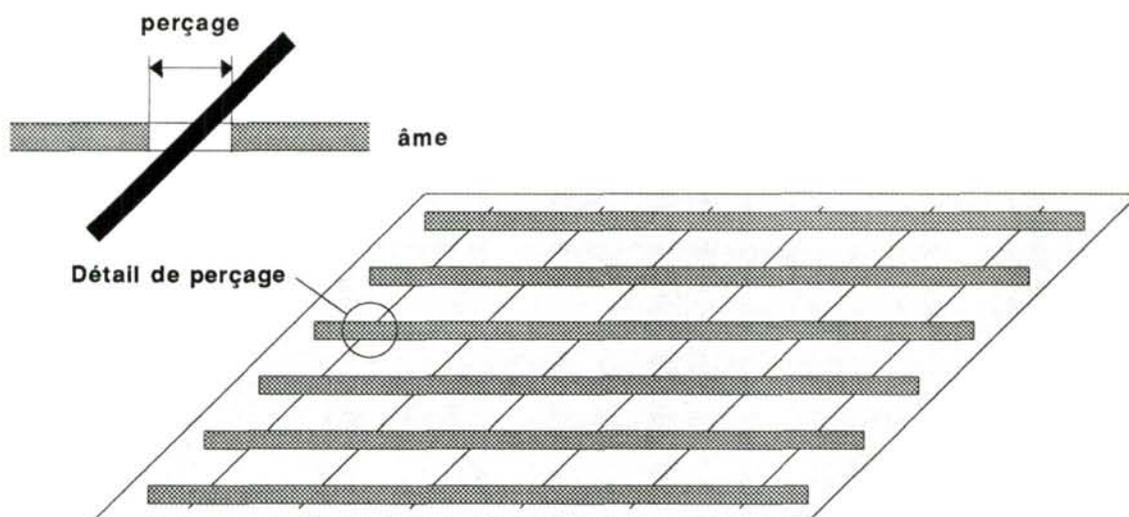


FIG. 50 : Perçage - Vue en plan

Lorsque les ouvrages sont biais il convient de prévoir des diamètres de perçage plus important, pour tenir compte :

- de l'angle d'incidence des aciers au moment de l'enfilage, lorsque l'enfilage des aciers inférieurs est biais,
- du décalage des trous lié au décalage de la contreflèche d'une poutrelle à l'autre, lorsque l'enfilage des aciers est droit.

4.1.2. Protections anticorrosion

La protection anticorrosion des poutrelles destinées à la construction de tabliers poutrelles enrobées n'est assurée que sur les ailes inférieures de ces dernières.

Les travaux sur les âmes et les ailes supérieures destinées à être en contact avec le béton consistent en un décalaminage prévu à la norme NF EN 10-163 (condition de livraison relative à l'état de surface).

a) Mode de protection

Le mode de protection des semelles inférieures consiste en une métallisation plus une protection par peinture.

Le traitement anticorrosion des poutrelles comprend :

- 1 - Une protection par métallisation appliquée sur le dessous de la semelle inférieure sur les tranches, et sur le dessus de cette semelle jusqu'au congé de raccordement avec l'âme :
 - a) Un décapage par abrasif permettant d'obtenir un degré de soin DS3 et une rugosité N10a de l'échelle B du rugotest n° 3, du Laboratoire Central de l'Armement (LCA), jusqu'au congé de raccordement avec l'âme,
 - b) Une protection par métallisation 120 µm (au zinc pur ou allié à 15 % d'aluminium),
 - c) L'application d'une peinture bouche pores compatible avec le système choisi, sur l'ensemble des zones métallisées.

La nature du fil à utiliser et les conditions d'exécution des travaux de métallisation sont définies au fascicule 56 du CCTG.

- 2 - Un traitement par peinture appliqué sur le dessous de la semelle inférieure et sur les tranches avec un retour de 50 mm sur le dessus de cette semelle :

Cette protection peut être composée :

- a) soit d'une couche de peinture époxydique modifiée à la résine de pétrole, de type agréé d'épaisseur sèche 150 µm,
- b) soit par la couche intermédiaire et la couche finale d'un système tri-couche HAU1, choisi dans la liste du guide d'homologation pour la protection des ouvrages métalliques contre la corrosion édité par la direction des journaux officiels.

3 - Cas particulier des zones d'appui munies de platines soudées et des zones de rabouillage

- Si les platines sont soudées à l'atelier, le traitement anticorrosion s'effectue après soudage des platines selon les prescriptions précédentes. Au droit des zones de rabouillage, il y a lieu d'arrêter la métallisation à 150 mm du joint puis de décaler ensuite chaque nouvelle couche de peinture de 50 mm supplémentaires (par exemple, arrêt de la 1ère couche de peinture 200 mm ...).
- Si les platines sont prévues soudées au chantier, la protection anticorrosion d'atelier devra être arrêtée dans les mêmes conditions qu'au-dessus.

b) Mise en oeuvre

Les sociétés sidérurgiques peuvent livrer les poutrelles greaillées avec tout ou partie de la protection anticorrosion.

La mise en place au chantier de tout ou partie de la protection anticorrosion doit être évitée, du fait que les conditions hygrométriques et de température sont très contraignantes (cf. fascicule 56 du CCTG chapitre 2.3). Cependant, toutes manutentions ou transport de poutrelles peuvent endommager localement le revêtement existant, il convient en ce cas de le reconstituer.

Lorsqu'il est nécessaire de prévoir un assemblage (poutrelles trop longues pour être livrées en un seul tenant, par exemple) et que l'on n'est pas gêné par les conditions atmosphériques, seules les zones de rabouillage ne peuvent être traitées que sur chantier.

Il convient de prévoir l'aire de chantier en conséquence.

c) Installation de chantier de protection anticorrosion

Dans le cas exceptionnel où la protection est réalisée sur chantier, on peut suivre les recommandations de ce paragraphe qui ne sont données qu'à titre indicatif pour permettre une métallisation aisée des poutres sur chantier (ces dispositions sont aussi applicables pour les mises en peinture).

- Cas de poutrelles pouvant être facilement retournées :

La métallisation est dans ce cas effectuée uniquement par dessus, suivant la disposition définie par la figure 51. Cette disposition doit être utilisée le plus souvent possible, car elle évite toute retouche de métallisation au niveau des zones de calage.

- Cas de poutrelles ne pouvant pas être retournées (grands profilés, grandes longueurs, rabouillages) :

La métallisation est effectuée par dessus et en plafond (cf. fig. 52). Elle nécessite une retouche des zones de calage.

Ces recommandations sont à prévoir au stade du marché afin d'éviter tout aléa dans la réservation de l'aire de métallisation.

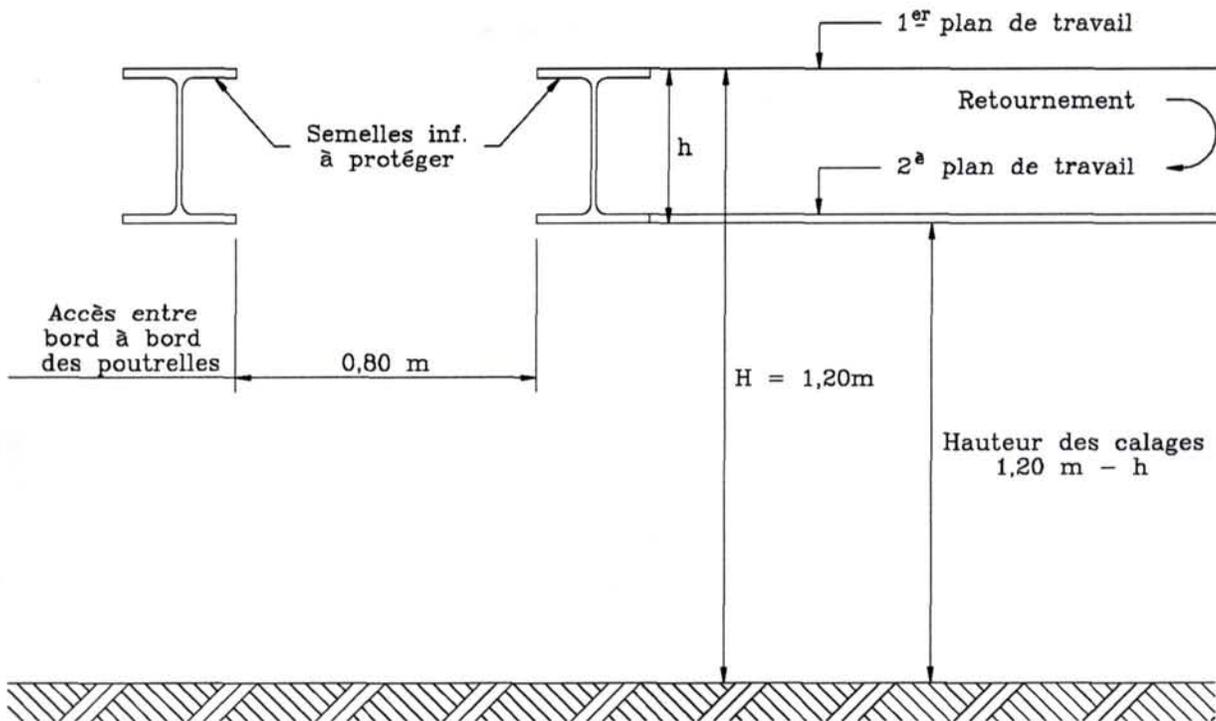


FIG 51 : Métallisation par dessus

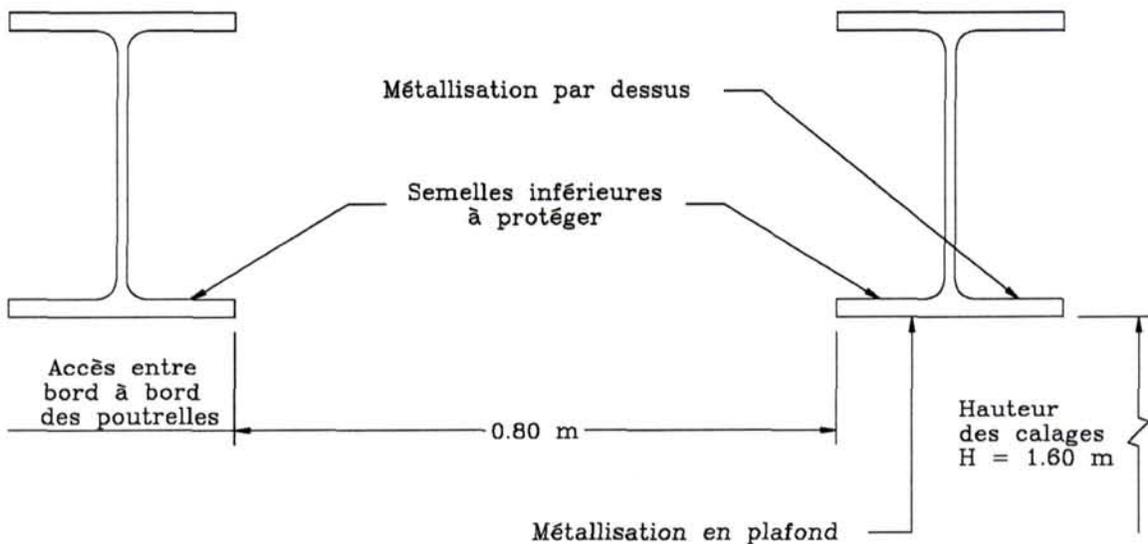


FIG 52 : Métallisation par dessus et en plafond

4.2 - MANUTENTION DES POUTRELLES - CALAGE

4.2.1. Manutention

Il convient, avant toute chose, de s'assurer que les poutrelles à manutentionner ne déversent pas sous leur propre poids. Pour cela, il est nécessaire de définir toutes les manipulations auxquelles elles seront soumises, les retournements éventuels, les aires et les méthodes de stockage, les mises en place définitives, les conditions d'appui. Pour les retournements de poutrelles, il y a lieu de noter que le rapport des inerties transversales selon les axes $x'x'$ et $y'y'$ des poutrelles laminées courantes varie notablement, en passant de 0,385 pour des HEA 100 à 0,025 pour des HEM 1000.

Couramment, les manipulations se font à la grue (figure 40).



FIG. 53 : Mise en place des poutrelles par une grue

Afin de minimiser les contraintes de poids propre dans la poutrelle, une solution consiste à prendre les poutrelles en deux points (à 0,2 et 0,8 de longueur).

Il faut noter que le système doit comporter de préférence un palonnier de 0,6 l de longueur, du fait que tout système triangulé amène des contraintes supplémentaires de compression dans la partie centrale de la poutrelle.

Le mode de préhension de la poutrelle est également important. Par exemple, solidement maintenue dans des cadres métalliques aux points de préhension, elle peut être considérée comme raidie en ces points.

En outre, le mode de préhension doit permettre de préserver les couches de protection anti-corrosion.

Enfin, les poutrelles sont souvent manutentionnées entretoisées deux par deux.

Cette méthode a l'avantage de réduire les risques de solliciter les poutrelles selon leur plus petite inertie (solicitations dynamiques en cours de manutention ou défaut de pose lors de la mise en place sur appui par exemple). Mais ces poutrelles ne peuvent être considérées comme raidies au droit des entretoisements que si ceux-ci sont également contreventés.

L'attention est attirée sur ce que, dans le cas de mise en place de poutrelles sans palonnier, les contraintes introduites dans la poutrelle et liées au mode de préhension ne doivent pas provoquer de déversement des poutrelles.

D'autres modes de manutention peuvent être envisagés, lorsque les conditions de chantier sont favorables (Cf. fig. 54).

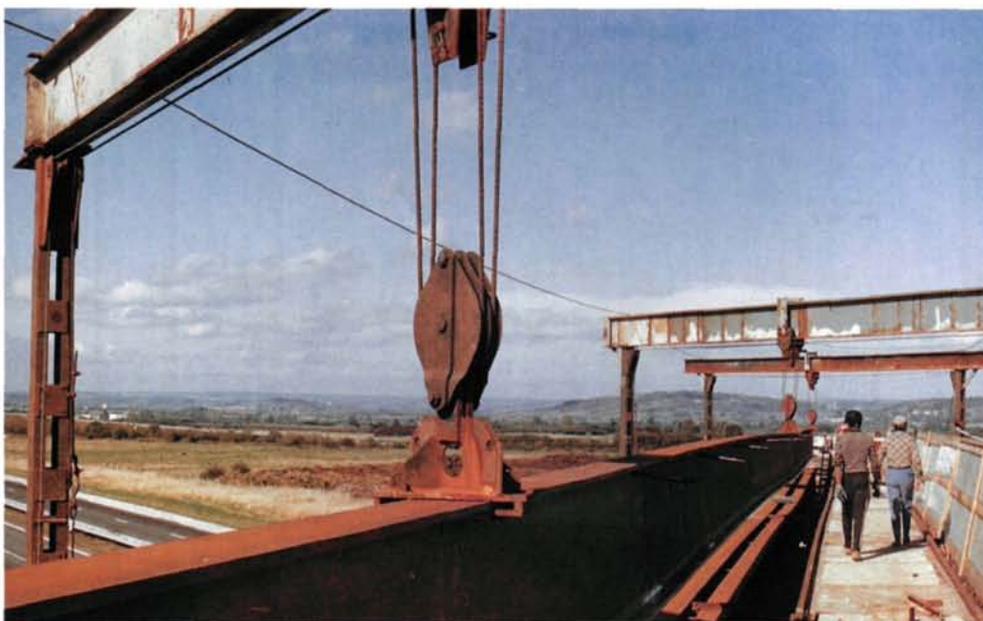


FIG. 54 : Mise en place des poutrelles par des portiques spéciaux

4.2.2. Calage

Il convient de repérer l'extrémité de référence de chaque poutrelle. Tous les bouts de référence seront mis du même côté.

Chaque fois que les poutrelles sont posées (aire de stockage, zone de mise en peinture, soudure, mise en place pour bétonnage...) il convient de veiller à ce qu'elles reposent sur des assises horizontales et parallèles de façon à ne pas introduire de torsion dans la semelle.

Une attention plus particulière est à apporter au calage pour soudure bout à bout et au calage avant bétonnage.

a) Calage pour soudure

Le réglage des points d'appui doit tenir compte des contreflèches éventuelles ; en particulier les niveaux de calage sont fonction de la déformée prévue sur les plans et non de la déformée sous poids propre de la poutrelle. Il convient de vérifier, après mise en place de la poutrelle sur ses cales et avant soudure, que les niveaux sont bien respectés (attention au tassement des cales).

b) Calage avant bétonnage

D'une façon générale, le tablier sera coulé en place sur ses appareils d'appui définitifs. Il convient donc, avant mise en place des poutrelles de procéder au réglage des appareils d'appui. Compte tenu de la flexibilité des poutrelles, les premières phases de réalisation du tablier (mise en place des poutrelles contrefléchées, coffrage, ferrailage, bétonnage) risquent de soumettre les appareils d'appui à des contraintes (déformations importantes sous faibles réactions d'appui) très différentes des contraintes de service. Une vérification par le calcul du fonctionnement des appareils d'appui et particulièrement des appareils d'appui d'extrémité peut être nécessaire et peut conduire par exemple à un collage provisoire des appareils d'appui (risque de déplacement) ou à prévoir un vérinage du tablier après bétonnage pour permettre de libérer les appareils d'appui déformés par les phases de travaux.

c) Préfabrication

S'il est nécessaire, pour des raisons de chantier de préfabriquer le tablier, l'attention est attirée sur le fait que la structure n'a pas ou peu de rigidité transversale avant bétonnage. Il convient donc que les poutrelles reposent sur des appuis correctement nivelés et rigides (en particulier il faut vérifier qu'il ne peut pas y avoir de tassements différentiels des appuis élémentaires ou un gauchissement des lignes d'appui) afin d'avoir une sous-face régulière au bétonnage, et d'être assuré que le tablier reposera bien sur ses appuis définitifs, et ne sera pas soumis à des contraintes supplémentaires liées à des déformations transversales.

4.3. - COFFRAGES

Le coffrage inférieur du tablier est constitué d'éléments de coffrage posés sur les ailes inférieures des poutrelles et laissés en place après bétonnage.

Ces éléments de coffrage doivent pouvoir supporter les charges de chantier et le poids du béton frais entre deux poutrelles. En outre, une parfaite étanchéité vis-à-vis de la mise en oeuvre du béton doit être réalisée entre les ailes des poutrelles et les éléments de coffrage et entre deux éléments de coffrage. Enfin les éléments de coffrage doivent être bloqués de façon à ne pas pouvoir être déplacés lors du ferrailage et du bétonnage du tablier.

La meilleure solution actuelle répondant aux différentes sujétions évoquées ci-dessus consiste à mettre en place des plaques de fibre-ciment. La fixation des plaques est assurée par des bandes adhésives.

Dans le cas d'encorbellements exécutés à l'aide de soutiens de coffrages fixés aux ailes inférieures des poutrelles, il y a lieu d'interposer des cales entre les plaques de fibre-ciment et les profilés supports pour éviter de casser les plaques au serrage des écrous, ou éventuellement de remonter l'U ou la cornière de soutien, si le coulage du tablier est réalisé en deux fois, ce qui est très souvent nécessaire.

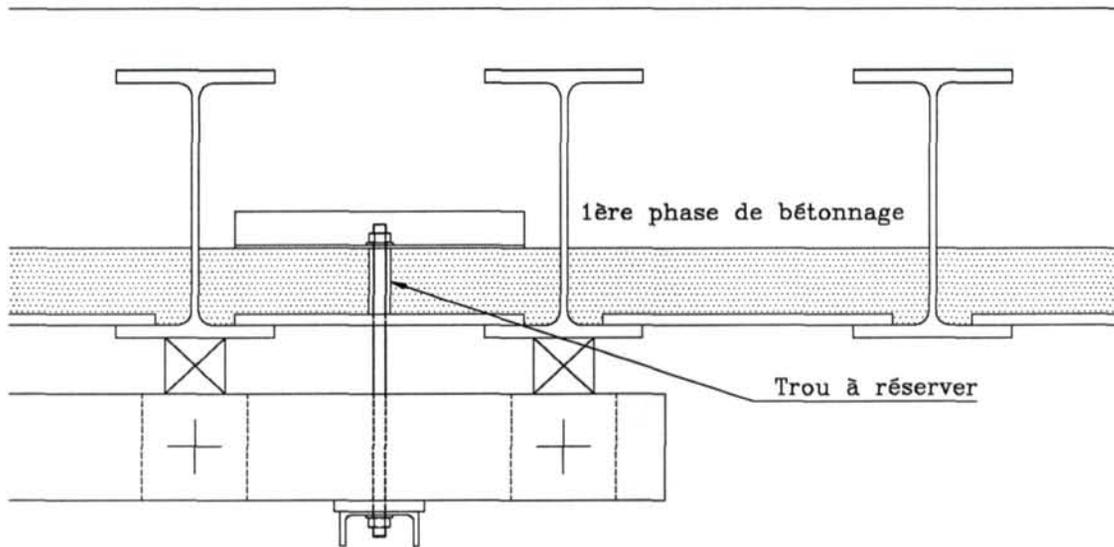


FIG. 55 : Coffrage des bords libres en encorbellement

Comme il a été dit précédemment, les coffrages en fibre-ciment sont d'une utilisation simple tant que l'espacement entre axe des poutrelles ne dépasse pas 70 cm.

Toutefois en utilisant des méthodes de bétonnage par phases successives ou d'autres types de coffrages perdus il n'est pas exclu d'envisager des valeurs d'entre axe plus importantes. Il est bon toutefois de rappeler que les phases de bétonnage sont à définir en fonction de la résistance des coffrages d'une part et de la tenue des poutrelles au déversement d'autre part.

1er CAS
(TRES COURANT)



2è CAS

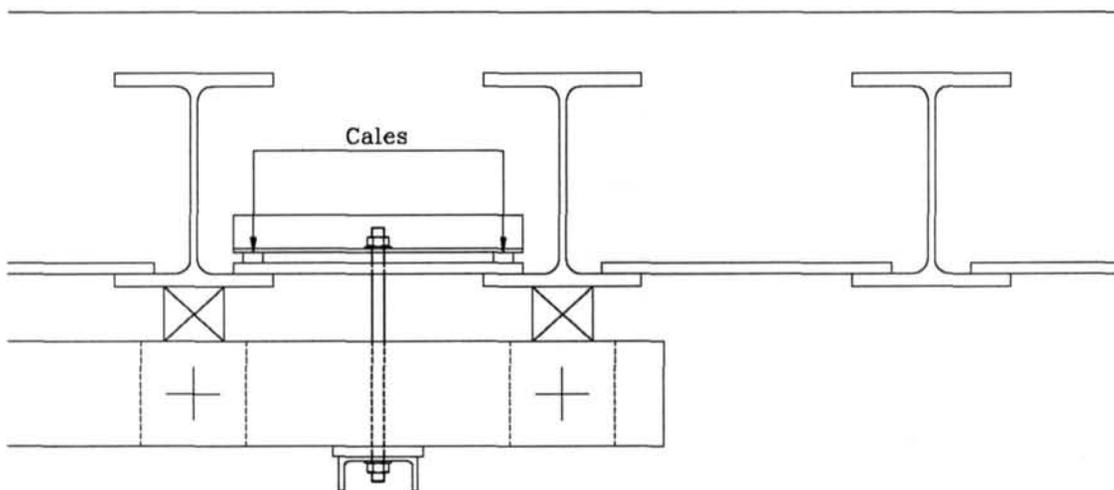


FIG. 56 : Support de coffrage des encorbellements

4.4. LIAISONNEMENT DES POUTRELLES PAR TIGES FILETEES

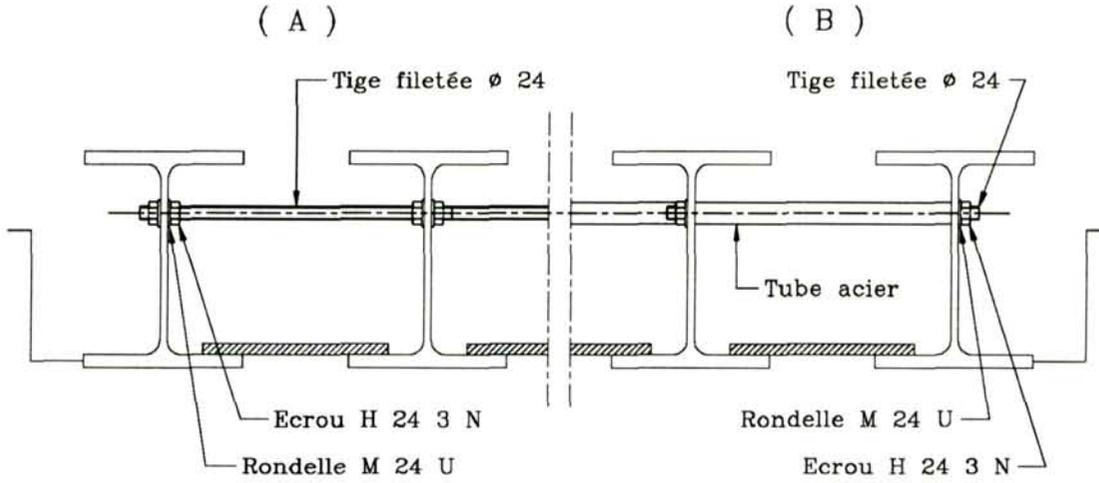
Ce dispositif est destiné à maintenir les poutrelles verticales pendant le bétonnage.

En principe, les poutrelles sont reliées deux à deux par tiges filetées aux extrémités enfilées d'une part dans des trous situés dans la partie supérieure de l'âme et d'autre part dans un tube d'écartement entre poutrelles puis boulonnés de façon à serrer les âmes sur les tranches du

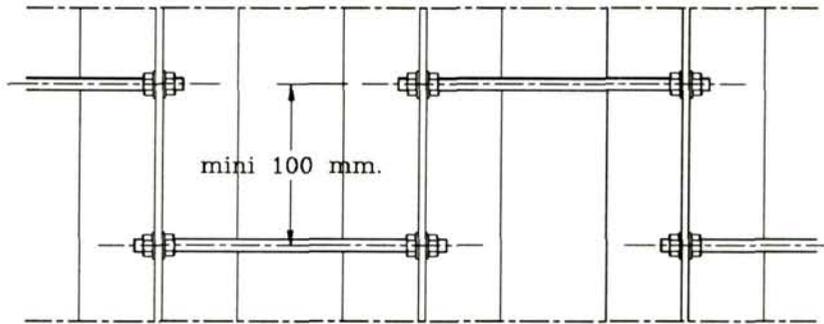
tube. Une autre solution consiste à relier les poutrelles par tiges filetées, l'écartement entre poutrelles étant maintenu par un système écrou contre écrou.

LIAISON PAR TIGES FILETEES

LIAISON PAR TIGES FILETEES ET TUBES



PLAN DES BARRES D'ECARTEMENT (A)



PLAN DES BARRES D'ECARTEMENT (B)

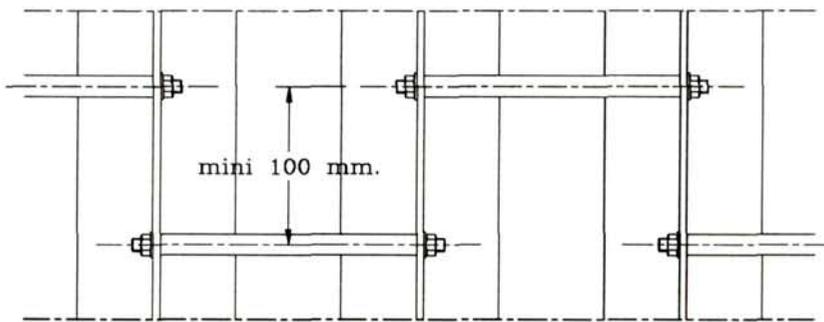


FIG. 57 : Dispositif de maintien des poutrelles verticales

(A ne pas confondre avec les dispositifs antidéversants)

Le système doit toujours être perpendiculaire au plan des âmes des poutrelles. Pour cette raison et aussi pour faciliter la mise en oeuvre, cette liaison se fera deux poutrelles par deux poutrelles quel que soit le biais de l'ouvrage (cf. fig. 57). Cette solution permet de plus un perçage supérieur identique pour toutes les poutrelles.

Ce dispositif doit être prévu au droit des appuis et entre appuis tous les 5 m environ.

Il est important de noter que, tel quel, ce dispositif ne peut en aucun cas être considéré comme efficace pour assurer une sécurité supplémentaire contre le déversement éventuel des poutrelles (Cf. § 4.5) et qu'il ne joue pas le rôle d'entretoisement consistant à reporter les charges verticales d'une poutrelle sur les autres.

4.5. MAINTIEN DES POUTRELLES AU DEVERSEMENT

4.5.1. Généralités

Un phasage de bétonnage, dans la majeure partie des cas, permet de s'affranchir de la mise en oeuvre des dispositifs antidéversants ; il faut, toutefois, que la hauteur possible de bétonnage de 1ère phase atteigne au moins 15 cm, la poursuite du bétonnage ne devant avoir lieu qu'après prise et résistance suffisante du béton de 1ère phase (24 h minimum).

a) Cas où des dispositifs antidéversants ne sont pas nécessaires

Dans ce cas, il faut prévoir des dispositions empêchant toute rotation de torsion des poutrelles sur leurs appuis.

Pour cela, par exemple, un groupe de deux poutrelles sera muni, sur appui, d'entretoises (pleines ou à treillis), les autres poutrelles étant reliées à ce groupe par des barres d'écartement (au droit des appuis).

De plus les semelles inférieures des poutrelles doivent être bloquées latéralement sur les appuis.

Pour les tabliers ayant un nombre réduit de poutrelles (≤ 6), l'entretoisement sur appui sera prévu entre chaque poutrelle ; pour les tabliers comportant un grand nombre de poutrelles, d'autres groupes de deux poutrelles seront entretoisés sur appuis.

Enfin, chaque poutrelle sera reliée à la poutrelle voisine par des barres d'écartement, espacées de 5 mètres au maximum.

b) Cas où les dispositifs antidéversants sont nécessaires

S'il est nécessaire de mettre en oeuvre des dispositifs antidéversants, ceux-ci doivent faire l'objet de dessins d'exécution complets et détaillés (avec tous les assemblages) et de calculs justificatifs.

Ces dispositifs sont d'autant plus sollicités que le dépassement des contraintes résultant de l'application des charges aux poutrelles par rapport aux contraintes limites, que peuvent supporter les poutrelles supposées isolées, est plus important.

Si la mise en oeuvre de ces dispositifs est nécessaire, elle n'autorise pas pour autant le bétonnage en une seule phase. Le bétonnage en plusieurs phases, avec une première phase de 15 cm d'épaisseur reste obligatoire.

Il faut donc dimensionner ces dispositifs sous les charges de béton mises en oeuvre lors de la première phase et déterminer l'épaisseur de béton des phases suivantes en appliquant les conditions du § 6.5.

En général, on stabilise un ou plusieurs groupes de deux poutrelles avec ces dispositifs ; la stabilité des autres poutrelles est assurée par des barres d'écartement, espacées de 5 m maximum, qui les relient aux groupes stabilisés.

Les dispositifs antidéversants doivent alors aussi être dimensionnés pour reprendre les efforts latéraux de flambement apportés par les barres d'écartement.

4.5.2. Dispositifs antidéversants

a) Définition

Les dispositifs antidéversants peuvent être composés par des entretoises et contreventements définis ci-après :

- *Entretoise*

Pièce monolithique ou composée, située dans un plan perpendiculaire à l'axe longitudinal des éléments principaux et qui s'oppose à la rotation des sections de ces éléments autour de leur axe. Elle participe à la transmission des efforts d'un élément à l'autre et elle a une faible efficacité vis-à-vis de la résistance au flambement des éléments reliés. Elle ne reçoit pas directement de charges extérieurs contrairement à une pièce de pont.

- *Contreventement*

Ensemble des pièces assurant la stabilité de structures vis-à-vis des efforts transversaux (perpendiculaires à l'axe longitudinal des éléments à stabiliser) qui peuvent les solliciter : vent, freinage, ... et, par extension, assurant la stabilité transversale de certains éléments comprimés du fait de leur imperfection. Les barres d'écartement (tiges filetées traversant les âmes des poutrelles, associées ou non à un tube métallique) destinées à obtenir un entraxe constant des poutrelles, ne jouent aucun rôle vis-à-vis de leur déversement, si elles ne sont pas accompagnées de systèmes antidéversants. Dans ce cas, elles relient les poutrelles aux groupes stabilisés, en transmettant les efforts transversaux de celles-ci aux éléments contreventés.

b) Entretoisement

Les entretoises doivent avoir la plus grande hauteur possible ; plusieurs fonctions sont attribuées aux entretoises :

- fonction entretoisement : lorsqu'une poutrelle supporte seule une charge, les entretoises mobilisent la résistance des autres poutrelles. Pour cette fonction, l'ensemble des poutrelles doit être régulièrement entretoisé et les entretoises dimensionnées en conséquence, notamment hors zone d'appui.
- fonction stabilisatrice (à condition qu'il y ait un nombre suffisant de poutrelles : 4 et plus) : elle est essentielle sur appui ; les entretoises (si elles sont suffisamment raides) empêchent la rotation de torsion des poutrelles. Sur appui et au moins tous les 10 m il faut mettre en oeuvre des entretoises verticales, entre chaque poutrelle ou par groupe de deux poutrelles, comme décrites ci-après.
- reprise des poussées dues au béton frais.

Les entretoises rigides à âme pleine sont constituées de profilés en H (laminés ou reconstitués soudés) munis de platines soudées à leurs extrémités.

Elles sont boulonnées sur les âmes de poutrelles. L'espacement des entretoises peut être calculé en considérant que leurs semelles supérieures, qui jouent un rôle de contreventement, constituent les barrettes d'une poutre échelle.

Leur hauteur doit être supérieure à la demi-hauteur des poutrelles entretoisées.

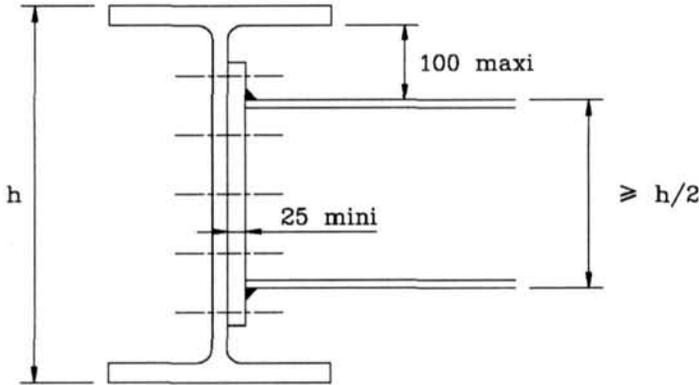


FIG. 58 :
Entretoise à âme pleine

Les entretoises à treillis sont, quant à elles, boulonnées sur les âmes de poutrelles et présentent une croix de St-André.

Elles sont réalisées soit avec des cornières (figure 59), soit avec des tubes carrés et des croisillons (en H.A. 20 ou en plats de 50 x 10) soudés sur les tubes.

Les diagonales doivent être assemblées entre elles à leur croisement. Elles doivent être préfabriquées avant mise en oeuvre.

Leur assemblage en place est à proscrire, car il est impossible de le réaliser correctement.

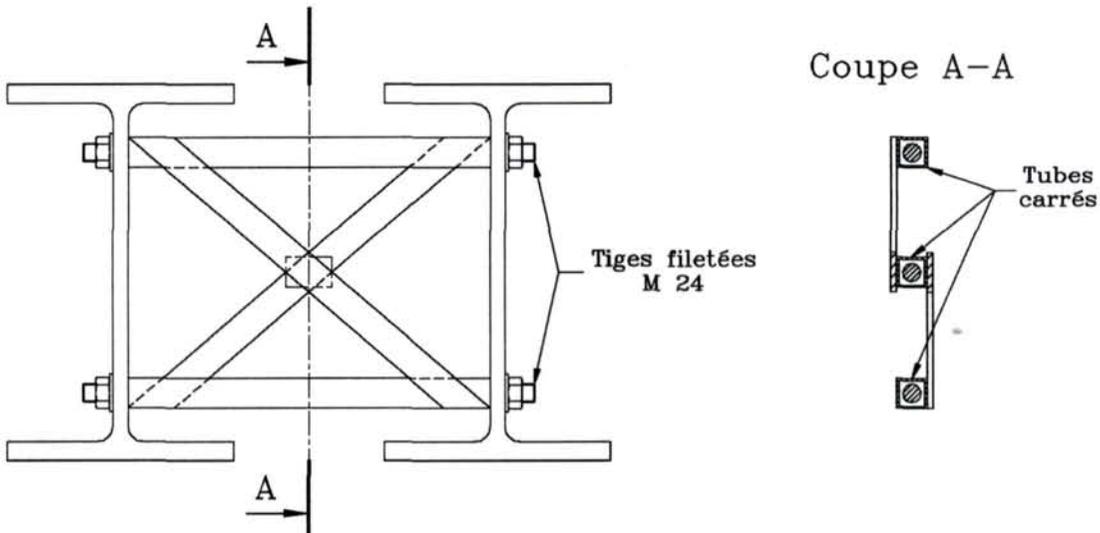


FIG. 59 : Entretoise à treillis en tubes

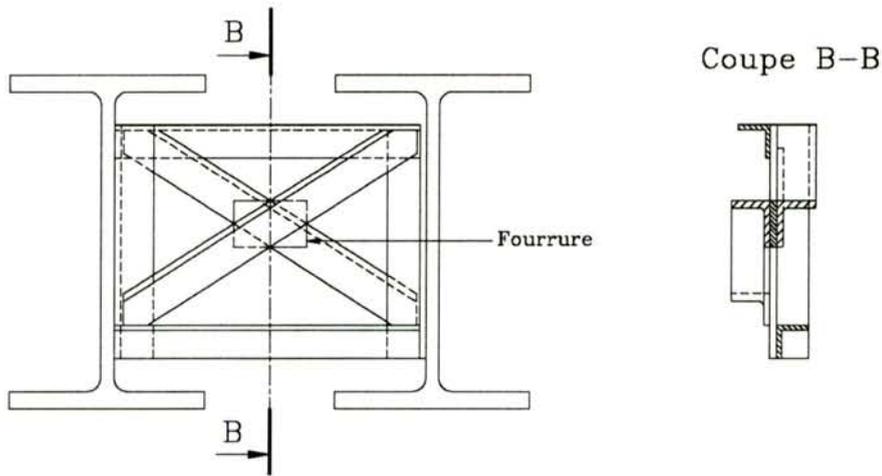


FIG. 60 : Entretoise à treillis en cornières

c) Contreventement supérieur en treillis N ou Warren

Un ou plusieurs (cela résulte normalement des calculs) groupe de deux poutrelles sont munis d'un contreventement horizontal supérieur, assemblé (par boulonnage) aux semelles supérieures des poutrelles ou en partie haute de l'âme des poutrelles, sur toute leur longueur.

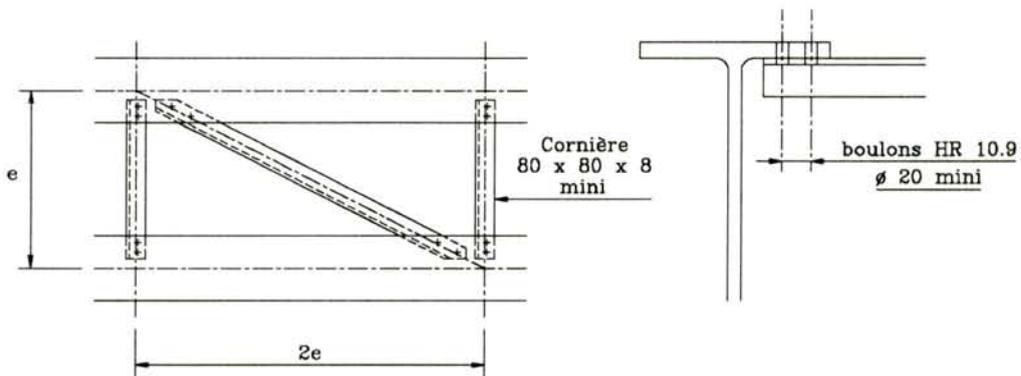


FIG. 61 : Contreventement supérieur en N

d) Contreventement supérieur en poutre-échelle

Ⓒ Barrette en tôle pleine

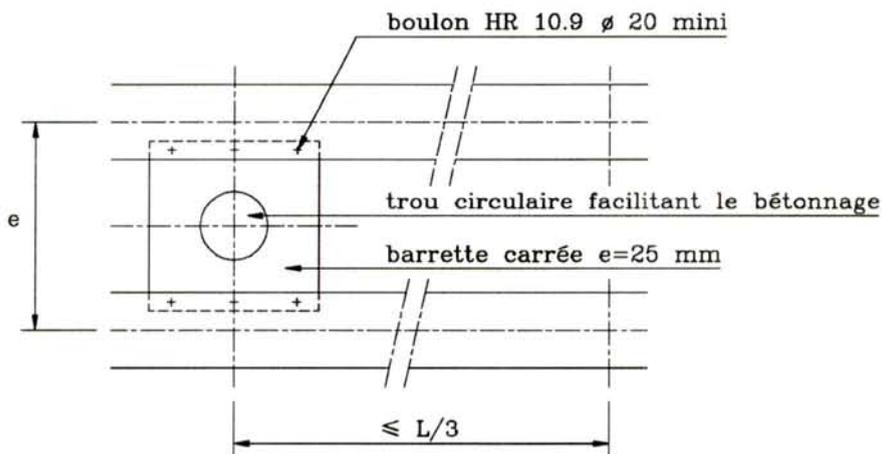
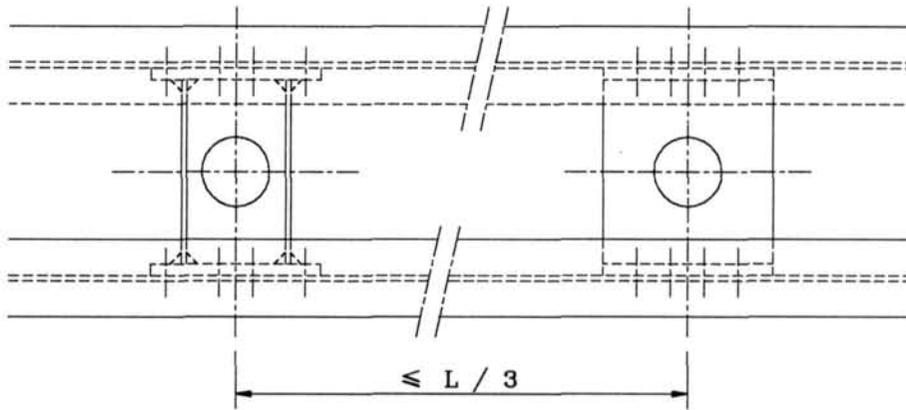


FIG. 62 : Barrettes en tôle pleine

② Barrette constituée par un profilé H boulonné sur les âmes



1) par l'intermédiaire de platines

2) par les semelles du H,

soudées aux abouts du H

lorsque l'espacement des poutrelles le permet

FIG. 63 : Barrettes en profilé H

Le plan horizontal de l'âme de ces barrettes est à placer le plus haut possible et le plus près possible des semelles supérieures des poutrelles compte-tenu des raccords circulaires âme-semelle des profilés.

③ Barrette en treillis

Les barrettes précitées peuvent être remplacées par un système de tiges filetées traversant les âmes et de tubes carrés sur lesquels sont soudés, avant mise en place (préfabrication), un croisillon soit en armature de béton armé (HA 20, soit en plat (50 x 10 ; un morceau de tube au centre de la croix permet d'assembler, par soudure avec eux, les deux éléments en diagonale. Ces éléments doivent être préfabriqués.

Ce système peut être également calculé suivant le schéma de la poutre-échelle, en prenant garde à sa souplesse, plus grande que celles des systèmes précédents.

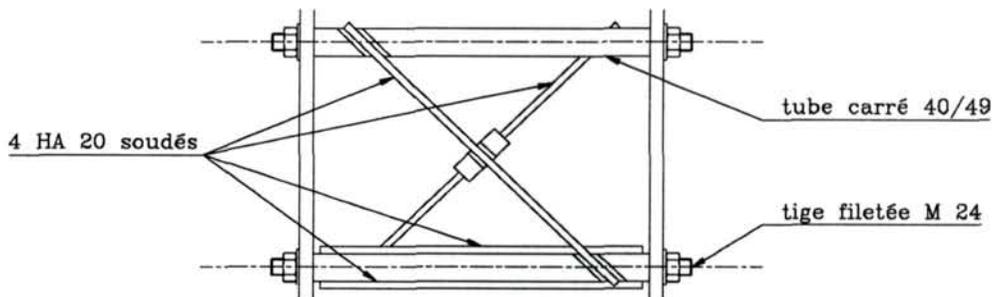


FIG. 64 : Barrettes en treillis

Vue en plan, semelles supérieures enlevées

④ Barrettes constituées par l'aile supérieure d'une entretoise (cf. entretoises rigides à âme pleine décrites précédemment)

e) Autres dispositifs

D'autres dispositifs peuvent être conçus et étudiés ; mais ils doivent satisfaire aux critères suivants :

- faire l'objet d'une étude d'exécution complète (dessins et calculs),
- exclure tout assemblage par frottement non calculé (crapautage, serrage des ailes des poutrelles au moyen de U transversaux percés et reliés par tiges filetées verticales ou bridage...).
- être préfabriqués (en atelier dans la mesure du possible) par des ouvriers qualifiés (soudeurs agréés ...)
- faire l'objet des contrôles inhérents aux travaux de construction métallique. La soudure de pièces métalliques au chantier peut être autorisée dans les conditions suivantes :
 - 1) elle doit être exécutée dans les mêmes conditions que celle prévue pour les éléments définitifs des ouvrages métalliques soudés au chantier (aciers soudables, soudeurs qualifiés, procédures de soudage agréées...)
 - 2) le bon comportement de la structure à la fatigue doit être vérifié avec les règles en vigueur compte-tenu de la présence des éléments soudés.

4.5.3. Choix d'un dispositif

Ce choix doit être fait dès la commande des poutrelles pour que les perçages nécessaires puissent être représentés sur les dessins destinés à cette commande.

Dans le cas des tabliers continus, il est préférable de percer les semelles supérieures tendues sur appui ; on devra donc adopter un des systèmes ne présentant pas cet inconvénient. Le contreventement complet en treillis N ou Warren confère à la structure une grande rigidité dans le plan des semelles supérieures ; mais en contre-partie, il nécessite un perçage des cornières au chantier ou lors d'un montage à blanc.

Si elle est justifiée par les calculs, la stabilisation des poutrelles par un contreventement tel que décrit en (c) et (d), ne nécessite pas d'autres systèmes de stabilisation. Néanmoins, un contreventement horizontal (en poutre-échelle ou autre) doit être complété par :

- des entretoises sur appui pour empêcher toute rotation (de torsion) des poutrelles ;
- des entretoises intermédiaires à placer au plus tous les 10 m, dans le groupe de poutrelles contreventées. Ces entretoises, comme décrites en (b), améliorent la stabilité du système mais celle-ci reste à justifier uniquement avec le contreventement horizontal.
- d'autres entretoises peuvent être nécessaires pour reprendre la poussée du béton sur les poutrelles de rive, ou pour contribuer au maintien d'éléments préfabriqués en béton, en rive des tabliers.

La stabilisation assurée uniquement par des entretoises, même placées entre chaque poutrelle, doit être écartée ; il y a lieu de lui associer un des systèmes de contreventement horizontal décrits précédemment, qui sont, eux, accessibles au calcul avec le modèle de la poutre-échelle. Ces derniers éléments peuvent être mis en place entre un ou plusieurs groupes de deux poutrelles.

On pourra obtenir l'un des schémas d'assemblage suivants (non exhaustif)

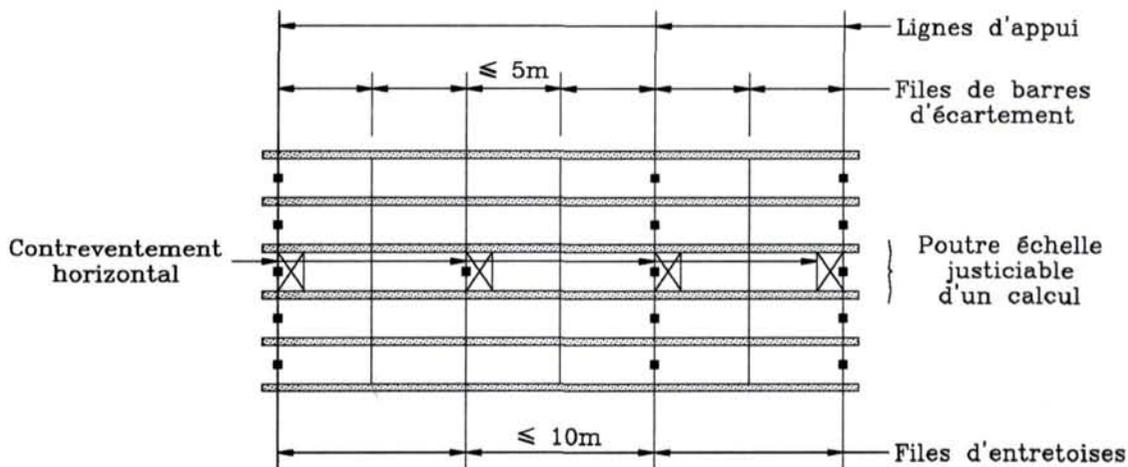


FIG. 65 : Plan de contreventement à une seule poutre échelle

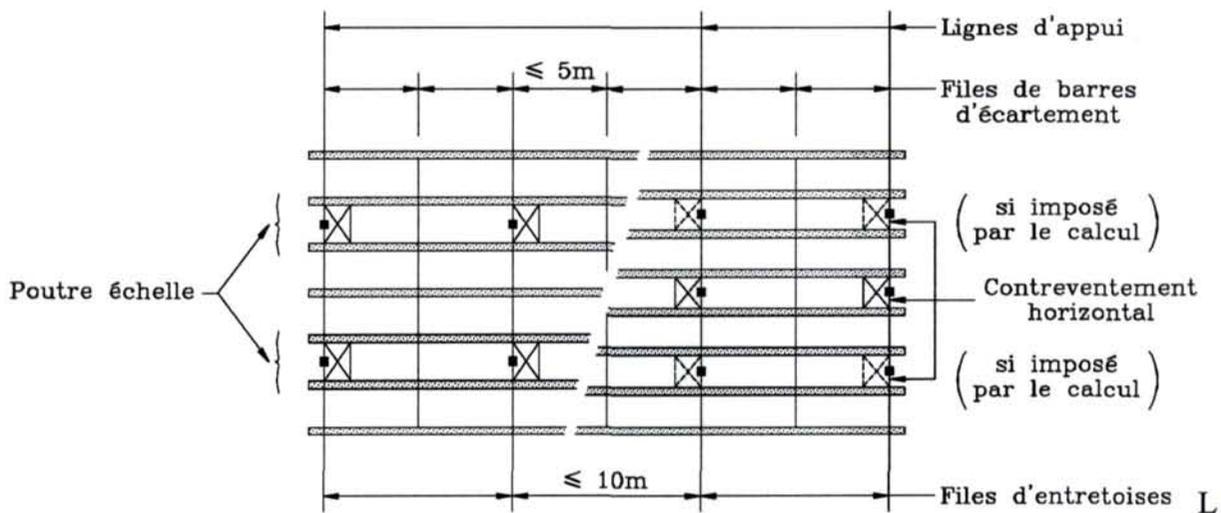


FIG. 66 : Plan de contreventement à deux ou à plusieurs poutres échelles

La mise en oeuvre de ces dispositifs doit intervenir dès la mise en place des poutrelles (ou avant si elles sont mises en place par paires).

Les phases de mise en place de poutrelles et de ces dispositifs sont à étudier de façon que la sécurité soit toujours assurée.

L'attention est attirée sur le cas des poutrelles dont la stabilité au déversement est juste assurée, sous leur propre poids.

Dans ce cas, il est nécessaire de mettre en place, en tout premier lieu, un ensemble de deux poutrelles liaisonnées avec l'un des dispositifs antidéversants décrits précédemment.

Le bon comportement de l'ensemble doit être justifié par le calcul lors des manutentions.

Les éléments de contreventement supérieur peuvent être déposés avant le bétonnage de deuxième phase si cela apporte des économies et si les calculs le permettent.

4.6. FERRAILLAGE

a) Ferrailage des flancs

Il est d'usage pour ancrer les aciers transversaux de les croiser en rive. Cette disposition peut poser un problème pour les aciers inférieurs. En effet ceux-ci étant enfilés dans les perçages des poutrelles, ne peuvent en aucun cas être croisés à leurs deux extrémités. Il convient donc avant toute mise en oeuvre du ferrailage de vérifier les longueurs d'ancrage strictement nécessaires en rive ainsi que, le cas échéant, les sections d'acier nécessaires pour le ferrailage à la torsion.

Plusieurs solutions sont alors envisageables :

- introduire les aciers, croisés d'un seul côté, alternativement rive droite et rive gauche du tablier. Cette solution impose que les deux rives soient suffisamment dégagées pour permettre l'enfilage ;
- prévoir des aciers droits pour les armatures inférieures ; ces aciers sont à prolonger par recouvrement à leurs extrémités par des aciers en forme de $_ _ _ |$. Cette solution conduit à prévoir des trous de perçage oblongs dans les poutrelles de rive ;
- prévoir des aciers droits pour les aciers inférieurs ; des aciers supérieurs, éventuellement croisés à 90° et des cavaliers (ou cadres) de plus faible diamètre (en HA 8 ou HA 12) à placer en flanc de l'ouvrage. Cette solution est moins satisfaisante que les deux premières.

Mentionnons à titre de rappel que le ferrailage du tablier dans ces zones de flanc doit être conçu de façon à assurer la transmission des efforts au reste du tablier dans le cas de l'ancrage d'un dispositif de retenue tel que des barrières normales (Cf. § 12.2).

b) Ouvrages biais

Selon l'importance du biais de l'ouvrage et les difficultés d'enfilage en fonction de la largeur du tablier, le ferrailage inférieur transversal courant sera droit ou biais. Le ferrailage des chevêtres incorporés sur culées sera toujours disposé selon le biais de l'ouvrage. Dans un tablier biais, la mise en place correcte des armatures transversales inférieures, lorsqu'elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, nécessite un calepinage précis des trous de perçage, en raison du biais et des contreflèches données aux poutrelles.

c) Ouvrages très larges

Lorsque l'ouvrage est très large, il devient difficile de prévoir l'enfilage d'aciers d'une seule longueur sur toute la largeur du tablier. Si l'espacement des poutrelles est suffisant, il est possible de prévoir un recouvrement des armatures entre deux poutrelles. Dans le cas contraire, il peut être envisagé des manchonnages d'armatures entre poutrelles dans la zone médiane du tablier. De ces deux solutions, la première (continuité d'armatures par recouvrement) est la plus simple, bien qu'elle doive être conforme à la règle d'arrêt des barres (un acier sur deux; au maximum, pouvant être arrêté dans une même section).

4.7 - BETONNAGE

Avant tout bétonnage du tablier il y a lieu de vérifier que les poutrelles ne risquent pas de déverser sous le poids du béton. Les détails d'une telle vérification sont exposés dans le § 6.5.

FIG. 67 : Début de bétonnage



FIG. 68 : Avant-dernière passe de bétonnage

Quelles que soient les phases de bétonnage envisagées, il convient :

- de se réserver pour la dernière phase au moins 10 cm de hauteur sous la semelle supérieure, afin d'assurer le bon enrobage de celle-ci,
- lorsque l'ouvrage est à plusieurs travées, de prévoir que le bétonnage des appuis intermédiaires se fera en dernier, afin que les rotations des poutrelles sur appui ne provoquent pas une micro fissuration du béton frais,
- de définir les phases pour résorber au maximum les contreflèches.

4.8 - MISE EN PLACE DEFINITIVE DES TABLIERS

En général, le tablier est construit en place mais ce type d'ouvrage peut être envisagé préfabriqué. Il faut alors veiller à ce que l'aire de préfabrication garantisse une bonne résorption des contreflèches et une bonne planéité de l'assise des semelles.

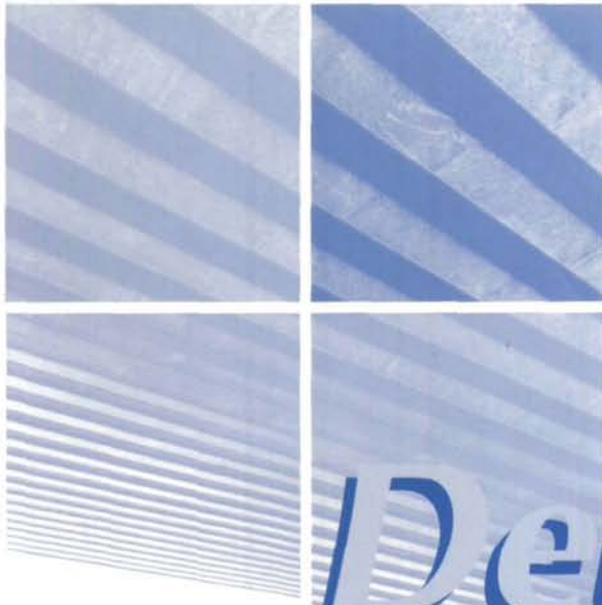
Lorsque l'ouvrage n'est pas trop lourd il peut être mis en place à l'aide d'une ou de deux grues.

Lorsque l'aire de préfabrication n'est pas directement dans l'alignement des appuis définitifs mais que les surfaces à disposition pour le ripage sont suffisamment planes et étendues, le tablier peut être mis en place sur coussins d'air.

Lorsque l'aire de préfabrication est dans l'alignement des appuis, le tablier peut être ripé sur rails ou sur rouleurs "express", le système de poussage ou de tirage étant constitué de vérins ou de câbles.

Un certain nombre de précautions sont importantes :

- Les rails doivent être parfaitement nivelés et usinés d'un seul tenant, les supports de rail doivent être très raides, le système ayant très peu de tolérance vis-à-vis des dénivellations d'appui. Les rails doivent être bloqués sur les appuis.
- Le dessous des semelles au droit du rail doit être protégé par une plaque métallique soudée ou boulonnée de même dureté que le rail ou protégée par une couche téflonnée parfaitement adhérente à la plaque métallique. Le contact rail-plaque est graissé.
- Dans le cas de ripage sur rouleurs "express", il peut être intéressant d'interposer entre le dessous du tablier et les rouleurs, des plaques de caoutchouc, pour assurer lors du ripage, une bonne répartition des réactions d'appui sur tous les rouleurs, tout au long des déplacements.
- Afin d'éviter de bloquer le système, il est déconseillé de multiplier les systèmes de guidage. Il est préférable, par exemple, de prévoir des guides latéraux, visualisant les déplacements, afin de pouvoir redresser, dès qu'elles se manifestent, les éventuelles déviations en cours de ripage.
- Lorsque l'ouvrage est tiré par des câbles (cette méthode étant à éviter chaque fois que cela est possible), il convient de surdimensionner ceux-ci afin que leurs allongements, avant décollage de l'ouvrage, ne soient pas trop importants. Il convient aussi de prévoir des deux côtés des sections identiques et des câbles de retenue afin de minimiser et de pouvoir redresser les déplacements latéraux.



Deuxième partie

**DIMENSIONNEMENT,
CALCULS ET
JUSTIFICATIONS**

Page laissée blanche intentionnellement

5 - BASES DE CALCUL - PRINCIPES GENERAUX

5.1. TEXTES DE REFERENCE

Les textes réglementaires de base sont les suivants :

- Cahier des Clauses Techniques Générales (C.C.T.G.) des marchés publics de travaux :
 - Fascicule 61, Titre II : Programme de charges et épreuves des ponts-routes,
 - Fascicule 61, Titre V : Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier.
 - Fascicule 62, Titre I - Section I : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites (BAEL 91).

Il n'existe pas actuellement de textes réglementaires ministériels pour le calcul des tabliers en poutrelles enrobées. Néanmoins, il peut être fait référence aux documents suivants pour établir les justifications à produire pour de tels tabliers :

- Circulaire n° 81.63 du 28 Juillet 1981 relative au règlement de calcul de ponts mixtes acier-béton (fascicule spécial n° 81.31 bis BO.UL, T et E),
- Cahier des Prescriptions Communes (C.P.C) des marchés de travaux de la SNCF:
 - Livret 2.01 "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton, métal ou mixtes", en son annexe 6 : "Règles de calcul des tabliers en poutrelles enrobées".

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la méthode des états-limites. L'exposé de cette méthode ainsi que les définitions des termes utilisés se trouvent dans les "Directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions" (DC 79) jointe à la circulaire n° 79.25 du 13 Mars 1979 (fascicule spécial n° 79.12 bis BO.ECV et T).

5.2. ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS

5.2.1. Classification des actions

Il n'est pas tenu compte du retrait du béton, ni de l'effet de la température et du gradient thermique pour la justification d'un tablier à poutrelles enrobées.

a) Actions permanentes, notées G

Elles résultent de l'effet des charges suivantes :

- le poids propre des éléments de la construction calculé à partir de leurs dimensions théoriques en prenant une masse volumique de 7,85 tonnes par m³ pour l'acier (poutrelles et armatures) et de 2,4 tonnes par m³ pour le béton d'enrobement. Par simplification, on prend une masse volumique de 2,5 t/m³ pour le béton armé, incluant le poids des armatures,
- le poids des équipements fixes ou amovibles de superstructure,

- les déformations permanentes éventuelles (dénivellations ou tassements d'appui).

b) Actions variables, notées Q

Elles résultent de l'effet des charges suivantes :

- les charges d'exploitation définies par le titre II du fascicule 61.

En attendant la modification du titre II du fascicule 61 CPC des marchés de travaux publics, les valeurs représentatives, au sens des directives communes (DC 79), sont obtenues à partir des valeurs nominales de ce fascicule en les multipliant par les coefficients du tableau suivant :

<i>Nature de la charge</i>	ETAT LIMITE	
	<i>de service</i>	<i>ultime</i>
Charges de chaussées et effets annexes, et charges sur remblais (articles 4, 5, 6, 7, 8)	1,2	1,07
Charges militaires et charges exceptionnelles (articles 9 et 10)	1,0	1,0
Charges sur trottoirs, passerelles piétons et garde-corps (articles 11, 12, 13, 18)	1,0	1,07

- les charges climatiques (neige ou vent),
- chocs sur les dispositifs de retenue définis dans le CCTP-type (tome 1) de la DRCC.

c) Actions accidentelles, notées F_A

Elles ne sont à considérer que si les documents particuliers du marché le prévoient. On peut citer par exemple une explosion, un séisme ou un choc contre le tablier lui-même.

5.2.2. Combinaisons d'actions

a) Etats-limites de service (ELS)

Les combinaisons d'actions à considérer vis-à-vis des états-limites de service sont de la forme :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i$$

Avec :

- G_{\max} : actions permanentes dont les effets s'ajoutent à l'effet des actions variables,
- G_{\min} : actions permanentes dont les effets se retranchent de l'effet des actions variables,
- Q_1 : action variable de base (p.e. charges de chaussées, cf. § 5.2.1, b. ci-dessus),
- Q_i : actions variables d'accompagnement (telles que neige et vent, quand elles ne sont pas considérées seules),

- Ψ_{0i} : coefficient de prise en compte des charges en valeur de combinaison (voir ci-après).

Les états-limites à considérer sont les suivants :

- non-déformation permanente : les contraintes dans chacun des matériaux constitutifs, dans une section, sont inférieures aux contraintes limites de chacun de ces matériaux, dans toutes les situations ;
- déformation limite : définie par la flèche limite du § 2.9 ou la rotation d'appui compatible avec les appareils d'appui ;
- ouverture des fissures : la fissuration est considérée comme préjudiciable, en principe (voir 5.3),
- réactions d'appui : elles doivent être positives dans tous les cas de charge d'exploitation, en tenant compte éventuellement des dénivellations d'appui.

b) Etats-limites ultimes (ELU)

Les combinaisons à considérer vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance et de stabilité de forme sont de la forme :

- combinaison fondamentale :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + 1,3 \sum_{i > 1} \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

- combinaison accidentelle, s'il y a lieu :

$$F_A + G_{\max} + G_{\min} + \Psi_1 \cdot Q_1 + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

Avec, en plus des définitions et notations données précédemment :

γ_{Q1} : coefficient de l'action de base

= 1,35 pour les charges étroitement bornées (connues en grandeur et position) ou de caractère particulier (convois militaires et exceptionnels).

= 1,5 dans les autres cas (charges de chaussée, sur trottoir et passerelles piétons, sur garde-corps, charges aléatoires de construction ou d'exécution).

A titre d'exemple, dans ce dernier cas, avec les valeurs nominales des charges routières sans caractère particulier, Q , du titre II du fascicule 61 (cf. § 5.2.1.b.) :

$$\gamma_{Q1} \cdot Q_1 \text{ vaut } 1,5 \times 1,07 \times Q = 1,6 Q \text{ (ELU).}$$

Ψ_1 : coefficient de prise en compte des charges d'exploitation à caractère normal entrant dans la combinaison fréquente.

Ψ_2 : coefficient de prise en compte des charges d'exploitation à caractère normal entrant dans la combinaison quasi permanente.

Pour les ponts-routes, les coefficients ψ prennent les valeurs suivantes :

<i>Nature des charges</i>	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation sans caractère particulier :		(*)	
• pont de 1ère classe	0	0,6	0
• pont de 2ème classe	0	0,4	0
• pont de 3ème classe	0	0,2	0
Vent :			
• en exploitation	0	0,2	0
• en exécution	1	0	
Charges aléatoires d'exécution	1		

(*) valable pour les charges réparties seulement.

5.3. CONTRAINTES LIMITES AUX ETATS LIMITES DE SERVICE

- Pour l'acier des poutrelles : $\sigma_a = \frac{\sigma_e}{1,15}$
- Pour le béton comprimé : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$
- Pour les armatures : $f_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{h f_{ij}} \right)$

La fissuration du béton est à considérer en effet comme *préjudiciable*. Cependant, vis-à-vis des pointes de moments (efforts locaux), il peut être admis de porter la contrainte admissible de traction des armatures à $\frac{2}{3} f_e$.

6 - CALCULS JUSTIFICATIFS

6.1. NOTATIONS

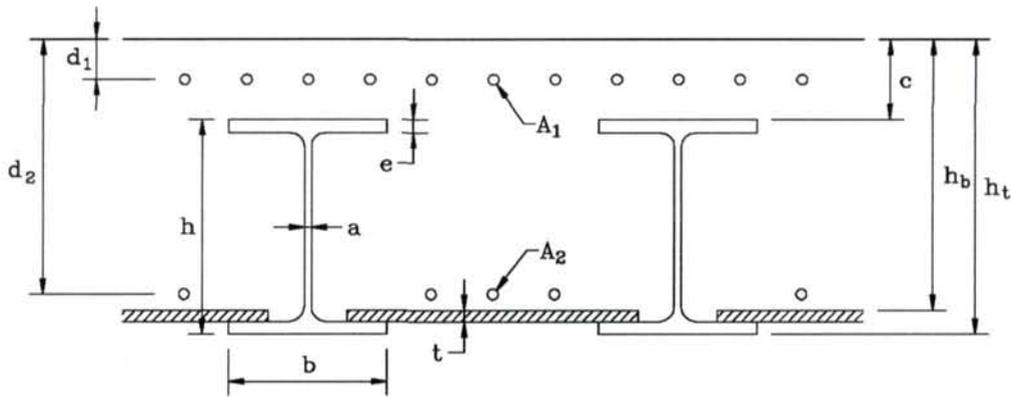


FIG. 69 : Coupe transversale - Notations

Les notations suivantes sont utiles par la suite :

- N : nombre total de poutrelles du tablier
- A : aire d'une poutrelle
- I : inertie principale d'une poutrelle
- h : hauteur d'une poutrelle
- b : largeur d'une poutrelle
- e : épaisseur des semelles d'une poutrelle
- a : épaisseur de l'âme d'une poutrelle
- c : couverture de béton au-dessus des semelles supérieures des poutrelles
- A₁ : aire totale d'armatures longitudinales en face supérieure
- A₂ : aire totale d'armatures longitudinales en face inférieure
- t : épaisseur du coffrage perdu
- h_b : épaisseur utile de béton
 - h_b = c + h - e - t : en travée avec coffrage perdu
 - h_b = c + h - e : coffrage perdu localement supprimé sur appui
- E : module de déformation de l'acier
- n_i : coefficient d'équivalence acier-béton instantané

- n_v : coefficient d'équivalence acier-béton à long terme
- n : coefficient d'équivalence acier-bétonsans précision de durée
- B : largeur de la section résistante du béton du tablier
- h_t : hauteur totale = $h + c$

6.2. FLEXION LONGITUDINALE

6.2.1. Justification à l'état limite de service

a) Principe

Cette justification consiste à vérifier les contraintes atteintes dans les matériaux constitutifs du tablier et à évaluer les déformations de la structure.

Pour l'acier laminé des poutrelles, on considère la combinaison $G_o + G_s + Q$

Pour les armatures ainsi que le béton, on considère la combinaison $G_s + Q$

Dans les expressions précédentes, on désigne par :

- G_o , le poids des poutrelles et du béton frais
- G_s , le poids des équipements fixes
- Q , les charges d'exploitation.

Les efforts, de même que les contraintes sous G_o sont à évaluer en considérant la section des poutrelles seules.

En revanche, les efforts ainsi que les contraintes sous $G_s + Q$ sont à calculer dans la section mixte, en tenant compte de l'effet de dalle apporté par le béton de remplissage. Cet effet de dalle peut être évalué par la méthode de Guyon-Massonnet-Barès dans le cas de tabliers droits ou peu biaisés ou, dans le cas de tabliers de biais prononcé, par d'autres méthodes ou moyens de calcul plus généraux, tels que les éléments finis ou grillages de poutres, moyennant une modélisation appropriée.

Lorsque l'ouvrage est suffisamment étroit pour que les efforts puissent être considérés comme uniformes sur la largeur de l'ouvrage, les calculs peuvent être faits sur l'ensemble du tablier. Dans les autres cas les vérifications sont faites pour la poutrelle la plus sollicitée.

Les formules littérales sont données pour l'ensemble du tablier. Il convient donc, le cas échéant de diviser la valeur des inerties par le nombre de poutrelles.

La démarche générale consiste à calculer l'ordonnée Z_3 de l'axe neutre, puis en déduire l'ordonnée des fibres les plus sollicitées :

- $Z_1 = Z_3 - (c + e/2)$ au centre de gravité de l'aile supérieure
- $Z_2 = Z_3 - ht + e/2$ au centre de gravité de l'aile inférieure
- $Z_4 = Z_3 - h_b$ fibre inférieure du béton
- $Z_{a1} = Z_3 - d_1$ nappe supérieure d'armatures

$$Z_{a2} = Z_3 - d_2 \quad \text{nappe inférieure d'armatures}$$

La figure ci-après illustre la définition de ces ordonnées dans la coupe transversale d'une section mixte.

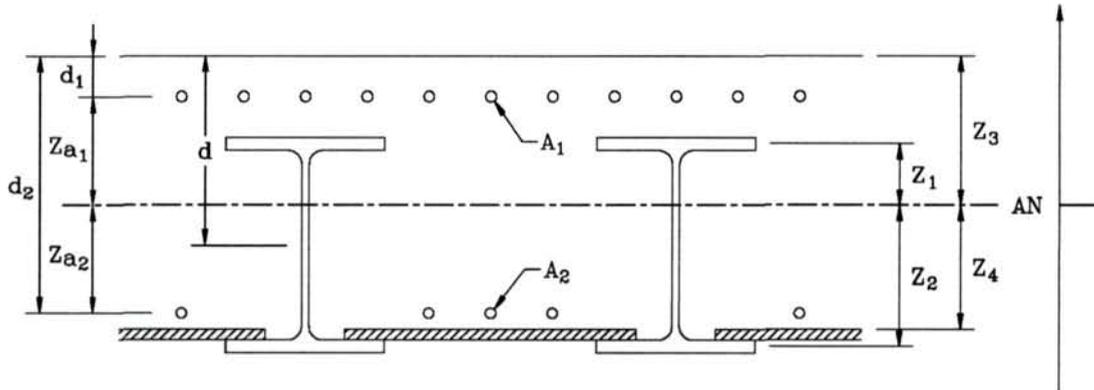


FIG. 70 : Coupe transversale - Définition des ordonnées

Si l'on désigne par A_a , S_{ao} , I_{ao} la section, le moment statique et l'inertie des aciers par rapport à la fibre supérieure, on a :

$$A_a = A_1 + A_2 + NA$$

$$S_{ao} = A_1 d_1 + A_2 d_2 + NAd \quad , \quad \text{avec } d = c + \frac{h}{2}$$

$$I_{ao} = A_1 d_1^2 + A_2 d_2^2 + N(A d^2 + I)$$

L'ordonnée Z_3 de l'axe neutre et l'inertie I_h de la section sont alors définies par les expressions suivantes :

- Pour la section entière homogénéisée avec prise en compte du béton tendu :

$$Z_{3h} = \frac{\frac{1}{2} B h_b^2 + n S_{ao}}{B h_b + n A_a}$$

$$I_h = \frac{B Z_{3h}^3}{3} + \frac{B (h_b - Z_{3h})^3}{3} + n (I_{ao} - 2 Z_{3h} S_{ao} + A_a Z_{3h}^2)$$

- Pour la section réduite homogénéisée sous moments positifs :

Z_{3h+} et I_{h+} sont donnés par :

$$Z_{3h+} = \frac{-n A_a + \sqrt{(n A_a)^2 + 2 n B S_{ao}}}{B}$$

$$I_{h+} = \frac{B Z_{3h+}^3}{3} + n (I_{ao} - 2 Z_{3h+} \cdot S_{ao} + A_a Z_{3h+}^2)$$

- Pour la section réduite homogénéisée sous moments négatifs :

Z_{3h-} et I_{h-} sont donnés par :

$$h_b - Z_{3h} = \frac{-n A_a + \sqrt{(n A_a)^2 + 2 n B (A_a h_b - S_{ao})}}{B}$$

$$I_{h-} = \frac{B (h_b - Z_{3h-})^3}{3} + n (I_{ao} - 2 Z_{3h-} \cdot S_{ao} + A_a Z_{3h-}^2)$$

b) Calcul des contraintes

Elles sont déterminées sous chacune des sollicitations résultant des combinaisons d'actions envisagées.

Par application du règlement de calcul des ouvrages mixtes acier-béton (fascicule spécial n°81-31bis BO UL, T et E) il n'est pas tenu compte du béton tendu sur appui, les inerties à prendre en compte dans les calculs sont les valeurs I_{h-} avec le Z correspondant. En travée, il est permis de prendre en compte une partie du béton tendu, les contraintes se calculent avec I_h et le Z correspondant et avec I_{h+} et le Z correspondant. La contrainte à considérer est la moyenne des deux contraintes ainsi obtenues (cf. exemple d'application, chapitre 7).

- Pour le poids propre des poutrelles et le poids du béton frais

– dans l'acier de poutrelles : $\sigma_{go} = \frac{M_{go}}{i} \cdot v$

$$v = \frac{h - e}{2} \quad (\text{centre de gravité de la semelle})$$

– dans le béton : $\sigma_{g0} = 0$

M_{go} étant le moment de flexion intéressant une poutrelle

- Pour les charges de superstructure et d'équipement

Sur appui :

– dans l'acier :

$$\sigma_{gsi} = n_v \frac{M_{gs}}{I_h} Z_{ih}, \text{ avec :}$$

$i = 1$ et 2 pour les poutrelles

$i = a_1$ et a_2 pour les aciers

– dans le béton : $\sigma_{gs4} = \frac{M_{gs}}{I_h} Z_{4h}$

En travée :

– dans l'acier : $\sigma_{gsi} = n_v \frac{M_{gs}}{I_h} Z_{ih}, \text{ avec :}$

$i = 1$ et 2 pour les poutrelles

$i = a_1$ et a_2 pour les aciers

$$- \text{ dans le béton : } \sigma_{gs3} = \frac{1}{2} \left(\frac{M_{gs}}{I_h} Z_{3h} + \frac{M_{gs}}{I_{h+}} Z_{3h+} \right)$$

- *Pour les charges d'exploitation :*

Les formules sont identiques en remplaçant n_v par n_i

Il convient de vérifier (cf. § 5.3.) que :

$$\Sigma \sigma_{gsi} \leq 0,6 f_{c28} \quad \text{pour le béton}$$

$$\Sigma \sigma_{gsi} \leq \frac{\sigma_e}{1,15} \quad \text{pour les poutrelles}$$

$$\Sigma \sigma_{gsi} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta} f_{tj}\right) \quad \text{pour les armatures de béton armé}$$

Vis-à-vis des efforts locaux, cette dernière limite est à remplacer par $\frac{2}{3} f_e$.

c) Calcul du ferrailage longitudinal

Les sections d'acier sont déterminées conformément aux règles de calcul du B.A.E.L., en considérant la fissuration du béton comme préjudiciable (article A.4.5.3.).

Le ferrailage de peau en face supérieure est de 4 cm² par mètre de parement.

Dans les zones tendues, sauf dans le cas où le béton résistant est confiné entre les poutrelles (zones en travée), le ferrailage minimum à mettre en place est celui imposé par la condition de non fragilité :

$$A \geq 0,23 B h \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Le cas échéant, ces sections d'armatures sont bien entendu à majorer de façon à reprendre le reste de moments de flexion non équilibrés par l'acier des poutrelles. C'est le cas notamment des armatures en chapeau dans les zones de moments négatifs, lorsque les poutrelles sont dimensionnées uniquement pour reprendre les moments de flexion positifs en travée.

d) Vérification de la flèche sous charges d'exploitation

(Pour mémoire, cette vérification est à effectuer conformément aux indications du § 6.6.2.).

6.2.2. Justification à l'état-limite ultime de résistance

La justification consiste à vérifier la relation $M_m \leq M_{ul} \leq M_{rp}$ dans les sections déterminantes, c'est-à-dire les sections les plus sollicitées, où :

M_{ul} est le moment ultime de calcul,

M_m et M_{rp} sont les moments ultimes résistants (respectivement négatif et positif) de la section mixte.

La combinaison à envisager pour l'évaluation du moment ultime de calcul M_{ul} à l'état-limite ultime de résistance est de la forme :

$$1,35.G_0 + 1,35.G_s + \max(1,6.Q_r ; 1,35.Q_{rp}) + 1,6.Q_t$$

où :

- G_0 : action du poids propre de l'ensemble de l'ossature
- G_s : action des charges de superstructures
- Q_r : action des charges de chaussée sans caractère particulier
- Q_{rp} : action des charges militaires et exceptionnelles
- Q_t : action des charges de trottoirs

Le calcul de M_{ul} est effectué en considérant le tablier dans sa forme définitive, c'est-à-dire en faisant abstraction du phasage.

Pour le calcul des moments résistants M_{rm} et M_{rp} , le diagramme des contraintes dans l'acier est supposé birectangulaire et celui des contraintes de compression dans le béton rectangulaire, la hauteur prise en compte étant la hauteur de béton comprimé :

Les valeurs des contraintes limites sont les suivantes :

$$f_{eu} = \frac{f_e}{1,15}$$

$$\sigma_{eu} = \frac{\sigma_e}{1,05}$$

$$f_{bcu} = \frac{\lambda \cdot f_{c28}}{1,5}$$

$$f_{bcv} = \frac{\lambda \cdot f_{c28}}{1,15} \text{ sous les actions accidentelles}$$

$$\text{avec } \lambda = 0,85$$

Ces valeurs sont conformes à la circulaire n° 81-63 du 28 juillet 1981 relative au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton pour ce qui concerne l'acier laminé et aux règles BAEL pour ce qui concerne les armatures.

Les paragraphes (a) et (b) qui suivent donnent une méthode de calcul de M_{rp} et de M_{rm} .

Pour la commodité d'écriture, on désigne dans ce qui suit :

$$S = f_{bcu}$$

$$T = \sigma_{eu}$$

$$U = f_{eu}$$

$$A' = 2be + a(h - 2e) : \text{aire fictive de calcul de la poutrelle}$$

$$d = c + \frac{h}{2} : \text{distance entre le centre de gravité des poutrelles}$$

et la fibre supérieure.

Par ailleurs, les armatures comprimées sont négligées.

a) Moment résistant positif, en travée

Le moment ultime limite de la section mixte est évalué à partir de la position de l'axe neutre. Celui-ci peut être situé dans la table supérieure (couverture de béton), l'aile supérieure des poutrelles ou l'âme des poutrelles.

La position de l'axe neutre n'étant pas connue a priori, il convient de calculer successivement z dans ces trois hypothèses jusqu'à ce que l'on trouve une valeur comprise dans l'intervalle où la formule est applicable.

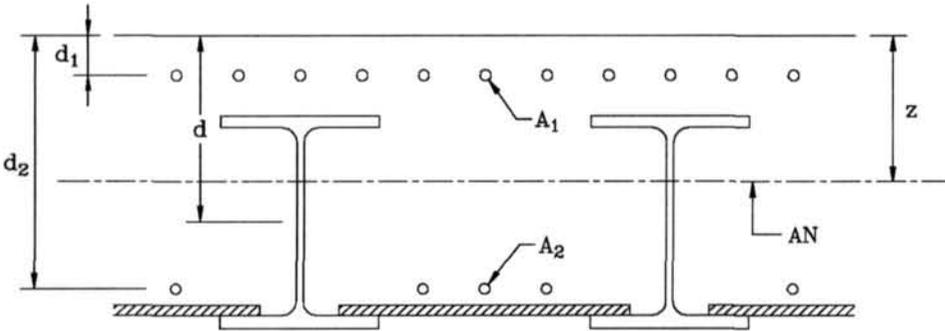


FIG. 71 :
Section soumise à un moment positif

Cas où l'axe neutre tombe dans la table supérieure

La hauteur du béton comprimé est donnée par :

$$z = \frac{NTA' + UA_2}{SB} \quad 0 < z \leq c$$

Le moment résistant est donné par :

$$M_{rp} = \frac{SBz^2}{2} + NTA'(d - z) + UA_2(d_2 - z)$$

Cas où l'axe neutre tombe dans l'aile supérieure des poutrelles

On a dans ce cas :

$$z = \frac{N[TA' + (2T - S)bc] + UA_2}{SB + N(2T - S)b} \quad c < z \leq c + e$$

Le moment résistant est donné par :

$$M_{rp} = \frac{SBz^2}{2} + N \left[TA'(d - z) + (2T - S)b \frac{(z - c)^2}{2} \right] + UA_2(d_2 - z)$$

Cas où l'axe neutre tombe dans l'âme des poutrelles

On a dans ce cas :

$$z = \frac{N\{Ta(h + 2c) + S[be - a(c + e)]\} + UA_2}{SB + N(2T - S)a} \quad c + e < z \leq c + h - e$$

Le moment résistant est donné par :

$$M_{rp} = \frac{S B z^2}{2} + N \left\{ T A' (d - z) + (2T - S) \left[b e (z - c - \frac{e}{2}) + \frac{a}{2} (z - c - e)^2 \right] \right\} + U A_2 (d_2 - z)$$

b) Moment résistant négatif, sur appui (poutrelles continues)

On a dans ce cas le même type de schéma de la section mixte dont la face comprimée est opposée à celle du moment résistant positif.

Malgré la dissymétrie de la section due à la forme du béton d'enrobage et à la présence du coffrage perdu, la différence entre les moments résistants négatif et positif reste faible.

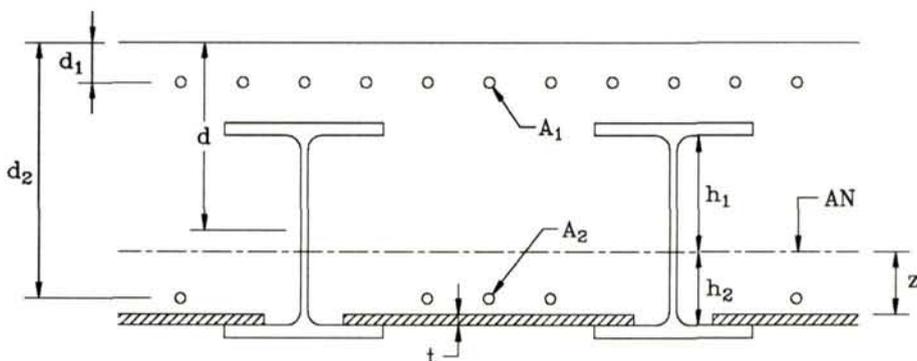


FIG. 72 :
Section soumise à un moment négatif

Les conditions de calcul sont les mêmes que celles déjà indiquées pour des moments résistants positifs.

La résistance du coffrage perdu, d'épaisseur t, est négligée.

Contrairement au cas de moments positifs de flexion, pour l'évaluation du moment ultime limite de flexion négative, on peut supposer que l'axe neutre tombe dans l'âme des poutrelles, ce qui est presque toujours le cas. La hauteur de béton comprimé est alors définie par :

$$z = \frac{T N a (h - 2e - 2t) + U A_1}{S B + N (2T - S) a} \quad 0 < z \leq h - 2e - t$$

En posant : $h_2 = z + t$, $h_1 = h - 2e - h_2$

Le moment résistant de flexion négative est donné par :

$$M_m = S \frac{(B - N a) z^2}{2} + T N \left[b e (h - e) + \frac{a}{2} (h_1^2 + h_2^2) \right] + U A_1 (c + e + h_1 - d_1)$$

Les notations sont celles qui sont déjà indiquées précédemment.

6.3. DENIVELLATIONS FICTIVES D'APPUIS

Il est rappelé que ce procédé n'est applicable qu'aux tabliers constitués de poutrelles d'un seul tenant ou raboutées bout à bout par soudage ; il n'est pas applicable pour des tabliers avec des poutrelles assemblées par éclissage avec boulonnage.

La méthode consiste à donner aux poutrelles une déformation (contreflèche) telle qu'avant de venir poser sur le ou les appuis intermédiaires, elles aient préalablement subi une certaine flexion dans la travée isostatique formée par les appuis extrêmes.

La vérification sur les moments se fait à l'état limite ultime mais la valeur de la contreflèche à réaliser sur les poutrelles se calcule à l'état limite de service selon les formules des paragraphes suivants.

6.3.1. Dénivellation limite

Le contact avec le ou les appuis intermédiaires doit être obtenu avant bétonnage du tablier. Il s'ensuit que l'amplitude v de la dénivellation fictive doit être telle que les poutrelles soient au contact avec les appuis sous l'effet de leur poids propre. En fonction de la distance x_i de l'appui i considéré à l'appui le plus à gauche, on obtient la valeur v_i de la dénivellation fictive à ne pas dépasser au droit de l'appui i par la relation :

$$v_i \leq \frac{p \ell}{24 E I} \alpha (1 - \alpha) (1 + \alpha - \alpha^2) \quad \text{avec } \alpha = \frac{x_i}{\ell} \quad (0 < \alpha < 1)$$

où l'on a, en plus des notations définies au §.6.1 :

ℓ = distance entre les deux appuis extrêmes

p = poids propre des poutrelles par unité de longueur

6.3.2. Valeurs des dénivellations en fonction du nombre de travées

Soit m_i le moment de flexion des poutrelles seules dû à la dénivellation fictive v_i au droit de l'appui i ; pour les ouvrages à 2 travées quelconques ou à 3 ou 4 travées symétriques, il est de la forme :

$$m_i = 3 \frac{E I v_i}{\ell_1 \ell_2} k$$

relation dans laquelle :

ℓ_1 et ℓ_2 sont les longueurs des travées ;

k est un coefficient dépendant du nombre et de la longueur des travées,

en particulier $k = 1$ pour un 2 travées.

On déterminera les v_i de telle sorte que la somme algébrique des moments dus aux différents types de charges et aux dénivellations d'appui présente un degré de sécurité comparable vis-à-vis du moment résistant des sections sur appuis et en travées.

Exemple (a)

Pour un tablier continu à 2 travées, défini comme suit :

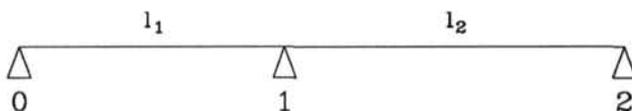


FIG. 73 :

Dénivellation de l'appui 1

La courbe enveloppe des moments fléchissants dus aux charges permanentes et d'exploitation est, à l'ELU :

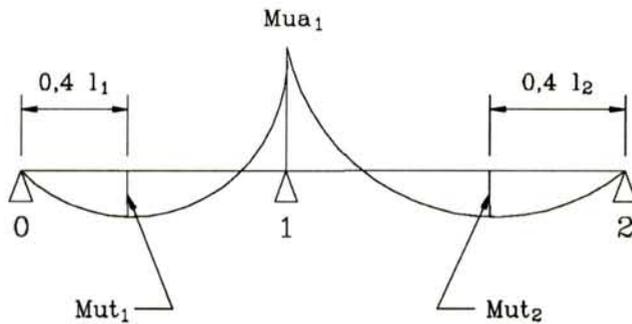


FIG. 74 :

Moments dus aux charges permanentes et d'exploitation

M_{ua1} = moment sollicitant à l'ELU sur l'appui 1

M_{uti} = moment sollicitant maximal à l'ELU, en travée ($i = 1,2$)

La courbe des moments fléchissants dus à une dénivellation d'amplitude v_1 est de la forme :

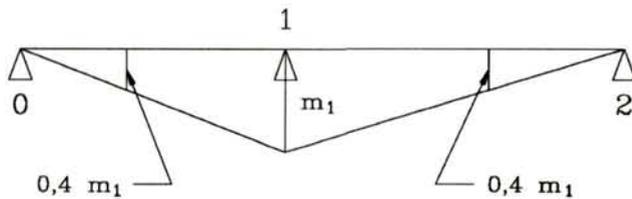


FIG. 75 :

Moments dus à une dénivellation de l'appui 1

$$\text{avec : } m_1 = \frac{3 E I v_1}{l_1 l_2}$$

La superposition des deux états précédents donne, pour l'ouvrage en service, le graphique des moments fléchissants évalués à l'état limite ultime.

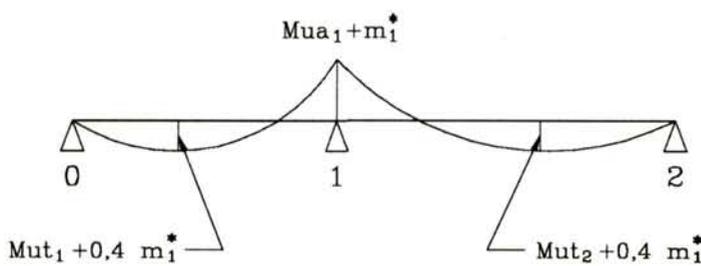


FIG. 76 :

Moments totaux

avec : $m_1^* = 1,35 m_1$

Dans cette situation, il faut vérifier qu'à l'ELU on a :

Moment résistant ultime en travée : $M_{rti} \geq M_{uti} + 0,4 m_1^*$ avec $i = 1,2$

Moment résistant ultime sur appui : $M_{ra1} \leq M_{ua1} + m_1^*$

Exemple (b)

Considérons le cas d'un tablier continu à 3 travées symétriques, défini par :

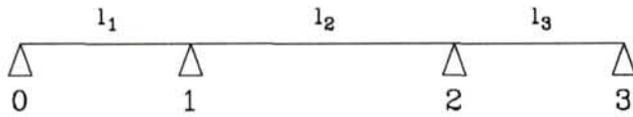


FIG. 77 :

Dénivellations des appuis 1 et 2

On procède à des dénivellations identiques d'amplitude v_1 sur les appuis 1 et 2 ce qui donne des moments sur appuis (dus aux dénivellations) semblables, soit : $m_1 = m_2$

On a :

$$m_1 = \frac{3 EI v_1}{l_1 l_2} + 2 k' \quad \text{avec} \quad k' = \frac{l_2}{l_2 + 2 (l_1 + l_2)}$$

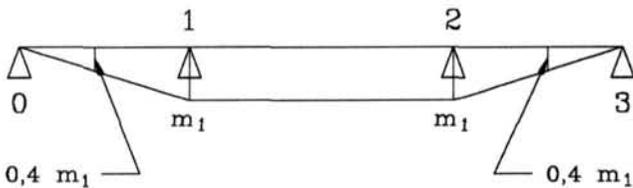


FIG. 78 :

Moments dus aux dénivellations des appuis 1 et 2

On doit vérifier, à l'ELU :

$$M_{rti} \geq M_{uti} + 0,4 m_1^* \quad \text{avec } i = 1,3$$

$$M_{raj} \leq M_{uaj} + m_1^* \quad \text{avec } j = 1,2$$

$$M_{rt2} \geq M_{ut2} + m_1^*$$

$$(m_1^* = 1,35 m_1)$$

Exemple (c)

Pour un tablier continu à 4 travées symétriques dont les dénivellations et les notations sont définies par la figure 79, on doit vérifier, à l'ELU :

$$M_{rt1} \geq M_{ut1} + \alpha_1 \cdot m_1^* + \beta_1 \cdot m_2^*$$

$$M_{ral} \leq M_{ual} + \alpha_2 \cdot m_1^* + \beta_2 \cdot m_2^* \quad (\alpha_2 = 1 \text{ et } m_1^* = 1,35 m_1)$$

$$M_{rt2} \geq M_{ut2} + \alpha_3 \cdot m_1^* + \beta_3 \cdot m_2^*$$

$$M_{ra2} \leq M_{ua2} + \alpha_4 \cdot m_1^* + \beta_4 \cdot m_2^* \quad (\beta_4 = 1)$$

α_i et β_i sont des coefficients applicables aux moments fléchissants dus aux dénivellations sur appuis et fonctions des longueurs des travées.

Charges permanentes et d'exploitation

Dénivellations identiques sur appuis 1 et 3 : $m_1 = m_3$

Dénivellation v_2 sur appui 2 : m_2

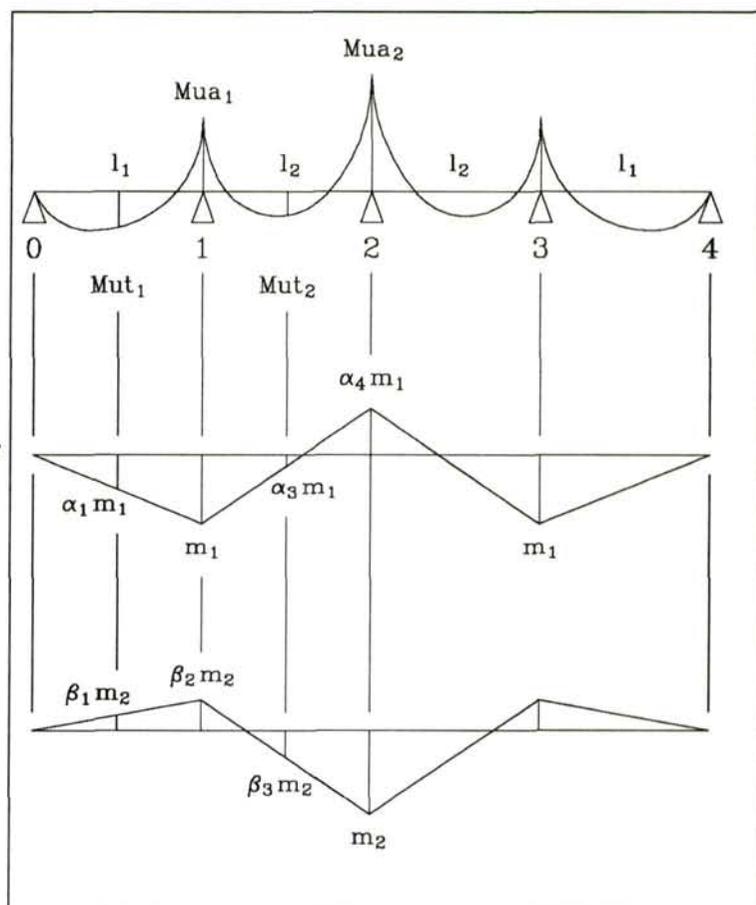


FIG. 79 : Moments dus aux divers cas de charges

6.4. FLEXION TRANSVERSALE

Il s'agit, plus spécifiquement, du dimensionnement du ferrailage transversal, en travée et sur appuis, pour reprendre les efforts dus à la flexion transversale.

Ce ferrailage ne concerne ni les contrevents qui sont propres au mode de manutention et de mise en place des poutrelles, ni les aciers des encorbellements latéraux si ceux-ci existent, ni enfin les armatures de liaisonnement des corniches et des dispositifs de retenue.

En principe la justification à l'état limite de service est déterminante.

La combinaison d'actions à envisager est la combinaison $G_s + Q$, c'est-à-dire la combinaison résultant du poids des superstructures et des charges d'exploitation, tous coefficients de pondération pris en compte.

La fissuration du béton est à considérer comme préjudiciable.

Comme pour la flexion longitudinale, les moments en travée peuvent être évalués par la méthode de Guyon-Massonnet-Barès, en faisant abstraction de la présence des poutrelles et en considérant ainsi la dalle comme homogène et isotrope, lorsque le tablier est droit ou peu biais, ou, dans le cas de tabliers de biais prononcé, par d'autres méthodes plus générales, comme les éléments finis ou grillages de poutres, moyennant une modélisation appropriée.

Les moments locaux sur appuis, c'est-à-dire dans les zones dites des chevêtres incorporés, sont obtenus en assimilant ces derniers à une poutre interne dont la longueur est la largeur biaisée de l'ouvrage et dont la largeur "a" est égale au 2/3 de la distance b entre deux appuis d'une même

ligne sur une pile intermédiaire et au 1/3 de cette distance augmentée de la longueur d'about sur une culée.

Cette poutre est supposée soumise à un moment positif en milieu de portée entre deux appuis et à un moment négatif sur appui, égaux en valeur absolue à $R.b/12$, où R est la réaction maximale calculée sous $G_s + Q$, compte tenu des coefficients d'inégalité de répartition entre appareils d'appui.

Le ferrailage transversal est à disposer conformément aux indications des paragraphes 2.10 et 4.6.

6.5. ETAT-LIMITE DE STABILITE DE FORME (DEVERSEMENT DES POUTRELLES)

6.5.1. Principe de justification

Par application de l'article 19 du titre V du fascicule 61 du CCTG (Circulaire du 7 Août 1973), la contrainte de compression (σ_f) due à la flexion d'une poutre sous l'action de son poids propre, du poids du béton frais ainsi que des charges éventuelles de chantier, présente une sécurité suffisante vis-à-vis de la contrainte critique de déversement (σ_f^*), lorsque la condition suivante est satisfaite. Cette condition de sécurité suppose que les poutrelles *soient correctement maintenues latéralement sur leurs appuis*.

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$$

avec :

$$f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*}\right), \quad \text{si } \sigma_f^* \geq 0,75 \sigma_e$$

$$f(\sigma_f^*) = 0,66 \sigma_f^* \quad \text{si } \sigma_f^* \leq 0,75 \sigma_e$$

La contrainte σ_f est calculée par :

$$\sigma_f = 1,35 \sigma_L + 1,6 \sigma_E$$

où :

σ_L : contrainte due aux charges permanentes parfaitement connues (poids des poutrelles).

σ_E : contrainte due aux charges mal définies en cours de construction (y compris le poids du béton frais ainsi que la charge forfaitaire de chantier).

La contrainte σ_f^* , quant à elle, peut être évaluée, en première approximation, par la formule simple et forfaitaire du § 6.5.2.

Si ce premier calcul vérifie la condition $\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$, alors la sécurité au déversement est assurée, et le bétonnage en une seule fois est possible, sous réserve, comme il est dit ci-dessus, que les poutrelles soient bien maintenues latéralement sur les appuis.

Dans le cas contraire, en raison du caractère défavorable de ce calcul, on ne peut rien conclure, et il convient alors de procéder à un calcul plus fin de σ_f^* suivant les prescriptions réglementaires rappelées au § 6.5.3, pour conclure :

- soit à l'absence de risque, la sécurité au déversement est alors effectivement assurée, et le bétonnage en une seule fois est possible ;
- soit, dans le cas contraire, à la nécessité d'un bétonnage en plusieurs phases, la première phase devant correspondre à une épaisseur minimum de béton de 15 cm (hors coffrage perdu). Il y a lieu alors de *justifier la stabilité au déversement dans chacune de ces phases* de bétonnage, par application des dispositions du § 6.5.3 lors de la première phase, et du § 6.5.4 lors des phases suivantes.

Si la sécurité au déversement n'est pas satisfaite pour une première phase de bétonnage de 15 cm d'épaisseur minimum, il y a lieu de mettre en oeuvre des *dispositifs antidéversants*, et de les justifier, sous l'action du poids du béton de 15 cm ainsi que des charges de chantier, vis-à-vis :

- de la stabilité élastique de l'ensemble muni des dispositifs antidéversants, et de la stabilité au flambement des membrures comprimées de chaque poutrelle entre noeuds ;
- de la résistance des éléments constitutifs des dispositifs antidéversants et de leurs attaches, suivant l'article 16 du titre V du fascicule 61.

L'annexe 5 fournit à cette fin un exemple de calcul détaillé.

Il importe de noter que la mise en place de ces dispositifs n'autorise en aucune manière le bétonnage en une seule fois, car une première phase de bétonnage de 15 cm d'épaisseur est de toute façon nécessaire en ce cas.

6.5.2. Calcul simplifié de σ_f^* dans le cas d'un bétonnage en une seule phase

En première approximation, un calcul simple et défavorable consiste à négliger la résistance à la torsion des poutrelles et à considérer que le déversement n'est rien d'autre que le flambement en travée de la membrure comprimée, la longueur de flambement étant prise égale à $\ell = 0,7 L$ pour tenir compte du fait que la contrainte dans la semelle suit une loi parabolique.

La contrainte critique est alors :

$$\sigma_f^* = \frac{\pi^2 E I_s}{\ell^2 \omega} = \frac{E}{12} \left(\frac{\pi b}{\ell} \right)^2$$

Avec :

I_s = inertie de la semelle supérieure dans le sens transversal.

ω = section de cette semelle ($\omega = b.e$).

$\ell = 0,7.L$ = longueur de flambement.

L = longueur de la poutrelle.

6.5.3. Calcul fin de σ_f^* dans le cas d'un bétonnage en une seule phase

La contrainte critique de déversement vaut :

$$\sigma_f^* = \frac{M_{cr}}{I} \frac{h}{2}$$

Le moment critique de déversement étant de la forme :

$$M_{cr} = \frac{m_1 m_2}{\ell} (E I_z G K)^{1/2}, \quad \text{avec :}$$

- I_z : moment d'inertie de la section de la poutrelle par rapport à un axe verticale G_z ,
- K : moment d'inertie de torsion de cette même section
- G : module de déformation transversale de l'acier,
- ℓ : distance entre deux contrevents,
- m_1 : coefficient dépendant des conditions d'appui de la pièce et de la disposition des charges.

Dans le cas des poutrelles entretoisées sur appuis, on a :

$$m_1 = \frac{m'_1 \cdot pp + m''_1 \cdot bm}{pp + bm}$$

Avec :

$m'_1 = 3,54$, sous l'effet du poids propre des poutrelles, noté pp ;

$m''_1 = 3,54 \left[\left(1 + \frac{2,1}{a_2} \right)^{1/2} + \frac{1,45}{a} \right]$, sous l'effet du poids du béton mou, noté bm .

- m_2 : coefficient dépendant du paramètre a :

$$m_2 = \left[1 + \frac{\pi^2}{a^2} \right]^{1/2} \quad \text{avec : } a^2 = \frac{4 G K \ell^2}{E I_z h^2}$$

6.5.4. Calcul de σ_f^* lors de la seconde phase de bétonnage ou lors des phases suivantes

Dans le cas d'un bétonnage en plusieurs phases, la *première* phase de bétonnage étant à justifier selon les conditions du § 6.5.3 ; pour la *deuxième phase* et les *phases suivantes*, un calcul simple permet de déterminer la contrainte critique de déversement en faisant les hypothèses suivantes :

- la membrure inférieure tendue ne peut se déplacer horizontalement ni tourner librement,
- l'âme est encadrée de ce fait dans le béton.

La contrainte critique de déversement est alors :

$$\sigma = \frac{2}{\omega} \sqrt{E I_s k}, \quad \text{avec } k = \frac{3 E i}{h^3}$$

où :

i = inertie de l'âme pour une longueur unité (par rapport à G_z),

$h =$ hauteur du profilé (dans l'ignorance de la résistance du béton, on ne tient pas compte de sa présence pour diminuer la hauteur libre).

soit :

$$\sigma_f^* = E \left[\frac{b a^3}{12 e h^3} \right]^{1/2}$$

6.6. CALCUL DES DEFORMATIONS

6.6.1. Contreflèches de fabrication

Chaque poutrelle reçoit une contreflèche à la fabrication destinée à compenser sa flèche sous l'ensemble des charges permanentes augmentée, si besoin est, de la flèche liée au profil en long de l'ouvrage.

a) Flèche sous le poids propre et le poids du béton frais

La flèche en une section d'abscisse relative $\alpha = \frac{x}{\ell}$ d'une travée de longueur ℓ est :

$$v = - \frac{\ell^2}{6NEI} \alpha (1 - \alpha) \left[\frac{g \ell^2}{4} (1 + \alpha - \alpha^2) + (2 - \alpha) M_i + (1 + \alpha) M_{i+1} \right],$$

où g est la charge permanente par unité de longueur due au poids propre des poutrelles et du béton frais.

Dans le cas d'une travée indépendante : $M_i = M_{i+1} = 0$

b) Flèche sous le poids des superstructures

On admettra en général une flèche identique pour chaque poutrelle.

Elle est calculée comme précédemment en remplaçant l'inertie par la moyenne des moments d'inertie, ramenés à l'acier, de la section résistante homogénéisée en considérant le béton tendu non fissuré d'une part et le béton tendu fissuré d'autre part, avec le coefficient d'équivalence acier-béton à long terme ($n_v = 18$).

Ce qui revient à remplacer dans la formule ci-dessus NEI par :

$$E \frac{I_h n_v + I_{h+} n_v}{2 n_v}$$

c) Flèche cumulée

A ces contreflèches sous charges permanentes peuvent s'ajouter le cas échéant les contreflèches de dénivellation d'appui (cf. § 6.3.1.) ainsi que celles sous charges d'exploitation (cf. § 6.6.2.).

6.6.2. Flèches sous charges d'exploitation

Elles sont calculées avec le moment d'inertie de la section obtenu en faisant la moyenne des moments d'inertie, ramenés à l'acier, de la section homogénéisée en considérant le béton tendu non fissuré d'une part et le béton tendu fissuré d'autre part avec le coefficient d'équivalence acier-béton instantané ($n_v = 6$)

Ce qui revient à attribuer au tablier une rigidité globale :

$$E \frac{I_h n_i + I_{h-} n_i}{2 n_i}$$

Ces flèches peuvent être obtenues à partir des déformations calculées par le programme PSIDA de calcul automatique de ponts dalles en béton armé, à condition de multiplier ces dernières par le rapport des rigidités réelles aux rigidités de calcul.

Les flèches sous charges d'exploitation sont limitées dans chaque travée à 1/500 de la portée.

6.6.3. Rotations sur appui

Les rotations sur appui et l'allongement des fibres inférieures qui en découlent sont nécessaires au dimensionnement des appareils d'appui.

a) Rotations sous le poids propre et le poids du béton frais

Dans une travée, les rotations sur appuis sont de la forme :

$$\omega_i = - \frac{g \ell^3}{24NEI} - \frac{\ell}{6NEI} (2M_i + M_{i+1})$$
$$\omega_{i+1} = - \frac{g \ell^3}{24NEI} + \frac{\ell}{6NEI} (M_i + 2M_{i+1})$$

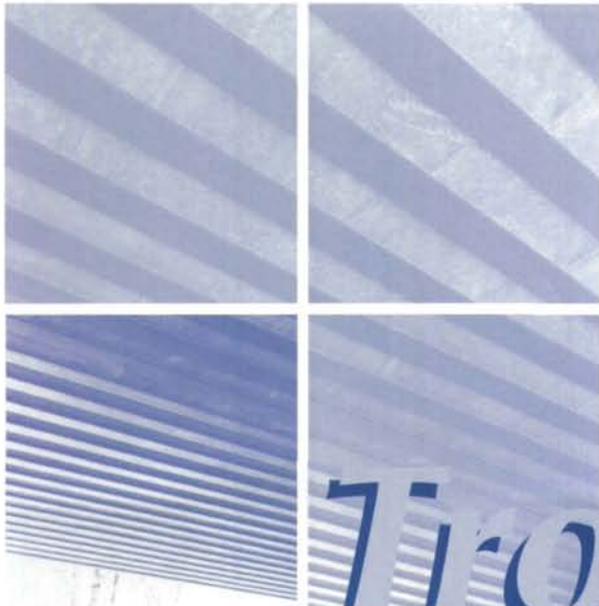
L'allongement de la fibre inférieure des poutrelles est alors :

$$\delta = (\omega_{i+1} - \omega_i) \frac{h}{2}$$

b) Rotations sous les charges de superstructures et d'exploitation

Elles sont calculées avec les rigidités définies en 6.6.1,b et 6.6.2. pour le calcul des flèches.

Page laissée blanche intentionnellement



Troisième partie

EXEMPLES

D'APPLICATION

Page laissée blanche intentionnellement

7 - TABLIER A TRAVEE UNIQUE ISOSTATIQUE

L'exemple concerne un pont-route à une travée de 12,60 m de portée biaise (biais = 87,03 grades), de 10,50 m de largeur de chaussée bordée par deux trottoirs de 1,50 m de large. Les caractéristiques du tablier à poutrelles enrobées sont figurées sur les dessins ci-après.

Le tablier sera dimensionné pour admettre les systèmes de charges A(I), Bc, Bt et M_{120} définis par le titre II du fascicule 61 du C.P.C. des marchés de travaux publics.

Cet ouvrage fait l'objet de l'exemple d'application du dossier-type PR.DPE1 de la SNCF auquel on pourra se reporter pour de plus amples détails sur les dispositions d'étude et sur la note de calculs justificatifs.

Choix des poutrelles : $h = \frac{12,60}{40} = 0,315 \text{ m}$ (cf. Annexe 1, § 3.1)

L'ouvrage supportant les convois militaires M_{120} , on retiendra des profilés HE 320 A.

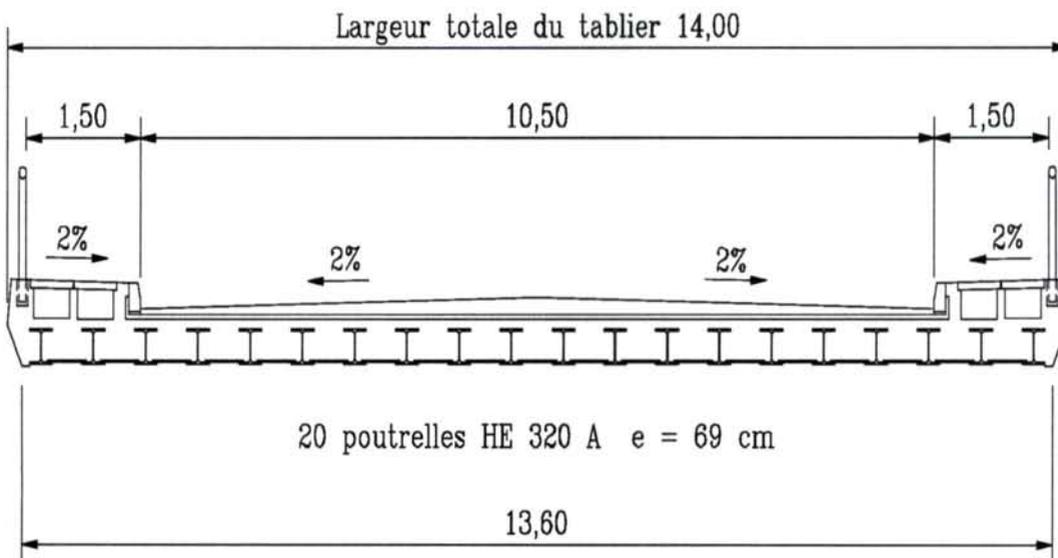
Nombre minimal : $N = \left\lceil \frac{13,60 - 0,46}{0,31/3 + 0,60} \right\rceil + 1 = 19$ poutrelles

On retiendra 20 poutrelles

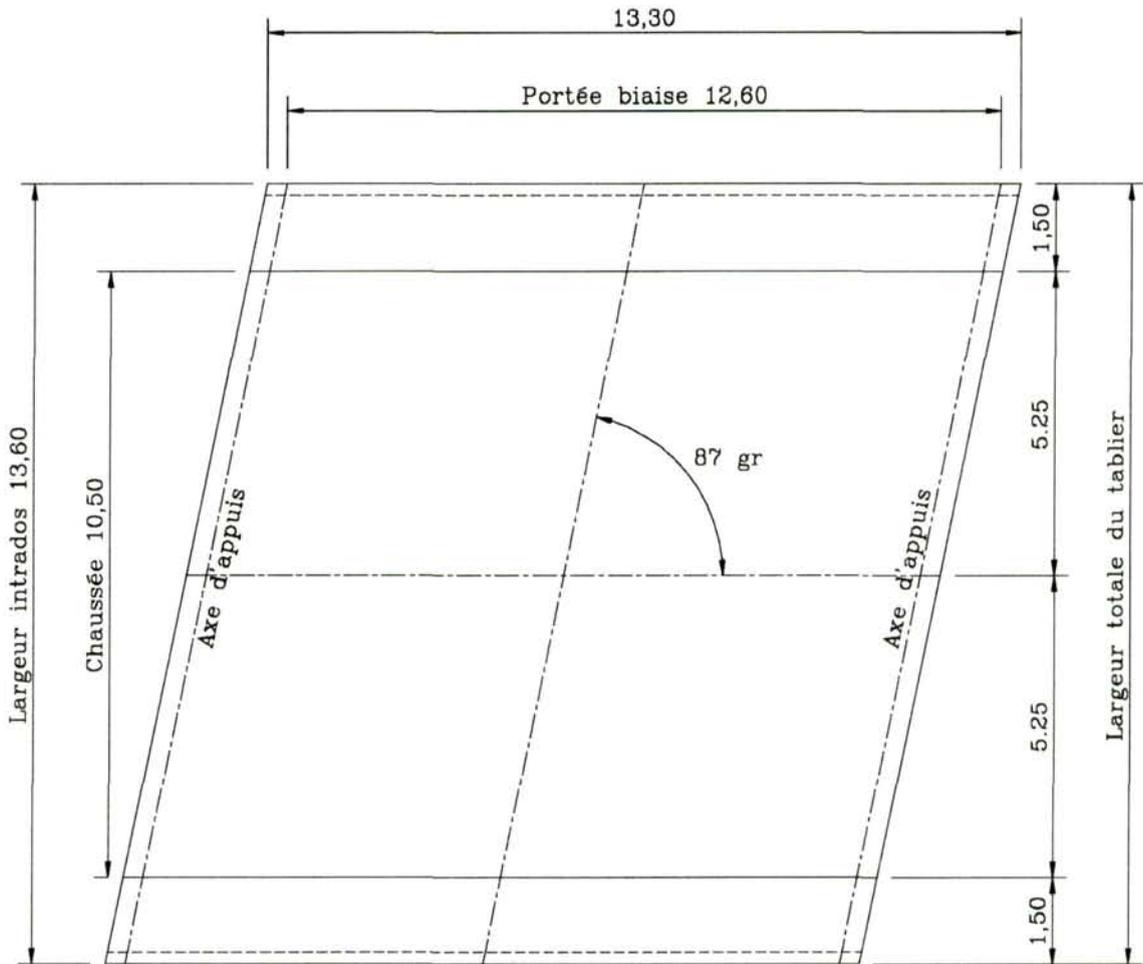
Epaisseur de section résistante : $h + c = 0,31 + 0,10 = 0,41 \text{ m}$

Dans un but de simplification, nous admettrons dans ce qui suit $g = 10 \text{ m/s}^2$ et donc 1 tonne-force = 10 kN.

COUPE TRANSVERSALE



VUE EN PLAN



7.1. POIDS UNITAIRES DU TABLIER ET DES SUPERSTRUCTURES

- Poutrelles + béton d'enrobement :

Section résistante hors tout :	$13,60 \times (0,41 - 0,0155) =$	5,365
Partie enrobée des poutrelles :	$20 \times 78 \cdot 10^{-4} =$	- 0,156
Section béton d'enrobement :	5,209 m ²	
Poids : Poutrelles =	$20 \times 0,976 =$	19,520
Béton =	$5,209 \times 25 =$	130,745
		149,745 kN/m

- Encorbellements + trottoirs

Bordures	:	$2 \times 0,20 \times 0,24 \times 24 = 2,305$
Corniches	:	$2 \times 0,35 \times 0,32 \times 25 = 5,600$

Cloisons et contre-bordures : $2 \times 0,35 \times 0,25 \times 25 = 4,375$

12,280 kN/m

- Charges amovibles :

Chape + contre chape	$0,03 \times 10,80 \times 22$	7,128	} charges centrées = $\frac{3}{4}$ charges amov.
Revêtement chaussée	$(0,06 + \frac{5,25 \times 0,02}{2}) \times 10,50 \times 2$	25,988	
Dallettes	$2 \times 0,07 \times 1,10 \times 25$	3,850	} charges excentrées = $\frac{1}{4}$ charges amov.
Garde-corps	$2 \times 0,30$	0,600	
Revêtement trottoir	$2 \times 0,02 \times 1,25 \times 22$	1,100	
Sable	$2 \times 0,20 \times 0,90 \times 16$	5,750	
		44,430 kN/m	

7.2. COEFFICIENTS APPLICABLES AUX CHARGES D'EXPLOITATION

7.2.1. Charges de chaussée

Pont de 1ère classe :

- Largeur chargeable : 10,5 m,
- Nombre de voies : 3,
- Largeur nominale d'une voie : $v_0 = 3,50$,
- Largeur d'une voie : $v = \frac{10,50}{3} = 3,50$ m ; d'où $a_2 = \frac{v_0}{v} = 1$

Sollicitations	Nombre de voies chargées		
	1	2	3
Charges $A(\ell)$: $a_2 = 1$ $a_1 =$	1	1	0,9
Système B_c : $b_c =$	1,20	1,10	0,95
Système B_t : $b_t =$	1	1	0

7.2.2. MAJORATION DYNAMIQUE

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

$$L = 12,60,$$

$$G = (149,75 + 12,28 + 44,43) \times 12,60 = 2\,601,$$

Quant aux valeurs de S et de δ , elles dépendent du système de charges d'exploitation, à savoir :

- *Système B*

$$\left. \begin{array}{l} B_c : S = 3 (300 + 240) \times 0,95 = 1\,540 \text{ kN} ; \delta = 1,191 \\ B_t : S = 2 \times 320 = 640 \text{ kN} ; \delta = 1,149 \end{array} \right\}$$

Il y a lieu de prendre, pour le système B, $\delta = 1,149$.

- *Système M_{120}*

$$\left. \begin{array}{l} M_c : S = 1100 \text{ kN} ; \delta = 1,171 \\ M_e : S = 2 \times 330 = 660 \text{ kN} ; \delta = 1,150 \end{array} \right\}$$

Il y a lieu de prendre, pour le système M, $\delta = 1,171$.

7.3. ETUDE DE LA FLEXION LONGITUDINALE

Pour tenir compte de l'excentricité des superstructures et des charges d'exploitation sur les moments fléchissants longitudinaux, le tablier est divisé en bandes.

Les coefficients K par lesquels il faut multiplier le moment moyen que supporterait une bande élémentaire pour tenir compte de l'influence de l'excentricité sont obtenus par la méthode de Guyon - Massonnet - Bares.

Le développement des calculs effectués par cette méthode n'est pas reproduit ici..

Seuls les résultats pour une des bandes de rive et la bande centrale sont donnés ci-après.

Données prises en compte :

$$2a = 12,60 \text{ m}$$

$$2b = 13,60 \text{ m}$$

$$\theta = \frac{b}{2a} = 0,54$$

$$I = J = 1$$

La bande la plus sollicitée sera dimensionnante pour la section résistante totale.

Comme il a été dit, on confondra dans ce qui suit la tonne-force à 10 kN.

Cas de charge	Bande de rive	Bande centrale
Charges superstructures	1,079	0,955
Charge de trottoir	1,258	0,853
Charge A (ℓ)	0,940	1,036
Camion B_c	1,126	1,069
Tandem B_t	1,237	1,088
Convoi M_{c120}	1,399	1,091
Convoi M_{e120}	1,413	1,112

7.3.1. Moments fléchissants bruts à L/2

- dû à la charge permanente :

$$\text{poutrelles + béton : } 149,75 \times \frac{12,60^2}{8} = 2972 \text{ kN.m}$$

$$\text{encorbellements : } 12,28 \times \frac{12,60^2}{8} = 244 \text{ kN.m}$$

$$\text{charges amovibles : } 44,43 \times \frac{12,60^2}{8} = 882 \text{ kN.m}$$

- dû à 1,00 m de charge A (ℓ)

$$A(\ell) = 230 + \frac{36000}{12 + 12,60} = 1694 \text{ kg/m}^2 = 16,94 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{A(\ell)} = 16,94 \times \frac{12,60^2}{8} = 336 \text{ kN.m}$$

- dû à 1,00 m de charge de trottoir ($1,50 \text{ kN/m}^2$)

$$M_{\text{trot}} = 1,5 \times \frac{12,60^2}{8} = 30 \text{ kN.m}$$

- dû à 1 système B_c

Le convoi est positionné pour obtenir le moment maxi, soit :

$$M_{Bc} = 0,5 (120 \times 6,30 + 120 \times 4,80 + 60 \times 1,80 + 60 \times 0,3) = 729 \text{ kN.m}$$

(Cette valeur est légèrement différente du moment enveloppe de 733 kN.m qui résulte d'une application du théorème de Barré, mais qui n'a pas lieu dans la section étudiée).

- dû au système B_t

Le tandem est positionné pour obtenir le moment maxi :

$$M_{Bt} = 0,5 \times 160 (6,30 + 4,95) = 900 \text{ kN.m}$$

(Cette valeur est peu différente du moment enveloppe de 904 kN.m qui résulte d'une application du théorème de Barré, mais qui n'a pas lieu dans la section étudiée).

- dû au système M_{c120}

Le moment maximum est donné par :

$$M = \frac{1100}{8} (2 \times 12,60 - 6,10) = 2626 \text{ kN.m}$$

- dû au système M_{e120}

Le moment maximum est donné par :

$$M = 0,5 \times 330 (6,30 + 4,50) = 1782 \text{ kN.m}$$

7.3.2. Moments fléchissants max. à L/2, à l'ELU

Le moment sollicitant maximal à l'ELU est obtenu avec la combinaison.

$$M_u = 1,35 M_{G_{\max}} + \gamma_{Q1} M_{Q1}$$

$$= 1,35 (M_{pp} + 1,3 M_{pa}) + \begin{cases} 1,35 M_{Q1} & \text{(charges militaires)} \\ (1,5 \times 1,07) M_{Q1} & \text{(autres charges)} \end{cases}$$

La bande la plus sollicitée permettra de déterminer le moment global maximum pour l'ensemble de la section résistante.

Cas de charge	Mt brut en kN.m	Largeur chargée au nb files	Mt brut total kN.m	Coefficient						Mt total majeure et pondere
				a_1	a_2	b_c	b_t	δ		
Section résistante	2 972	-	2 972	-	-	-	-	-	1,35	4 012
Encorbellements	244	-	244	-	-	-	-	-	1,35	330
Charges amovibles	882	-	882	-	-	-	-	-	1,35x 1,3	1 548
A (l) 3 voies	336	10,5	3 528	0,9	1	-	-	-	1,5 x 1,07	5 081
3 convois B_c	729	3	2 187	-	-	0,95	1	1,191	1,5 x 1,07	3 972
2 tandems B_t	900	2	1 800	-	-	-	-	1,191	1,5 x 1,07	3 441
Mc 120	2 626	1	2 626	-	-	-	-	1,171	1,35	4 152
Me 120	1 782	1	1 782	-	-	-	-	1,171	1,35	2 817
Trottoirs	30	3,00	90	-	-	-	-	-	1,5 x 1,07	144

Pour une largeur de bande unitaire, après prise en compte du coefficient de répartition transversale, les moments dans les bandes deviennent (en kN.m) :

Cas n°1	Charges	Mt moyen par unité de largeur	Bande de rive		Bande centrale	
			k	M.k	k	M.k
1	Section résistante	295	1	295	1	295
2	¼ charges amovibles	85	1	85	1	85
3	Encorbel. + ¼ amovible	53	1,079	57	0,955	51
4	A (ℓ) sur 3 voies	374	0,9040	351	1,036	387
5	3 convois Bc	292	1,126	330	1,069	313
6	2 tandems Bt	254	1,237	314	1,088	276
7	Mc 120	306	1,399	428	1,091	334
8	Me 120	208	1,413	294	1,112	231
A	Maxi des cas 4 à 8			428		387
9	Trottoirs	11	1,258	13	0,853	9
Moment maxi 1 + 2 + 3 + A + 9				878		827

Moment maxi à l'ELU = 878 x 13,60 = 11 941 kN.m

7.3.3. Moments fléchissants maxi à L/2, à l'ELS

Le moment sollicitant maximal à l'ELS est déterminé comme pour celui à l'ELU mais avec la combinaison

$$M_s = M_{Gmax} + M_{Q1}$$

Rappel : les valeurs nominales des charges de chaussée A(l) et B sont à pondérer par 1,2

$$M_s = (M_{pp} + 1,3 M_{pa}) + \begin{cases} 1,2 M_{Q1} \text{ (où } Q_1 = A(\ell), B) \\ M_{Q1} \text{ (autres charges d'exploitation)} \end{cases}$$

Les moments de flexion à l'ELS sont évalués en tenant compte des coefficients k de répartition transversal et sont reproduits dans le tableau suivant.

En résumé, les moments maximaux à l'ELS sont :

- poids propre : 219 x 13,60 = 2 978 kN.m = 2,98 MNm
- superstructures : 105 x 13,60 = 1 428 kN.m = 1,43 MNm
- charges d'exploitation : 326 x 13,60 = 4 334 kN.m = 4,34 MNm

Cas n°	Charges	Mt moyen par unité de largeur	Bande de rive		Bande centrale	
			k	M.k	k	M.k
1	Section résistante	219	1	219	1	219
2	¾ charges amovibles	63	1	63	1	63
3	Encorbel. + ¼ amovible	39	1,079	42	0,955	37
a	Superstructures : 2 +3			105		100
4	A (ℓ) sur 3 voies	280		263	1,036	290
5	3 convois Bc	219		246	1,069	234
6	2 tandems Bt	190		235	1,088	207
7	Mc 120	227		318	1,091	246
8	Me 120	154		218	1,112	171
b	Maxi des cas 4 à 8			318		290
9	Trottoirs	7	1,258	8	0,853	6
Charge d'exploitation : b + 9				326		296

7.4 - VERIFICATION DE LA SECTION RESISTANTE

7.4.1. Etat-limite ultime de résistance

On applique le § 6.2.2 avec :

$$S = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$T = \frac{\sigma_e}{1,05} = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ MPa}$$

$$c = 0,10 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$d = 0,255 \text{ m}$$

$$h = 0,31 \text{ m}$$

$$A' = 118,11 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$e = 0,0155 \text{ m}$$

$$N = 20$$

$$a = 0,009 \text{ m}$$

L'axe neutre ne se situe pas dans la table supérieure, car :

$$z = \frac{N T A'}{S B} = 0,414 \text{ m} > 0,10 \text{ m}$$

L'axe neutre se situe dans la semelle supérieure. En effet :

$$z = \frac{N [TA' + (2T - S) bc]}{SB + n (2T - S) b} = 0,1145 \text{ m} < c + e = 0,1155 \text{ m}$$

Le moment résistant de la section vaut alors :

$$M_{rp} = \frac{S B z^2}{2} + N \left\{ TA' (d - z) + (2T - S) b \frac{(z - c)^2}{2} \right\} = 12,9 \text{ MN.m}$$

Comme le moment sollicitant maximum vaut 11,94 MN.m, on a bien :

$$M_u < M_{ru}$$

La sécurité à l'état limite ultime de résistance est donc assurée.

7.4.2. Etats-limites de service

a) Non-déformation permanente :

Il s'agit de s'assurer que la contrainte dans chacun des matériaux est inférieure à la contrainte limite du matériau : $\left(\frac{\sigma_e}{1,15}\right)$ pour l'acier des poutrelles et $0,6 f_{c28}$ pour le béton).

Caractéristiques d'inertie de la section (ramenées à l'acier)

	<i>n</i>	<i>Inertie (m⁴)</i>	<i>v(m)</i>	<i>I/v (m³)</i>
Poutrelles seules		0,004586	0,147	0,0311
Section mixte béton tendu fissuré	18	0,007348	0,206	0,0357
	6	0,009878	0,251	0,0393
Section mixte béton tendu résistant	12	0,008501	0,183	0,0464
	6	0,015390	0,200	0,0769

Contraintes de traction de l'acier

	<i>n</i>	<i>Mt ELS (MN.m)</i>	<i>I/v (m³)</i>	σ_1	σ_1	<i>moyen</i>
Poutrelles + béton mou	-	2,92	0,0311			93,9
Superstructures	18	1,43	0,0357	40	30,8	35,4
	"	"	0,0464			
Charges d'exploitation	6	4,26	0,0393	118,4	55,4	81,9
	"	"	0,0769			
				Contrainte totale = 211,2		

On a bien : $211,2 \text{ MPa} < \frac{355}{1,15} = 308,7 \text{ MPa}$

Contraintes de compression du béton

	<i>n</i>	<i>Mt ELS</i> (MN.m)	<i>I/v</i> (m ³)	σ_1
Superstructures	18	1,43	0,6748	2,12
Charges d'exploitation	6	4,34	0,3925	11,06
Contrainte totale = 13,18				

On a bien $13,18 \text{ MPa} < 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

b) Déformation sous charge d'exploitation :

Cette déformation doit être inférieure au 1/500 de la portée :

$$f < \frac{L}{500}$$

La sollicitation maxi est obtenue sous le char M_{e120} , centré sur la portée ; la flèche vaut :

$$f = \frac{P L^3}{48 E I} - \frac{P \ell (4L - \ell)}{384 E I}$$

Avec :

$P = 1,1 \text{ MN}$ (masse char),

$L = 12,60 \text{ m}$ (portée),

$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$,

$\ell = 6,10 \text{ m}$ (long. chenilles)

$$I = \frac{I_f + I_h}{2}$$

Pour $n = 6$:

$$I = \frac{0,009878 + 0,01539}{2} = 0,012634$$

A la flèche due au char M_{120} , on ajoute celle due aux charges sur trottoirs donnée par :

$$f = \frac{5ML^2}{48EI} = \frac{5 \times 0,90 \times \overline{12,60}^2}{48 \times 2,1 \cdot 10^{-5} \times 0,012634}$$

La flèche maximale sous charge d'exploitation vaut :

$$f = 0,0190 + 0,0056 = 0,0246 \text{ m} = 24,6 \text{ mm}$$

On a donc :

$$0,0246 < \frac{12,60}{500} = 0,0252$$

Le critère de limitation de flèche est donc satisfait.

7.5. STABILITE DE FORME DES POUTRELLES

Il s'agit de vérifier que les poutrelles ne déversent pas sous leur poids et sous celui du béton frais au cours du bétonnage.

7.5.1. Contrainte due à la flexion

D'après 6.5.1, on a :

$$\sigma_f = 1,35 \sigma_L + 1,6 \sigma_E$$

Avec :

σ_L : contrainte sous le poids des poutrelles

σ_E : contrainte sous le poids du béton frais et la charge forfaitaire de chantier (50daN/m²)

Charge par mètre de poutrelle :

Béton frais dans l'hypothèse où le bétonnage se fait en une seule phase

$$(0,690 \times 0,395 - 0,009 \times 0,279 - 0,0155 \times 0,3) \times 25 = 6,635$$

Poids propre poutrelle = 0,976

D'où :

$$\sigma_L = \frac{0,976 \times 12,60^2}{8 \times 1480 \times 10^{-6}} = 13,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_E = \frac{(6,635 + 69 \times 0,5) \times 12,60^2}{8 \times 1480 \times 10^{-6}} = 93,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f = 1,35 \times 13,1 + 1,6 \times 93,6 = 167,4 \text{ MPa}$$

7.5.2. CONTRAINTE CRITIQUE DE DEVERSEMENT

On adopte la méthode simplifiée du § 6.5.2.

$$\sigma_f^* = \frac{2,1 \times 10^5}{12} \left[\frac{\pi \times 0,3}{0,7 \times 12,60} \right]^2 = 199,8 \text{ MPa} < 0,75 \times 355 = 266 \text{ MPa}$$

$$f(\sigma_f^*) = 0,66 \times 199,8 = 131,9 \text{ MPa}$$

Comme $\sigma_f > f(\sigma_f^*)$, la méthode simplifiée ne permet pas en toute rigueur d'envisager un bétonnage en une seule phase. Cependant, les deux valeurs sont suffisamment proches pour que l'on puisse penser qu'un calcul plus fin puisse conclure de façon favorable.

On adopte donc la méthode générale pour le calcul de σ_f^* pour un moment de :

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{L} \sqrt{EI_z GK}, \text{ d'où la contrainte correspondante : } \sigma_f^* = \frac{M^*}{I} v$$

Avec :

$$E = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

$$G = \frac{2}{5} E = 0,84.10^5 \text{ MPa}$$

$$\text{HE320 A} \rightarrow I_z = 0,6985.10^{-4} \text{ m}^4, \quad K = 102.10^{-2} \text{ m}^4, \quad I = 1480.10^{-6} \text{ m}^3$$

Et :

$$m_1 = 3,54. \left[\left(1 + \frac{2,1}{a^2} \right)^{1/2} + \frac{1,45}{a} \right]$$

$$m_2 = \left[1 + \frac{\pi^2}{a^2} \right]^{1/2}, \quad \text{avec } a^2 = \frac{4 G K}{E I_z} \cdot \frac{\ell^2}{h^2} \quad \text{d'où } a=6,1$$

Il vient :

$$m_1 = 4,48, \quad m_2 = 1,125$$

$$M^* = 0,44 \text{ MN}$$

$$\sigma_f^* = 297 \text{ MPa} > 0,75 \sigma_e = 266,25 \text{ MPa}$$

Finalement :

$$f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) = 196 \text{ MPa} > \sigma_f = 167,4 \text{ MPa}$$

Le bétonnage de la section résistante peut donc s'effectuer en une phase sans dispositif particulier anti-déversement (contreventement), hormis ceux des extrémités.

7.6. ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE

La flexion transversale est calculée d'après la méthode de Guyon-Massonnet-Barès avec prise en compte du coefficient de Poisson.

Le moment de flexion dans le sens transversal est déterminé pour une tranche de 1,00 m de largeur.

Le développement des calculs effectués par la méthode précitée n'est pas reproduit ici ; seuls les résultats sont donnés dans le tableau suivant.

Le lecteur intéressé par ces développements pourra se reporter à la littérature adéquate (cf. Annales de l'ITBTP n° 169 de janvier 1962).

Données prises en compte :

$$\alpha = 1 \text{ et } \theta = \frac{b}{2a} = 0,54$$

Coefficient de Poisson :

$$v = 0 \text{ à l'ELU ; } v = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

Sollicitations à mi-portée.

Les moments de flexion transversale à mi-portée sont évalués dans l'axe longitudinal du pont (ordonnée 0), ainsi que dans les sections (ou fibres) d'ordonnées $b/4$, $b/2$ et $3b/4$. Ils sont reproduits dans le tableau suivant.

<i>Etat limite</i>	<i>Sections</i>						
	$-3b/4$	$-2b/4$	$-b/4$	0	$b/4$	$2b/4$	$3b/4$
Ultime max	6409,3	7866,9	8937,7	9324,6	8937,7	7866,9	6409,3
Ultime min	-3691,1	-5596,9	-4309,5	-4309,5	-4902,5	-5596,9	-3691,1
Service max	7883,0	9665,7	11599,1	12036,2	11599,1	9665,7	7883,0
Service min	-1084,3	-1261,9	891,4	-438,7	-891,4	-1261,9	-1084,3

7.7. ARMATURES

7.7.1. Armatures transversales

Elles sont évaluées conformément aux règles BAEL et selon les conditions du § 6.4. On ne considère que le béton coulé en place, en faisant abstraction du coffrage perdu et des poutrelles.

a) Armatures transversales en travée.

Les aciers inférieurs sont déterminés par le moment unitaire de 12 036,2 daNm (étude ELS, voir tableau ci-dessus). Leur taux de travail est de 201 MPa (acier HA ayant $f_e = 400$ MPa, la fissuration du béton étant à considérer comme préjudiciable). Le taux de travail en compression du béton est inférieure à $0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa. Dans ces conditions, la section d'acier HA requise est de $18,4 \text{ cm}^2$ par mètre linéaire à disposer selon le biais de l'ouvrage. On prévoira 4 HA 25 par mètre linéaire. Les aciers supérieurs sont déterminés par la condition du pourcentage minimum, à savoir 4 HA 12 par mètre linéaire.

b) Armatures transversales sur appuis

L'espacement entre les appareils d'appui en caoutchouc fretté (à raison d'un appareil sous chaque poutrelle) est de 0,69 m. Les efforts transversaux dans le tablier en zones des appuis sont donc suffisamment faibles pour qu'on puisse y disposer le même ferrailage qu'en travée (voir § a).

7.7.2. Armatures longitudinales

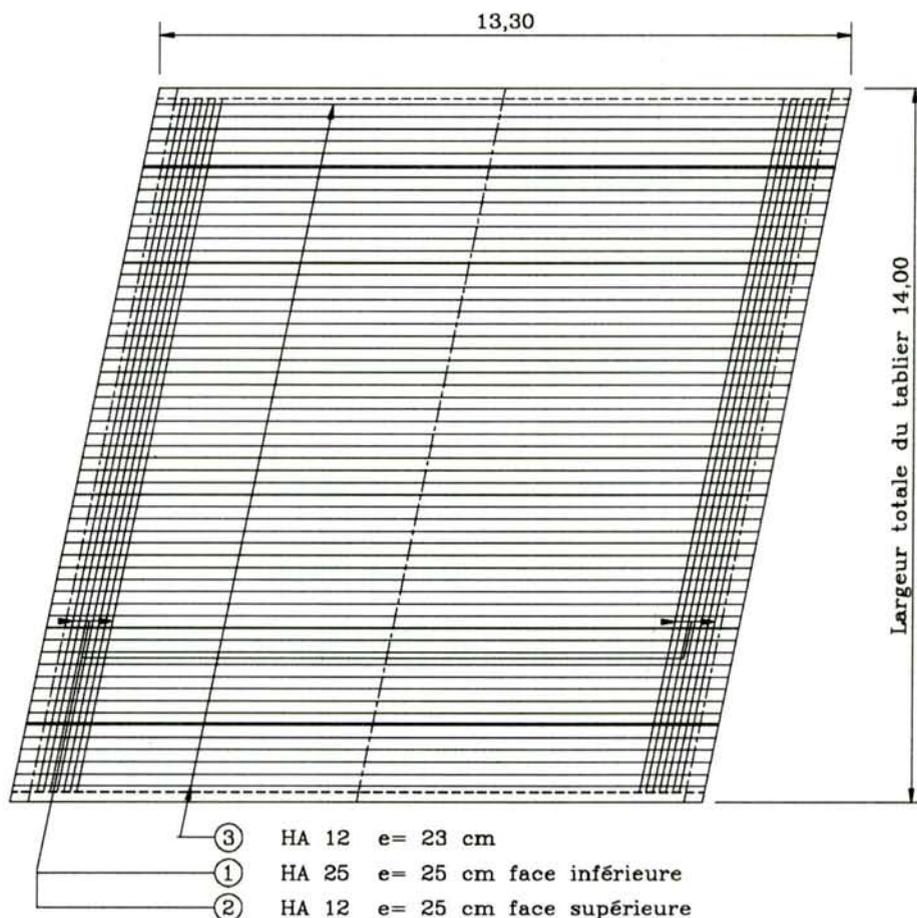
Seuls les aciers en face supérieure sont nécessaires. Ils sont déterminés par la condition du pourcentage minimum. Compte tenu de l'écartement des poutrelles, on prévoira des HA 12 espacés de 23 cm.

7.7.3. Autres armatures

A titre de rappel, ces aciers sont à prévoir pour le liaisonnement des corniches, des bordures et des abouts. Dans le cas du présent exemple, on prévoira (voir dessins) :

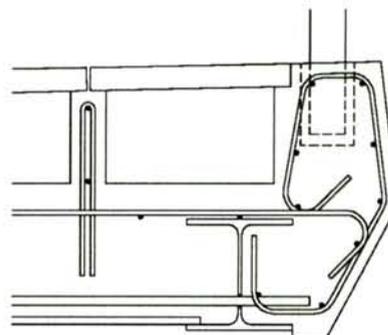
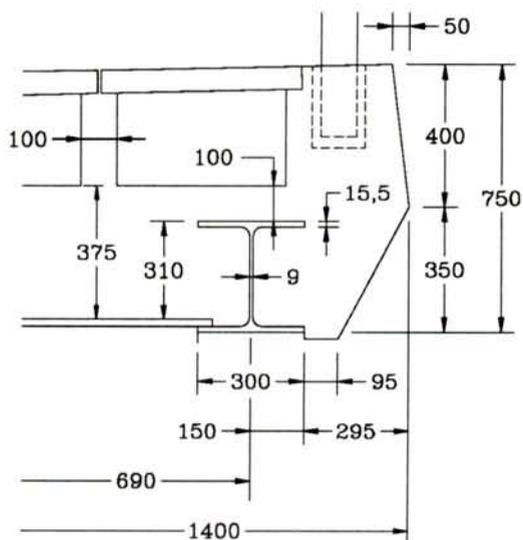
- des fers transversaux en \square en HA 8, $e = 25$ cm pour les corniches,
- des fers en \square en HA 12, $e = 23$ cm pour la couture des abouts.

FERRAILLAGE



DETAIL CORNICHE

FERRAILLAGE CORNICHE



8 - PONT-ROUTE A TROIS TRAVEES

Cet exemple concerne un ouvrage à trois travées continues de portées 14,50 m - 24,60 m - 14,50 m, de 7,50 m de largeur chargeable bordée par deux trottoirs de 1,25 m de large.

Les caractéristiques de l'ouvrage sont illustrées sur les dessins.

Contrairement au premier exemple d'application qui est une étude détaillée de vérification, l'exemple qui va suivre porte sur le dimensionnement (selon l'annexe 2) suivi d'une justification des sections menée conformément aux chapitres 5 et 6. Dans un but de simplification, nous n'avons pas jugé nécessaire de reproduire tous les calculs. De ce fait, seuls les résultats essentiels sont indiqués.

8.1. CALCUL DES EFFORTS ET DES PORTEES EQUIVALENTES

Le poids des superstructures, somme à valoir comprise, du tablier est de 5,5 t par mètre linéaire longitudinal, valeur correspondant à une densité de 0,55 t au mètre carré de surface de tablier.

L'ouvrage est destiné à supporter outre son poids propre, les systèmes A(l), B_c, B_t du fascicule 61 titre II du CCTG.

La charge A(l) est supposée déterminante.

Pour l'utilisation des tables de dimensionnement présentées dans l'annexe 2, nous procédons au calcul des moments de flexion longitudinale, ainsi que des portées équivalentes. Ceux-ci sont consignés dans le tableau ci-après.

Il ressort de ce tableau que les moments sur les appuis intermédiaires sont déterminants pour le dimensionnement, mais néanmoins ne sont pas très différents des moments à mi-portée de la travée centrale.

Cela nous conduit à déterminer la poutraison (cf. § 8.2.) en fonction de ces moments sur appuis intermédiaires. De ce fait, nous n'avons pas jugé nécessaire, du moins dans cet exemple d'application, de définir les caractéristiques des poutrelles en fonction des moments en travée, et de compenser le supplément d'efforts sur appuis par une dénivellation des poutrelles sur ces appuis.

8.2. POUTRAISON

En fonction du moment de flexion unitaire sur appuis évalué ci-dessus, il ressort des tables qu'on peut retenir des poutrelles HE 500A espacées de 0,76 m, soit 14 poutrelles pour toute la largeur du tablier (cf. dessins).

Classe de l'ouvrage : 1

Portées : 14,50 - 24,60 - 14,50 ; d'où : $l_{\max} = 24,60$ et $\alpha = 0,589$

Superstructures :

$$Q_{\text{sup}} = 0,55 \text{ (t/m}^2\text{)}, \quad M_{\text{po}} = \frac{(\ell_{\max})^2}{8} Q_{\text{sup}} = 41,6 \text{ (tm/m)}$$

Charges d'exploitation :

$$M_{\text{qo}} = \frac{(\ell_{\max} + 8)(\ell_{\max} + 9)}{12} = 91,3 \text{ (tm/m)}$$

$$a_1 = 1, \quad a_2 = 0,933, \quad L_c = 7,50 \text{ m}, \quad B = 10,00 \text{ m}$$

$$M_{\text{ref}} = M_{\text{qo}} \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{L_c}{B} = 63,9 \text{ (tm/m)}$$

	<i>Travée 1</i>	<i>Appui 1</i>	<i>Travée 2</i>
β_g	0,119	0,577	0,423
$M_{\text{gs}} = M_{\text{po}} \cdot \beta_g$	5,0	24,0	17,6
β_q	0,280	0,622	0,521
λ	1,303	0,793	1,000
$1,2 M_q = 1,2 \beta_q \cdot \lambda \cdot M_{\text{ref}}$	28,0	37,8	40,0
Moment agissant $\Delta M = M_{\text{gs}} + 1,2 M_q$	33,0	61,8	57,6
Portées équivalentes $\ell_e = \ell_{\max} \cdot \sqrt{\beta_g}$	8,49	18,69	16,00

8.3. VERIFICATION DES SECTIONS

La coupe transversale du tablier est présentée sur les dessins.

Dans les sections sur appuis intermédiaires, la contrainte de traction maximale dans l'acier des poutrelles est de 269 MPa, valeur inférieure à la limite admissible de $355/1,15 = 308,7$ MPa. La contrainte de compression maximale dans le béton est de 7,1 MPa, valeur inférieure à la limite admissible de $0,6 \times 25 = 15$ MPa. Par ailleurs, le moment ultime de calcul est de 17773 kNm, valeur inférieure à la limite admissible de 22377 kNm, ce qui montre que la sécurité vis-à-vis de la résistance ultime est assurée.

Contrairement aux sections sur appuis intermédiaires, les sections en travée ne sont pas contraignantes. En effet, dans la section au milieu du pont, (c'est-à-dire à mi-portée de la travée centrale), la contrainte de traction maximale dans l'acier des poutrelles est de 204,2 MPa, valeur inférieure à la limite admissible de 308,7 MPa. La contrainte de compression maximale dans le béton est de 6,4 MPa, valeur inférieure à la limite admissible de 15 MPa. Enfin, le moment ultime de calcul est de 14822 kNm, valeur inférieure à la limite admissible de 21249 kNm.

Dans cette justification, on a utilisé le programme PSIPAP du S.E.T.R.A. de calcul automatique des sections mixtes à poutrelles enrobées.

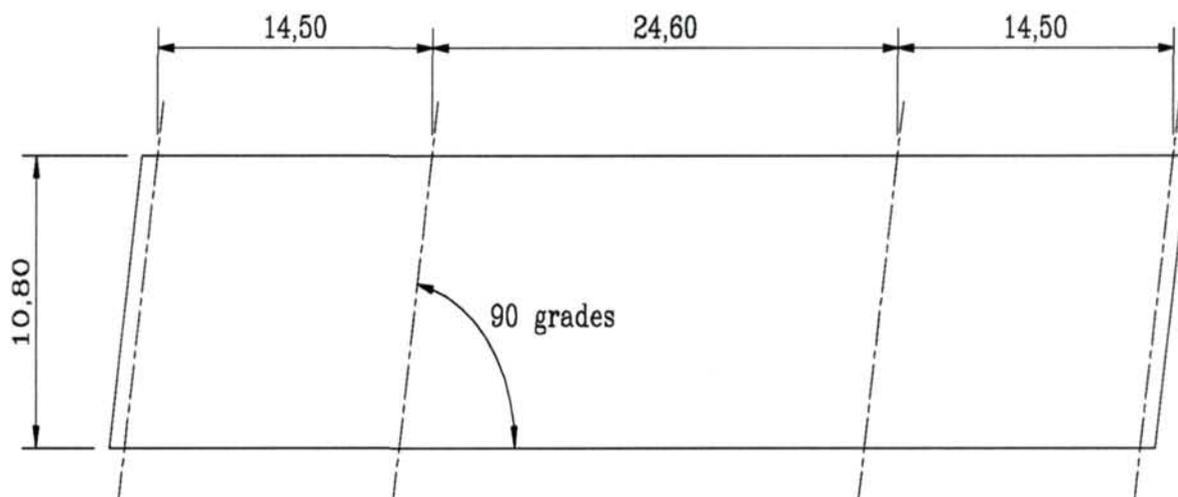
8.4. FERRAILLAGE TRANSVERSAL

Le ferrailage transversal du tablier est également présenté sur les dessins. Le calcul des sections d'aciers a été effectué au moyen du programme PSIDA de calcul automatique de ponts dalles en béton armé du S.E.T.R.A..

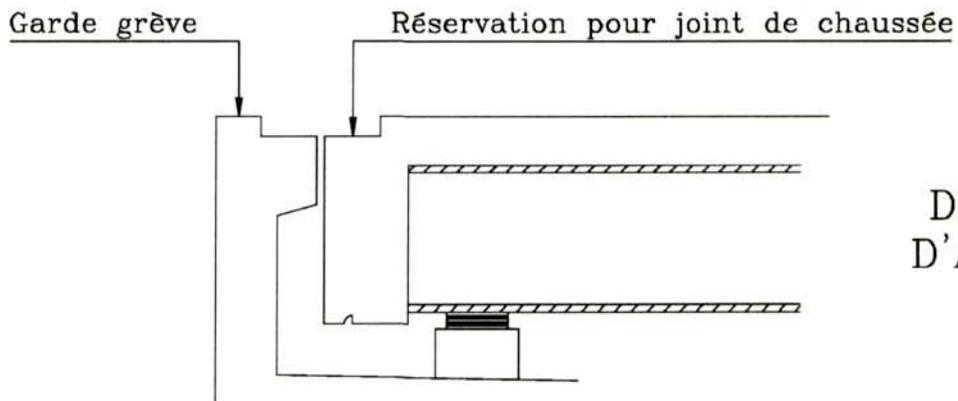
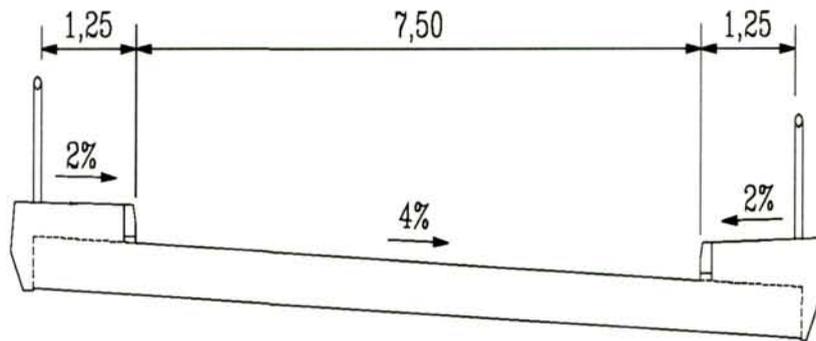
8.5. VERIFICATION DES FLECHES

La flèche maximale sous charges d'exploitation est de 26 mm, valeur inférieure à la limite admissible de $24.600/500 = 49,2$ mm.

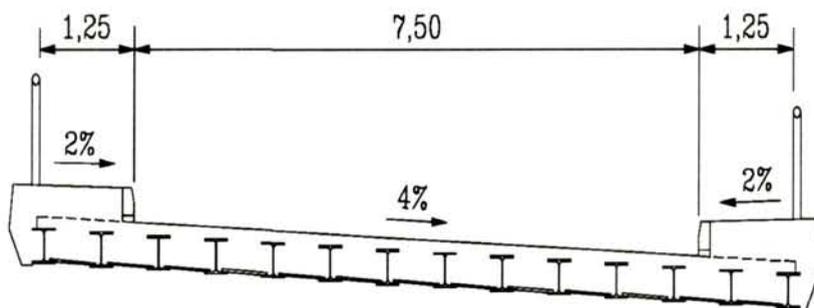
VUE EN PLAN



PROFIL EN TRAVERS

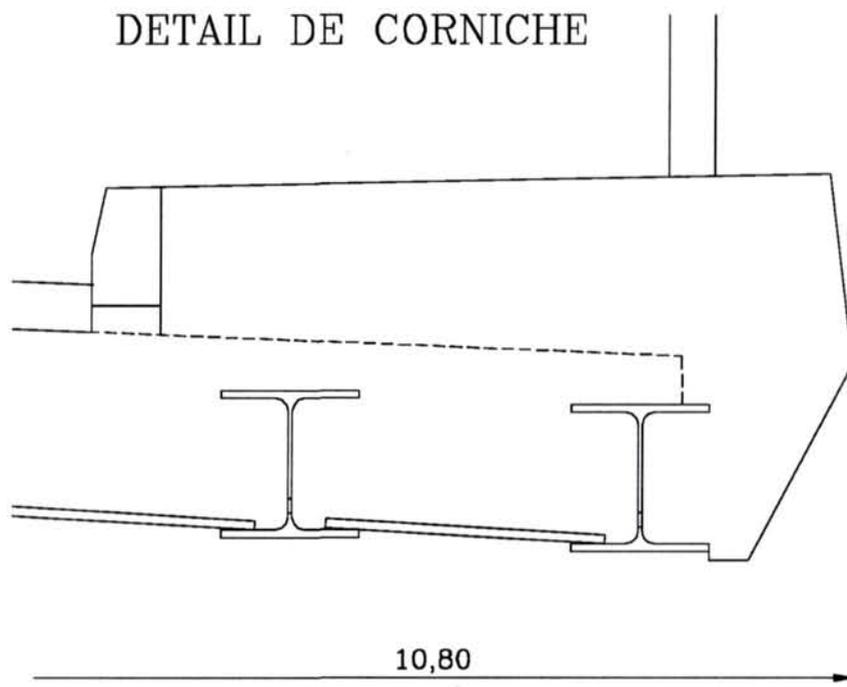


POUTRAISON

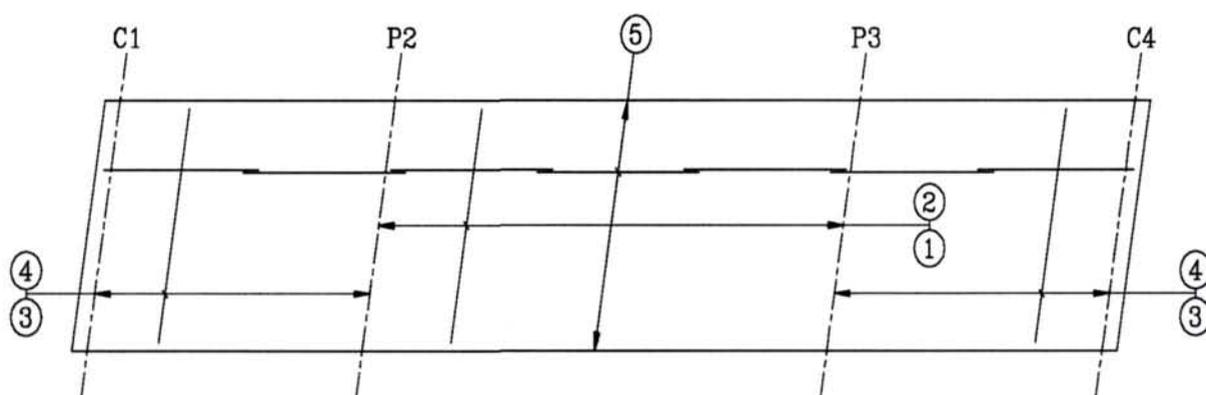


14 poutrelles HE 500 A e = 760

DETAIL DE CORNICHE

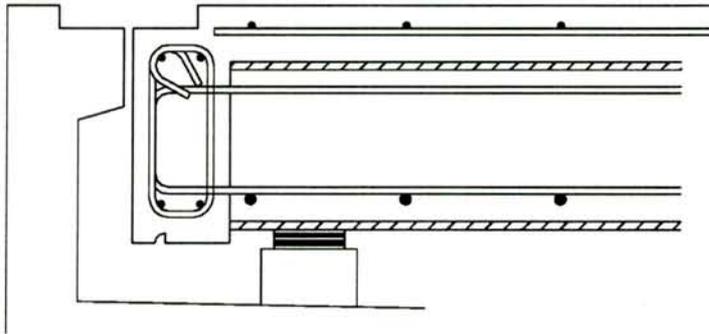
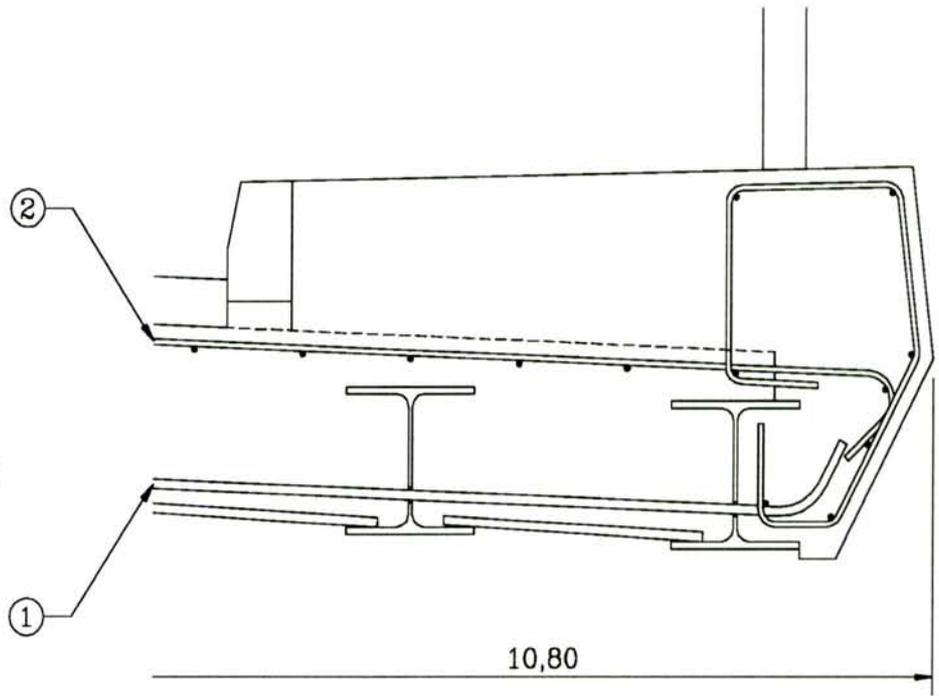


FERRAILLAGE



- ① HA 20, $e = 29$, face inférieure travée centrale
- ② HA 12, $e = 22$, face supérieure travée centrale
- ③ HA 20, $e = 36$, face inférieure travée de rive
- ④ HA 12, $e = 22$, face supérieure travée de rive
- ⑤ HA 12, $e = 22$, filant en face supérieure

CORNICHE
DETAIL DE
FERRAILLAGE



FERRAILLAGE
D'UN ABOUT



Annexes

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 1

PREDIMENSIONNEMENT D'UN TABLIER AU STADE DE L'AVANT-PROJET, ET ESTIMATION

1.1 - PRINCIPE

La présente annexe a pour but de fournir les détails en vue de dégrossir le dimensionnement ainsi que l'estimation d'un tablier à poutrelles enrobées en fonction de la brèche à franchir et des caractéristiques de la voie portée. Cette approche répond à un double critère, à savoir l'économie du projet et le respect de la condition de flèche sous charge d'exploitation. Bien entendu, la section résistante qui en résulte n'est pas la seule possible ; elle ne donne qu'une indication géométrique et financière qu'il convient de justifier par des calculs plus poussés.

1.2 - DONNEES NECESSAIRES

- La "portée équivalente" de l'ouvrage : L

Cette valeur est différente selon qu'il s'agit d'un ouvrage à une travée ou à plusieurs travées continues.

Pour un ouvrage à une travée :

$L =$ portée biaise, ou :

$$L \approx OB + 1 \text{ m} = OD / \sin\varphi + 1 \text{ m}$$

Avec :

OB = ouverture biaise ;

OD = ouverture droite ;

φ = angle du biais.

Pour un ouvrage à plusieurs travées continues :

$$L \approx 0,8 L_{\max}, \text{ avec } L_{\max} = \text{portée biaise de la plus grande travée.}$$

- La largeur utile entre garde-corps de l'ouvrage : l_u
- Les charges d'exploitation à envisager : A, B, convois militaires et exceptionnels, piétons.

1.3 - METHODE

L'ensemble des dispositions qui suivent sont établies pour des profilés de la norme NF.A 45-201, en acier de nuance S355 (anciennement E36), les plus couramment utilisés, pour des portées $L \geq 9,60$ m avec utilisation de béton traditionnel de $f_{c28} = 25$ MPa. Compte tenu des conditions d'enrobage définies au paragraphe 2.6 de la première partie du guide et pour être assuré du bon fonctionnement de la structure résistante, il est conseillé, même pour de petites portées, d'utiliser de modules de poutrelles supérieurs à HEA 220.

1.3.1. - Détermination d'une hauteur de profilé h

Elle sera obtenue par la relation : $h = \frac{L}{40}$

Cette valeur de h permettra de faire un choix entre 2 ou 3 modules de poutrelles en fonction des charges d'exploitation :

- Pour les ouvrages accessibles aux piétons ou cyclistes seulement et pour les ponts-routes de 3ème classe : poutrelles de module HEA de valeur nominale immédiatement inférieure à celle de h ; on pourrait prendre $h = \frac{L}{42}$
- Pour les ponts-routes de 1ère ou 2ème classe, supportant uniquement les systèmes de charges A et B : poutrelles HEA ou HEB ayant une hauteur proche de h,
- Pour les ponts-routes devant supporter des convois exceptionnels ou militaires : poutrelles HEB ayant une hauteur proche de h ou HEA de hauteur immédiatement au-dessus.

1.3.2 - Epaisseur totale de la section mixte h_t

Pour respecter les conditions énoncées au paragraphe 2.6 du texte concernant la couverture de béton au-dessus des poutrelles, et minimiser le poids de béton, la valeur de h_t , exprimée en mètre, sera telle que :

$$\frac{L (m)}{40} + 0,07 < h_t (m) \leq \frac{L (m)}{31}$$

Pour obtenir la hauteur totale H du tablier, nécessaire pour l'inscription du tablier dans le profil en long routier et la détermination de la hauteur libre sous l'ouvrage, il y a lieu d'ajouter à h_t :

- l'épaisseur de l'étanchéité (chape + contre-chape) et du revêtement,
- la surépaisseur provenant de la pente transversale.

1.3.3 - Largeur de la section résistante du tablier B

Cette largeur, qui correspond en général à la largeur droite d'intrados du tablier, sera, autant que faire se peut, inférieure ou au plus égale à la largeur entre garde-corps, notée l_u (donnée).

A partir de la valeur de h déterminée comme indiquée au § 3.1 du texte, et en tenant compte de la condition d'espacement limite des poutrelles énoncée au § 2.5 du texte, on détermine le nombre minimum N de poutrelles, la largeur B de la section résistante.

Le nombre de poutrelles N minimal est obtenu par :

$$N = \left\lceil \frac{l_u - b - 0,16}{h/3 + 0,60} \right\rceil + 1 \quad (l_u, b \text{ et } h \text{ en m})$$

avec :

$$|x| = \text{partie entière de } x$$

La largeur B est quant à elle :

$$B = (N - 1) \left(\frac{h}{3} + 0,60 \right) + b + 0,16 \leq l_u \quad (\text{unité : m}),$$

où b est la largeur de semelle des poutrelles ; dans le cas particulier où b = 30 cm (cas des poutrelles normalisées de valeur nominale ≥ 300 , on a :

$$B = (N - 1) \left(\frac{h}{3} + 0,60 \right) + 0,46$$

1.3.4 - Limite de la méthode

Pour que le moment résistant de la section sur appui soit suffisant, il convient de la renforcer par des aciers longitudinaux en chapeau et, éventuellement de pratiquer des dénivellations d'appuis (cf.paragraphe 2.8 du texte).

Pour les ouvrages larges ou très biais, il est nécessaire de vérifier que l'épaisseur de l'ouvrage est suffisante pour permettre un ferrailage transversal correct vis-à-vis de la flexion transversale ou de la torsion.

Si, au niveau des justifications, il apparaît des écarts sensibles ou que des conditions ne sont pas vérifiées, il sera toujours possible de modifier soit :

- la nuance de l'acier des poutrelles, S275 (anciennement E28) au lieu de S355 (anciennement E36) si le moment résistant de la section à l'ELU et la contrainte dans l'acier des poutrelles à l'ELS sont surabondants,
- le module ou le nombre des poutrelles si le moment résistant à l'ELU ou la contrainte dans l'acier des poutrelles ou la flèche sous charges d'exploitation à l'ELS ne vérifie pas la valeur limite,
- la qualité du béton d'enrobage ($f_{c28} > 25 \text{ MPa}$) si la condition sur le moment résistant à l'ELU ou la contrainte dans le béton à l'ELS n'est pas vérifiée, sans avoir à modifier (sinon dans une faible proportion) les encombrements et coût d'un tablier qui aurait été dimensionné par cette méthode.

1.4 - ESTIMATION

Le dimensionnement proposé permet de dégrossir la section transversale du tablier, puis d'estimer le coût de ce dernier, selon la démarche suivante :

Données :

Hauteur de la section résistante : $H = \frac{L}{31}$;

Portées biaise : $L(m)$

Hauteur d'une poutrelle : $h = \frac{L}{40}$;

Nombre minimum de poutrelles : $N = \left\lceil \frac{l_u - b - 0,16}{h/3 + 0,60} \right\rceil + 1$;

Largeur entre nus intérieurs de garde-corps : $l_u(m)$;

Largeur maximale de la section résistante :

$$B = (N - 1) (h / 3 + 0,60) + b + 0,16 ;$$

Avant de passer aux calculs justificatifs de la structure ainsi déterminée, il est conseillé de corroborer les résultats avec ceux des tables de prédimensionnement qui figurent à l'annexe n°2 et qui résultent de calculs plus détaillés.

Ainsi, dans un premier stade, on peut évaluer le coût approximatif de la structure porteuse (sans superstructures) du tablier, à partir :

- du volume de béton d'enrobement, ($V = H \cdot B \cdot L$)
- du poids des poutrelles ($P = N \cdot L \cdot p$), où p est le poids propre des poutrelles par unité de longueur.

A titre indicatif, cette estimation peut être conduite à partir des prix unitaires suivants (valeurs hors taxe au niveau de Juin 1986) :

- Béton + plaques fibre-ciment + coffrage latéral + armatures fourniture et mise en oeuvre : 1 300 F/m³ de béton d'enrobement,
- Fourniture, façonnage en usine et transport des poutrelles : 4 300 F/t,
- Mise en place, peinture et métallisation des poutrelles : 2 000 F/t.

L'estimation est valable pour des ouvrages ne présentant pas de difficultés particulières d'exécution. En particulier, elle ne tient pas compte des sujétions dues au rabouillage de poutrelles par soudure ou boulonnage ou à la mise en place du tablier dans le cas de préfabrication de celui-ci.

ANNEXE 2

PREDIMENSIONNEMENT D'UN TABLIER AU STADE DE L'AVANT-PROJET DETAILLE

2.1 - PRINCIPE

A la différence du prédimensionnement d'une travée isostatique qui est basé sur les moments en travée, le prédimensionnement d'un ouvrage à travées continues peut se faire, soit à partir des moments sur appuis, ce qui est le cas courant, soit à partir des moments en travée.

Du fait que les moments sur appuis sont en général plus grands en valeur absolue que les moments en travée, il peut être intéressant de prévoir des dénivellations fictives d'appuis qui réduisent les moments sur appuis et augmentent les moments en travée. Cette méthode est explicitée au § 2.8 et les justifications à produire sont données au § 6.3.

La méthode de prédimensionnement proposée comporte deux étapes :

La première étape consiste à rechercher la valeur des moments de flexion longitudinaux dus aux charges de superstructures et d'exploitation.

Ces moments sont de la forme $\Delta M = M_{gs} + M_q$, M_{gs} est le moment dû aux superstructures et M_q , le moment dû aux charges routières, tous coefficients de pondération pris en compte.

Les abaques permettant de déterminer les moments agissant à l'état limite de service, tant en travée que sur appui, ont été construits à partir des charges d'exploitation à caractère normal pour les ouvrages à deux travées, à trois travées symétriques et à quatre travées symétriques.

En l'absence de convois militaires ou exceptionnels, les moments dus aux charges de type A sont prépondérants pour des ouvrages de portée supérieure à 15 m. En deçà de cette limite, les moments dus aux charges de type B deviennent déterminants.

La deuxième étape consiste, à l'aide de tables, à déterminer les caractéristiques de la section.

Il convient de noter que cette méthode est d'une application très simple, puisqu'elle nécessite seulement la détermination du moment dû aux superstructures et aux charges d'exploitation.

Ce moment, qui sera noté DM dans les tables, ne dépend que de la portée et de la largeur de l'ouvrage, mais ne dépend ni de la hauteur des poutrelles, ni par conséquent de l'épaisseur du tablier.

De plus, bien que ce moment soit évalué à l'état-limite de service, les dimensionnements proposés dans les tables, vérifient non seulement les conditions de justification à l'état-limite de service mais également celles de l'état-limite ultime de résistance.

2.2 - DETERMINATION DES MOMENTS A L'ETAT-LIMITE DE SERVICE

On pose :

$$\alpha = \frac{l_{\min}}{l_{\max}}$$

l_{\min} : portée biaise de la plus petite travée

l_{\max} : portée biaise de la plus grande travée

Dans le cas d'un pont à 2 travées, la seconde travée est supposée la plus longue. De même, dans le cas d'un pont à 3 ou 4 travées symétriques, la ou les travées intermédiaires sont supposées les plus longues.

2.2.1 - Charges de superstructures

On a, en valeur absolue :

$$M_{gs} = \frac{(l_{\max})^2}{8} \cdot \beta_g \cdot Q_{\text{sup}}$$

Q_{sup} : densité de charges de superstructures en t/m^2

β_g : coefficient tenant compte de la continuité, lu sur les abaques pour les moments extrêmes en travée et sur appui ($\beta_g = 1$ pour une travée indépendante).

2.2.2 - Charges d'exploitation

Les moments dus aux charges d'exploitation peuvent être mis sous la forme :

$$M_q = M_{q0} \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{L_c}{B} \cdot \beta_q \cdot \lambda$$

- M_{q0} : moment de référence relatif à la travée de plus grande portée.

Ce moment peut être calculé par la formule d'ajustement suivante :

$$M_{q0} = \frac{(l_{\max} + 8)(l_{\max} + 9)}{12},$$

l_{\max} en m, M_{q0} en t.m / m

Cette formule peut être utilisée pour l_{\max} compris entre 10 et 30 m, elle prend en compte forfaitairement les effets des charges de type A et des charges de type B.

- a_1, a_2 : Coefficients relatifs à A (ℓ) du fascicule 61, titre II ;

- L_c : Largeur chargeable ;

- B : Largeur de la section résistante ;

- β_q : Coefficient tenant compte de la continuité lu sur les abaques pour les moments extrêmes en travées et sur appuis,

$\beta_q = 1$, pour le moment en travée d'une travée indépendante) ;

- λ : Coefficient correcteur tenant compte de la décroissance de $A(\ell)$ avec la longueur chargée.

On peut admettre, pour les domaines de portées considérés et avec une très bonne approximation que :

$$A(l_1) = A(l_0) \left[\frac{l_0}{l_1} \right]^{1/2}$$

Il en résulte, compte tenu des longueurs à charger pour obtenir les moments extrêmes, que λ prend les valeurs suivantes :

- *Moments en travée :*

- $\lambda = 1$ pour les travées de longueur l_{\max}
- $\lambda = \frac{1}{\sqrt{\alpha}}$ pour les travées de longueur l_{\min}

- *Moments sur appui :*

- $\lambda = \frac{1}{\sqrt{1 + \alpha}}$ pour les appuis encadrés par deux travées de longueur l_{\max} et l_{\min} .
- $\lambda = \frac{1}{\sqrt{2}}$ pour l'appui central d'un ouvrage à quatre travées symétriques (encadré par deux travées de longueur l_{\max}).

2.3 - PORTEES EQUIVALENTES

Les tables ont été établies pour une travée indépendante, et dans l'hypothèse d'emploi de béton traditionnel. Pour un ouvrage continu, on se ramène au cas précédent en calculant la portée de la travée indépendante qui, sous le poids de la poutrelle et le poids du béton frais, entraînerait la même contrainte dans l'acier à mi-portée. On associe ainsi à chaque moment en travée et à chaque moment sur appui une portée dite portée équivalente. Par définition de β_g , on a :

$$l_e = l_{\max} \sqrt{\beta_g}$$

β_g étant le coefficient lu sur les abaques pour la travée ou l'appui considéré.

Classe de l'ouvrage :

Portées : ;

d'où : $l_{\max} =$ et $\alpha =$

Superstructures :

$$Q_{\text{sup}} = \quad (\text{t} / \text{m}^2), \quad M_{\text{po}} = \frac{(l_{\max})^2}{8} \cdot Q_{\text{sup}} = \quad (\text{t} \cdot \text{m} / \text{m})$$

Charges d'exploitation :

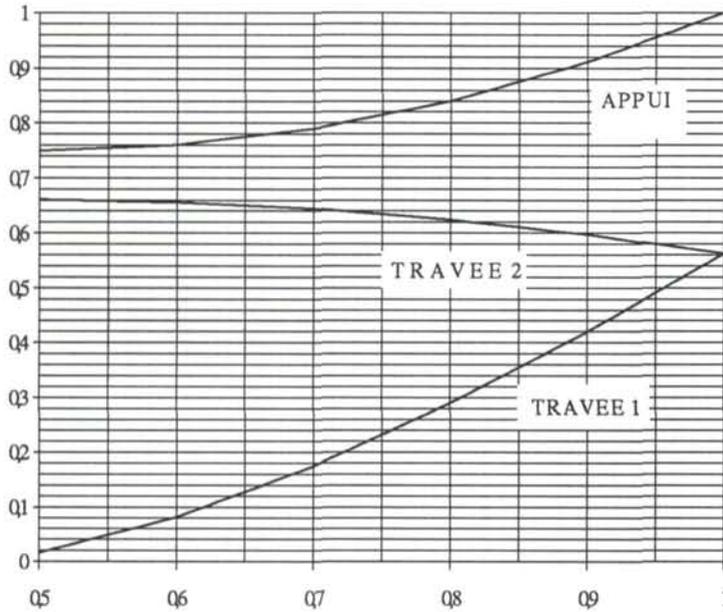
$$M_{\text{qo}} = \frac{(l_{\max} + 8)(l_{\max} + 9)}{12} = \quad (\text{t} \cdot \text{m} / \text{m})$$

$$a_1 = \quad ; a_2 = \quad ; L_c = \quad \text{m} ; B = \quad \text{m}$$

$$M_{\text{ref}} = M_{\text{qo}} \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{L_c}{B} = \quad (\text{t} \cdot \text{m} / \text{m})$$

	<i>Travée 1</i>	<i>Appui 1</i>	<i>Travée 2</i>	<i>Appui 2</i>
β_g				
$M_{\text{gs}} = M_{\text{po}} \cdot \beta_g$				
β_q				
λ				
Portées équivalentes $l_e = l_{\max} \cdot \sqrt{\beta_g}$				
Moment agissant $\Delta M = M_{\text{gs}} + 1,2 M_q$				

ABAQUE N° 1 : DEUX TRAVEES



CHARGES PERMANENTES

Appui

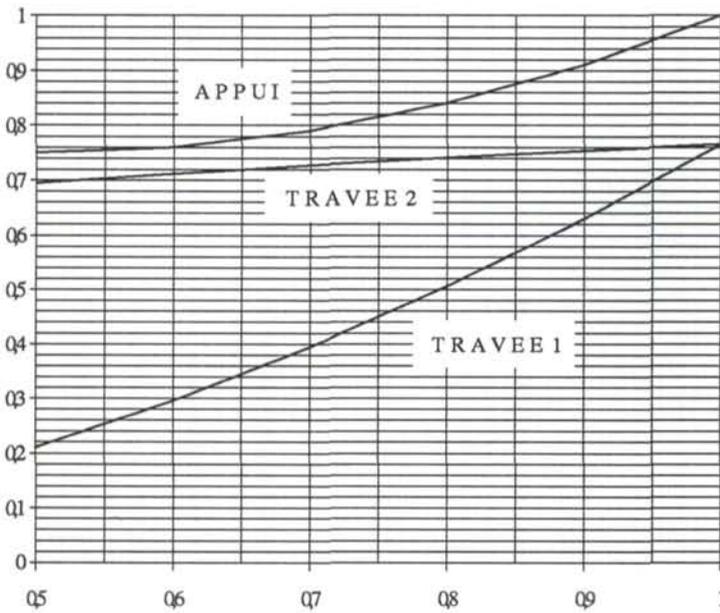
$$\beta_g = \frac{1 + \alpha^3}{1 + \alpha} = 1 - \alpha + \alpha^2$$

Travée 1

$$\beta_g = \left[\frac{3\alpha^2 + \alpha - 1}{4\alpha} \right]^2$$

Travée 2

$$\beta_g = \left[\frac{3 + \alpha - \alpha^2}{4} \right]^2$$



CHARGES D'EXPLOITATION

Appui

$$\beta_q = \frac{1 + \alpha^3}{1 + \alpha}$$

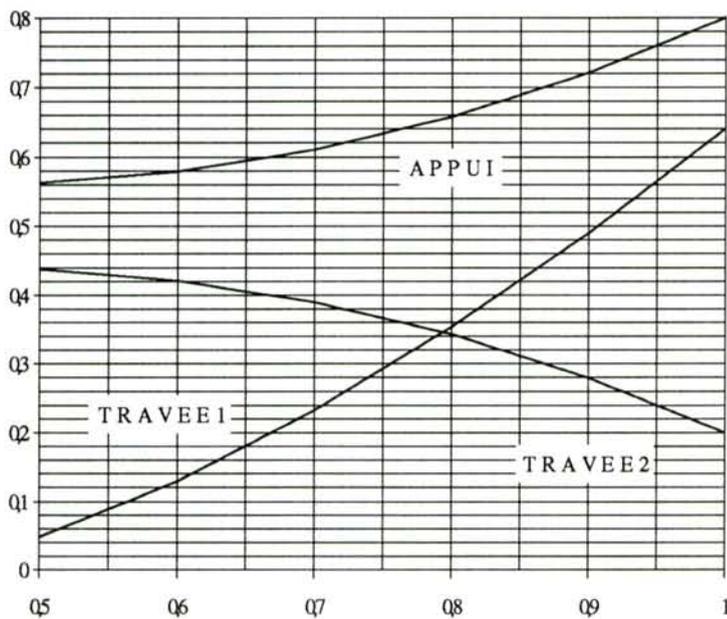
Travée 1

$$\beta_q = \left[\frac{\alpha(4 + 3\alpha)}{4(1 + \alpha)} \right]^2$$

Travée 2

$$\beta_q = \left[\frac{3 + 4\alpha}{4(1 + \alpha)} \right]^2$$

ABAQUE N° 2 : TROIS TRAVEES SYMETRIQUES



CHARGES PERMANENTES

Appui

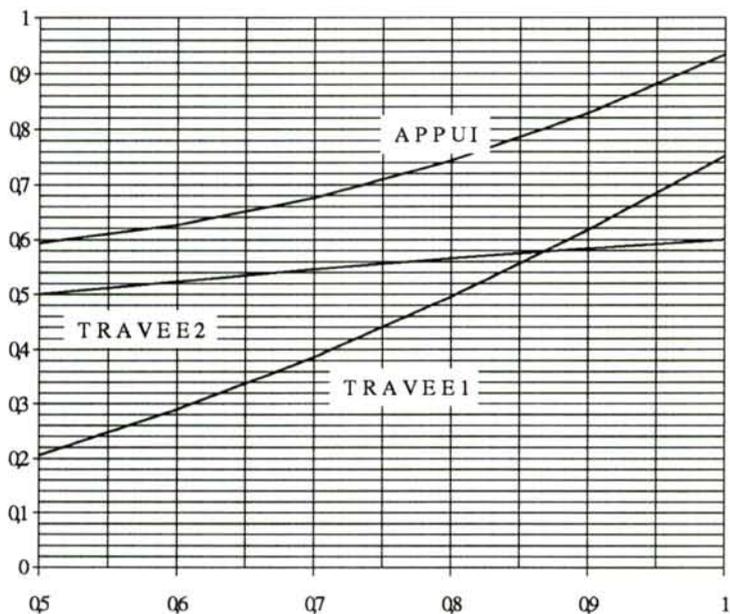
$$\beta_g = \frac{2(1 + \alpha^3)}{2\alpha + 3}$$

Travée 1

$$\beta_g = \left[\frac{3\alpha^3 + 6\alpha^2 - 1}{2\alpha(2\alpha + 3)} \right]$$

Travée 2 :

$$\beta_g = \frac{1 + 2\alpha - 2\alpha^3}{2\alpha + 3}$$



CHARGES D'EXPLOITATION

Appui

$$\beta_q = \frac{2}{2\alpha + 3} + \frac{4\alpha^3(1 + \alpha)}{(2\alpha + 1)(2\alpha + 3)}$$

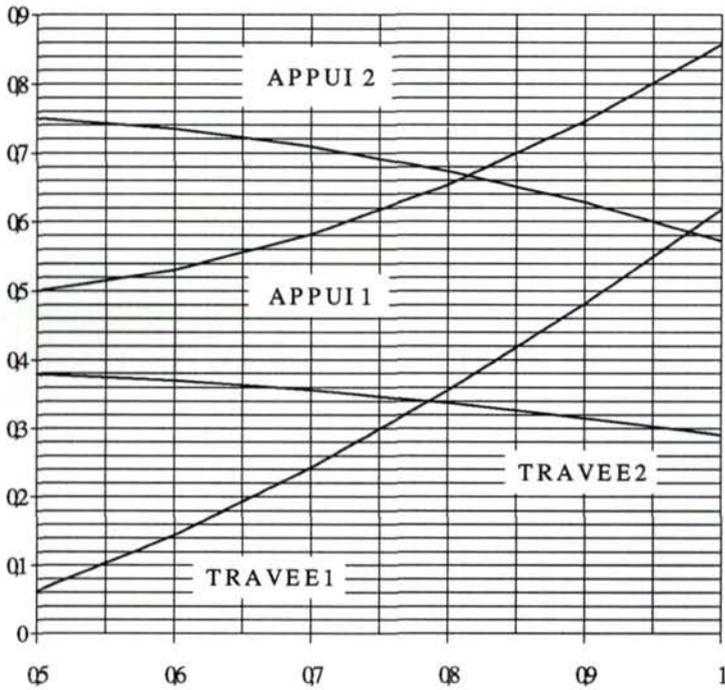
Travée 1

$$\beta_q = \left[\frac{\alpha(3\alpha^2 + 7\alpha + 3)}{(2\alpha + 1)(2\alpha + 3)} \right]^2$$

Travée 2

$$\beta_q = \frac{2\alpha + 1}{2\alpha + 3}$$

ABaque N° 3 : QUATRE TRAVEES SYMETRIQUES



CHARGES PERMANENTES

Appui 1

$$\beta_g = \frac{2(1+2\alpha^3)}{4\alpha+3}$$

Appui 2

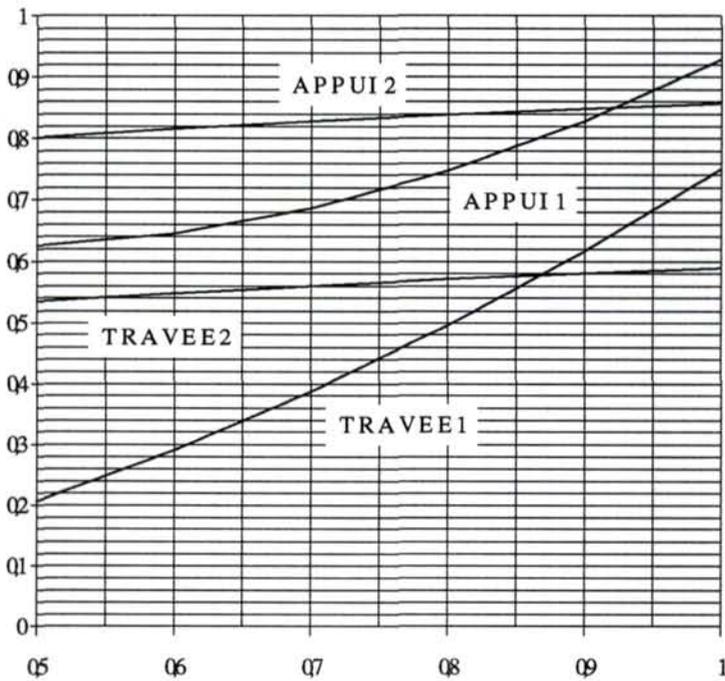
$$\beta_g = \frac{2(1+\alpha)(1+\alpha-\alpha^2)}{4\alpha+3}$$

Travée 1

$$\beta_g = \left[\frac{6\alpha^3 + 6\alpha^2 - 1}{2\alpha(4\alpha+3)} \right]^2$$

Travée 2

$$\beta_g = \frac{(1+\alpha)(1+\alpha-\alpha^2)}{3+4\alpha} + \left[\frac{\alpha(3\alpha^2-2)}{2(3+4\alpha)} \right]^2$$



CHARGES D'EXPLOITATION

Appui 1

$$\beta_q = \frac{8\alpha^3 - \alpha^2 + \alpha + 5}{2(3+4\alpha)}$$

Appui 2

$$\beta_q = \frac{2(1+2\alpha)}{3+4\alpha}$$

Travée 1

$$\beta_q = \left[\frac{\alpha(24+49\alpha+24\alpha^2)}{8(1+\alpha)(3+4\alpha)} \right]^2$$

Travée 2

$$\beta_\theta = \frac{5+16\alpha+12\alpha^2}{4(1+\alpha)(3+4\alpha)} + \left[\frac{4\alpha^2-3}{8(1+\alpha)(3+4\alpha)} \right]^2$$

2.4 - CHOIX DE LA SECTION RESISTANTE

A partir des moments agissants, ΔM dus au poids des superstructures et aux charges d'exploitation (état limite de service) et à partir des portées équivalentes, l_e , définies dans les conditions déjà exposées, on peut, par simple lecture des tables présentées dans les pages suivantes, choisir le type et l'entraxe, E , des poutrelles constitutives de la section résistante.

Dans l'établissement de ces tables, nous avons retenu tous les profilés de type H, de dimensions normalisées (NF.A45.201) en acier de la nuance S355 (anciennement E36). Les caractéristiques de ces profilés sont rappelées en annexe 6. Le béton de remplissage est supposé de classe B25 ($f_{c28} \geq 25$ MPa).

Dans un but de simplification, nous avons fixé dans l'établissement de ces tables, l'épaisseur du béton d'enrobage (ou couverture) à la plus petite des deux valeurs, à savoir 0,12 m et $h/3$. L'entraxe des poutrelles a été par ailleurs supposé compris entre 0,45 m et $h/3 + 0,6$ m, h étant la hauteur des poutrelles.

Le type et l'entraxe des poutrelles proposés dans les tables satisfont à la fois aux conditions de justifications à l'état-limite de service et à l'état limite ultime de résistance, bien que les moments introduits et servant de donnée soient évalués à l'état limite de service.

Les solutions présentant un coût minimum rapporté au mètre carré de tablier, sont repérées par un signe *, ceci afin d'éclairer le choix dans le cas où plusieurs solutions sont possibles. A l'inverse, lorsqu'aucune solution n'est proposée par les tables pour une gamme de moments donnée, il est possible de retenir une solution correspondante à la gamme de moments immédiatement supérieure.

Par ailleurs, cette comparaison économique entre les solutions d'une même gamme de moments ne prend pas en compte le poste ferrailage transversal. Or celui-ci augmente sensiblement lorsque le tablier est de biais prononcé. Dans un tel cas, il convient donc de s'orienter vers les solutions qui majorent l'épaisseur du tablier, lorsque le profil en long de l'ouvrage le permet, bien entendu.

L'exploitation des tables sera facilitée par les indications figurées sur la page 135.

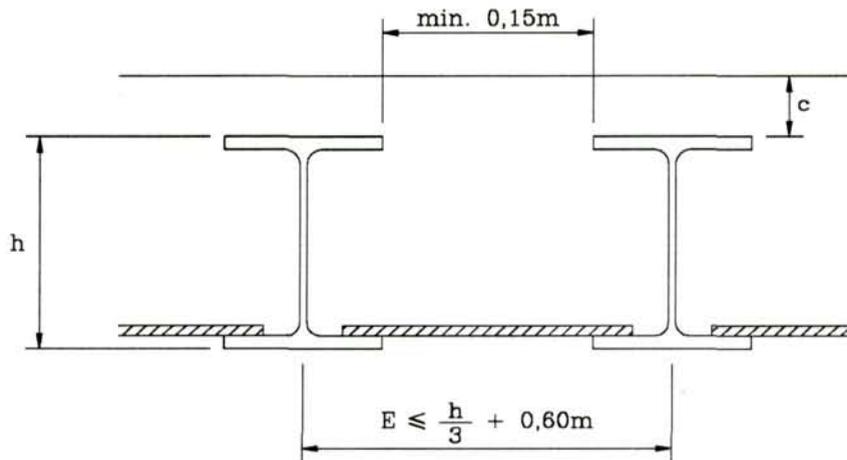


FIG. 80 : Espacements limites des poutrelles

EMPLOI DES TABLES DE DIMENSIONNEMENT

① ————— Portée équivalente 10 mètres				
<i>En travée</i>			<i>Sur appui</i>	
$\frac{\Delta M}{tm/m}$	<i>Profilé</i>	$\frac{e}{m}$	<i>Profilé</i>	$\frac{e}{m}$
	②	③	④	
⑤ —————	22	HE260A *	0,680	
	24	HE260A *	0,680	
	26	HE260A *	0,680	HE260A * 0,680
	28	HE240B	0,670	HE260A * 0,680
		HE260A *	0,680	
	30	HE240B	0,670	HE260A * 0,680
		HE260A *	0,670	
		HE280A	0,680	
	32	HE240B	0,670	HE260A * 0,680
		HE260A *	0,640	
		HE280A	0,680	

Commentaires

- ① Il s'agit de la portée, notée l_e , ayant le même moment maximum en valeur absolue, soit en travée soit sur appui, que la travée étudiée. Les tables sont établies pour l_e compris entre 10m et 31m, qui constitue le domaine d'emploi économique des poutrelles enrobées.
- ② Il s'agit de la valeur absolue du moment de flexion longitudinale à l'ELS, agissant soit dans la section en travée, soit dans la section sur appui, sous l'action du poids des *superstructures et des charges d'exploitation* (mais non compris le poids propre des poutrelles). Par ailleurs, elle correspond au moment unitaire (par mètre de largeur de tablier) calculé dans la *facette* la plus chargée (dans le sens transversal).
- ③④ Il s'agit du type et de l'entraxe des poutrelles constitutives de la section résistante. Le nombre de poutrelles s'en déduit, connaissant la largeur totale du tablier.
- ⑤ Les moments varient par pas de 2 tm/ml (ou 20 KNm/ml). Au delà de 20m de portée équivalente, le pas est de 5 tm/ml (ou 50 KNm/m).

Portée équivalente 10 mètres

$\frac{\Delta M}{tm/m}$	En travée		Sur appui	
	Profilé	$\frac{e}{m}$	Profilé	$\frac{e}{m}$
22	HE260A	* 0,680		
24	HE260A	* 0,680		
26	HE260A	* 0,680	HE260A	* 0,680
28	HE240B	0,670	HE260A	* 0,680
	HE260A	* 0,680		
30	HE240B	0,670	HE260A	* 0,680
	HE260A	* 0,670		
	HE280A	0,680		
32	HE240B	0,670	HE260A	* 0,680
	HE260A	* 0,640		
	HE280A	0,680		
34	HE240B	0,670	HE240B	0,670
	HE260A	* 0,610	HE260A	* 0,670
	HE280A	0,680		
36	HE240B	0,660	HE240B	0,670
	HE260A	* 0,580	HE260A	* 0,640
	HE260B	0,680	HE280A	0,680
	HE280A	0,680		
38	HE240B	0,630	HE240B	0,670
	HE260A	0,560	HE260A	* 0,610
	HE260B	0,680	HE280A	0,680
	HE280A	* 0,670		
40	HE220M	0,670	HE240B	0,670
	HE240B	0,600	HE260A	* 0,580
	HE260A	0,530	HE280A	0,680
	HE260B	0,680		
	HE280A	* 0,640		
	HE300A	0,690		
42	HE220M	0,670	HE240B	0,640
	HE240B	0,580	HE260A	0,560
	HE260A	0,510	HE260B	0,680
	HE260B	0,680	HE280A	* 0,680
	HE280A	* 0,610		
	HE300A	0,690		

Portée équivalente 11 mètres

$\frac{\Delta M}{tm/m}$	En travée		Sur appui	
	Profilé	$\frac{e}{m}$	Profilé	$\frac{e}{m}$
28	HE280A	* 0,680		
30	HE280A	* 0,680		
32	HE280A	* 0,680	HE280A	* 0,680
34	HE260B	0,680	HE280A	* 0,680
	HE280A	* 0,680		
36	HE260B	0,680	HE280A	* 0,680
	HE280A	* 0,660		
38	HE260B	0,680	HE280A	* 0,680
	HE280A	* 0,630		
	HE300A	0,690		
40	HE260B	0,680	HE260B	0,680
	HE280A	* 0,600	HE280A	* 0,660
	HE300A	0,690		
42	HE260B	0,670	HE260B	0,680
	HE280A	* 0,580	HE280A	* 0,640
	HE280B	0,690	HE300A	0,690
	HE300A	0,690		
44	HE260B	0,640	HE260B	0,680
	HE280A	0,560	HE280A	* 0,610
	HE280B	0,690	HE300A	0,690
	HE300A	* 0,690		
46	HE260B	0,620	HE260B	0,680
	HE280A	0,540	HE280A	* 0,590
	HE280B	0,690	HE300A	0,690
	HE300A	* 0,660		
	HE320A	0,700		
48	HE260B	0,600	HE260B	0,660
	HE280A	0,520	HE280A	0,570
	HE280B	0,690	HE300A	* 0,690
	HE300A	* 0,640		
	HE320A	0,700		
50	HE260B	0,580	HE260B	0,640
	HE280A	0,500	HE280A	0,550
	HE280B	0,680	HE280B	0,690
	HE300A	* 0,620	HE300A	* 0,680
	HE320A	0,700		

Portée équivalente 12 mètres

ΔM tm/m	En travée		Sur appui	
	Profilé	e_m	Profilé	e_m
34	HE300A	* 0,690		
36	HE300A	* 0,690		
38	HE300A	* 0,690		
40	HE300A	* 0,690	HE300A	* 0,690
42	HE300A	* 0,670	HE300A	* 0,690
	HE320A	0,700		
44	HE300A	* 0,650	HE300A	* 0,690
	HE320A	0,700		
46	HE300A	* 0,630	HE300A	* 0,690
	HE320A	0,700		
48	HE300A	0,610	HE300A	* 0,670
	HE320A	* 0,700	HE320A	0,700
50	HE300A	0,590	HE300A	* 0,650
	HE320A	* 0,690	HE320A	0,700
	HE340A	0,700		
52	HE300A	0,570	HE300A	* 0,630
	HE300B	0,690	HE320A	0,700
	HE320A	* 0,660		
	HE340A	0,700		
54	HE300A	0,550	HE300A	0,610
	HE300B	0,690	HE320A	* 0,700
	HE320A	* 0,650		
	HE340A	0,700		
56	HE300A	0,540	HE300A	0,590
	HE300B	0,690	HE320A	* 0,690
	HE320A	* 0,630		
	HE340A	0,700		
58	HE300A	0,520	HE300A	0,570
	HE300B	0,690	HE320A	* 0,670
	HE320A	0,610	HE340A	0,700
	HE340A	* 0,690		
	HE360A	0,710		

Portée équivalente 13 mètres

ΔM tm/m	En travée		Sur appui	
	Profilé	e_m	Profilé	e_m
38	HE320A	* 0,700		
40	HE320A	* 0,700		
42	HE320A	* 0,700		
44	HE320A	* 0,700	HE320A	* 0,700
46	HE320A	* 0,690	HE320A	* 0,700
	HE340A	0,700		
48	HE320A	* 0,670	HE320A	* 0,700
	HE340A	0,700		
50	HE320A	* 0,650	HE320A	* 0,700
	HE340A	0,700		
52	HE320A	* 0,630	HE320A	* 0,690
	HE340A	0,700		
54	HE320A	0,610	HE320A	* 0,670
	HE340A	* 0,690	HE340A	0,700
	HE360A	0,710		
56	HE320A	0,600	HE320A	* 0,650
	HE340A	* 0,670	HE340A	0,700
	HE360A	0,710		
58	HE320A	0,580	HE320A	* 0,640
	HE320B	0,700	HE340A	0,700
	HE340A	* 0,650		
	HE360A	0,710		
60	HE320A	0,560	HE320A	0,620
	HE320B	0,700	HE340A	* 0,700
	HE340A	0,640		
	HE360A	* 0,710		
62	HE320A	0,550	HE320A	0,600
	HE320B	0,700	HE340A	* 0,680
	HE340A	0,620	HE360A	0,710
	HE360A	* 0,690		
64	HE320A	0,540	HE320A	0,590
	HE320B	0,700	HE340A	* 0,670
	HE340A	* 0,610	HE360A	0,710
	HE360A	0,670		
66	HE320A	0,520	HE320A	0,570
	HE320B	0,680	HE320B	0,700
	HE340A	0,590	HE340A	* 0,650
	HE340B	0,710	HE360A	0,710
	HE360A	* 0,660		

Portée équivalente 14 mètres

$\frac{\Delta M}{tm/m}$	En travée		Sur appui	
	Profilé	$\frac{e}{m}$	Profilé	$\frac{e}{m}$
42	HE340A	* 0,700		
44	HE340A	* 0,700		
46	HE340A	* 0,700		
48	HE340A	* 0,700	HE340A	* 0,700
	HE360A	0,710		
50	HE340A	* 0,690	HE340A	* 0,700
	HE360A	0,710		
52	HE340A	* 0,670	HE340A	* 0,700
	HE360A	0,710		
54	HE340A	* 0,650	HE340A	* 0,700
	HE360A	0,710		
56	HE340A	0,630	HE340A	* 0,690
	HE360A	* 0,700	HE360A	0,710
58	HE340A	* 0,620	HE340A	* 0,680
	HE360A	0,680	HE360A	0,710
60	HE340A	0,600	HE340A	* 0,660
	HE340B	0,710	HE360A	0,710
	HE360A	* 0,670		
62	HE340A	* 0,590	HE340A	0,640
	HE340B	0,710	HE360A	* 0,710
	HE360A	0,650		
64	HE340A	0,570	HE340A	0,630
	HE340B	0,710	HE360A	* 0,700
	HE360A	* 0,640		
	HE400A	0,720		
66	HE340A	0,560	HE340A	0,620
	HE340B	0,710	HE360A	* 0,690
	HE360A	* 0,620		
	HE400A	0,720		
68	HE340A	0,550	HE340A	0,600
	HE340B	0,700	HE360A	* 0,670
	HE360A	0,610		
	HE400A	* 0,720		
70	HE340A	0,540	HE340A	0,590
	HE340B	0,690	HE340B	0,710
	HE360A	0,600	HE360A	* 0,660
	HE360B	0,710		
	HE400A	* 0,720		

Portée équivalente 15 mètres

$\frac{\Delta M}{tm/m}$	En travée		Sur appui	
	Profilé	$\frac{e}{m}$	Profilé	$\frac{e}{m}$
58	HE400A	* 0,720		
60	HE400A	* 0,720		
62	HE400A	* 0,720		
64	HE360B	0,710		
	HE400A	* 0,720		
66	HE360B	0,710	HE400A	* 0,720
	HE400A	* 0,710		
68	HE360B	0,710	HE400A	* 0,720
	HE400A	* 0,690		
70	HE360B	0,710	HE400A	* 0,720
	HE400A	* 0,680		
72	HE360B	0,700	HE400A	* 0,720
	HE400A	* 0,670		
74	HE360B	0,690	HE400A	* 0,710
	HE400A	* 0,650		
76	HE360B	0,680	HE360B	0,710
	HE400A	* 0,640	HE400A	* 0,700
	HE450A	0,740		
78	HE360B	0,660	HE360B	0,710
	HE400A	* 0,630	HE400A	* 0,690
	HE450A	0,740		

Portée équivalente 16 mètres

$\frac{\Delta M}{tm/m}$	En travée		Sur appui	
	Profilé	$\frac{e}{m}$	Profilé	$\frac{e}{m}$
52	HE400A	* 0,720		
54	HE400A	* 0,720		
56	HE400A	* 0,720		
58	HE400A	* 0,720		
60	HEA00A	* 0,710	HE400A	* 0,720
62	HE400A	* 0,690	HE400A	* 0,720
64	HE400A	* 0,680	HE400A	* 0,720
66	HE400A	* 0,670	HE400A	* 0,720
68	HE400A	* 0,650	HE400A	* 0,710
70	HE400A	* 0,640	HE400A	* 0,700
	HE450A	0,740		
72	HE400A	* 0,630	HE400A	* 0,680
	HE450A	0,740		
74	HE400A	0,620	HE400A	* 0,670
	HE400B	0,730		
	HE450A	* 0,740		
76	HE400A	0,610	HE400A	* 0,660
	HE400B	0,730		
	HE450A	* 0,740		
78	HE400A	0,600	HE400A	* 0,650
	HE400B	0,730		
	HE450A	* 0,730		
80	HE400A	0,590	HE400A	* 0,640
	HE400B	0,730	HE450A	0,740
	HE450A	* 0,720		
82	HE400A	0,580	HE400A	* 0,630
	HE400B	0,720	HE450A	0,740
	HE450A	* 0,710		
84	HE400A	0,570	HE400A	0,620
	HE400B	0,710	HE400B	0,730
	HE450A	* 0,690	HE450A	* 0,740

Portée équivalente 17 mètres

$\frac{\Delta M}{tm/m}$	En travée		Sur appui	
	Profilé	$\frac{e}{m}$	Profilé	$\frac{e}{m}$
64	HE450A	* 0,740		
66	HE450A	* 0,740		
68	HE450A	* 0,740		
70	HE450A	* 0,740		
72	HE450A	* 0,730	HE450A	* 0,740
74	HE450A	* 0,710	HE450A	* 0,740
76	HE450A	* 0,700	HE450A	* 0,740
78	HE450A	* 0,690	HE450A	* 0,740
80	HE450A	* 0,680	HE450A	* 0,730
82	HE450A	* 0,670	HE450A	* 0,720
	HE500A	0,760		
84	HE450A	* 0,660	HE450A	* 0,710
	HE500A	0,760		
86	HE450A	0,650	HE450A	* 0,700
	HE450B	0,740		
	HE500A	* 0,760		
88	HE450A	0,640	HE450A	* 0,690
	HE450B	0,740		
	HE500A	* 0,760		
90	HE450A	0,630	HE450A	* 0,680
	HE450B	0,740		
	HE500A	* 0,750		
92	HE450A	0,620	HE450A	* 0,670
	HE450B	0,740	HE500A	0,760
	HE500A	* 0,740		

Portée équivalente 18 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	<i>En travée</i>		<i>Sur appui</i>	
	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>
60	HE450A	* 0,740		
62	HE450A	* 0,740		
64	HE450A	* 0,730		
66	HE450A	* 0,720		
68	HE450A	* 0,710	HE450A	* 0,740
70	HE450A	* 0,700	HE450A	* 0,740
72	HE450A	* 0,690	HE450A	* 0,730
74	HE450A	* 0,670	HE450A	* 0,720
76	HE450A	* 0,660	HE450A	* 0,710
78	HE450A	0,650	HE450A	* 0,700
	HE500A	* 0,760		
80	HE450A	0,640	HE450A	* 0,690
	HE450B	0,740		
	HE500A	* 0,760		
82	HE450A	0,630	HE450A	* 0,680
	HE450B	0,740		
	HE500A	* 0,760		
84	HE450A	0,620	HE450A	* 0,670
	HE450B	0,740		
	HE500A	* 0,750		
86	HE450A	0,620	HE450A	* 0,660
	HE450B	0,730		
	HE500A	* 0,740		
88	HE450A	0,610	HE450A	0,650
	HE450B	0,720	HE500A	* 0,760
	HE500A	* 0,720		
90	HE450A	0,600	HE450A	0,640
	HE450B	0,710	HE450B	0,740
	HE500A	* 0,720	HE500A	* 0,760
92	HE450A	0,590	HE450A	0,630
	HE450B	0,700	HE450B	0,740
	HE500A	* 0,710	HE500A	* 0,750
94	HE450A	0,580	HE450A	0,620
	HE450B	0,690	HE450B	0,740
	HE500A	* 0,700	HE500A	* 0,740
96	HE450A	0,570	HE450A	0,620
	HE450B	0,680	HE450B	0,730
	HE500A	* 0,690	HE500A	* 0,730
	HE550A	0,770		

Portée équivalente 19 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	<i>En travée</i>		<i>Sur appui</i>	
	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>
74	HE450B	0,740		
	HE500A	* 0,760		
76	HE450B	0,740		
	HE500A	* 0,750		
78	HE450B	0,730	HE500A	* 0,760
	HE500A	* 0,740		
80	HE450B	0,720	HE500A	* 0,760
	HE500A	* 0,720		
82	HE450B	0,710	HE450B	0,740
	HE500A	* 0,720	HE500A	* 0,760
84	HE450B	0,700	HE450B	0,740
	HE500A	* 0,710	HE500A	* 0,750
86	HE450B	0,690	HE450B	0,740
	HE500A	* 0,700	HE500A	* 0,740
	HE550A	0,770		
88	HE450B	0,680	HE450B	0,730
	HE500A	* 0,690	HE500A	* 0,730
	HE550A	0,770		
90	HE450B	0,670	HE450B	0,720
	HE500A	* 0,680	HE500A	* 0,720
	HE550A	0,770		
92	HE450B	0,660	HE450B	0,710
	HE500A	* 0,670	HE500A	* 0,710
	HE500B	0,760		
	HE550A	0,760		
94	HE500A	* 0,660	HE450B	0,700
	HE500B	0,760	HE500A	* 0,700
	HE550A	0,750		
96	HE500A	* 0,650	HE450B	0,690
	HE500B	0,760	HE500A	* 0,690
	HE550A	0,740	HE550A	0,770
98	HE500A	* 0,640	HE450B	0,680
	HE500B	0,750	HE500A	* 0,680
	HE550A	0,730	HE550A	0,770
100	HE500A	* 0,640	HE450B	0,670
	HE500B	0,740	HE500A	* 0,680
	HE550A	0,720	HE550A	0,770
102	HE500B	0,730	HE450B	0,670
	HE550A	0,720	HE500A	* 0,670
	HE600A	* 0,790	HE550A	0,760

Portée équivalente 20 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	En travée		Sur appui	
	Profilé	e <i>m</i>	Profilé	e <i>m</i>
65	HE500A	* 0,760		
70	HE500A	* 0,730	HE500A	* 0,760
75	HE500A	* 0,710	HE500A	* 0,750
80	HE500A	* 0,680	HE500A	* 0,720
	HE550A	0,770		
85	HE500A	* 0,660	HE500A	* 0,700
	HE500B	0,760		
	HE550A	0,750		
90	HE500A	* 0,640	HE300A	* 0,680
	HE500B	0,750	HE550A	0,770
	HE550A	0,730		
95	HE500A	0,620	HE300A	* 0,660
	HE500B	0,730	HE500B	0,760
	HE530A	0,710	HE550A	0,750
	HE600A	* 0,790		
100	HE500A	0,600	HE500A	* 0,640
	HE500B	0,710	HE500B	0,750
	HE550A	0,690	HE550A	0,730
	HE550B	0,780		
	HE600A	* 0,770		
105	HE500A	0,590	HE500A	0,620
	HE500B	0,690	HE500B	0,730
	HE550A	0,670	HE550A	0,710
	HE550B	0,770	HE600A	* 0,790
	HE600A	* 0,750		
	HE650A	0,810		
110	HE500A	0,570	HE500A	0,610
	HE500B	0,670	HE500B	0,710
	HE550A	0,650	HE550A	0,690
	HE550B	0,750	HE600A	* 0,770
	HE600A	* 0,730		
	HE650A	0,790		
115	HE500A	0,560	HE300A	0,590
	HE500B	0,650	HE500B	0,690
	HE550A	0,630	HE550A	0,670
	HE550B	0,730	HE550B	0,780
	HE600A	* 0,710	HE600A	* 0,750
	HE650A	0,770	HE650A	0,810

Portée équivalente 21 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	En travée		Sur appui	
	Profilé	e <i>m</i>	Profilé	e <i>m</i>
70	HE550A	* 0,770		
73	HE500B	0,760	HE550A	* 0,770
	HE550A	* 0,750		
80	HE500B	0,750	HE550A	* 0,770
	HE550A	* 0,730		
85	HE500B	0,730	HE500B	0,760
	HE550A	0,710	HE550A	* 0,750
	HE600A	* 0,790		
90	HE500B	0,710	HE500B	0,750
	HE550A	0,690	HE550A	0,720
	HE550B	0,780	HE600A	* 0,790
	HE600A	* 0,770		
95	HE500B	0,690	HE500B	0,730
	HE550A	0,670	HE550A	0,710
	HE550B	0,780	HE600A	* 0,790
	HE600A	* 0,750		
	HE650A	0,810		
100	HE500B	0,670	HE500B	0,710
	HE550A	0,650	HE550A	0,690
	HE550B	0,750	HE550B	0,780
	HE600A	* 0,730	HE600A	* 0,770
	HE650A	0,790	HE650A	0,810
105	HE500B	0,650	HE500B	0,690
	HE550A	0,630	HE550A	0,670
	HE550B	0,730	HE550B	0,770
	HE600A	* 0,710	HE600A	* 0,750
	HE650A	0,770	HE650A	0,800
110	HE500B	0,630	HE500B	0,670
	HE550A	0,620	HE550A	0,650
	HE550B	0,720	HE550B	0,760
	HE600A	* 0,690	HE600A	* 0,730
	HE600B	0,790	HE650A	0,790
	HE650A	0,750		
	HE700A	0,820		
115	HE500B	0,620	HE500B	0,650
	HE550A	0,600	HE550A	0,640
	HE550B	0,700	HE550B	0,740
	HE600A	* 0,680	HE600A	* 0,710
	HE600B	0,780	HE650A	0,770
	HE650A	0,730		
	HE700A	0,810		
120	HE500B	0,600	HE500B	0,640
	HE550A	0,590	HE550A	0,620
	HE550B	0,680	HE550B	0,720
	HE600A	* 0,660	HE600A	* 0,700
	HE600B	0,760	HE600B	0,790
	HE650A	0,720	HE650A	0,750
	HE650B	0,810	HE700A	0,820
	HE700A	0,800		

Portée équivalente 22 mètres

ΔM tm/m	En travée		Sur appui	
	Profilé	e m	Profilé	e m
60	HE550A *	0,770		
65	HE550A *	0,750	HE550A *	0,770
70	HE550A *	0,730	HE550A *	0,760
75	HE550A	0,710	HE550A *	0,740
	HE600A *	0,790		
80	HE550A	0,690	HE550A	0,720
	HE550B	0,780	HE600A *	0,790
	HE600A *	0,770		
	HE650A	0,810		
85	HE550A	0,670	HE550A	0,700
	HE550B	0,770	HE600A *	0,780
	HE600A *	0,750		
	HE650A	0,800		
90	HE550A	0,650	HE550A	0,680
	HE550B	0,750	HE550B	0,780
	HE600A *	0,730	HE600A *	0,760
	HE650A	0,780	HE650A	0,810
95	HE550A	0,630	HE550A	0,660
	HE550B	0,730	HE550B	0,770
	HE600A *	0,710	HE600A *	0,740
	HE650A	0,760	HE650A	0,790
100	HE550A	0,620	HE550A	0,650
	HE550B	0,710	HE550B	0,750
	HE600A *	0,690	HE600A *	0,720
	HE600B	0,790	HE650A	0,780
	HE650A	0,740		
	HE700A	0,820		
105	HE550A	0,600	HE550A	0,630
	HE550B	0,700	HE550B	0,730
	HE600A *	0,670	HE600A *	0,710
	HE600B	0,780	HE650A	0,760
	HE650A	0,730		
	HE700A	0,810		
110	HE550A	0,590	HE550A	0,620
	HE550B	0,680	HE550B	0,710
	HE600A *	0,660	HE600A *	0,690
	HE600B	0,760	HE600B	0,790
	HE650A	0,710	HE650A	0,740
	HE650B	0,810	HE700A	0,820
	HE700A	0,790		

Portée équivalente 22 mètres

ΔM tm/m	En travée		Sur appui	
	Profilé	e m	Profilé	e m
115	HE550A	0,570	HE550A	0,600
	HE550B	0,660	HE550B	0,700
	HE600A *	0,640	HE600A *	0,670
	HE600B	0,740	HE600B	0,780
	HE650A	0,690	HE650A	0,730
	HE650B	0,790	HE700A	0,800
	HE700A	0,770		
120	HE550A	0,560	HE550A	0,590
	HE550B	0,650	HE550B	0,680
	HE600A *	0,630	HE600A *	0,660
	HE600B	0,720	HE600B	0,760
	HE650A	0,680	HE650A	0,710
	HE650B	0,780	HE650B	0,810
	HE700A	0,750	HE700A	0,790
125	HE500M	0,770	HE550A	0,580
	HE550A	0,550	HE550B	0,670
	HE550B	0,630	HE600A *	0,640
	HE600A *	0,610	HE600B	0,740
	HE600B	0,710	HE650A	0,700
	HE650A	0,660	HE650B	0,800
	HE650B	0,760	HE700A	0,770
	HE700A	0,740		
	HE700B	0,830		
	HE800A	0,860		
130	HE500M	0,760	HE550A	0,560
	HE550A	0,530	HE350B	0,650
	HE550B	0,620	HE600A *	0,630
	HE600A *	0,600	HE600B	0,730
	HE600B	0,690	HE650A	0,680
	HE650A	0,650	HE650B	0,780
	HE650B	0,740	HE700A	0,760
	HE700A	0,720		
	HE700B	0,820		
	HE800A	0,850		

Portée équivalente 23 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	En travée		Sur appui	
	Profilé	<i>e</i> <i>m</i>	Profilé	<i>e</i> <i>m</i>
60	HE600A	* 0,790		
65	HE600A	* 0,780		
70	HE550B	0,780	HE600A	* 0,790
	HE600A	* 0,760		
	HE630A	0,810		
75	HE550B	0,770	HE600A	* 0,770
	HE600A	* 0,740	HE650A	0,810
	HE630A	0,790		
80	HE550B	0,750	HE550B	0,780
	HE600A	* 0,720	HE600A	* 0,750
	HE650A	0,770	HE650A	0,800
85	HE550B	0,730	HE550B	0,760
	HE600A	* 0,700	HE600A	* 0,730
	HE650A	0,760	HE650A	0,780
	HE700A	0,820		
90	HE550B	0,710	HE550B	0,740
	HE600A	* 0,690	HE600A	* 0,720
	HE600B	0,790	HE650A	0,770
	HE650A	0,740		
	HE700A	0,810		
95	HE550B	0,690	HE550B	0,730
	HE600A	* 0,670	HE600A	* 0,700
	HE600B	0,770	HE600B	0,790
	HE650A	0,720	HE650A	0,750
	HE650B	0,810	HE700A	0,820
	HE700A	0,800		
100	HE550B	0,680	HE550B	0,710
	HE600A	* 0,650	HE600A	* 0,680
	HE600B	0,750	HE600B	0,790
	HE650A	0,700	HE650A	0,730
	HE650B	0,800	HE700A	0,810
	HE700A	0,780		
105	HE550B	0,660	HE550B	0,690
	HE600A	* 0,640	HE600A	* 0,670
	HE600B	0,740	HE600B	0,770
	HE650A	0,690	HE650A	0,720
	HE650B	0,790	HE650B	0,810
	HE700A	0,760	HE700A	0,790
110	HE550B	0,650	HE550B	0,680
	HE600A	* 0,620	HE600A	* 0,650
	HE600B	0,720	HE600B	0,750
	HE650A	0,670	HE650A	0,700
	HE650B	0,770	HE650B	0,800
	HE700A	0,750	HE700A	0,780
	HE800A	0,860		

Portée équivalente 23 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	En travée		Sur appui	
	Profilé	<i>e</i> <i>m</i>	Profilé	<i>e</i> <i>m</i>
115	HE550B	0,630	HE550B	0,660
	HE600A	* 0,610	HE600A	* 0,640
	HE600B	0,700	HE600B	0,740
	HE650A	0,660	HE650A	0,690
	HE650B	0,750	HE650B	0,790
	HE700A	0,730	HE700A	0,760
	HE700B	0,830		
	HE800A	0,850		
120	HE550B	0,620	HE550B	0,650
	HE600A	* 0,600	HE600A	* 0,620
	HE600B	0,690	HE600B	0,720
	HE650A	0,640	HE650A	0,670
	HE650B	0,740	HE650B	0,770
	HE700A	0,720	HE700A	0,740
	HE700B	0,810	HE800A	0,860
	HE800A	0,840		
125	HE550B	0,600	HE550B	0,630
	HE600A	* 0,580	HE600A	* 0,610
	HE600B	0,670	HE600B	0,710
	HE650A	0,630	HE650A	0,660
	HE650B	0,720	HE650B	0,750
	HE700A	0,700	HE700A	0,730
	HE700B	0,800	HE700B	0,830
	HE800A	0,820	HE800A	0,850
130	HE550B	0,590	HE550B	0,620
	HE550M	0,790	HE600A	* 0,600
	HE600A	* 0,570	HE600B	0,690
	HE600B	0,660	HE650A	0,650
	HE650A	0,620	HE650B	0,740
	HE650B	0,710	HE700A	0,720
	HE700A	0,690	HE700B	0,820
	HE700B	0,780	HE800A	0,840
	HE800A	0,810		
135	HE550B	0,580	HE550B	0,610
	HE550M	0,770	HE600A	* 0,590
	HE600A	* 0,560	HE600B	0,680
	HE600B	0,650	HE650A	0,630
	HE650A	0,610	HE630B	0,720
	HE650B	0,690	HE700A	0,700
	HE700A	0,670	HE700B	0,800
	HE700B	0,770	HE800A	0,820
	HE800A	0,790		
140	HE550B	0,570	HE550B	0,590
	HE550M	0,760	HE550M	0,790
	HE600A	* 0,350	HE600A	* 0,580
	HE600B	0,630	HE600B	0,660
	HE650A	0,590	HE650A	0,620
	HE650B	0,680	HE650B	0,710
	HE700A	0,660	HE700A	0,690
	HE700B	0,750	HE700B	0,790

Portée équivalente 24 mètres

ΔM tm/m	En travée		Sur appui	
	Profilé	e <u>m</u>	Profilé	e <u>m</u>
55	HE600A *	0,780		
60	HE600A *	0,760	HE600A *	0,780
65	HE600A *	0,740	HE600A *	0,760
			HE650A	0,810
70	HE600A *	0,720	HE600A *	0,740
			HE650A	0,790
75	HE600A *	0,700	HE650A *	0,770
	HE650A	0,750		
	HE700A	0,820		
80	HE600A *	0,680	HE600A *	0,710
	HE650A	0,730		
	HE700A	0,800		
85	HE650A *	0,710	HE600A *	0,690
			HE650A	0,740
			HE700A	0,810
90	HE600A *	0,650	HE650A *	0,720
	HE600B	0,750		
	HE650A	0,700		
	HE700A	0,770		
95	HE600B	0,730	HE600A *	0,660
	HE650A *	0,680	HE600B	0,760
	HE650B	0,780	HE650B	0,810
	HE700A	0,750	HE700A	0,780
100	HE600A *	0,620	HE600B	0,740
	HE650B	0,760	HE650A *	0,690
	HE700A	0,740	HE650BB	0,790
105	HE600A *	0,610	HE600A *	0,630
	HE600B	0,700	HE600B	0,730
	HE700A	0,720	HE650A	0,680
	HE700B	0,820	HE700A	0,750
	HE800A	0,840		
110	HE650A *	0,640	HE600A *	0,620
	HE650B	0,730	HE600B	0,710
	HE700A	0,710	HE650B	0,760
	HE700B	0,800	HE800A	0,850
	HE800A	0,820		
115	HE600A *	0,580	HE600B	0,700
	HE600B	0,670	HE650A *	0,650
	HE700B	0,790	HE700A	0,720
	HE800A	0,810	HE700B	0,820
120	HE600A *	0,570	HE650A *	0,640
	HE650B	0,700	HE650B	0,730
	HE700A	0,680	HE700B	0,800
	HE700B	0,770	HE800A	0,820

Portée équivalente 24 mètres

ΔM tm/m	En travée		Sur appui	
	Profilé	e <u>m</u>	Profilé	e <u>m</u>
125	HE550M	0,770	HE600B *	0,670
	HE600A *	0,560	HE700B	0,790
	HE600B	0,640		
	HE650A	0,600		
	HE650B	0,690		
	HE700A	0,670		
	HE700B	0,760		
	HE800A	0,780		
130	HE600B	0,630	HE550M	0,790
	HE650A *	0,590	HE600A *	0,370
			HE600B	0,660
			HE650B	0,700
			HE700A	0,680
135	HE550M	0,740	HE600A *	0,560
	HE600B	0,620	HE650B	0,690
	HE600M	0,800	HE700A	0,670
	HE650A *	0,580	HE700B	0,760
	HE650B	0,660	HE800A	0,780
	HE700B	0,730		
	HE800A	0,750		
	HE800B	0,850		
140	HE600M	0,780	HE550M	0,760
	HE650A *	0,570	HE600A *	0,550
	HE650B	0,650		
	HE700A	0,630		
	HE800A	0,740		
	HE900A	0,870		
145	HE550M	0,710	HE600A *	0,540
	HE600M	0,770	HE600B	0,620
	HE650A	0,560	HE650A	0,580
	HE650B	0,640	HE800B	0,850
	HE700A	0,620		
	HE800A *	0,730		
	HE800B	0,820		
150	HE550M	0,700	HE600A *	0,530
	HE650A *	0,550	HE600B	0,610
	HE650M	0,810	HE600M	0,790
	HE700A	0,610	HE650A	0,570
	HE800B	0,810	HE700B	0,720
			HE800B	0,840

Portée équivalente 25 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	<i>En travée</i>		<i>Sur appui</i>	
	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>
40	HE600A *	0,790		
45	HE600A *	0,770	HE600A *	0,790
	HE650A	0,810		
50	HE600A *	0,750	HE600A *	0,770
	HE650A	0,790	HE650A	0,810
55	HE600A *	0,730	HE600A *	0,750
	HE650A	0,770	HE650A	0,790
60	HE600A *	0,710	HE600A *	0,730
65	HE600A *	0,690	HE600A *	0,710
	HE600B	0,790		
	HE700A	0,810		
70	HE650A *	0,720	HE650A *	0,740
	HE700A	0,790	HE700A	0,810
75	HE600A *	0,660	HE600A *	0,680
	HE650A	0,700	HE600B	0,780
	HE650B	0,800		
	HE700A	0,770		
80	HE600B	0,740	HE650A *	0,710
	HE650A *	0,690	HE650B	0,810
			HE700A	0,780
85	HE600A *	0,630	HE600A *	0,650
	HE600B	0,720	HE600B	0,750
	HE650A	0,670	HE650B	0,790
	HE650B	0,770	HE700A	0,760
	HE700A	0,740		
90	HE650A *	0,660	HE600B	0,730
	HE650B	0,750	HE650A *	0,680
	HE700B	0,820	HE700A	0,750
95	HE600A *	0,600	HE650B *	0,760
	HE600B	0,690	HE700B	0,830
	HE700A	0,710		
	HE800A	0,820		
100	HE600A *	0,590	HE600A *	0,610
	HE650A	0,630	HE600B	0,700
	HE650B	0,720	HE650A	0,650
	HE700B	0,790	HE700A	0,720
105	HE600B	0,660	HE650A *	0,640
	HE650A *	0,620	HE650B	0,730
	HE800A	0,790	HE700B	0,800
110	HE600B	0,650	HE600A *	0,800
	HE650B	0,690		
	HE700A *	0,670		
	HE700B	0,760		
115	HE650B *	0,680	HE600B	0,660
	HE800B	0,860	HE700A *	0,680
	HE900A	0,890	HE700B	0,770

Portée équivalente 25 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	<i>En travée</i>		<i>Sur appui</i>	
	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>
120	HE600A *	0,540	HE600B	0,650
	HE700B	0,730	HE650B	0,690
	HE800A	0,750	HE700A *	0,670
	HE900A	0,880	HE700B	0,760
125	HE600A *	0,530	HE650B	0,680
	HE600B	0,610	HE800A *	0,760
	HE600M	0,790	HE800B	0,860
	HE650A	0,570	HE900A	0,890
	HE700B	0,720		
130	HE600A *	0,520	HE800A *	0,750
	HE600B	0,600		
	HE650A	0,560		
	HE650B	0,640		
	HE800B	0,820		
135	HE600A *	0,510	HE600M	0,790
	HE600B	0,590	HE700B	0,720
	HE600M	0,760	HE800A *	0,740
	HE650A	0,550		
	HE650B	0,630		
	HE700A	0,610		
140	HE650A	0,540	HE600B *	0,600
	HE650B	0,620	HE600M	0,780
	HE650M	0,800	HE700B	0,710
	HE700A *	0,600	HE800B	0,820
	HE700B	0,680	HE900A	0,850
	HE800B	0,790		
145	HE600M	0,730	HE600B *	0,590
	HE700A	0,590	HE650M	0,820
	HE700B	0,670	HE800B	0,810
	HE800A *	0,690	HE900A	0,840
	HE800B	0,780		
150	HE600M	0,720	HE600B *	0,580
	HE700A	0,580	HE600M	0,750
	HE700B	0,660	HE650B	0,620
	HE800A *	0,690		
	HE800B	0,770		
	HE900A	0,800		
155	HE650M	0,760	HE600B *	0,570
	HE700A	0,570	HE600M	0,740
	HE700B	0,650	HE650B	0,610
	HE700M	0,810		
	HE800A *	0,670		
	HE900A	0,790		

Portée équivalente 26 mètres

ΔM tm/m	En travée		Sur appui	
	Profilé	$\frac{e}{m}$	Profilé	$\frac{e}{m}$
40	HE650A	* 0,780		
45	HE650A	* 0,760		
50	HE650A	* 0,740	HE650A	* 0,760
	HE700A	0,810		
53	HE700A	* 0,790	HE650A	* 0,740
			HE700A	0,810
60	HE650A	* 0,710	HE700A	* 0,790
65	HE650A	* 0,690	HE650A	* 0,710
	HE650B	0,790	HE650B	0,810
	HE700A	0,760		
70	HE650B	0,770	HE650B	0,790
	HE700A	* 0,740	HE700A	* 0,760
	HE800A	0,850		
75	HE650A	* 0,660	HE650A	* 0,680
			HE800A	0,850
80	HE650B	0,740	HE650B	0,760
	HE700A	* 0,710	HE700A	* 0,730
			HE700B	0,830
85	HE700A	* 0,700		
	HE700B	0,790		
90	HE650A	* 0,620	HE650A	* 0,640
	HE650B	0,710	HE650B	0,730
	HE800A	0,790	HE700B	0,800
			HE800A	0,810
95	HE650A	* 0,610	HE700A	* 0,690
	HE700A	0,670		
	HE700B	0,760		
100	HE650B	0,680	HE700A	* 0,680
	HE700A	* 0,660	HE700B	0,770
	HE800A	0,760	HE800A	0,780
105	HE650B	* 0,670	HE650B	0,690
	HE900A	0,870	HE800A	* 0,770
110	HE700B	* 0,720	HE900A	* 0,880
	HE800B	0,830		
115	HE600M	* 0,780	HE700B	* 0,730
			HE800B	0,840
120	HE800A	* 0,710		
	HE800B	0,800		
	HE900A	0,830		
	HE1000A	0,900		
125	HE600M	0,750	HE600M	0,780
	HE650B	0,620	HE800A	* 0,720
	HE800A	* 0,700	HE900A	0,840
	HE800B	0,790	HE1000A	0,910
	HE900A	0,820		

Portée équivalente 26 mètres

ΔM tm/m	En travée		Sur appui	
	Profilé	$\frac{e}{m}$	Profilé	$\frac{e}{m}$
130	HE650B	0,610	HE650M	0,820
	HE650M	0,790	HE800A	* 0,710
	HE700B	0,670	HE800B	0,800
	HE800A	* 0,690	HE900A	0,830
135	HE650B	0,600	HE650B	0,620
	HE700B	* 0,660	HE800A	* 0,700
			HE800B	0,790
140	HE600M	0,710	HE600M	0,740
	HE650B	0,590	HE650B	0,610
	HE650M	0,760	HE650M	0,790
	HE700B	* 0,650	HE800A	* 0,690
	HE700M	0,810		
145	HE650B	0,580	HE650B	0,600
	HE650M	0,750	HE650M	0,780
	HE700B	0,640	HE800A	* 0,680
	HE800B	* 0,740	HE900B	0,890
150	HE650A	* 0,500	HE650B	0,590
	HE650B	0,570	HE800A	* 0,670
	HE700B	0,630		
	HE800B	0,730		
	HE900A	0,760		
	HE900B	0,850		
155	HE650A	0,490	HE650A	0,510
	HE650B	0,560	HE800A	* 0,660
	HE700B	0,620	HE1000A	0,840
	HE700M	0,770		
	HE800B	0,720		
	HE800M	0,870		
	HE900A	* 0,750		
	HE900B	0,840		
160	HE700B	0,610	HE700M	0,790
	HE700M	0,760	HE800A	* 0,650
	HE800A	* 0,630	HE1000A	0,830
	HE800B	0,710		
	HE900A	0,740		
165	HE700A	0,530	HE600M	0,680
	HE700B	0,600	HE700M	* 0,780
	HE700M	0,750	HE1000A	0,820
	HE800A	* 0,620		
	HE800B	0,700		
	HE900A	0,730		

Portée équivalente 27 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	<i>En travée</i>		<i>Sur appui</i>	
	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>
40	HE700A *	0,790	HE650A *	0,740
45	HE650A *	0,710		
	HE650B	0,810		
50	HE650B	0,790	HE700A *	0,770
	HE700A *	0,760		
	HE800A	0,860		
55	HE650A *	0,680	HE650B *	0,790
	HE700A	0,740		
60			HE650A *	0,680
			HE700A	0,740
			HE800A	0,840
65	HE650A *	0,650	HE650B *	0,760
	HE650B	0,740		
	HE700A	0,710		
70	HE700B *	0,790	HE650A *	0,650
			HE700B	0,810
75	HE650B *	0,710	HE650A *	0,640
			HE650B	0,730
			HE700A	0,700
80	HE650A *	0,610	HE700B *	0,780
	HE700A	0,670		
	HE700B	0,760		
85	HE650A *	0,600	HE650B *	0,700
	HE800B	0,850		
90	HE650B *	0,670	HE700B	0,750
	HE700B	0,730	HE800A *	0,760
	HE900A	0,860	HE900A	0,880
95	HE700B	0,720	HE700A *	0,650
	HE800A *	0,730	HE700B	0,740
	HE1000A	0,910		
100	HE800B *	0,810	HE650A *	0,580
			HE700A	0,640
105	HE700A *	0,610	HE650A *	0,570
	HE900A	0,820	HE700A	0,630
110	HE650B	0,620	HE650A *	0,560
	HE700A *	0,600	HE650B	0,640
	HE700B	0,680	HE700A	0,620

Portée équivalente 27 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	<i>En travée</i>		<i>Sur appui</i>	
	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>
115	HE650B	0,610	HE650B	0,630
	HE650M	0,790	HE700A *	0,610
	HE700A *	0,590	HE700B	0,690
	HE700B	0,670		
	HE800B	0,770		
	HE900B	0,890		
	HE1000A	0,860		
120	HE650B	0,600	HE650B	0,620
	HE700A *	0,580	HE650M	0,800
	HE700B	0,660	HE700A *	0,600
	HE700M	0,920	HE700B	0,680
	HE800B	0,760	HE800B	0,780
125	HE630B	0,590	HE650B	0,610
	HE650M	0,760	HE650M	0,790
	HE700A *	0,570	HE700A *	0,590
			HE700B	0,670
			HE800B	0,770
130	HE650B *	0,580	HE650B	0,600
	HE650M	0,750	HE700A *	0,580
			HE700M	0,820
135	HE650A *	0,500	HE650B	0,590
	HE650B	0,570	HE700A *	0,570
	HE700M	0,780	HE700M	0,810
140	HE650B *	0,560	HE650B *	0,580
	HE700M	0,770	HE650M	0,750
145	HE800M *	0,850	HE650A *	0,500
			HE650B	0,570
			HE650M	0,740
150			HE650M	0,730
			HE700B *	0,620
			HE900B	0,830
155	HE650M	0,690	HE700B *	0,610
	HE700A *	0,520	HE900B	0,820
	HE700B	0,590		
160	HE650M	0,680	HE700A *	0,530
	HE700B	0,580	HE700B	0,600
	HE800A *	0,600	HE700M	0,750
165	HE650M	0,670	HE650A	0,470
	HE800A *	0,590	HE700M	0,740
	HE1000B	0,870	HE800A *	0,610
			HE800M	0,830

Portée équivalente 28 mètres

ΔM tm/m	En travée		Sur appui	
	Profilé	e m	Profilé	e m
45	HE700B	0,820	HE800A	* 0,830
	HE800A	* 0,820		
50	HE700A	* 0,710	HE700A	* 0,720
55	HE800A	* 0,790	HE700B	0,800
			HE800A	* 0,800
60	HE700A	* 0,680	HE800A	* 0,790
	HE700B	0,770		
	HE900A	0,890		
65	HE700A	* 0,670	HE700A	* 0,680
	HE800A	0,760	HE900A	0,890
	HE800B	0,860		
70	HE800A	* 0,750	HE700A	* 0,670
	HE900A	0,860	HE700B	0,760
	HE1000A	0,920	HE800B	0,860
75	HE700B	* 0,730	HE800A	* 0,750
	HE800B	0,830	HE1000A	0,920
	HE900A	0,850		
80	HE700A	* 0,630	HE800A	* 0,740
			HE900A	0,850
			HE1000A	0,910
85	HE700A	* 0,620	HE700B	* 0,720
	HE800A	0,710	HE800B	0,820
	HE800B	0,800	HE900A	0,840
90	HE700A	* 0,610		
	HE700B	0,690		
	HE800A	0,700		
	HE800B	0,790		
95	HE650M	0,800		
	HE700A	* 0,600		
	HE700B	0,680		
100	HE700M	* 0,830	HE650M	* 0,810
	HE900B	0,880		
105	HE700A	* 0,580	HE800B	* 0,770
			HE1000A	0,850
110	HE650M	0,760	HE800B	* 0,760
	HE700A	* 0,570	HE1000A	0,840
	HE800B	0,740		
115	HE700A	* 0,560	HE650M	0,770
	HE700M	0,790	HE800B	0,750
	HE800B	0,730	HE900A	* 0,770
	HE900B	0,840	HE900B	0,860

Portée équivalente 28 mètres

ΔM tm/m	En travée		Sur appui	
	Profilé	e m	Profilé	e m
120	HE700A	* 0,550	HE650M	0,760
	HE800B	0,720	HE700M	0,800
	HE900B	0,830	HE900A	* 0,760
125	HE800A	* 0,630	HE700M	0,790
	HE900B	0,820	HE900A	* 0,750
	HE1000B	0,910	HE900B	0,840
130	HE650M	0,710	HE700A	* 0,550
	HE800A	* 0,620	HE900A	0,740
	HE800M	0,840	HE1000A	0,800
135	HE650M	0,700	HE1000A	* 0,790
	HE800A	* 0,610	HE1000B	0,910
	HE800M	0,830		
140	HE650M	0,690	HE800A	* 0,620
	HE700M	0,730	HE1000A	0,780
	HE800B	* 0,680	HE1000B	0,900
145	HE650M	0,680	HE800A	* 0,610
	HE700A	* 0,510	HE800B	0,690
	HE700M	0,720		
150	HE700B	0,570	HE800B	* 0,680
	HE700M	0,710	HE800M	0,820
	HE800B	* 0,660		
155	HE700M	0,700	HE700A	* 0,510
	HE800B	* 0,650	HE700B	0,580
			HE800B	0,670
160	HE650M	0,650	HE800M	* 0,800
	HE700M	0,690	HE900B	0,770
	HE800A	* 0,570		
	HE900A	0,670		
165	HE650M	0,640	HE800A	* 0,580
	HE700M	0,680	HE800M	0,790
	HE900A	* 0,660	HE900A	0,680
	HE900M	0,840	HE900B	0,760
170	HE650M	0,630	HE700A	* 0,490
	HE700M	0,670	HE800M	0,780
	HE900B	* 0,730	HE900B	0,750
	HE900M	0,830	HE1000A	0,730
	HE1000A	0,710	HE1000B	0,840
175	HE700B	0,530	HE800M	* 0,770
	HE900B	* 0,720	HE1000B	0,830
	HE900M	0,820		
180	HE800B	* 0,610	HE800B	* 0,630
	HE900M	0,810	HE800M	0,760

Portée équivalente 29 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	En travée		Sur appui	
	Profilé	<i>e</i> <i>m</i>	Profilé	<i>e</i> <i>m</i>
50	HE700B *	0,750	HE800B *	0,860
	HE900A	0,860	HE900A	0,870
55	HE800A *	0,740	HE700B	0,750
	HE1000A	0,900	HE800A *	0,750
60			HE900A	0,860
	HE700A *	0,640	HE700A *	0,650
	HE800B	0,820	HE800A	0,740
	HE1000A	0,890	HE800B	0,830
65			HE1000A	0,900
	HE700B *	0,710	HE700A *	0,640
			HE800B	0,820
70	HE700B *	0,700	HE700A *	0,630
	HE900A	0,810		
75	HE800B *	0,780	HE700B *	0,700
	HE900B	0,890	HE900A	0,810
80	HE800A *	0,680	HE700B *	0,690
	HE1000A	0,840	HE900A	0,800
85	HE800A *	0,670	HE800B	0,770
	HE1000A	0,830	HE900A *	0,790
90			HE900B	0,880
	HE700B	0,650	HE700M *	0,830
	HE700M	0,810	HE800B	0,760
	HE800A *	0,660	HEB900B	0,870
95	HE1000A	0,820		
	HE700B	0,640	HE700A *	0,580
100	HE800A *	0,650		
	HE900B	0,840		
	HE700B	0,630	HE700A *	0,570
105	HE800A *	0,640		
	HE800B	0,720		
	HE800M	0,870		
	HE700B	0,620	HE700A *	0,560
110	HE800A *	0,630		
	HE800B	0,710		
	HE700A *	0,540	HE700M *	0,780
115	HE700B	0,610	HE1000B	0,910
	HE700M	0,760		
	HE700A *	0,530	HE700M *	0,770
120	HE700B	0,600	HE1000B	0,900
	HE700M	0,750		
	HE800B *	0,680	HE800A *	0,620
	HE800M	0,820	HE900A	0,720

Portée équivalente 29 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	En travée		Sur appui	
	Profilé	<i>e</i> <i>m</i>	Profilé	<i>e</i> <i>m</i>
125	HE800B *	0,670	HE700B	0,600
	HE800M	0,810	HE800A *	0,610
	HE1000A	0,750	HE800M	0,830
130	HE1000B	0,860	HE900A	0,710
	HE900M *	0,870	HE700A *	0,520
	HE1000A	0,740	HE700B	0,590
135	HE1000B	0,850	HE800B	0,680
	HE700A	0,500	HE800M *	0,670
	HE800A *	0,580	HE800M	0,810
140	HE900M	0,860	HE900M	0,880
	HE900M *	0,850	HE800M *	0,800
	HE1000B	0,830	HE900M	0,870
145	HE1000M	0,920	HE1000A	0,740
	HE700B	0,550	HE700A	0,500
	HE900A *	0,660	HE800A *	0,580
150	HE900M	0,840	HE900M	0,860
	HE1000B	0,820	HE1000A	0,730
	HE900M *	0,830	HE800M *	0,780
155	HE1000M	0,900	HE900M	0,850
	HE800A *	0,550	HE700B	0,550
	HE800B	0,620	HE800M	0,770
160	HE900B	0,720	HE900A *	0,660
	HE900M	0,820	HE900M	0,840
	HE900B *	0,710	HE700A *	0,480
165	HE900M	0,810	HE800B	0,630
	HE1000A	0,690	HE800M	0,760
	HE1000M	0,880	HE900B	0,730
170	HE700B	0,520	HE700M	0,670
	HE900M *	0,800	HE800M *	0,750
	HE1000M	0,870	HE900B	0,720
175	HE700M	0,640	HE700B	0,530
	HE800A *	0,530	HE700M	0,660
	HE800M	0,720	HE800M *	0,740
180	HE800B *	0,590	HE700A	0,460
	HE800M	0,710	HE900A *	0,630
185	HE700B	0,500	HE800B *	0,600
	HE1000B *	0,760	HE1000B	0,780
	HE800A	0,510	HE700B	0,510
	HE900A *	0,600	HE900B *	0,690

Portée équivalente 30 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	<i>En travée</i>		<i>Sur appui</i>	
	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>
55	HE800B	* 0,780		
60	HE800B	* 0,770	HE800B	* 0,780
65	HE700M	* 0,830	HE800B	* 0,770
	HE900B	0,860		
70	HE900A	* 0,760		
	HE900B	0,850		
75	HE900A	* 0,750	HE700M	* 0,820
	HE1000B	0,920	HE900B	0,850
80	HE700M	0,790	HE900B	* 0,840
	HE800M	0,870		
	HE900A	* 0,740		
	HE1000A	0,790		
85	HE900A	* 0,730	HE1000B	* 0,910
	HE1000A	0,780		
90	HE900A	* 0,720	HE1000B	* 0,900
95	HE900A	* 0,710	HE700M	* 0,770
			HE800M	0,850
			HE1000B	0,890
100	HE800M	0,820	HE700M	* 0,760
	HE900A	* 0,700	HE800M	0,840
	HE900M	0,890	HE1000B	0,880
105	HE700M	* 0,730	HE700M	0,750
	HE800M	0,810	HE800A	* 0,610
	HE900M	0,880	HE1000B	0,870
110	HE700M	0,720	HE1000B	* 0,860
	HE800M	* 0,800		
115	HE700M	0,710	HE1000A	* 0,740
	HE800A	* 0,580	HE1000B	0,850
120	HE700M	* 0,700	HE800B	0,660
			HE900A	* 0,680
			HE900B	0,760
125	HE700M	* 0,690	HE900B	* 0,750
	HE1000A	0,710	HE1000B	0,830
130	HE700M	0,680	HE800A	* 0,570
	HE900A	* 0,650	HE900B	0,740
135	HE700M	0,670		
	HE800A	* 0,550		
	HE800B	0,620		
140	HE700M	* 0,660	HE700M	* 0,680
			HE1000A	0,700

Portée équivalente 30 mètres

ΔM <i>tm/m</i>	<i>En travée</i>		<i>Sur appui</i>	
	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>	<i>Profilé</i>	<i>e</i> <i>m</i>
145	HE900B	* 0,700	HE700M	0,670
	HE1000B	0,780	HE800A	* 0,550
			HE800B	0,620
150	HE800A	* 0,530	HE800M	* 0,740
	HE800M	0,720		
	HE900A	0,620		
155	HE800B	* 0,590	HE800M	* 0,730
	HE800M	0,710	HE900B	0,700
			HE1000B	0,780
160	HE900M	* 0,770	HE800A	* 0,530
			HE900A	0,620
			HE900M	0,790
			HE1000A	0,670
165	HE800A	* 0,510	HE800B	* 0,590
	HE900M	0,760	HE900M	0,780
	HE1000A	0,650		
170	HE700M	0,610	HE700M	* 0,630
	HE900B	* 0,660		
175	HE1000B	* 0,730	HE900A	* 0,600
	HE1000M	0,810	HE900B	0,670
			HE1000A	0,650
180	HE800M	0,670	HE800B	* 0,570
	HE1000A	* 0,630	HE1000B	0,740
185	HE900B	* 0,640	HE800A	* 0,500
			HE800M	0,680
190	HE700M	0,580	HE700M	0,600
	HE900M	* 0,720	HE900B	* 0,650
			HE900M	0,740
195	HE900A	* 0,560	HE800A	* 0,490
	HE1000A	0,610	HE1000B	0,720
200	HE800A	* 0,470	HE800M	0,660
	HE800B	0,530	HE900A	* 0,570
	HE800M	0,640	HE1000A	0,620
205	HE700M	* 0,560	HE800B	0,540
			HE900B	* 0,630
210	HE800A	* 0,460	HE900M	* 0,710
	HE900M	0,690		
	HE1000B	0,680		
215	HE800M	0,620		
	HE900B	* 0,600		

Portée équivalente 31 mètres

$\frac{\Delta M}{tm/m}$	En travée		Sur appui	
	Profilé	$\frac{e}{m}$	Profilé	$\frac{e}{m}$
55	HE1000B *	0,910	HE800A *	0,660
			HE1000B	0,920
60	HE800M *	0,870	HE800A *	0,650
	HE900B	0,820	HE900B	0,830
	HE1000B	0,900	HE1000B	0,910
65	HE900B *	0,810	HE800M *	0,870
			HE900B	0,820
			HE1000B	0,900
70	HE800B *	0,700	HE900B *	0,810
	HE900B	0,800		
75	HE800B *	0,690	HE900B *	0,800
80	HE800B *	0,680	HE900B *	0,790
	HE800M	0,820	HE900M	0,900
85	HE800M *	0,810	HE900A *	0,700
			HE900B	0,780
90	HE900A *	0,680	HE800A *	0,600
			HE900A	0,690
			HE900B	0,770
95	HE800A *	0,580	HE800A *	0,590
	HE900A	0,670	HE900B	0,760
	HE900M	0,850	HE1000A	0,730
	HE1000A	0,720	HE1000B	0,840
			HE1000M	0,930
100	HE900B *	0,740	HE1000B *	0,830
	HE900M	0,840	HE1000M	0,920
	HE1000A	0,710		
105	HE900B *	0,730	HE1000B *	0,820
	HE900M	0,830	HE1000M	0,910
110	HE900B *	0,720	HE800B *	0,640
	HE900M	0,820	HE1000M	0,900
115	HE800A *	0,550	HE900A *	0,650
	HE800B	0,620	HE1000M	0,890
	HE900M	0,810		
	HE1000B	0,790		
120	HE800B	0,610	HE1000A *	0,690
	HE900A *	0,630	HE1000M	0,880
	HE900M	0,800		
	HE1000A	0,680		
125			HE900B *	0,710
130	HE800A *	0,530	HE800A *	0,540
			HE800B	0,610
135	HE800M	0,710	HE900M *	0,790
	HE900A *	0,610	HE1000A	0,670
	HE900B	0,680	HE1000B	0,770

Portée équivalente 31 mètres

$\frac{\Delta M}{tm/m}$	En travée		Sur appui	
	Profilé	$\frac{e}{m}$	Profilé	$\frac{e}{m}$
140	HE800M *	0,700		
	HE1000A	0,650		
145	HE800A *	0,510	HE800M *	0,710
	HE1000B	0,740		
	HE1000M	0,820		
150	HE1000M *	0,810	HE800B *	0,380
			HE800M	0,700
			HE1000A	0,650
155	HE800B *	0,560	HE800A *	0,510
	HE900B	0,650	HE1000B	0,740
	HE900M	0,740	HE1000M	0,820
	HE1000A	0,630		
160	HE900M *	0,730		
165	HE800M	0,660	HE900B *	0,650
	HE900A *	0,570	HE900M	0,740
	HE1000B	0,710	HE1000A	0,630
170	HE800A *	0,480	HE800M *	0,670
	HE1000A	0,610		
175	HE1000M *	0,770	HE900A *	0,570
			HE1000B	0,710
180	HE800A *	0,470	HE900B *	0,630
	HE800B	0,530	HE1000M	0,780
	HE900M	0,700		
190	HE800A	0,460	HE1000A *	0,600
	HE900A *	0,540	HE1000B	0,690
195	HE900M *	0,680	HE1000M *	0,760
	HE1000M	0,740		
200	HE800A *	0,450	HE800B	0,520
	HE800M	0,610	HE900M	0,690
	HE900B	0,590	HE1000A *	0,590
205	HE1000A *	0,570	HE900B *	0,600
210	HE900M	0,660	HE800B *	0,510
	HE1000B *	0,650		
	HE1000M	0,720		
215	HE800B	0,490	HE800M	0,610
	HE1000A *	0,560	HE900M	0,670
			HE1000B *	0,660
225	HE800B	0,480	HE1000M *	0,720
	HE800M	0,580		
	HE900M	0,640		
	HE1000A *	0,550		
	HE1000M	0,700		

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 3

ASSEMBLAGES PAR COUVRE-JOINTS

L'assemblage des poutres homologues de deux travées contiguës peut être réalisé par boulons à haute résistance et à serrage contrôlé.

La précontrainte appliquée aux boulons a pour but de garantir un assemblage rigide à l'état limite de service, assemblage qui doit pouvoir transmettre par frottement les efforts perpendiculaires aux tiges des boulons.

A l'état limite ultime, les boulons transmettent par pression diamétrale les efforts perpendiculaires à leur axe : on admet qu'il y a glissement de l'assemblage et que les efforts sont transmis par contact des tiges des boulons, soumises au cisaillement, avec les bords des trous.

3.1 - ASSEMBLAGES ASSURANT STRICTEMENT LA CONTINUITÉ MECANIQUE DES POUTRELLES

Bien que les moments d'inertie des joints proposés soient supérieurs à ceux des sections droites des profilés assemblés, ce sont ces derniers qui interviennent dans la vérification des contraintes sur l'appui à l'état-limite de service. De la même façon dans le calcul des moments résistants ultimes sur appui, la section à prendre en compte est celle du profilé et non celle des couvre-joints assurant l'assemblage.

3.1.1 - Hypothèses du calcul

Les assemblages proposés ont été déterminés à l'aide du fascicule 61 titre V (chapitre VIII), des recommandations pour le calcul en plasticité des constructions en acier (CTICM) et du règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton (article 22).

Les boulons utilisés sont de la classe 10.9 de limite élastique 900 MPa, de diamètre 24 mm pour les couvre-joints de semelles et de diamètre 22 ou 24 mm pour les éclisses d'âme. Le diamètre des trous forés est supérieur de 3 mm à celui des boulons. Dans ces conditions, les efforts admissibles sont déterminés sur la section brute, puisque le rapport section nette/section brute est supérieur à 0,75. De plus ces efforts ont été majorés de 10%, afin qu'à l'état-limite ultime, la limite d'écoulement réelle du métal puisse être atteinte sans rupture de l'assemblage.

Les pièces sont supposées grenillées au degré SA3 de l'échelle suédoise ce qui autorise l'adoption d'un coefficient de frottement égal à 0,45. Les efforts résistants au glissement de chaque boulon sont alors dans chaque plan de frottement :

- boulon hr 10-9, M 24 : $f_r = 11,67 \text{ t}$
- boulon hr 10-9, M 22 : $f_r = 10,01 \text{ t}$

La résistance ultime au cisaillement d'une tige de boulon est de la forme :

$$t_u = 0,5 \cdot A_r \cdot \sigma_e \quad \text{soit}$$

- boulon hr 10-9, M 24 : $t_u = 16,2 \text{ t}$
- boulon hr 10-9, M 22 : $t_u = 13,9 \text{ t}$

Enfin la condition de pression diamétrale $\frac{t_u}{de} \leq 4 \cdot \sigma_e$ est toujours vérifiée, compte tenu des épaisseurs des pièces utilisées.

3.1.2 - Assemblages proposés

L'espacement entre les abouts des poutrelles rendues continues est de 20 mm.

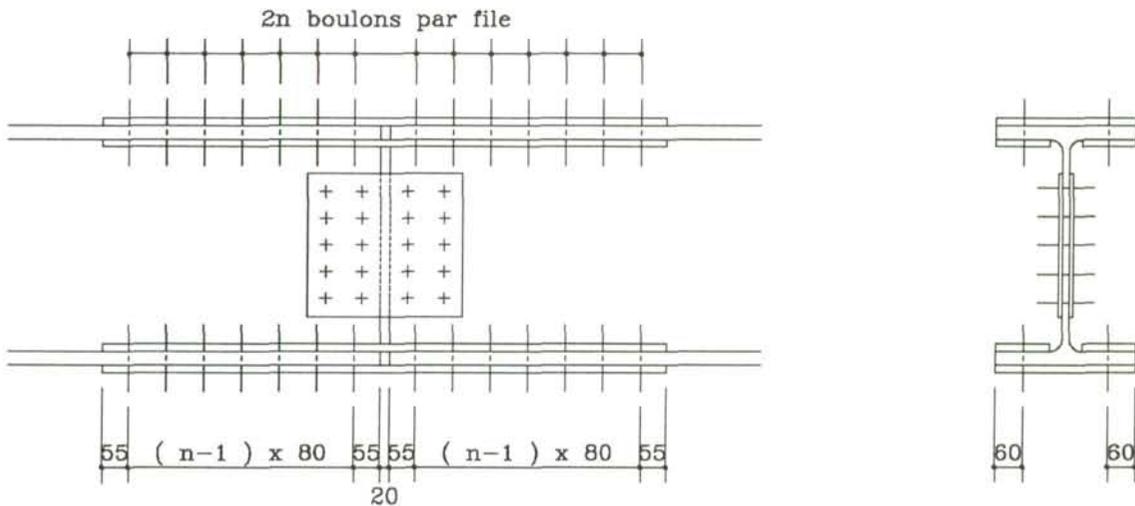


FIG. 81 : Principe d'assemblage

a) Couvre-joints de semelles

Profilé	Nombre et dimensions des couvre-joints	N	Nombre et types de boulons
HEA 400	2 x [880x300x14] + 4 x [880x115x14]	5	40 hr 10 - 9 M 24 - 90
500	2 x [1040x300x20] + 4 x [1040x115x20]	6	48 hr 10 - 9 M 24 - 100
600	2 x [1040x300x20] + 4 x [1040x115x20]	6	48 hr 10 - 9 M 24 - 100
HEB 400	2 x [1040x300x20] + 4 x [1040x115x20]	6	48 hr 10 - 9 M 24 - 100
500	2 x [1200x300x20] + 4 x [1200x115x20]	7	56 hr 10 - 9 M 24 - 110
600	2 x [1200x300x25] + 4 x [1200x115x25]	7	56 hr 10 - 9 M 24 - 110
HEM 400	2 x [1520x305x30] + 4 x [1520x115x30]	9	72 hr 10 - 9 M 24 - 130
500	2 x [1520x305x30] + 4 x [1520x115x30]	9	72 hr 10 - 9 M 24 - 130
600	2 x [1520x305x30] + 4 x [1520x115x30]	9	72 hr 10 - 9 M 24 - 130

Nota :

2 n : nombre de boulons par file

40 hr 10-9 M 24 - 90 : 40 boulons de classe 10-9, à têtes hexagonales, de diamètre 24 mm et de longueur 90 mm (NFE 27.711).

b) Couvre-joints d'âme

Le nombre de boulons assurant l'attache des éclisses d'âme est légèrement surabondant, ce qui peut permettre, dans certaines configurations de biais, la suppression d'un ou deux boulons autorisant le perçage du trou nécessaire au passage d'un câble.

b.1. Série HE 400

<i>Profile</i>	<i>Nbre et dimensions des éclisses</i>	<i>Nbre et type de boulons</i>
HEA 400	2 x [380 x 290 x 8]	16 hr 10-9 M22.70
HEB 400	2 x [380 x 290 x 10]	16 hr 10-9 M22.70
HEM 400	2 x [380 x 290 x 12]	16 hr 10-9 M24.80

b.2. Série HE 500

<i>Profile</i>	<i>Nbre et dimensions des éclisses</i>	<i>Nbre et type de boulons</i>
HEA 500	2 x [380 x 380 x 8]	20 hr 10-9 M22.70
HEB 500	2 x [380 x 380 x 10]	20 hr 10-9 M22.70
HEM 500	2 x [380 x 380 x 12]	20 hr 10-9 M24.80

b.3. Série HE 600

<i>Profile</i>	<i>Nbre et dimensions des éclisses</i>	<i>Nbre et type de boulons</i>
HEA 600	2 x [380 x 480 x 8]	24 hr 10-9 M22.70
HEB 600	2 x [380 x 480 x 10]	24 hr 10-9 M22.70
HEM 600	2 x [380 x 480 x 12]	24 hr 10-9 M24.80

3.2 - ASSEMBLAGES RENFORCES

Il peut être intéressant, dans le cas où le moment sur appui est supérieur à celui en travée, de prévoir un renforcement de l'assemblage pour absorber la pointe locale de moment négatif, renforcement qui conduit à une économie sur le nombre de poutrelles.

Ce renfort peut être constitué par deux plats d'égale section intercalés entre les semelles et les couvre-joints extérieurs.

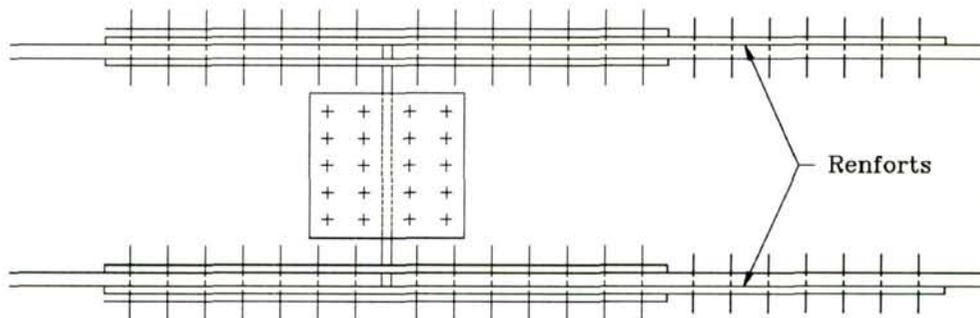


FIG. 82 : Assemblage renforcé

Si b et e désignent respectivement la largeur et l'épaisseur des renforts, le moment d'inertie de la poutrelles à prendre en compte pour la vérification des contraintes sur appui devient $I + b.e.d^2/2$, où :

I est l'inertie de la section droite du profilé,

$d = h + e$, h étant la hauteur de la poutrelle.

La section du profilé à prendre en compte dans le calcul du moment résistant ultime est de même : $A + 2 b.e$

Le nombre total de boulons supplémentaires nécessaires à l'attaches des renforts sur les semelles est :

$$N \geq 4 \times 1,1 \times \frac{b.e.\sigma_a}{f_r}$$

expression dans laquelle :

$$\sigma_a = \frac{\sigma_e}{1,05} ,$$

f_r est l'effort résistant unitaire d'un boulon.

3.3 - COUPLE DE SERRAGE

Le moment de serrage à appliquer est de la forme :

$$C_o = k.\Phi.N_v$$

où :

- N_v est la précontrainte appliquée au boulon : $N_v = 0,8.A_r.\sigma_e$
- Φ est le diamètre nominal du boulon

- k est un coefficient tenant compte du frottement filets contre filets de l'écrou et de la vis.

Afin de garantir avec certitude l'existence réelle de ce couple de torsion, on impose un moment de serrage supérieur de 10 % au moment C_0 donné par la relation précédente. D'autant plus que les moyens dont on dispose ne permettent pas d'obtenir une précision de plus ou moins 5 %.

Dans le cas de boulons à l'état de livraison, donc légèrement graissés, on prend $k = 0,18^*$.

Dans ces conditions, les couples de serrage à appliquer sont :

- pour un boulon hr 10 - 9 M 24 : 123 mkg,
- pour un boulon hr 10 - 9 M 22 : 97 mkg.

*** AVERTISSEMENT en date de JUIN 2008**

Nous attirons l'attention, suite à des problèmes rencontrés sur chantier, sur la valeur du couple de serrage proposée ci-dessus. Celle-ci est trop élevée, car elle est basée sur un coefficient de serrage de 0,18. Justifiée à l'époque, cette valeur ne correspond plus aux productions d'aujourd'hui. Il convient de retenir la valeur indiquée par le producteur sur la boîte de livraison (qui précise également le couple de serrage à appliquer), cette indication étant d'ailleurs obligatoire dans le cadre de la marque NF "Boulons à serrage contrôlé". Pour information, elle est en général voisine de 0,12.

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 4

ASSEMBLAGES PAR SOUDURE BOUT A BOUT

4.1 - PRINCIPE

Lorsqu'il y a lieu, les poutrelles peuvent être soudées bout-à-bout sur chantier. L'organisation de chantier est à prévoir en conséquence (aire de stockage des tronçons, aire de réalisation des soudures, cheminement des poutrelles...).

Les tronçons de poutrelles concernés doivent être mis en regard sur un système de calages correctement nivelés, tel que les tronçons aient leur déformée de contre-flèches prévue, hors poids propre des poutrelles. Les deux extrémités en regard sont alors chanfreinées d'équerre et la distance entre les abouts de poutrelles est réglée selon les figures ci-dessous.

Le procédé de soudage est différent selon que l'épaisseur des semelles est inférieure ou supérieure à 15 mm environ.

L'ensemble de ces dispositions doit faire l'objet d'une étude précise avec calcul des niveaux de calage et description des dispositions de chantier mises en oeuvre.

4.2 - PRESCRIPTIONS REGLEMENTAIRES

Le procédé de soudage, les soudeurs et opérateurs font l'objet d'une qualification. La compacité des soudures doit être contrôlée.

Dans le cas d'ouvrage construits par la SNCF, l'ensemble des contrôles est fait en présence d'inspecteurs de la SNCF selon les prescriptions définies au titre 5 du livret 2.32 du CPC de la SNCF. Dans l'attente de la parution du fascicule ministériel concerné en cours de rédaction, ce même livret peut être utilisé sur les autres chantiers.

4.3 - SOUDAGE DE POUTRELLES DE PETIT MODULE

(Épaisseur des semelles ≤ 15 mm)

4.3.1 - Préparation

Chanfreinage selon figure 84

- semelles : en V angle 60° - jeu 4 - talon 2
- âme : en X angle 60° - jeu 6 - talon 2



FIG. 83 :
Préparation avant soudage

4.3.2 - Mode opératoire de soudage (cf. fig. 84)

- Exécution par 2 soudeurs ; électrodes basiques ; préchauffage en fonction de la nuance de l'acier.
- **1er temps** : soudage des semelles en position à plat
 - partie A : passe de fond + 2ème passe à l'électrode $\varnothing 4$
 - partie B : idem partie A
 - partie C : 3ème passe et suivantes à l'électrode $\varnothing 5$
 - partie D : idem partie C

Si nécessaire : gougeage de la racine et meulage pour remise envers en position plafond à l'électrode $\varnothing 3,15$.
- **2ème temps** : soudage de l'âme en position verticale montante
 - partie E : passe de fond et suivantes à l'électrode $\varnothing 3,15$
 - partie F : après gougeage racine et meulage, reprise envers et passes suivantes à l'électrode $\varnothing 3,15$

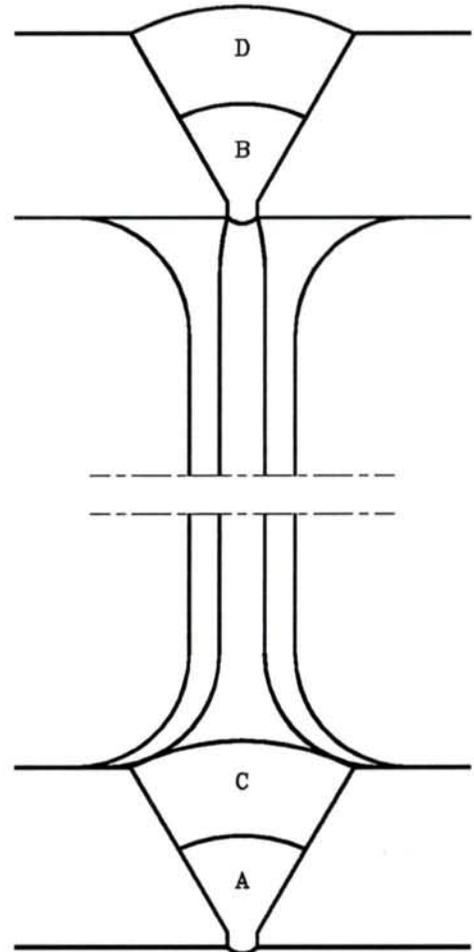
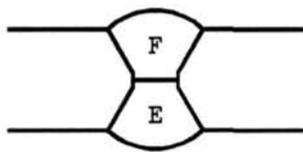
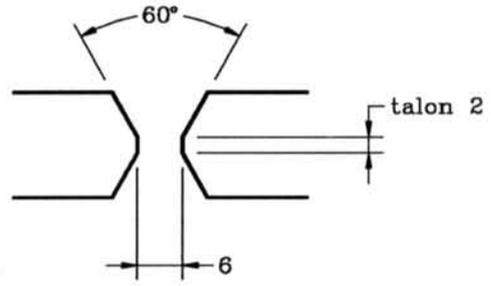
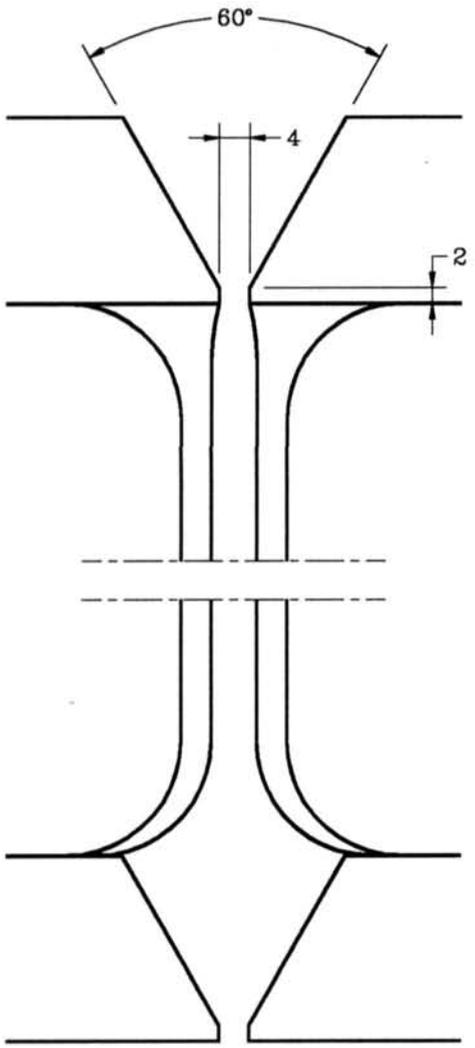


FIG. 84 : Soudage de poutrelles de petit module

4.4 - SOUDAGE DE POUTRELLES DE MODULE IMPORTANT

(Épaisseur des semelles > 15 mm)

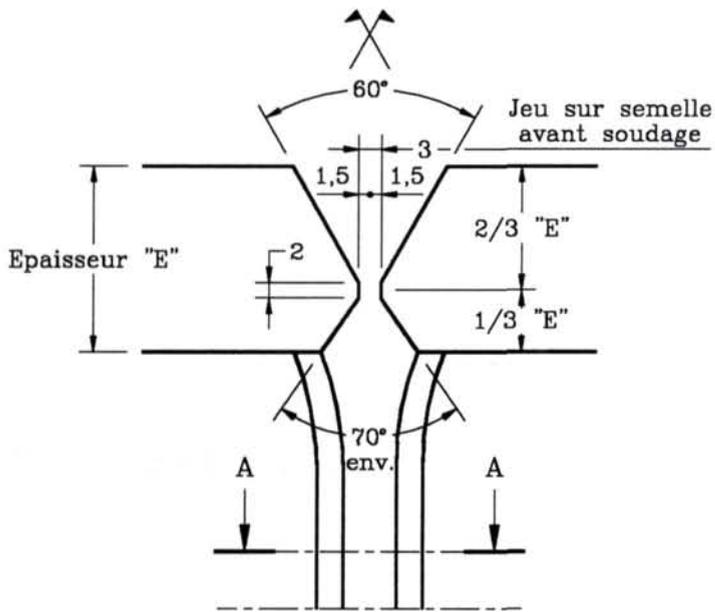
4.4.1 - Préparation des bords à souder : chanfreinage selon figure 85

- semelles en X asymétrique : 2/3 de l'épaisseur à plat avec angle 60° ; 1/3 de l'épaisseur plafond avec angle de 70° - talon 2 - jeu 3
- âme : en X symétrique avec angle 60° - talon 2 - jeu 7.

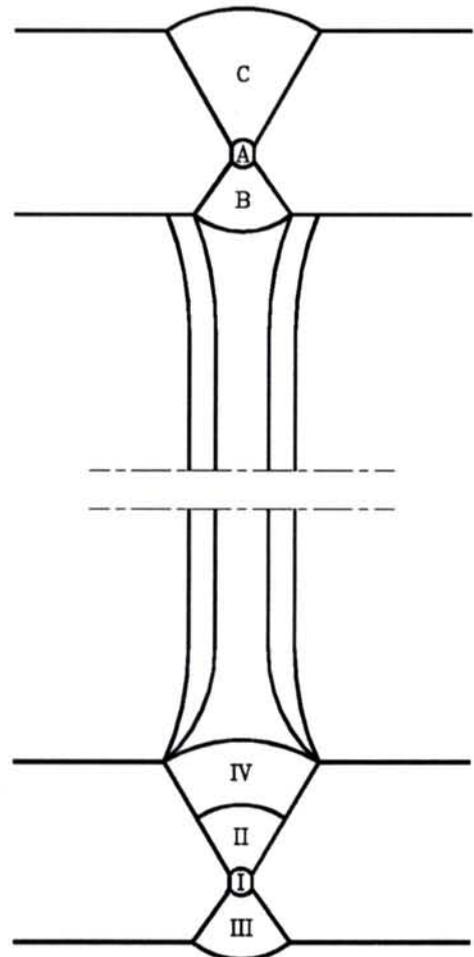
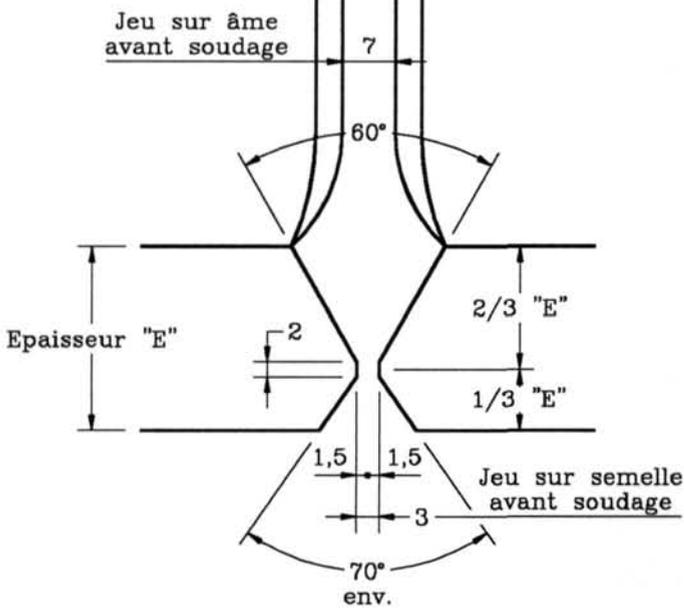
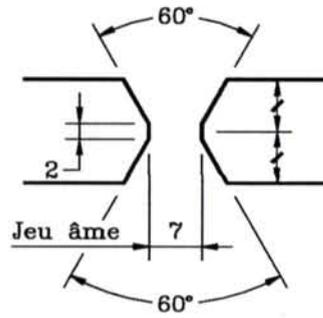
4.4.2 - Mode opératoire de soudage (figure 85)

Exécution par 2 soudeurs ; électrodes basiques ; préchauffage selon nuance de l'acier.

- **1er temps** : soudage des semelles (il sera exécuté en positions plat et plafond).
 - partie I : passe de fond et 3 passes suivantes à l'électrode Ø 4
 - partie A : passe de fond et 3 passes suivantes à l'électrode Ø 3,15
 - partie II : 5ème passe et suivantes à l'électrode Ø 5
 - partie B : remplissage en multipasses à l'électrode Ø 4
 - partie III : - gougeage racine + meulage
 - passe de reprise + 3 passes suivantes à l'électrode Ø 3,15
 - remplissage en multipasses à l'électrode Ø 5
 - partie C : - gougeage racine + meulage
 - passe de reprise + 3 passes suivantes à l'électrode Ø 4
 - remplissage en multipasses à l'électrode Ø 5
 - partie IV : remplissage à l'électrode Ø 5, en multipasses
- **2ème temps** : soudage de l'âme en position verticale montante
 - partie V : - 1ère passe de pénétration à l'électrode Ø 3,15
 - 3ème et 3ème passe : à l'électrode Ø 4
 - gougeage racine + meulage - passe de reprise : électrode Ø 3,15
 - passes de remplissage : électrode Ø 4 (multipasses)
 - partie VI : remplissage à l'électrode Ø 4, en multipasses



COUPE AA



Soudage des âmes

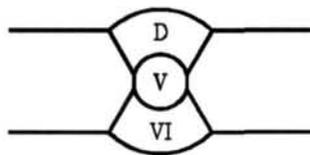


FIG. 85 : Soudage de poutrelles de grand module

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 5

EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT DE DIPOSITIFS ANTI-DEVERSANTS

5.1 - INTRODUCTION

Les calculs justificatifs des systèmes antidéversants comprennent deux parties :

- a) La vérification de la stabilité élastique de la structure munie de ces dispositifs,
- b) La vérification de la résistance (et de la stabilité au flambement des éléments comprimés), des éléments constitutifs de ces systèmes, ainsi que celle de leurs attaches.

Ces éléments sont d'autant plus sollicités que la sécurité obtenue en a) est faible et que les déformations initiales des poutrelles sont grandes (en particulier leur dressage et leur verticalité) ; elles doivent, bien entendu, rester inférieures aux tolérances de laminage admises.

On peut avoir aussi recours à des programmes de calculs de structure aux éléments finis prenant en compte les grands déplacements ou déterminant les seuils critiques d'instabilité élastique. Ces calculs ne peuvent être faits que par des bureaux d'études spécialisés. Bien entendu, il y a lieu de prendre en compte dans ces calculs la participation des entretoises, si celles-ci existent, par une modélisation appropriée.

Les calculs suivants portent sur un tablier à poutrelles enrobées de 30 m de portée. Ce choix n'a qu'un simple but de servir d'exemple et ne correspond pas nécessairement à un cas réel.

Il s'agit d'un tablier constitué de 8 poutrelles HEM 1000, espacées de 50 cm. L'acier est supposé de la nuance S355 (anciennement E36).

Le type de dispositif antidéversant retenu pour cet exemple (treillis Warren en cornière) n'est pas unique, d'autres dispositifs existent (cf. § 4.5 du texte) et peuvent être envisagés.

Par simplification, on admettra dans ce qui suit $g = 10 \text{ m/s}^2$.

5.2 - JUSTIFICATION PREALABLE

Cette justification a pour but de vérifier si la stabilité au déversement est assurée dans l'hypothèse d'un bétonnage de 15 cm d'épaisseur et en l'absence de tout contreventement. Les calculs suivants montrent que tel n'est pas le cas et que par conséquent un dispositif antidéversant est nécessaire.

En effet, les charges appliquées à une poutrelle, par unité de longueur, sont dans cette hypothèse :

Poutrelles	3490 N
- Plaques amiante ciment (2200 kg/m ³ x 0,02 x 0,45)	198 N
- Armatures 40 kg/m ³ 40 x 0,5 x 1,1	220 N
- Béton sur 15 cm (2400 kg/m ³ x 0,15 x 0,5)	1800 N
- Charges diverses	292 N
Total	6000 N

Par ailleurs, on suppose dans ce calcul que seul est bien connu le poids propre des poutrelles. Dans ce cas, la contrainte maximale pondérée à l'état limite ultime est :

$$\sigma_f = \frac{1,35 \times 3490 \times 0,302 / 8 + 1,6 \times (6000 - 3490) \times 0,302 / 8}{14330 \times 10^{-6}} = 68,5 \text{ MPa}$$

La contrainte critique de déversement est déterminée en tenant compte de ce type de chargement par :

$$M_{cr} = \frac{m_1 m_2}{\ell} \sqrt{EI_z GK} \quad (\text{notations : voir le § 6.5.2 du texte})$$

Où :

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} \quad \text{où} \quad a^2 = \frac{4 GK}{EI_y} \left(\frac{\ell}{h}\right)^2$$

$$m_1 = \frac{q' m_1' + q'' m_1''}{q' + q''}$$

$m_1' = 3,54$ pour les charges q' appliquées au niveau du centre de gravité des poutrelles, telles que le poids propre

$m_1'' = 3,54 \left(\sqrt{1 + \frac{2,1}{a^2}} + \frac{1,45}{a^2} \right)$ pour les charges q'' appliquées au niveau de l'aile inférieure de la poutrelle

Avec les valeurs numériques suivantes :

$$E = 210\,000 \text{ MPa}$$

$$G = 81\,000 \text{ MPa}$$

$$I_z = 18459 \text{ cm}^4$$

$$K = 1969 \text{ cm}^4$$

$$l = 3000 \text{ cm}$$

Et :

$$h = 100,8 \text{ cm}$$

$$a^2 = 145,360$$

On a :

$$m_1'' = 3,9912$$

$$m_2 = 1,0334$$

$$m_1 = \frac{3,54 \times 3490 + 3,9912 \times (6000 - 3490)}{6000} = 3,728$$

Par ailleurs :

$$M_{cr} = 1008,28 \text{ kNm}$$

$$\sigma_f^* = 70,36 \text{ MPa} < 0,75 \sigma_e$$

$$(v / I_x = 14330 \text{ cm}^3)$$

D'où :

$$f(\sigma_f^*) = 0,66 \times 70,36 = 42,66 \text{ MPa}$$

Cette limite étant supérieure à $68,5 = \sigma_f$, la stabilité au déversement des poutrelles n'est donc pas assurée sous l'action du poids du béton de 15 cm d'épaisseur et des charges de chantier. Il faut par conséquent **mettre en oeuvre un dispositif antidéversant** comme il suit.

5.3 - DESCRIPTION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT SUPERIEUR

Le système de contreventement latéral supposé à vérifier est décrit par les figures 86 et 87 ci-après :

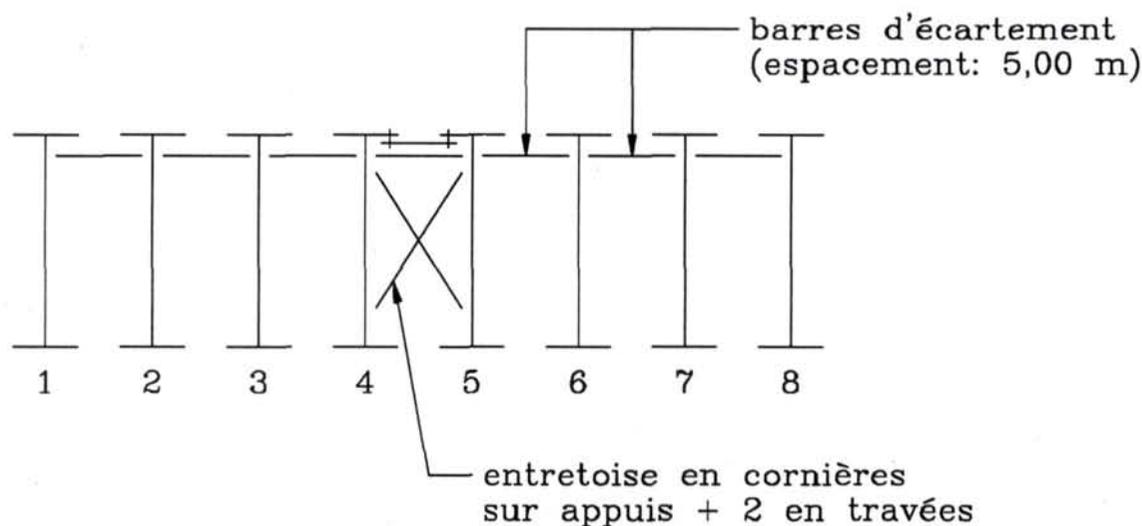


FIG. 86 : Contreventement (Coupe)

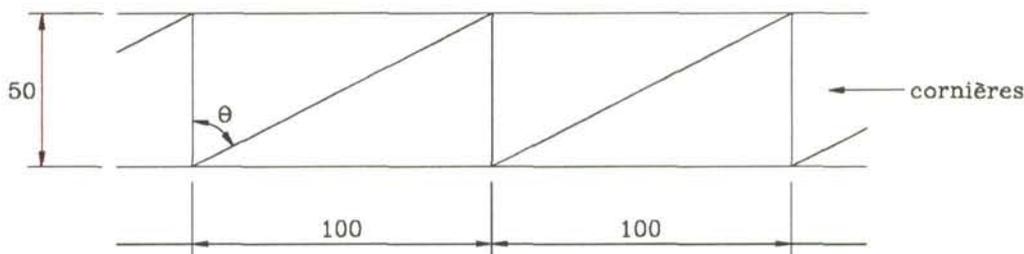


FIG. 87 : Contreventement (Vue de dessus)

5.4.-. STABILITE ELASTIQUE DE LA STRUCTURE

5.4.1 - Stabilité d'ensemble

Pour évaluer la contrainte critique d'instabilité d'ensemble (ou plutôt, pour en estimer une borne inférieure), on fait les hypothèses suivantes :

- 1) L'instabilité sera assimilée au flambement dans le plan horizontal des semelles supérieures des n poutrelles ($n = 8$) supposées tenues latéralement sur leurs appuis.
- 2) La rigidité flexionnelle dans le plan horizontal de cet ensemble de semelles supérieures sera celle des semelles supérieures des poutres 4 et 5 liaisonnées par le treillis (la poutre de contreventement) auxquelles vient s'ajouter la rigidité propre de chacune des ailes supérieures des poutrelles majorée pour tenir compte de la résistance au déversement de la poutrelle prise dans sa totalité. Cette augmentation résulte de la rigidité torsionnelle des poutrelles et du fait que les ailes supérieures de celles-ci ne sont pas uniformément comprimées mais subissent une compression variable suivant une loi parabolique si la poutrelle est uniformément chargée.
- 3) L'instabilité se produit lorsque la somme des efforts de compression subis par les ailes supérieures des poutrelles atteint l'effort critique de flambement de l'ensemble.

a) Rigidité flexionnelle de la poutre de contreventement (vis-à-vis du flambement)

Celle-ci est constituée du treillis en N et des ailes supérieures des poutrelles 4 et 5.

L'inertie réduite de cette poutre est donnée par Courbon (cf. Cours de Résistance des matériaux).

$$I' = I_1 \times \frac{1}{1 + p^2 \frac{(EI_1)}{1^2} \left[\frac{1}{ES \sin q \cos q} + \frac{1}{Ew \operatorname{tg} q} \right]}$$

Avec :

$$\operatorname{tg} \theta = 2$$

$$\sin \theta \cos \theta = 0,4$$

$$S = \omega = 12,8 \text{ cm}^2 \quad (\text{cornières de } 80 \times 80 \times 8)$$

$$L_1 = a e^2 / 2, \text{ où } a = 30,2 \times 4 = 120,8 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = 151\,000 \text{ cm}^4$$

On obtient :

$$\Gamma = 143\,358 \text{ cm}^4 \text{ (l'efficacité du treillis est très bonne).}$$

b) Rigidité des poutrelles isolées

L'inertie i des ailes supérieures des poutrelles est égale à

$$i = 4 \times \frac{30,2^4}{12} = 9180 \text{ cm}^4$$

Compte-tenu de l'hypothèse 2 du § 5.4.1 de cette annexe, l'inertie augmentée est :

$$i' = i \times \frac{\sigma_{\text{crd}}}{\sigma_{\text{crf}}}$$

Avec :

$$\sigma_{\text{crd}} = 70,36 \text{ MPa (cf. § 5.2)}$$

Et :

$$\sigma_{\text{crf}} = \pi^2 \frac{Ei}{al^2} = 17,5 \text{ MPa,}$$

qui n'est autre que la contrainte critique de flambement de l'aile supérieure pour une longueur de flambement égale à la portée des poutrelles.

$$(a = 4 \times 30,2 \text{ cm}^2 = \text{aire de l'aile supérieure})$$

La rigidité de l'ensemble est :

$$E (\Gamma + ni')$$

Il en résulte que la contrainte critique d'instabilité d'ensemble est :

$$\sigma_f^* = \pi^2 \frac{E}{\ell^2} \left(\frac{\Gamma + ni'}{na} \right) = \sigma_{\text{crd}} + \frac{\pi^2 E \Gamma}{na \ell^2} = \sigma_{\text{crd}} + 2 \frac{\sigma_{\text{cr cv}}}{n}$$

Où :

$$\sigma_{\text{cr cv}} = \frac{\pi^2 E \Gamma}{\ell^2 2a},$$

qui est la contrainte critique de flambement du contreventement,

$$\sigma_{\text{cr cv}} = 138,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma^* = 70,36 + \frac{2}{8} 138,55 = 105 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_m = 0,66 \sigma_f^* = 69,3 \text{ MPa} > 68,5 = \sigma_f$$

La stabilité d'ensemble est donc assurée. On peut noter au passage qu'il n'est pas possible de bétonner plus de 15 cm.

5.4.2 - Stabilité entre barres d'écartement des ailes supérieures des poutrelles

Cette stabilité ne pose pas de problème ici. En effet, pour une longueur de déversement de 5 m, on a

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2, \text{ avec : } \lambda = \frac{500}{30 / \sqrt{12}} ; \sigma_{cr} = 622 \text{ MPa}$$

5.5 - VERIFICATION DE LA RESISTANCE DU CONTREVENTEMENT

La poutre de contreventement, si on la suppose isolée des autres poutrelles, devrait pouvoir résister à l'effort tranchant de flambement.

$$T_f = \frac{p}{\ell} \frac{I_1}{e/2} (\sigma_e - \bar{\sigma}_{m0}) \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}}$$

Avec:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{m0} &= f(\sigma_{cr cv}) \\ &= 0,66 \times 138,55 = 91,4 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_m = 68,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = 340 \text{ MPa}$$

$$I_1 = 151\,000 \text{ cm}^4$$

$$\ell = 30 \text{ m}$$

$$e = 0,50 \text{ m},$$

On a :

$$T_{f0} = 11,78 \text{ t}$$

Du fait de l'abaissement du seuil de flambement du contreventement consécutif à son liaisonnement aux poutrelles ($\sigma^* = 105 \text{ MPa} < 138,55$), il en résulte un effort tranchant plus important ; avec $\bar{\sigma}_m = 69,3 \text{ MPa}$, on trouve : $T_f = 16,924 \text{ t} > T_{f0}$. La différence est apportée par les barres de liaisonnement des poutrelles au contreventement (cf § 5.6 de cette annexe).

5.5.1 - Résistance des éléments (cornières 80 x 80 x 8)

$$D = T_f / \cos \theta = 37,84 \text{ t}$$

$$\sigma_m = \frac{16924}{1280 \cdot \cos \theta} = 295,6 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

Les cornières seront en acier S355 JR (anciennement E36-2).

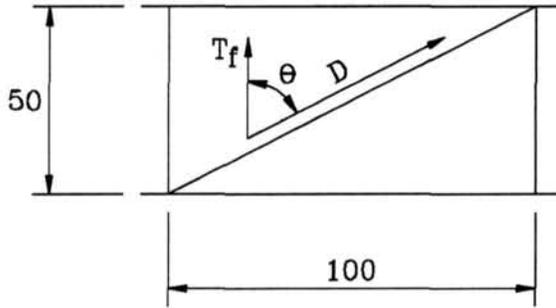


FIG. 88 :

Efforts dans une diagonale

a) Vérification du non flambement des cornières

On admettra que la cornière est encastree sur la semelle superieure de la poutrelles. Cela suppose au moins deux boulons à chaque extrémité.

$$\ell_0 = 111,8 \text{ cm}$$

$$\ell_f = \ell_0 / 2 = 0,559 \text{ m}$$

$$I_v = 29,88 \text{ cm}^4$$

Iv désigne l'inertie suivant l'axe de plus faible inertie

$$\sigma^* = 4 \times \pi^2 \times \frac{21000 \times 2988}{111,8^2 \times 12,80} = 1548 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 355 \left(1 - 0,375 \times \frac{355}{1548} \right) = 324,5 \text{ MPa} > 295,6$$

On peut admettre ici, que l'effet d'excentricité des attaches conduit à une adaptation des barres à leurs assemblages.

La vérification est inutile pour les autres panneaux, car l'effort tranchant de flambement varie le long de la poutre suivant la loi :

$$T(x) = T_f \cos \pi \left(\frac{x}{l} \right)$$

Les cornières transversales ne supportent qu'un effort correspondant à la différence d'efforts tranchants calculés au centre des deux panneaux adjacents.

La traverse d'extrémité est soumise à la contrainte

$$\sigma_m = \frac{169240}{1280} = 132 \text{ MPa}$$

b) Assemblages

On utilise deux boulons HR 10-9 pour équilibrer les efforts de cisaillement (diamètre $\varnothing 24$)

Résistance des boulons (calcul à l'ELU) :

$$R = 2 \times 0,6 \times 90 \times 355 = 38,12 \text{ t} > 37,84$$

La condition $\tau = \frac{R}{S} \leq 0,6 \sigma_e$ du § 22.2 du titre V du fascicule 61 est donc satisfaite.

Pression diamétrale (cf. § 29.12 du titre V du fascicule 61)

$$P = \frac{378400}{24 \times 8 \times 2} = 985,4 < 4 \times 355 = 1420 \text{ MPa}$$

Résistance de l'aile de la cornière (cf. § 14.423, titre V, fascicule 61)

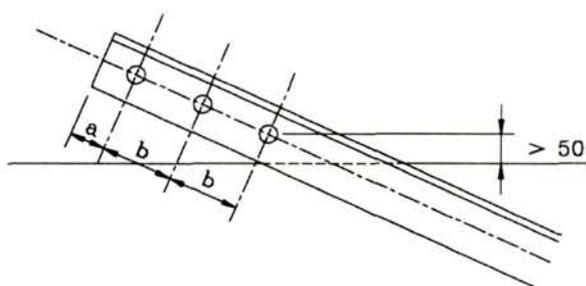


FIG. 89 :
Assemblage aile - cornière
Vue de dessus

$$\tau = \frac{37840}{2 \times (48 + 72) \times 8} = 197 \text{ MPa} < 216$$

$$a > 2 \times 24 = 48 \text{ mm}, \quad b > 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$$

5.5.2 - Entretoise sur appui

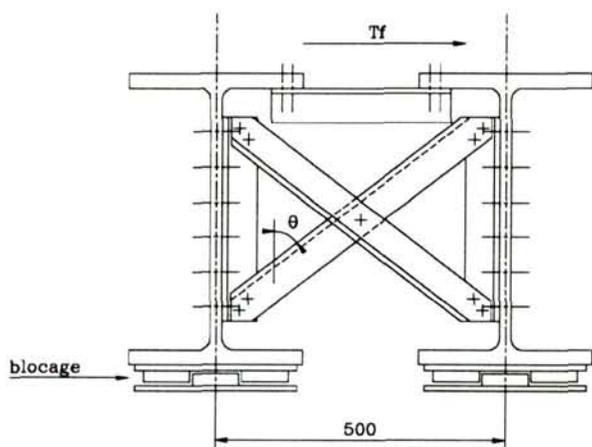


FIG. 90 :
Entretoise sur appui

L'effort repris par une diagonale est

$$D = \frac{T_f}{2 \sin \theta} = 14,56 \text{ t}$$

$$\sigma_m = 113 \text{ MPa}$$

5.6 - RESISTANCE DES BARRES D'ECARTEMENT (ESPACES DE 5 m)

L'effort repris par chacune des barres placées entre les poutrelles 3 et 4 d'une part et 5 et 6 d'autre part, correspond à la charge transversale q supplémentaire apportée à la poutre de contreventement.

Cette charge vaut :

$$q = 2 \times \left(\frac{16,924 - 11,780}{30} \right) = 0,343 \text{ t/m}$$

$$\text{L'effort est } F = q \times \frac{5}{2} = 0,86 \text{ t}$$

Si l'on utilise une tige filetée $\varnothing 24$, la contrainte vaut 19 MPa ; cette contrainte est largement inférieure à la contrainte critique de flambement de la barre

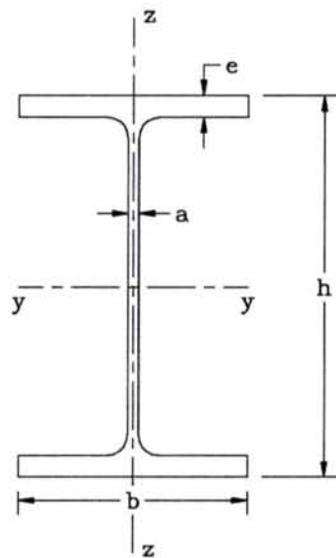
$$\left(\sigma_{cr} = \pi^2 \frac{Ei}{l_a^2} = 298 \text{ MPa} \right)$$

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 6

CARACTERISTIQUES DES POUTRELLES HE

Profilé	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>e</i>	<i>a</i>	aire	I_y	I_z	<i>K</i>
	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴
HE200A	190	200	10	6,5	53,8	3692	1336	21
HE200B	200	200	15	9	78,1	5696	2003	59
HE200M	220	206	25	15	131,3	10642	3651	259
HE220A	210	220	11	7	64,3	5410	1955	29
HE220B	220	220	16	9,5	91,0	8091	2843	77
HE220M	240	226	26	15,5	149,4	14605	5012	315
HE240A	230	240	12	7,5	76,8	7763	2769	42
HE240B	240	240	17	10,0	106,0	11259	3922	103
HE240M	270	248	32	18,0	199,6	24289	8253	628
HE260A	250	260	12,5	8	86,8	10455	3668	52
HE260B	260	260	17,5	10,0	118,4	14919	5135	124
HE260M	290	268	32,5	18,0	219,6	31307	10449	719
HE280A	270	280	13	8	97,3	13673	4763	62
HE280B	280	280	18	10,5	131,4	19270	6595	144
HE280M	310	288	33	18,5	240,2	39547	13160	807
HE300A	290	300	14	8,5	112,5	18263	6310	85
HE300B	300	300	19	11	149,1	25166	8563	185
HE300C	320	305	29	16	225,1	40951	13740	598
HE300M	340	310	39	21	303,1	59201	19400	1408
HE320A	310	300	15,5	9	124,4	22928	6985	108
HE320B	320	300	20,5	11,5	161,3	30823	9239	225
HE320M	359	309	40	21	312	68135	19710	1501
HE340A	330	300	16,5	9,5	133,5	27793	7436	127
HE340B	340	300	21,5	12	170,9	36656	9690	257
HE340M	377	309	40	21	315,8	76372	19710	1506
HE360A	350	300	17,5	10	142,8	33090	7887	149
HE360B	360	300	22,5	12,5	180,6	43193	10140	292
HE360M	395	308	40	21	318,8	84867	19520	1507
HE400A	390	300	19	11	159	45069	8564	189
HE400B	400	300	24	13,5	197,8	57680	10820	356
HE400M	432	307	40	21	325,8	104109	19340	1515
HE450A	440	300	21	11,5	178	63722	9465	244
HE450B	450	300	26	14	218	79887	11720	440
HE450M	478	307	40	21	335,4	131484	19340	1529
HE500A	490	300	23	12	197,5	86975	10370	309
HE500B	500	300	28	14,5	238,6	107176	12520	538
HE500M	524	306	40	21	344,3	161929	19150	1539
HE550A	540	300	24	12,5	221,8	111932	10820	352
HE550B	550	300	29	15	254,1	136691	13080	600
HE550M	572	306	40	21	354,4	197984	19160	1554
HE600A	590	300	25	13	226,5	141208	11270	398
HE600B	600	300	30	15,5	270	171041	13530	667
HE600M	620	305	40	21	363,7	237447	18980	1564
HE650A	640	300	26	13,5	241,6	175178	11720	448
HE650B	650	300	31	16	286,3	210616	13980	739
HE650M	668	305	40	21	373,7	281667	18980	1579
HE700A	690	300	27	14,5	260,5	215301	12180	514
HE700B	700	300	32	17	306,4	256888	14440	831
HE700M	716	304	40	21	383	329278	18800	1589
HE800A	790	300	28	15	285,8	303442	12640	597
HE800B	800	300	33	17,5	334,2	359083	14900	946
HE800M	814	303	40	21	404,3	442598	18630	1646
HE900A	890	300	30	16	320,5	422075	13550	737
HE900B	900	300	35	18,6	371,3	494065	15820	1137
HE900M	910	302	40	21	423,6	570434	18450	1671
HE1000A	990	300	31	16,5	346,8	553846	14000	822
HE1000B	1000	300	36	19	400	644748	16280	1254
HE1000M	1008	302	40	21	444,2	722299	18460	1701



Page laissée blanche intentionnellement

Fabrication : J. THIRION
Conception du cahier de couverture : CONCEPT GRAPHIC 45 : 38 96 81 04
Impression : IMPRIMERIE DE MONTLIGEON : 33 85 80 00

Cet ouvrage est propriété de l'Administration, il ne pourra être utilisé ou reproduit,
même partiellement, sans l'autorisation du SETRA et de la SNCF.

© 1995 SETRA/SNCF - Dépôt légal : Mai 1995 - N° ISBN 2-11 085756 0



Les tabliers de ponts - routes à poutrelles enrobées relèvent d'une technique connue et largement employée par les concepteurs d'ouvrages d'art, notamment la SNCF.

Son principe consiste à poser des poutrelles métalliques (en général des profilés laminés) sur les appuis, à coffrer le vide entre les ailes inférieures

des poutrelles à l'aide de coffrages perdus, à mettre en place le ferrailage, puis à procéder au bétonnage. Cette technique simple et avantageuse permet de réaliser sans échafaudage des tabliers à une ou plusieurs travées continues de portée unitaire allant jusqu'à une trentaine de mètres et d'assurer par association de l'acier et du béton des franchissements à faible hauteur disponible du tirant d'air.

Le présent document constitue un guide de conception et de calcul de ce type d'ouvrage et lequel est destiné à des maîtres d'œuvre et concepteurs de ponts.

The road bridge decks made of beams call upon a known technique widely used by design engineers, especially within the French National Railways.

Its principle consists in laying metal beams, generally rolled sections, on the supports, to board the gap between the lower flanges with stay-in-place forms, to install the reinforcement and then to fill with concrete. This simple and favourable technique allows one to build continuous decks, with single or multiple spans, approximately 30 meter long, while using no scaffoldings, and to ensure, thanks to the association of steel and concrete, crossing with limited clearances.

Document disponible sous la référence F 9503 au bureau de vente des publications du SETRA
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cédex - France
Tél. : (1) 46 11 31 53 et 46 11 31 55 - Télécopie : (1) 46 11 33 55

Prix de vente : 300 F