

**Conception et calcul  
des éléments transversaux  
dans les ponts-routes mixtes**



SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES  
DES ROUTES ET AUTOROUTES



CONCEPTION ET CALCUL DES ÉLÉMENTS TRANSVERSAUX  
DANS LES PONTS-ROUTES MIXTES

---

J.C. FOUCRIAT  
Ingénieur en Chef à SOFRESID

J. ROCHE  
Ingénieur au S.E.T.R.A.

Edition provisoire, pour les journées des CETE des 26 et 27 novembre 1985, d'un article destiné à être publié dans la revue "Ponts métalliques" de l'OTUA (n°11 à paraître début 1986).

La totalité du texte, mais seulement une partie des figures, sont reproduites dans le présent document.

## S O M M A I R E

	PAGES
<b>1 - INTRODUCTION</b>	7
<b>2 - MORPHOLOGIE DES PONTS MIXTES A POUTRES EN I</b>	8
2.1 - Généralités .....	8
2.2 - Tabliers bipoutres à pièces de pont .....	8
2.3 - Tabliers bipoutres à entretoises .....	10
2.4 - Tabliers multipoutres à entretoises .....	11
<b>3 - FONCTIONS DES ELEMENTS TRANSVERSAUX</b>	11
3.1 - Fonction spécifique des pièces de pont : transmission du poids de la dalle et des charges verticales aux poutres .....	11
3.2 - Solidarisation des poutres sous l'action des charges verticales : "entretoisement" .....	12
3.3 - Solidarisation des poutres sous l'action des charges transversales : "contreventement" .....	14
3.4 - Stabilisation des poutres contre le déversement .....	15
3.5 - Solidarisation des poutres de ponts courbes .....	15
3.6 - Transmission des réactions d'appui verticales .....	15
3.7 - Transmission des réactions de vèrinage .....	16
3.8 - Raidissage transversal des poutres .....	16
3.9 - Autres fonctions .....	16

**4 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES ELEMENTS TRANSVERSAUX**

	16
4.1 - Généralités .....	16
4.2 - Pièces de pont .....	18
4.3 - Entretoises .....	25
4.4 - Entretoises sur appui .....	30
4.5 - Montants courants .....	31
4.6 - Montants d'appui .....	36
4.7 - Dispositifs de vérinage .....	40

**5 - MODELES DE CALCUL DES ELEMENTS TRANSVERSAUX DANS LES  
TABLIERS BIPOUTRES**

	42
5.1 - Notations, hypothèses générales de calcul .....	42
5.1.1 - Cas des pièces de pont .....	42
5.1.2 - Cas des entretoises .....	44
5.2 - Transmission par les pièces de pont du poids de la dalle et des charges verticales aux poutres .....	47
5.2.1 - Coulage de la dalle .....	48
5.2.2 - Charges réparties en service .....	48
5.2.3 - Charges concentrées en service .....	49
5.3 - Solidarisation des poutres sous l'action des charges verticales dans les tabliers bipoutres .....	57
5.4 - Solidarisation des poutres sous l'action des charges transversales .....	59
5.4.1 - Eléments transversaux courants .....	59
5.4.2 - Eléments transversaux sur appui .....	62
5.5 - Stabilisation des poutres contre le déversement .....	62
5.6 - Solidarisation des poutres de ponts courbes .....	73
5.7 - Transmission des réactions d'appui verticales .....	75
5.8 - Transmission des réactions de vérinage .....	77
5.9 - Raidissage transversal des poutres .....	77

**6 - MODELES DE CALCUL DES ELEMENTS TRANSVERSAUX DANS  
LES TABLIERS MULTIPOUTRES**

6.1 - Modèle de Courbon .....	81
6.2 - Modèle de Vlassov .....	84
6.3 - Modèle de Guyon-Massonet .....	85
6.4 - Cas particulier des pont sans entretoises .....	87
6.5 - Modélisation par réseaux de poutres croisées .....	87
6.6 - Quel modèle choisir ? .....	87

**7 - VERIFICATION DES ELEMENTS TRANSVERSAUX ET  
DE LEURS ASSEMBLAGES**

7.1 - Vérification des éléments transversaux .....	88
7.2 - Vérification des assemblages .....	92
7.2.1 - Remarques préliminaires .....	92
7.2.2 - Assemblage de type PMA .....	93
7.2.3 - Assemblages de type PMB et EMB .....	96
7.2.4 - Assemblages de type PMC et EMC .....	98

**REFERENCES**

## 1 - INTRODUCTION

Les ponts à poutres métalliques comportent des éléments transversaux (pièces de pont, entretoises, montants), qui ne participent pas directement à la résistance en flexion générale, mais sont indispensables pour le fonctionnement du tablier en structure tridimensionnelle.

Alors que les poutres principales ont une fonction bien définie et peuvent être dimensionnées avec précision, les éléments transversaux au contraire jouent simultanément plusieurs rôles, leur fonctionnement est complexe et leurs sollicitations difficiles à calculer avec précision. Heureusement, ces éléments ne représentent qu'une assez faible part du poids d'acier du tablier : on peut donc les dimensionner avec des modèles de calcul simplifiés, pourvu que les simplifications placent en sécurité.

Les éléments transversaux nécessitent par contre un travail d'usinage et d'assemblage important par rapport à leur tonnage, de sorte que leur coût est loin d'être négligeable par rapport à celui de l'ossature. Ce coût peut varier largement suivant les solutions adoptées ; de plus, les dispositions constructives ont une influence déterminante sur la résistance et la durabilité des structures. Aussi, convient-il d'apporter du soin à la conception de ces éléments.

Pour rester dans des limites raisonnables, nous traiterons uniquement les ponts mixtes à poutres en I, qui sont les ponts métalliques les plus fréquemment adoptés actuellement, et nous ne considérerons que les dispositions usuelles. En particulier, les modèles de calcul proposés ne sont directement applicables qu'à des ponts droits ou de biais modéré ; ils nécessitent des adaptations en cas de biais important.

## 2 - MORPHOLOGIE DES PONTS MIXTES À POUTRES EN I

### 2.1 - GÉNÉRALITÉS

La conception des tabliers métalliques évolue depuis longtemps vers une simplification des structures. Parmi les causes de cette évolution, on peut citer :

- l'augmentation des coûts salariaux, qui pénalise les travaux d'usinage et d'assemblage du fait que ceux-ci nécessitent toujours une part importante de main-d'oeuvre,
- les progrès en matière d'aciers et de soudage, qui permettent l'assemblage de tôles de plus en plus épaisses.

Cette tendance à la simplification conduit maintenant à adopter dans beaucoup de cas des tabliers à deux poutres seulement.

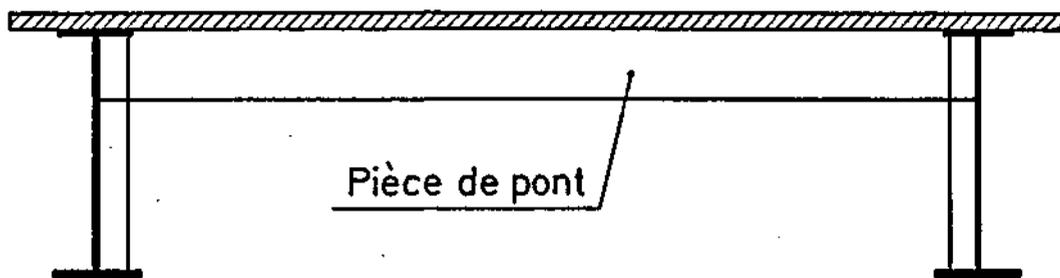
La mise en place s'effectue le plus souvent par lançage de l'ossature complètement assemblée; cette technique nécessite des poutres de hauteur constante ou très progressivement variable. La mise en place par levage d'éléments d'ossature à la grue est courante également ; la hauteur des poutres dans ce cas peut être constante ou variable.

### 2.2 - TABLIERS BIPOUTRES À PIÈCES DE PONT

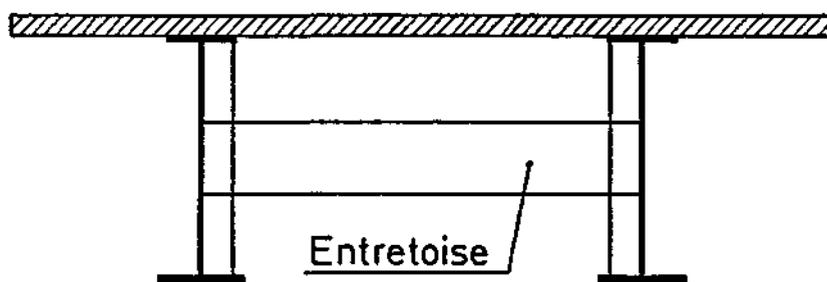
Dans les tabliers bipoutres larges, l'adoption d'une dalle en béton armé appuyée uniquement sur les poutres nécessiterait une épaisseur de béton importante pour résister aux charges locales. Le poids serait alors pénalisant, surtout pour les ouvrages d'assez grande portée. La solution dans ce cas consiste à appuyer la dalle à la fois sur les poutres principales et sur les éléments transversaux appelés alors pièces de pont (figures 3a) . Le premier grand ouvrage de ce genre construit en France a été le pont de Criquebeuf qui franchit la Seine et l'Eure (1970). Cette disposition a permis d'étendre la solution bipoutre au domaine des tabliers larges ; elle est maintenant fréquemment adoptée.

La disposition habituelle consiste à associer une dalle de 22 ou 23 cm d'épaisseur avec des pièces de pont espacées de 4 m environ. Ces dernières sont connectées à la dalle de la même façon que les poutres. Le ferrailage de la dalle est disposé en majeure partie dans le sens longitudinal puisque les

(a)



(b)



(c)

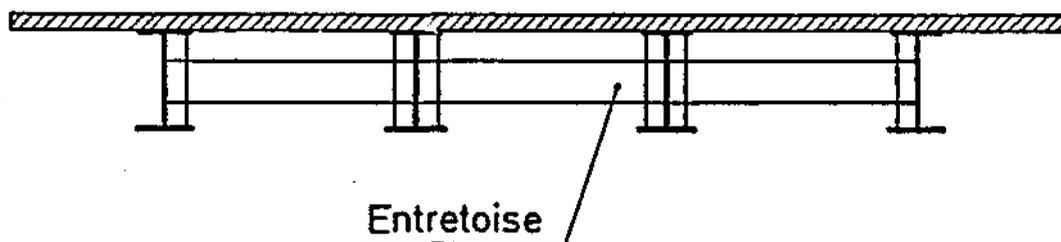


FIGURE 3 - Schémas de principe des dispositions courantes dans les ponts-routes mixtes ;(a): tablier bipoutre à pièces de pont ;(b): tablier bipoutre à entretoises ;(c): tablier multipoutre à entretoises

efforts de flexion locale de la dalle sont orientés dans la même direction que ceux de flexion générale du tablier. Rappelons que d'après l'article 1er du règlement de calcul des ponts mixtes [4], ces deux types d'efforts n'ont pas à être cumulés dans les vérifications. Pour ne pas avoir à ajouter trop d'aciers transversaux dans les parties latérales de dalle en console, on réduit la portée de ces dernières en écartant les poutres au maximum. Dans ces conditions, le taux de ferrailage de la dalle est de l'ordre de 160 à 200 kg/m<sup>3</sup> ; ce taux ne tient pas compte de l'ancrage des barrières, ni des recouvrements d'armatures dont l'incidence n'est pas négligeable dans le cas d'adoption par le constructeur de treillis soudés ou préassemblés.

### 2.3 - TABLIERS BIPOUTRES À ENTRETOISES

Quand la largeur du tablier est assez faible pour que l'écartement des poutres puisse être inférieur à 7 ou 8 m, on a souvent intérêt à n'appuyer la dalle que sur les poutres (figures 3b ). Les éléments transversaux, appelés dans ce cas entretoises, peuvent être plus espacés que dans le cas précédent et leur assemblage avec les poutres est plus simple. La dalle par contre nécessite généralement plus de ferrailage, car il faut à la fois des aciers longitudinaux pour la flexion générale et des aciers transversaux pour la flexion locale : le taux de ferrailage est de l'ordre de 200 à 250 kg/m<sup>3</sup>, avec les mêmes remarques que précédemment. On met à profit l'existence de ce ferrailage transversal pour donner aux parties latérales de dalle en console une portée plus grande que dans le cas des pièces de pont. La largeur économique maximale de tablier permise par cette solution est de l'ordre de 13 ou 14 m ; l'épaisseur de dalle nécessaire atteint alors 30 ou même 40 cm au droit des poutres. On peut faire varier transversalement cette épaisseur, au prix d'une certaine complication des coffrages, pour diminuer le poids de béton.

Le choix entre pièces de pont et entretoises a des conséquences sur de nombreux facteurs tels que les quantités d'acier laminé et d'armatures, le nombre et la complexité des assemblages, les possibilités de coffrage de la dalle, les dimensions transversales des piles et culées, la conception de l'éventuel dispositif de visite, l'emplacement et le mode de fixation des réseaux des concessionnaires ... Ce choix est particulièrement délicat pour les largeurs de dalle voisines de 13 ou 14 m qui sont à l'intersection du domaine économique de chacun des deux systèmes. Pour les tabliers de largeur variable, il peut être indiqué d'adopter les deux solutions à la suite l'une de l'autre.

On n'oubliera pas enfin certaines solutions (précontrainte transversale de la dalle, longerons) qui permettent des tabliers bipoutres larges sans nécessiter de pièces de pont supportant transversalement la dalle.

#### 2.4 - TABLIERS MULTIPOUTRES À ENTRETOISES

Cette conception, très usitée jusque dans les années 1960, est maintenant plus rare. Elle conserve un intérêt pour les tabliers larges et de faible portée : on conçoit qu'il est alors plus économique de transmettre les efforts directement aux appuis à l'aide de poutres supplémentaires que de les faire transiter par des pièces de pont (figures 3c ).

Les tabliers multipoutres comportent trois poutres, plus souvent quatre, parfois un plus grand nombre, suivant leur largeur. Un nombre pair de poutres permet le transport et la mise en place (par levage ou lançage) d'ensembles de deux poutres entretoisées ; les poutres ne sont pas nécessairement équidistantes dans ce cas : il peut être avantageux de les rapprocher deux par deux .

On adopte en principe un espacement de poutres suffisamment faible (ou bien on intercale des longerons) de façon à ce que la dalle n'ait pas besoin d'être appuyée transversalement : les tabliers multipoutres comportent donc généralement des entretoises et non des pièces de pont (sauf parfois sur appui).

### 3 - FONCTIONS DES ÉLÉMENTS TRANSVERSAUX

#### 3.1 - FONCTION SPÉCIFIQUE DES PIÈCES DE PONT : transmission du poids de la dalle et des charges verticales aux poutres

Les pièces de pont ont pour premier rôle de supporter la dalle et les charges verticales, et d'en reporter le poids sur les poutres principales. Cette fonction est assurée lorsque l'ouvrage est en service, mais aussi pendant le

coulage de la dalle, dans le cas fréquent où les pièces de pont servent de support aux coffrages.

### 3.2 - SOLIDARISATION DES POUTRES SOUS L'ACTION DES CHARGES VERTICALES : "entretoisement"

Les charges verticales placées sur la dalle sollicitent le tablier en flexion et en torsion, et chaque section transversale tend à subir :

- un déplacement d'ensemble (flèche plus rotation),
- une déformation hors du plan de la section (gauchissement),
- une déformation dans le plan de la section.

Les éléments transversaux s'opposent aux déformations dans le plan de la section seulement ; on peut distinguer deux modes d'actions selon le type de déformation considérée :

#### a) conservation de l'alignement des poutres

Cette fonction ne concerne évidemment pas les tabliers bipoutres : leurs éléments transversaux (pièces de pont ou entretoises) ne sont pas sollicités à ce titre, et la répartition des charges entre poutres ne dépend pas de la rigidité de ces éléments.

Dans les tabliers multipoutres au contraire, le maintien de l'alignement des poutres dans les sections transversales, sous l'action des charges centrées ou non, entraîne des sollicitations importantes dans les entretoises (la rigidité de la dalle étant généralement insuffisante) et il faut en tenir compte pour la conception et le calcul des entretoises et de leurs assemblages. Cette solidarisation des poutres dans leurs déformations verticales assure une répartition plus ou moins complète des charges entre poutres, suivant le degré de rigidité des éléments transversaux ; par exemple, à la figure 7, si les entretoises sont souples, l'une des poutres supporte seule une grande partie de la charge  $Q$ , alors qu'avec des entretoises parfaitement rigides, chacune des trois poutres ne supporte plus que  $Q/3$  dans le cas d'une charge centrée. Les tabliers multipoutres actuels ont un comportement intermédiaire entre ces deux extrêmes.

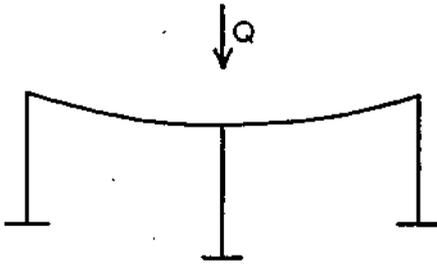


FIGURE 7

Déformation d'une section transversale par non conservation de l'alignement des poutres

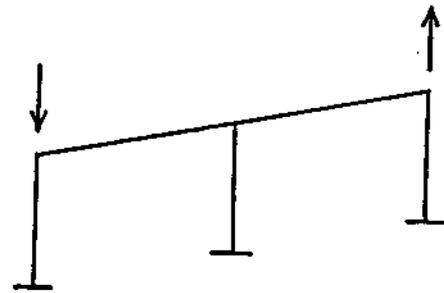
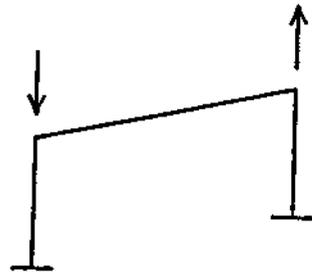


FIGURE 8

Déformation de sections transversales par non conservation des angles (distorsion)

## b) Conservation des angles des sections

Dans un tablier sollicité en torsion, les éléments transversaux s'opposent aux déformations de distorsion, c'est-à-dire qu'ils maintiennent des valeurs constantes aux angles des sections (figure 8). Contrairement au cas précédent, ce rôle des éléments transversaux est identique dans les tabliers bipoutres et multipoutres ; il n'entraîne que des sollicitations négligeables, la rigidité de torsion des poutres étant très faible.

### 3.3 - SOLIDARISATION DES POUTRES SOUS L'ACTION DES CHARGES TRANSVERSALES : "contreventement"

La pression du vent est la principale charge transversale sollicitant les ouvrages d'art, d'où l'appellation de contreventement donnée à l'ensemble des éléments qui solidarissent les poutres principales pour leur permettre de reporter les charges transversales sur les appareils d'appui.

Un tablier à poutres métalliques comporte deux contreventements distincts :

a - le contreventement horizontal (ou contreventement longitudinal) reporte les efforts horizontalement. Il dote le tablier de résistance transversale en constituant l'âme d'une poutre disposée à plat dont les membrures sont les poutres principales. Dans l'ouvrage en service, c'est la dalle qui constitue le contreventement horizontal. Pendant la construction, avant la mise en place de la dalle, un contreventement horizontal provisoire formé de croix de Saint-André doit généralement relier les poutres. Il est pratiquement indispensable lorsque les éléments transversaux sont des entretoises, car le fonctionnement en poutre échelle est douteux dans ce cas.

b - le contreventement vertical (ou contreventement transversal) reporte les efforts verticalement. Ce sont les ensembles pièce de pont - montants ou entretoise - montants qui constituent le contreventement vertical : en partie courante, ils élèvent les efforts transversaux au niveau de la dalle (ou du contreventement

provisoire) ; sur appui, ils redescendent ces efforts du niveau de la dalle à celui des appareils d'appui.

### 3.4 - STABILISATION DES POUTRES CONTRE LE DÉVERSEMENT

Les ensembles pièce de pont - montants ou entretoise - montants, prenant appui sur le contreventement horizontal, stabilisent les membrures des poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées (en service ou durant la construction). Pour cela, les éléments transversaux doivent offrir une rigidité et une résistance suffisantes.

### 3.5 - SOLIDARISATION DES POUTRES DE PONTS COURBES

Les membrures de poutres courbes sont sollicitées par des efforts transversaux résultant de la déviation des efforts normaux. Une distorsion de la section tend à se produire, à laquelle s'opposent les éléments transversaux comme précédemment en 3.2 b, mais ici les efforts augmentent avec la courbure et peuvent devenir importants.

### 3.6 - TRANSMISSION DES RÉACTIONS D'APPUI VERTICALES

Les montants d'appui répartissent les réactions d'appui verticales sur la hauteur des poutres.

### 3.7 - TRANSMISSION DES RÉACTIONS DE VÉRINAGE

Des emplacements de vérinage sont nécessaires sur piles et culées pour pouvoir dégager éventuellement un appareil d'appui défectueux. Des montants doivent répartir les réactions d'appui sur une certaine hauteur d'âme, comme précédemment, et dans le cas où le vérinage a lieu sous les éléments transversaux, les efforts (notamment l'effort tranchant) doivent être reportés du point de

vérinage à l'âme de la poutre la plus proche.

### 3.8 - RAIDISSAGE TRANSVERSAL DES POUTRES

Les montants (courants et sur appui) servent de raidisseurs transversaux à l'âme des poutres principales.

### 3.9 - AUTRES FONCTIONS

La liste qui précède n'est pas exhaustive. D'autres fonctions ou modes de fonctionnement peuvent être à considérer, au moins au stade des études d'exécution, en fonction des particularités de chaque ouvrage. Citons à titre d'exemple :

- la présence possible de certaines charges (dispositif de visite, équipage mobile pour le coffrage de la dalle, éléments de coffrage des parties latérales de dalle en console ...),
- des particularités telles qu'un biais prononcé, un grand espacement des entretoises ...),
- la nécessité d'éviter dans tous les cas une trop grande déformabilité de la structure, qui pourrait être préjudiciable à la tenue en fatigue,
- la nécessité de pouvoir manutentionner les éléments avant montage sans qu'ils déversent.

## 4 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES ÉLÉMENTS TRANSVERSAUX

### 4.1 - GÉNÉRALITÉS

Les dispositions constructives des ponts métalliques ont un caractère évolutif, lié aux progrès réalisés par les aciers et les techniques d'assemblage, et à l'amélioration des connaissances dans le domaine de la fatigue.

Par ailleurs, les dispositions proposées diffèrent suivant les constructeurs, en fonction de l'équipement et des habitudes de chacun.

Les solutions admissibles pour les éléments transversaux et leurs assemblages sont donc diverses et ne semblent pas devoir être figées dans un code.

Les critères à considérer dans chaque cas sont, outre bien entendu le coût :

- l'aptitude à remplir les fonctions indiquées précédemment, ce qui conduit à vérifier des conditions de résistance, de stabilité de forme, de rigidité,
- le comportement en fatigue, dont on peut avoir une idée par comparaison avec les tableaux de classement de dispositions constructives [5].

Avant d'entrer dans les détails, rappelons quelques données générales.

Dans les ponts-routes mixtes actuels, les éléments transversaux sont à âme pleine ; ils peuvent être composés de tôles soudées, ou constitués d'un profilé laminé.

Pour les tôles, les constructeurs adoptent généralement l'acier de nuance E 36 de la norme française A 35 501 : les épaisseurs sont inférieures à 30 mm et l'acier E 355 n'est donc pas nécessaire. Dans le cas d'acier autopatissable, on utilise la nuance E 36 WB de la norme A 35 502. Les profilés sont le plus souvent en acier E 28 ou E 36. Les maîtres d'oeuvre exigent généralement la qualité 4 pour l'acier E 36 et la qualité 3 pour l'acier E 28.

Les pièces de pont et les entretoises sont toujours associées à des montants rigidifiant l'âme des poutres, de façon à constituer des portiques : portiques à une traverse dans le cas des pièces de pont, portiques à deux traverses dans le cas des entretoises lorsque la dalle est en place. Les montants, par contre, peuvent être utilisés seuls : ils n'ont plus alors que la fonction de raidisseur transversal des poutres,

Il est rare qu'un tablier puisse être transporté entièrement assemblé. Dans la plupart des cas, les poutres munies de leurs montants sont transportées individuellement par tronçons et assemblées sur chantier aux pièces de pont ou aux entretoises. Il y a quelques années, des amorces de pièces de pont ou d'entretoises étaient soudées aux poutres en usine, et l'assemblage sur chantier était effectué par couvre-joints et boulons à serrage contrôlé. Maintenant, dans la plupart des cas, les assemblages définitifs sont effectués par soudage, sur chantier comme en usine.

#### 4.2 - PIÈCES DE PONT

Les pièces de pont composées de tôles soudées ont une section en I, à membrures identiques ou non, de hauteur comprise entre le dixième et le quinzième de la portée entre poutres.

Dans le cas d'utilisation de profilé laminé, un IPE 600 peut suffire pour une portée entre poutres jusqu'à 7 m environ, mais la faible largeur de membrure, 220 mm, limite la place disponible pour les connecteurs. Un HEB 600 permet d'atteindre une portée de 9 à 10 m, mais à partir de telles dimensions, une section de profilé a un rendement en flexion nettement moins bon qu'une section composée. La limite des domaines économiques diffère suivant les constructeurs.

Les pièces de pont doivent toujours être connectées à la dalle, même si l'augmentation de résistance procurée par le béton est superflue. En l'absence de connexion, le glissement entre les deux matériaux faciliterait la corrosion de l'acier et entraînerait des dégradations du béton. Des indications sur le dimensionnement de la connexion des pièces de pont sont données au paragraphe 7.1.

Lorsque la dalle est en dévers unique, les pièces de pont sont inclinées suivant la pente transversale. Lorsque la dalle a un profil en toit, l'utilisation de pièces de pont à membrure supérieure rectiligne nécessite un renfort, dont l'épaisseur devient importante si le pont est large, ce qui complique la connexion. Il est préférable alors que les pièces de pont aient un tracé suivant le profil en travers de la dalle. On peut encore dans ce cas utiliser des profilés laminés en les cintrant. Le cintrage peut être effectué par le constructeur qui procède à chaud, conformément aux prescriptions de la norme française P 22 800, en évitant surtout la zone de chauffage au bleu comprise entre 290 et 380° C. Les usines sidérurgiques peuvent aussi fournir aux constructeurs des profilés cintrés à froid suivant une ligne brisée.

Dans les ponts biais, les pièces de pont sont souvent disposées droites pour ne pas augmenter leur portée et éviter de compliquer l'assemblage avec les poutres. Cette disposition s'impose particulièrement lorsque le profil en long de l'ouvrage n'est pas rectiligne : des pièces de pont biaisées auraient des pentes toutes différentes, alors que des pièces de pont droites peuvent encore être parallèles si le profil en long est circulaire.

L'assemblage des pièces de pont avec les montants des poutres doit être de type rigide, c'est-à-dire capable de résister à des moments de flexion sans déformation excessive.

Lorsque le montant est un têt, la pièce de pont est soudée sur la membrure du têt (figure 9). On peut distinguer plusieurs types d'assemblage suivant la façon dont l'effort normal apporté par la membrure inférieure de la pièce de pont est transmis au montant. Dans les assemblages de type A, cet effort est réparti dans la largeur du montant par deux mouchoirs ou deux goussets horizontaux prolongeant la membrure inférieure de la pièce de pont. Les mouchoirs rectangulaires soudés sur trois côtés (assemblage A1) sont d'exécution plus délicate que les goussets triangulaires soudés sur deux côtés seulement (assemblage A2), car il faut les ajuster et maîtriser les retraits de soudage, mais ils offrent des points de fixation commodes pour le contreventement horizontal provisoire. Dans les assemblages de type B, l'effort normal apporté par la membrure inférieure de la pièce de pont est réparti sur une certaine hauteur de montant par un seul gousset vertical. La membrure inférieure de la pièce de pont peut être soudée (B1), ou non (B2), sur la membrure du montant. Ces assemblages de type B, ne nécessitant ni mouchoir, ni gousset à l'intérieur du montant, facilitent l'utilisation de montants en demi-profilé dont les congés ne constituent plus une gêne.

Lorsque le montant est un simple plat, l'âme de la pièce de pont est soudée sur l'âme de la poutre principale, et le montant est arrêté sous la pièce de pont (assemblage de type C, figure 10). Cette solution ne présente aucune difficulté particulière dans le cas de pièce de pont composée, mais nécessite, dans le cas de pièce de pont en profilé laminé, d'échancrer l'âme du profilé pour échapper aux zones de congés (figure 11). On peut concevoir encore dans ce cas un schéma de calcul rendant compte du transfert des efforts suivant la méthode indiquée au paragraphe 7.2 ci-après, mais un tel calcul suppose que l'assemblage peut être plastifié sans voilement ; dans le cas présent, on ne sait pas très bien comment effectuer cette justification, et elle conduirait en toute hypothèse à une limitation d'élançement très sévère du fait de l'échancrure. Aussi vaut-il mieux éviter ce type d'assemblage.

Une question a parfois été soulevée à propos de l'assemblage de la membrure supérieure des pièces de pont avec la membrure supérieure des poutres principales : des goussets sont-ils ou non nécessaires ? Cette question recouvre en fait deux préoccupations distinctes, l'une concernant la résistance de l'assemblage, l'autre sa tenue en fatigue.

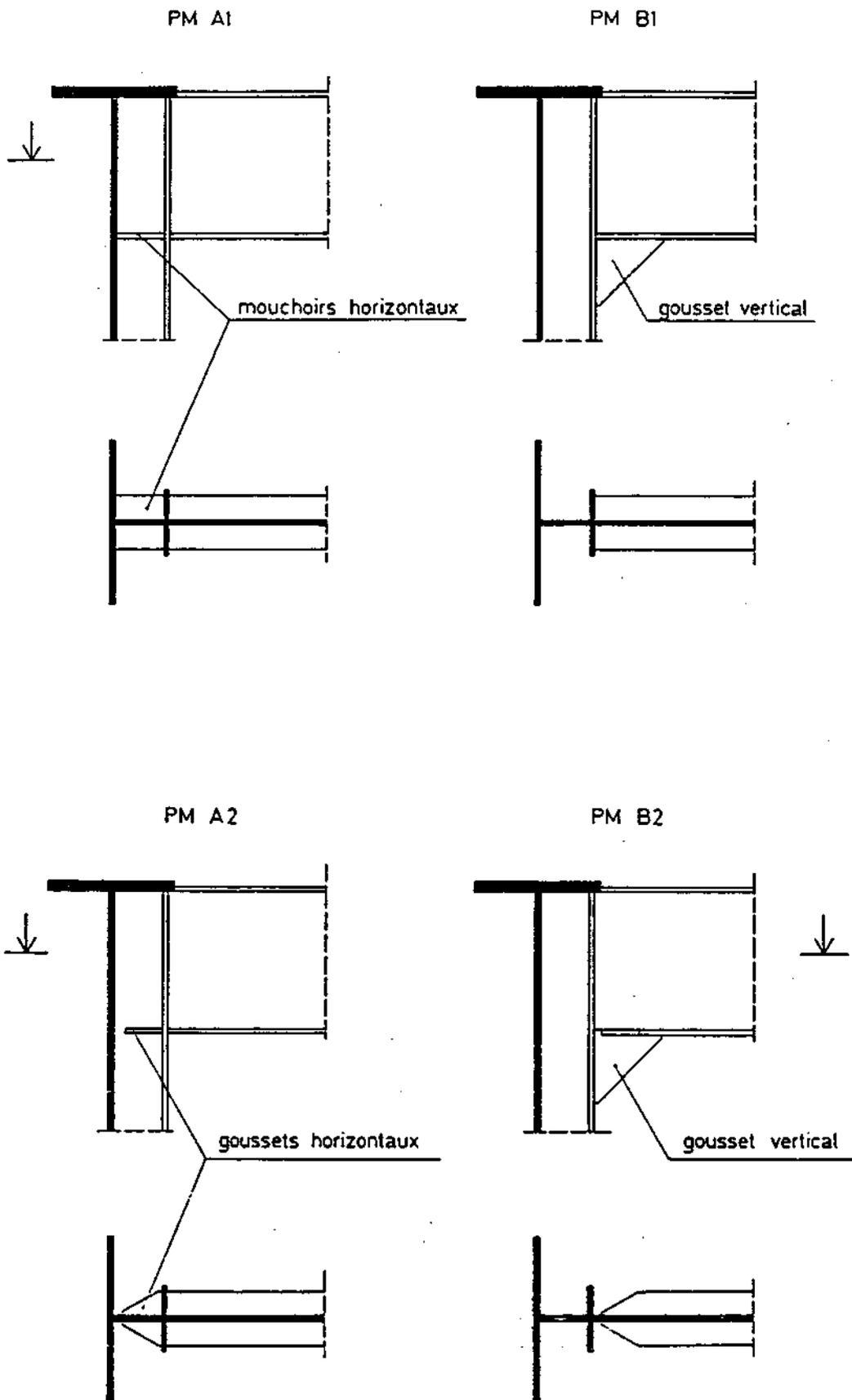


FIGURE 9 - Assemblages pièce de pont - montant dans le cas d'un montant en tôle

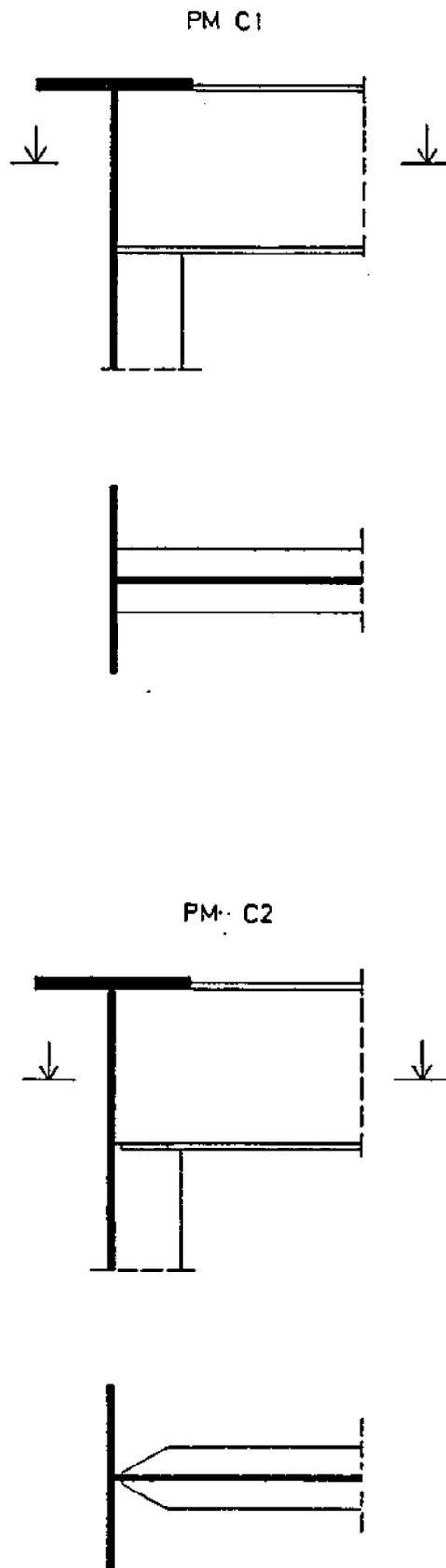


FIGURE 10 - Assemblages pièce de pont - montant dans le cas d'un montant en plat et d'une pièce de pont composée

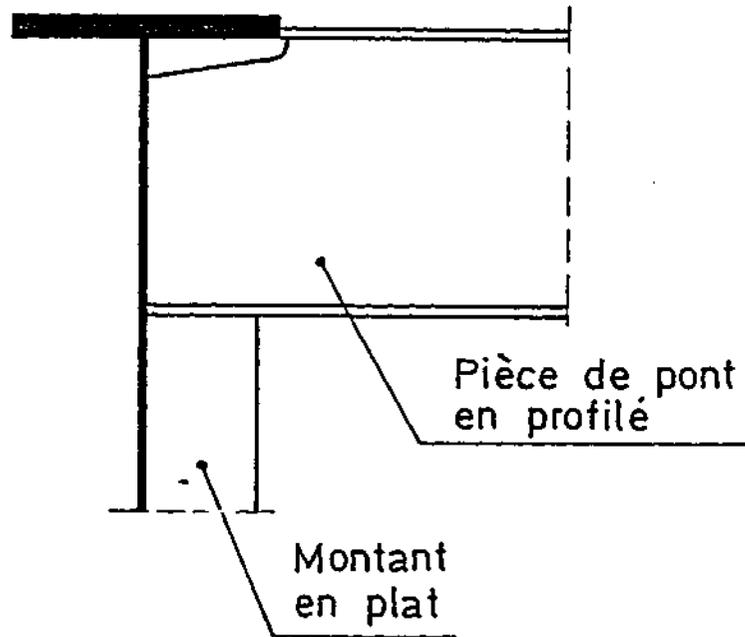


FIGURE 11 - Assemblage pièce de pont - montant dans le cas d'un montant en plat et d'une pièce de pont en profilé (disposition déconseillée)

En ce qui concerne la résistance de l'assemblage, les craintes sont liées à l'existence d'un champ de contraintes biaxial dans la zone de croisement. Lorsque la membrure supérieure de la poutre est tendue et que la membrure supérieure de la pièce de pont développe également des contraintes de traction, le phénomène que l'on pourrait craindre est celui de rupture fragile ; heureusement, les qualités des aciers utilisés de nos jours permettent d'écarter ce risque. Lorsque les contraintes sont l'une de compression, l'autre de traction, le respect du critère d'écoulement de Von Misès impose une limitation de ces contraintes à une valeur inférieure à la limite d'élasticité. Dans les tabliers bi-poutres à pièces de pont, les contraintes développées par les éléments transversaux dans la zone de croisement sont généralement très faibles (voir paragraphe 5.2 ci-après). Dans les tabliers multipoutres par contre, s'il arrive que l'entretroisement sollicite transversalement les membrures des poutres intermédiaires (c'était le cas jadis avec les entretoises à treillis de même hauteur que les poutres) il faut s'assurer effectivement que le critère de Von Misès est respecté. En fait, cela n'affecte que très peu le dimensionnement des membrures supérieures des poutres dans les zones soumises à un moment de flexion positif. Ainsi, il n'est pas utile dans ces différents cas de prévoir des goussets triangulaires ou trapézoïdaux pour augmenter la résistance de l'assemblage des membrures supérieures.

La considération des risques de fatigue est le second aspect de la question. En effet, le soudage sans précaution particulière d'un élément transversal sur le bord d'une membrure est considéré par les règlements de fatigue comme un assemblage de classe 50, c'est-à-dire que la variation de contrainte pouvant être supportée deux millions de fois par la membrure n'est que de 50 N/mm<sup>2</sup>. Des goussets de transition de découpe circulaire, meulés après soudage, améliorent sensiblement l'endurance de l'assemblage, l'élevant à la classe 90 si le rayon des goussets est suffisamment grand (figure 12) [5]. En pratique, les variations de contrainte dans la membrure supérieure des poutres sont faibles et, dans la plupart des cas, inférieures à la limite de fatigue (37 N/mm<sup>2</sup> pour un assemblage de classe 50) sous le passage des charges d'exploitation courantes. Si cependant ces variations de contraintes atteignaient des valeurs plus élevées dans une zone de membrure susceptible d'être tendue, il y aurait lieu d'évaluer les risques de fatigue à partir des prévisions de trafic, ce qui pourrait conduire à l'adoption de goussets circulaires pour l'assemblage des quelques pièces de pont concernées. Bien entendu, il conviendrait dans ce cas d'être attentif également aux détails d'assemblage des montants avec les membrures supérieures des poutres (voir paragraphe 4.5 ci-après).

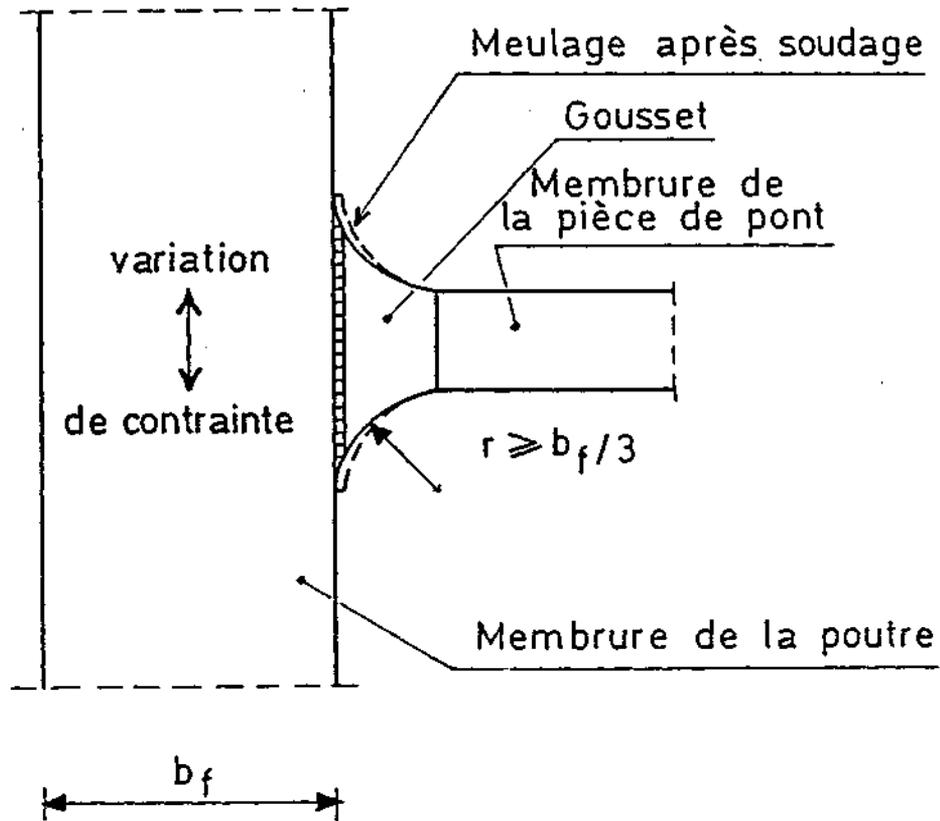


FIGURE 12 - Assemblage de membrures avec goussets circulaires

#### 4.3 - ENTRETOISES

Les entretoises, autrefois en treillis, sont maintenant formées d'une simple poutre en I symétrique. Etant généralement moins sollicitées que les pièces de pont et ayant moins de conditions géométriques à satisfaire, elles peuvent être constituées souvent d'un profilé laminé.

Les entretoises sont placées vers la mi-hauteur des poutres pour être efficaces contre le déversement des poutres aussi bien sous moment négatif que sous moment positif (en service ou à la construction). Elles n'ont pas besoin de suivre le dévers de la dalle : dans le cas d'une dalle en dévers unique, les poutres sont décalées en hauteur parallèlement à la pente de la dalle, alors que les entretoises peuvent demeurer horizontales (à moins que la hauteur des poutres ne le permette pas dans le cas de tabliers larges et de faible portée). On doit toujours réserver une hauteur libre suffisante entre la dalle et les entretoises, au moins égale à la largeur de membrure de celle-ci, pour permettre l'entretien.

L'assemblage des entretoises avec les montants des poutres est plus facile que dans le cas des pièces de pont, du fait qu'il n'y a pas d'intersection de membrures et que les entretoises sont horizontales. Dans les ponts biais, cela permet de les disposer suivant le biais.

Pour les tabliers bipoutres et pour les poutres de rive des tabliers multipoutres, l'assemblage des entretoises avec les poutres s'effectue en étendant aux deux membrures les dispositions vues précédemment pour les membrures inférieures des pièces de pont, que le montant soit un t $\bar{e}$  (figure 13) ou un plat (figure 14).

Pour les poutres intérieures des tabliers multipoutres, la rigidité d'assemblage avec les entretoises est essentielle puisque la répartition des charges entre les poutres en dépend. On adoptera l'un des assemblages de la figure 15 qui assurent la continuité des entretoises.

Conformément aux indications de la circulaire ministérielle du 18 février 1978 relative au fascicule 61, titre V, du Cahier des clauses techniques générales [2], on ne doit pas assembler les entretoises (ni les pièces de pont) aux montants par platine d'extrémité boulonnée (figure 16) : les pièces à assembler sont très rigides et leur planéité parfaite est rarement obtenue ; il en

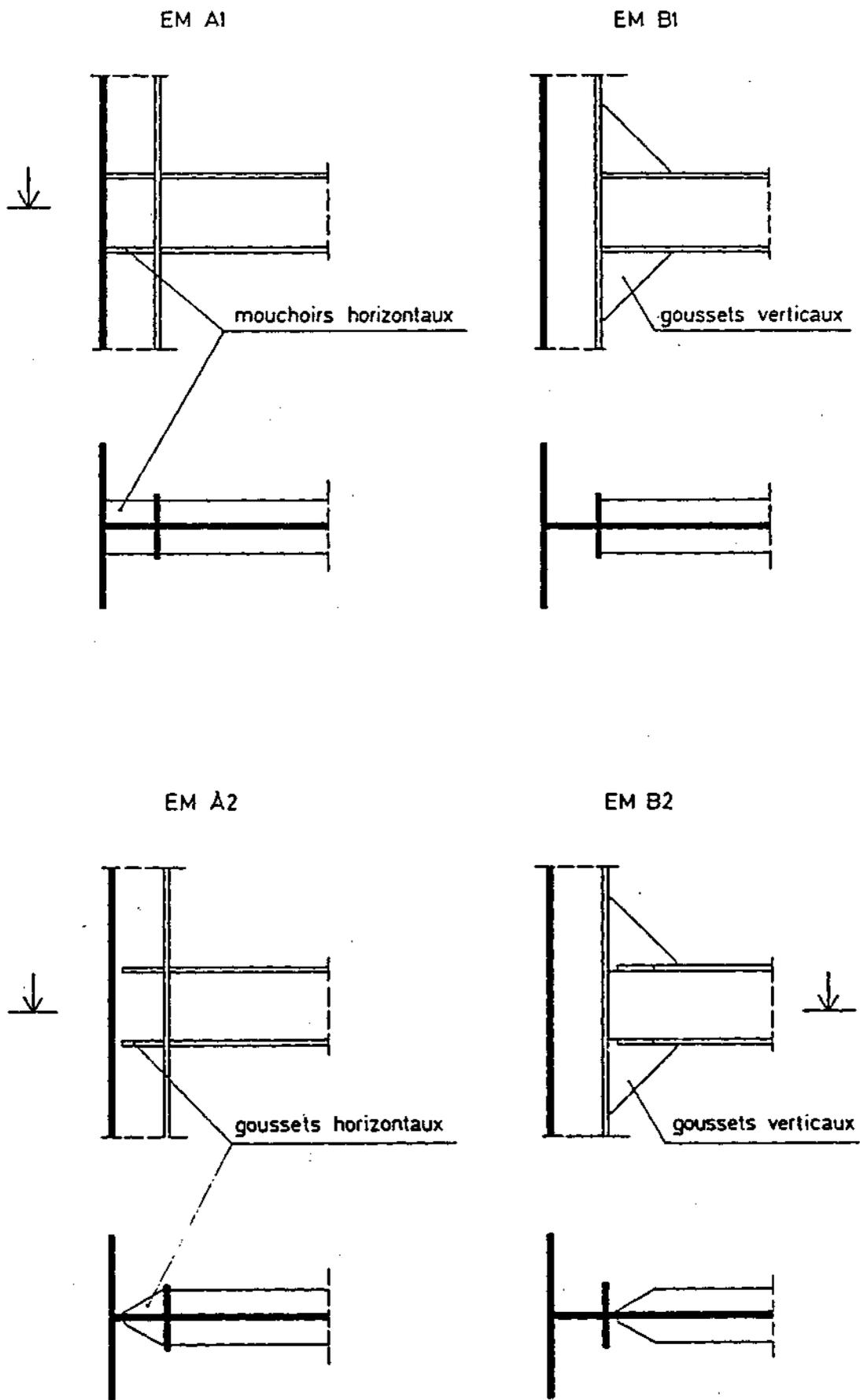
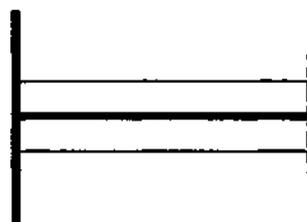
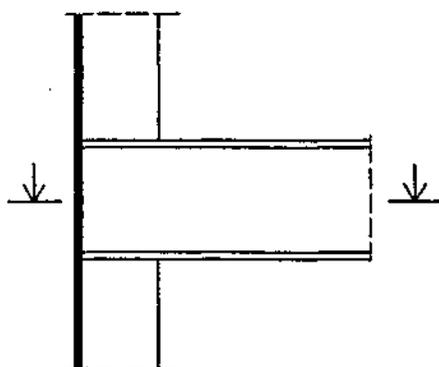


FIGURE 13 - Assemblages entretoise - montant dans le cas d'un montant en t e

EM C1



EM C2

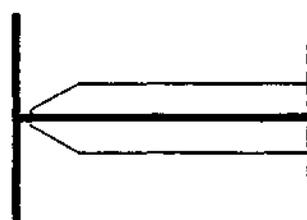
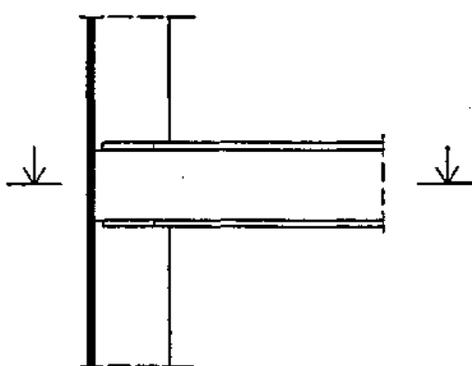
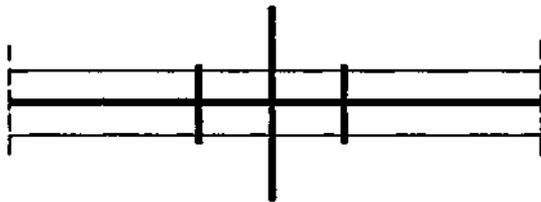
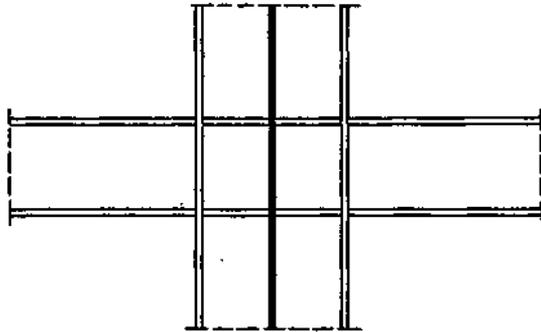


FIGURE 14 - Assemblages entretoise - montant dans le cas d'un montant en plat

Montant en T  
EME A



Montant en plats  
EME C

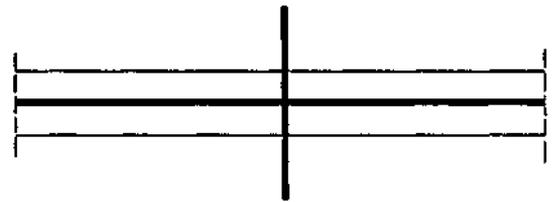
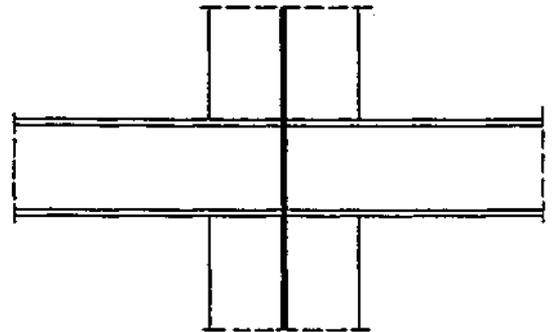


FIGURE 15 - Assemblages entretoise - montant pour les poutres intérieures des tabliers multipoutres

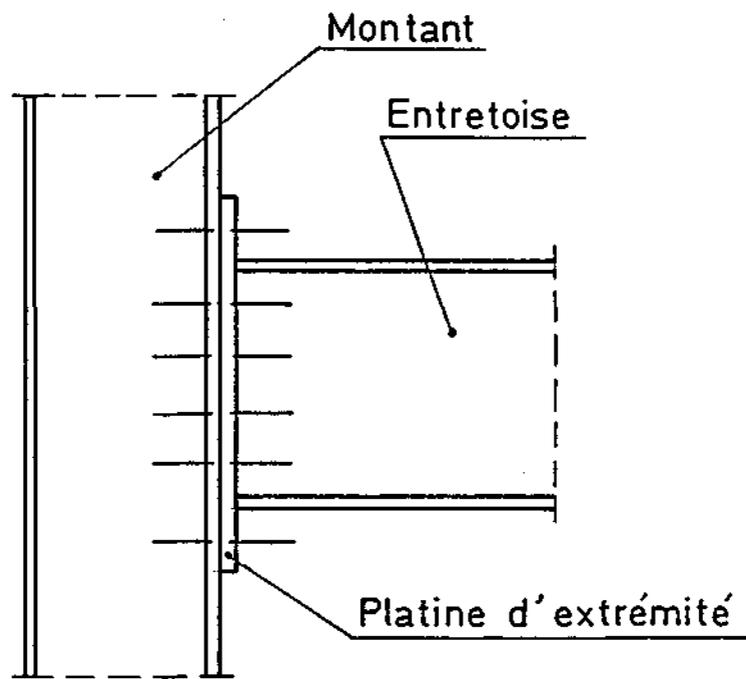


FIGURE 16 - Assemblage entretoise - montant par platine d'extrémité boulonnée (disposition déconseillée)

résulte des défauts de contact entraînant d'importantes majorations de contrainte en certains points des platines et un mauvais fonctionnement des boulons qui ne peuvent plus être considérés comme des boulons à serrage contrôlé. La corrosion est également favorisée.

Il peut arriver que le montage du tablier nécessite plus d'entretoises que celles prévues dans les documents contractuels et nécessaires à l'ouvrage en exploitation. Le constructeur utilise alors des entretoises de montage constituées d'un treillis léger assemblé aux montants par des boulons ordinaires.

Ces entretoises constituent un équipement de montage au même titre que le contreventement horizontal provisoire ou l'avant-bec de lancement ; leur poids n'est pas compté dans l'acier payé à l'entreprise, et elles sont normalement démontées et récupérées par le constructeur à la fin des travaux. Si elles sont laissées en place sur l'ouvrage, il convient de dimensionner les pièces et leurs assemblages pour les efforts qu'ils subissent du fait de leur présence dans la structure et de les réaliser suivant les mêmes règles de l'art que les autres parties d'ouvrage, y compris en ce qui concerne la protection contre la corrosion.

#### 4.4 - ENTRETOISES SUR APPUI

Les entretoises sur appui peuvent être indépendantes de la dalle ou lui être connectées (même dans ce dernier cas, on leur conserve généralement l'appellation d'entretoises). La connexion à la dalle augmente la résistance et la rigidité de l'entretoise et facilite la transmission aux appuis des efforts transversaux.

Sur culée, on apportera une attention particulière au traitement de l'about de la dalle, surtout quand les parties latérales en console ont une certaine portée. Il se pose un problème de résistance, puisque l'effet d'une charge en bout de console ne peut plus se diffuser suivant deux lignes à 45° comme on l'admet en partie courante, mais aussi de rigidité : le passage d'une culée munie d'un mur garde-grève rigide sous toute la largeur de la chaussée à une dalle ayant des parties latérales en console relativement souples crée parfois des ennuis de joints de chaussée. On peut éviter ces difficultés en renforçant l'about de la dalle par une nervure régnant sur toute la largeur.

La position en hauteur des entretoises sur appui peut être conditionnée par des impératifs géométriques. Par exemple, les entretoises sur pile doi-

vent permettre dans la mesure du possible le passage de la passerelle mobile de visite, lorsqu'il en est prévu une. Pour faciliter la fixation des rails, on s'efforce de placer la membrure inférieure de ces entretoises sur pile au même niveau que celle des éléments transversaux courants.

#### 4.5 - MONTANTS COURANTS

Les montants courants, associés aux pièces de pont ou aux entretoises, sont disposés sur la face intérieure seulement des poutres de rive, et sur les deux faces des poutres intérieures des tabliers multipoutres. Suivant la hauteur des poutres, ils sont formés d'un plat ou d'un tôle, de largeur constante ou variable. Les tôles peuvent être composées de tôles soudées ou formées d'un demi-profilé laminé.

L'assemblage des montants courants avec les membrures inférieures des poutres n'a aucun effort normal à transmettre ; par contre, il faut penser à la fatigue, car les membrures inférieures des poutres sont tendues en dehors des zones d'appui et subissent des variations de contrainte. A partir de ces données, on pourrait être tenté d'interrompre le montant un peu au-dessus de la membrure de la poutre, et c'est effectivement ce qui a été réalisé quelquefois, aux Etats-Unis par exemple. Une telle disposition s'avère très mauvaise à l'usage : des déplacements relatifs du montant et de la membrure inférieure de la poutre sont rendus possibles (figure 19) ; ils se concentrent dans la petite partie d'âme non rigidifiée et y produisent des fissures de fatigue [6]. On ne doit pas en déduire pour autant qu'il est obligatoire de souder toute la section du montant sur la membrure de la poutre. Dans le cas d'un montant en tôle, il est préférable de ne souder que l'âme du tôle, et d'arrêter la membrure un peu au-dessus de la membrure de la poutre. Une soudure longitudinale est ainsi évitée ; on sait à la suite d'essais, par exemple ceux effectués en France par l'Institut de Soudure pour la CECA dans les années 1970 [7], que les zones d'extrémité d'un cordon parallèle aux efforts se comportent moins bien que celles d'un cordon transversal, et les règlements de fatigue en tiennent compte [5]. On adopte donc des dispositions telles que celles de la figure 20 a ou 20 b pour un montant composé et de la figure 20 c pour un montant en demi-profilé. La découpe doit permettre un contournement aisé de l'âme du montant par le cordon de soudure.

On évite enfin de trop réduire la distance entre les éléments soudés et le bord de la membrure : un minimum de 25 millimètres est souhaitable, comme prescrit par le règlement de calcul des ponts mixtes à propos des connecteurs.

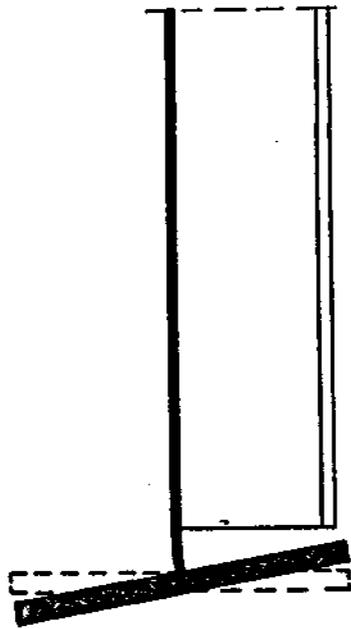


FIGURE 19 - Montant courant interrompu au-dessus de la membrure inférieure de la poutre (disposition défectueuse)

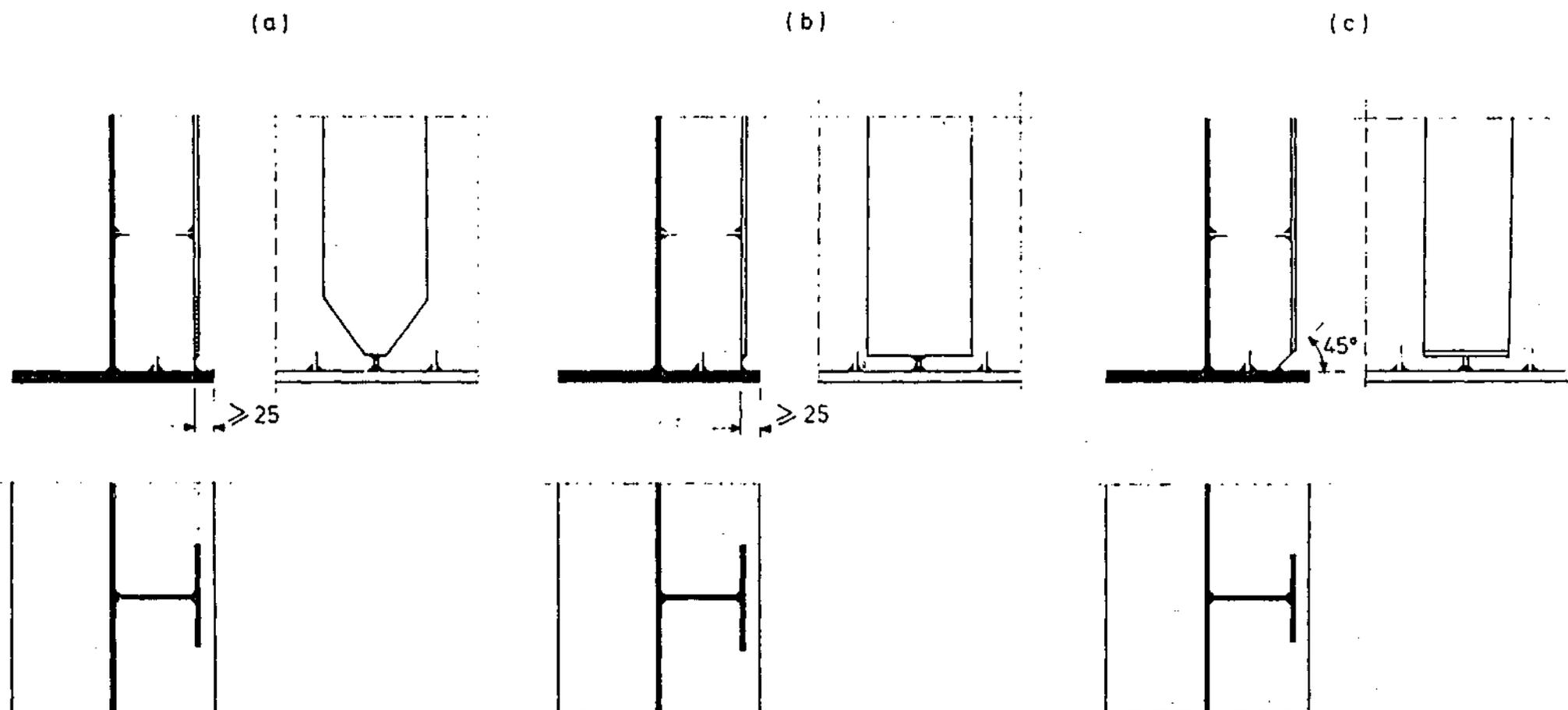


FIGURE 20 - Assemblage montant courant en té - membrure inférieure de poutres ;(a) et (b) : montant composé ; (c) : montant en demi-profilé

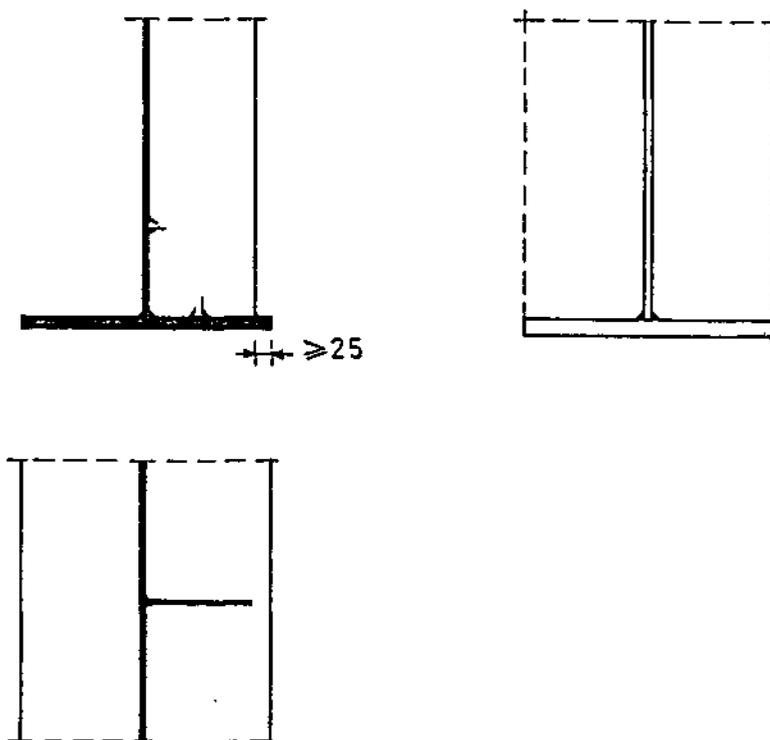


FIGURE 21 - Assemblage montant courant en plat - membrure inférieure de poutre

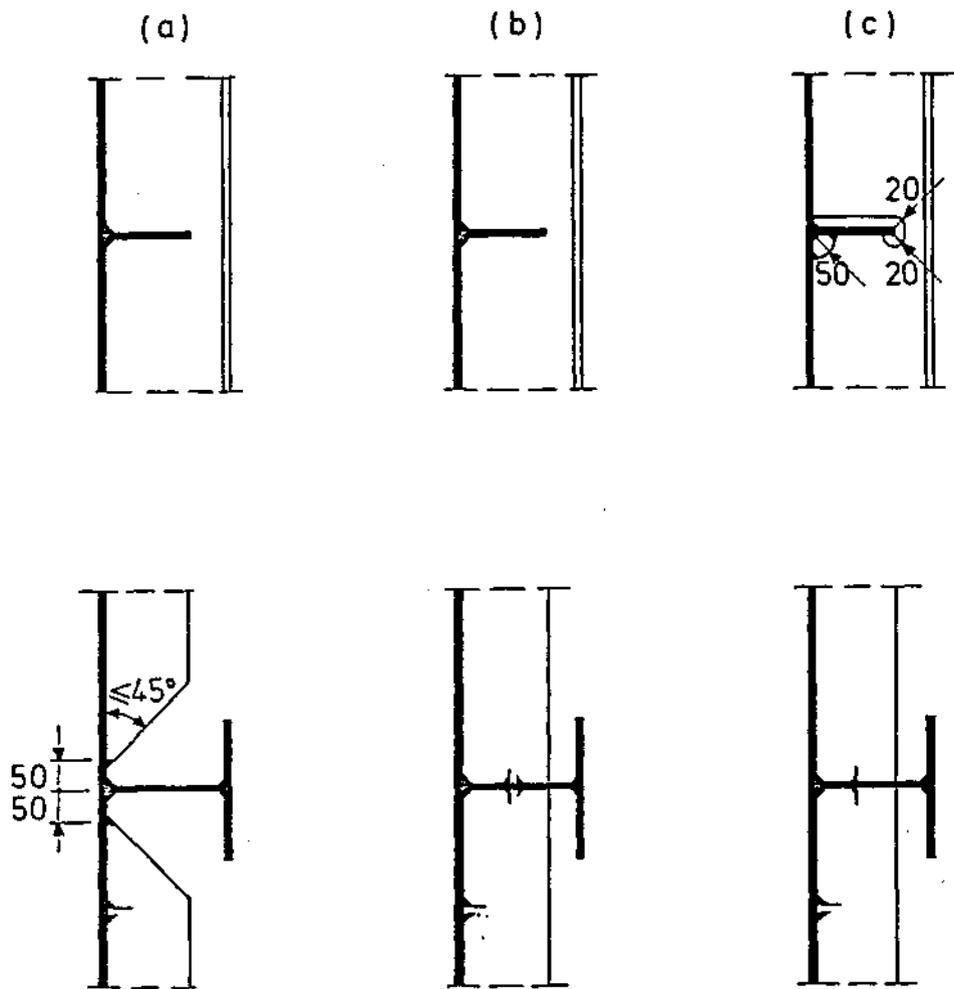


FIGURE 22 - Croisement d'un montant avec un raidisseur longitudinal ;(a): raidisseur interrompu ; (b): raidisseur ajusté et soudé sur le montant ; (c): raidisseur traversant le montant

Les mêmes dispositions sont applicables à l'assemblage des montants avec la membrure supérieure des poutres.

Les exigences concernant la fatigue peuvent cependant être atténuées dans les zones uniquement comprimées et dans celles où les variations de contraintes sont très faibles.

On a aussi à résoudre le problème du croisement des montants avec les raidisseurs longitudinaux des poutres, lorsque celles-ci en comportent. Trois dispositions possibles sont indiquées à la figure 22. La première (raidisseur longitudinal interrompu de part et d'autre du montant) est la plus simple à réaliser et la plus courante en France. Du fait que des efforts normaux passent dans le raidisseur, celui-ci doit être interrompu de façon progressive, comme indiqué sur la figure, pour éviter des discontinuités préjudiciables à la tenue en fatigue. La seconde disposition (raidisseur soudé sur le montant) procure une bonne efficacité mécanique au raidisseur, mais nécessite un ajustage et peut provoquer des bridages. La troisième disposition (raidisseur traversant le montant) est peu pratiquée en France.

#### 4.6 - MONTANTS D'APPUI

Une solution classique consiste en deux têtes (composés de tôles soudées ou formés d'un demi-profilé laminé) disposés de part et d'autre de l'âme de la poutre.

Des précautions peuvent être nécessaires pour empêcher l'eau de s'accumuler à la base du tête extérieur si la membrure inférieure de la poutre est exposée à la pluie. Lorsque la réaction d'appui et la hauteur de l'âme sont faibles, un simple plat disposé de chaque côté de l'âme et encadré de goussets est suffisant.

On utilise aussi des plats pliés en U, en V, en demi-cylindre ... formant un tube après soudage sur la poutre.

Ces plats sont pliés à froid, avec des rayons de pliage qui ne doivent pas être inférieurs à des minima fixés par les normes. Le tableau 23 reproduit les valeurs minimales de la norme française A 35 501. Des valeurs très voisines figurent dans la norme A 35 502 pour les aciers auto-patinables. Les rayons indiqués sont des rayons intérieurs, valables pour des angles de pliage ne dépassant pas 90°. Ils sont plus élevés dans le cas de pli longitudinal, c'est-à-dire parallèle au sens de laminage (valeurs L), que dans le cas de pli transversal, c'est-à-dire perpendiculaire au sens de laminage (valeurs T) ; pour les montants, le pli est généralement longitudinal. Ces valeurs sont des minima à respecter dans tous les cas.

Par ailleurs, si une élévation de température due à un soudage affecte une zone écrouie par le pliage, il peut se produire un vieillissement de l'acier entraînant une fragilisation. Pour écarter ce risque, la norme française P 22 470 préconise des rayons de pliage plus élevés que les précédents si un cordon de soudure est déposé à moins de 5 t du début de l'arrondi de pliage ( $t$  : épaisseur de la tôle). Comme les montants d'appui sont toujours soudés au moins aux membrures des poutres, l'application stricte de cette règle conduirait à toujours imposer les rayons de la norme P 22 470. En pratique, on peut adopter une attitude nuancée en tenant compte de divers paramètres tels que la qualité de l'acier (un acier de qualité 4 est peu sensible au vieillissement) et l'emplacement des cordons de soudure (un cordon perpendiculaire au pli affecte une zone écrouie moins étendue qu'un cordon suivant le pli). Ainsi, pour les cas des figures 26, 27 et 31, on s'est contenté de respecter les rayons de pliage de la norme A 35 501. Par contre, avec une disposition telle que celle de la figure 24 où un cordon règne sur toute la longueur du pli, il faudrait imposer les rayons de la norme P 22 470.

Les montants symétriques par rapport à l'âme de la poutre sont les meilleures dispositions du point de vue mécanique, puisque c'est l'âme qui apporte la réaction d'appui. Cependant, des dispositions dissymétriques obtenues par panachage des solutions précédentes sont aussi utilisées ; on réserve alors à la face extérieure des poutres de rive le plat plié ; et aux faces intérieures le té ou le simple plat qui permettent un assemblage plus facile avec les entretoises ou les pièces de pont et le contreventement horizontal.

On souhaite parfois, pour des raisons d'esthétique, que le montant d'appui ne soit pas visible sur la face extérieure des poutres de rive. Ce peut être le cas par exemple des ponts de hauteur variable, si on veut ne pas affaiblir l'apparence de fonctionnement en arc. Le montant est alors placé d'un seul côté de l'âme et il n'apparaît du côté extérieur qu'un ou plusieurs goussets dont le seul rôle est d'empêcher la membrure inférieure de la poutre de se déformer. Bien entendu, le calcul du montant doit tenir compte de l'excentricité des efforts.

L'assemblage des montants d'appui avec la membrure inférieure des poutres est soumis à des impératifs très différents de ceux des montants courants : il y a un important effort de compression à transmettre ; par contre, les risques de fatigue sont bien moindres du fait que la membrure n'est pas sollicitée sur culée et qu'elle est toujours comprimée sur pile. La solution habituelle consiste à préparer par meulage l'extrémité inférieure du montant et l'"ajuster"

Epaisseur de la tôle  t (mm)	Rayon de pliage minimal admissible r (mm)			
	E 28-3 ou 4		E 36-3 ou 4	
	T	L	T	L
6	10	12	10	12
7	12	16	12	16
8	16	20	16	20
9 - 10	20	24	20	25
11 - 12	24	28	25	30
13 - 14	28	32	30	35
15 - 16	32	36	35	40
17 - 18	40	45	45	50
19 - 20	45	50	50	63

FIGURE 23 - Pliage à froid. Rayon de pliage minimal admissible d'après la norme NF A 35 501

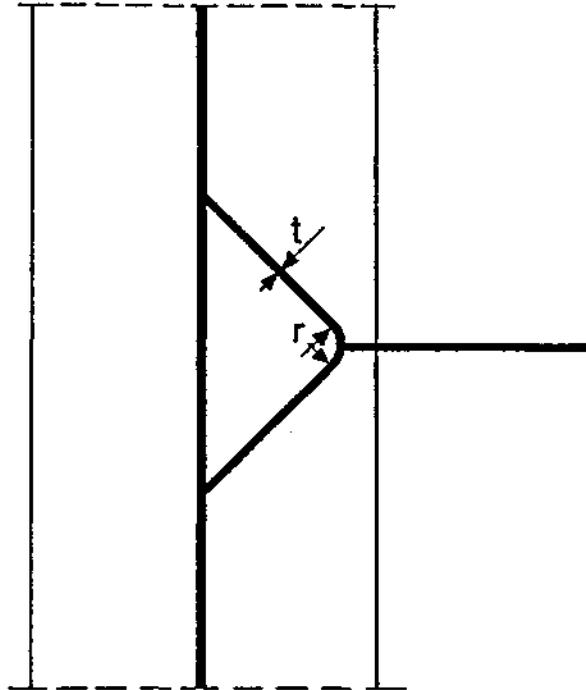


FIGURE 24 - Pliage à froid. Exemple de disposition constructive nécessitant un rayon de pliage conforme à la norme NF P 22 470

sur la membrure, de façon à transmettre l'effort de compression par contact direct (figure 25). Des cordons d'angle suffisent alors. En fait, on constate souvent que cet "ajustage" est imparfait et que le contact direct entre la membrure et le montant n'est pas assuré sur toute la section de ce dernier. Tant que le jeu est limité (de l'ordre d'un demi-millimètre) et n'affecte pas une trop grande partie de la section du montant, l'expérience montre qu'il y a adaptation. Cette pratique est donc acceptable dans les cas courants. Elle ne doit pas être étendue aux très grands ouvrages dont les montants d'appui ont des surfaces portantes de grandes dimensions ; dans ces cas, un véritable ajustage avec usinage des deux surfaces en contact s'impose. A défaut, il faudrait transmettre les efforts par des cordons de soudure totalement pénétrés.

On préfère généralement ne pas échancre l'âme du montant au passage des cordons longitudinaux. De telles échancrements facilitent l'ajustage, mais nécessitent le contournement de l'âme du montant à travers l'échancrement lors de son soudage sur la membrure de la poutre. Ce contournement est difficile à exécuter et une mauvaise exécution peut entraîner un comportement défavorable en fatigue. Si de telles échancrements sont néanmoins pratiqués, elles doivent avoir des dimensions suffisantes (rayon de 50 mm au moins).

L'appareil d'appui est toujours centré sous l'âme de la poutre, même lorsque le montant est dissymétrique, ou ne règne que d'un seul côté de l'âme ; dans ce dernier cas, un appareil d'appui rigide en métal est préférable à un appareil d'appui souple en élastomère.

#### 4.7 - DISPOSITIFS DE VERINAGE

Trois emplacements sont possibles pour les points de vérinage :

- 1 - sous les entretoises d'appui,
- 2 - sous un élargissement latéral de la membrure inférieure des poutres,
- 3 - sous les poutres elles-mêmes.

La première solution est simple, mais impose une certaine sujétion dans le dessin des piles et induit un effort tranchant important dans les entretoises, qui dimensionne leur hauteur.

La seconde solution complique un peu les dispositions constructives ; elle facilite le vérinage lorsque l'appui ne comporte pas de

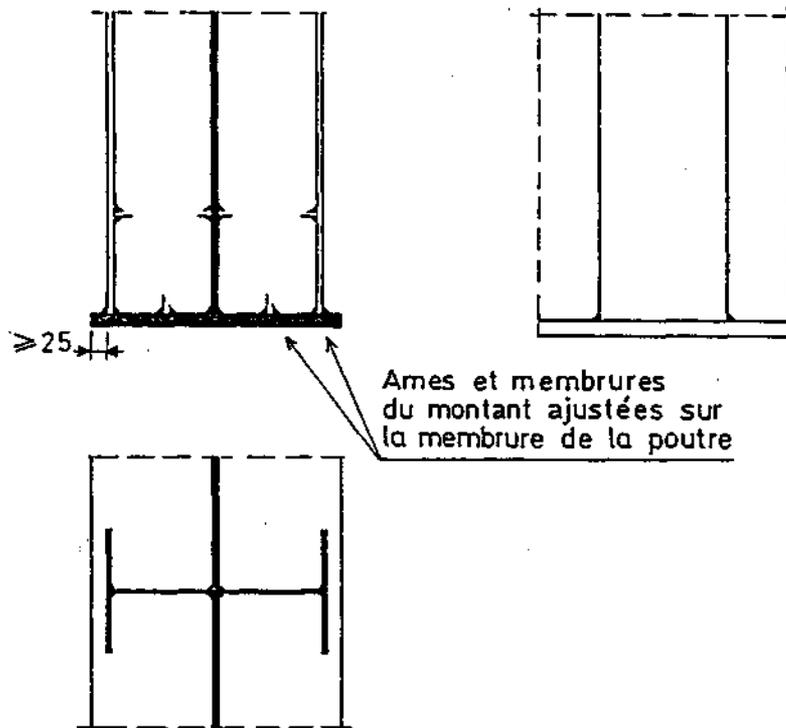


FIGURE 25 - Assemblage montant d'appui - membrure inférieure de poutre

chevêtre (que ce soit pour permettre le passage de la passerelle de visite au-dessus de la pile, ou pour des raisons architecturales), ainsi que lorsque l'entretoise est haute au-dessus de l'appui. Dans ce dernier cas, le montant d'appui qui a une hauteur libre importante reçoit ainsi un supplément d'inertie utile.

La troisième solution ne fait pas intervenir les éléments transversaux, mais nécessite des appuis plus épais. Elle ne pose aucun problème d'esthétique avec des montants en plats pliés.

Le choix entre ces trois solutions dépend de divers paramètres : importance des réactions, conception des appuis, position en hauteur de l'entretoise, présence d'une passerelle de visite devant passer sur les piles ...

Les montants de vérinage sont constitués, comme les montants d'appui, de tés, de simples plats, de plats pliés.

## 5 - MODÈLES DE CALCUL DES ÉLÉMENTS TRANSVERSAUX DANS LES TABLIERS BIPOUTRES

### 5.1 - NOTATIONS, HYPOTHÈSES GÉNÉRALES DE CALCUL

#### 5.1.1 - Cas des pièces de pont

Un ensemble pièce de pont - montants peut être modélisé suivant le portique de la figure 32. Les longueurs d'axe neutre de la pièce de pont et des montants sont notées  $b_e$  et  $h_m$ , les longueurs libres  $b'_e$  et  $h'_m$  ;  $b$  est la distance entre âmes des poutres.

L'aire et l'inertie de la pièce de pont  $A_e$  et  $I_e$  doivent tenir compte d'une largeur participante de dalle  $a_0$ , lorsque celle-ci est en place. On déterminera  $a_0$ , ainsi que le coefficient d'équivalence acier-béton, suivant les mêmes règles que pour les poutres principales. Bien entendu, le cas des pièces de pont d'about demande un examen particulier.

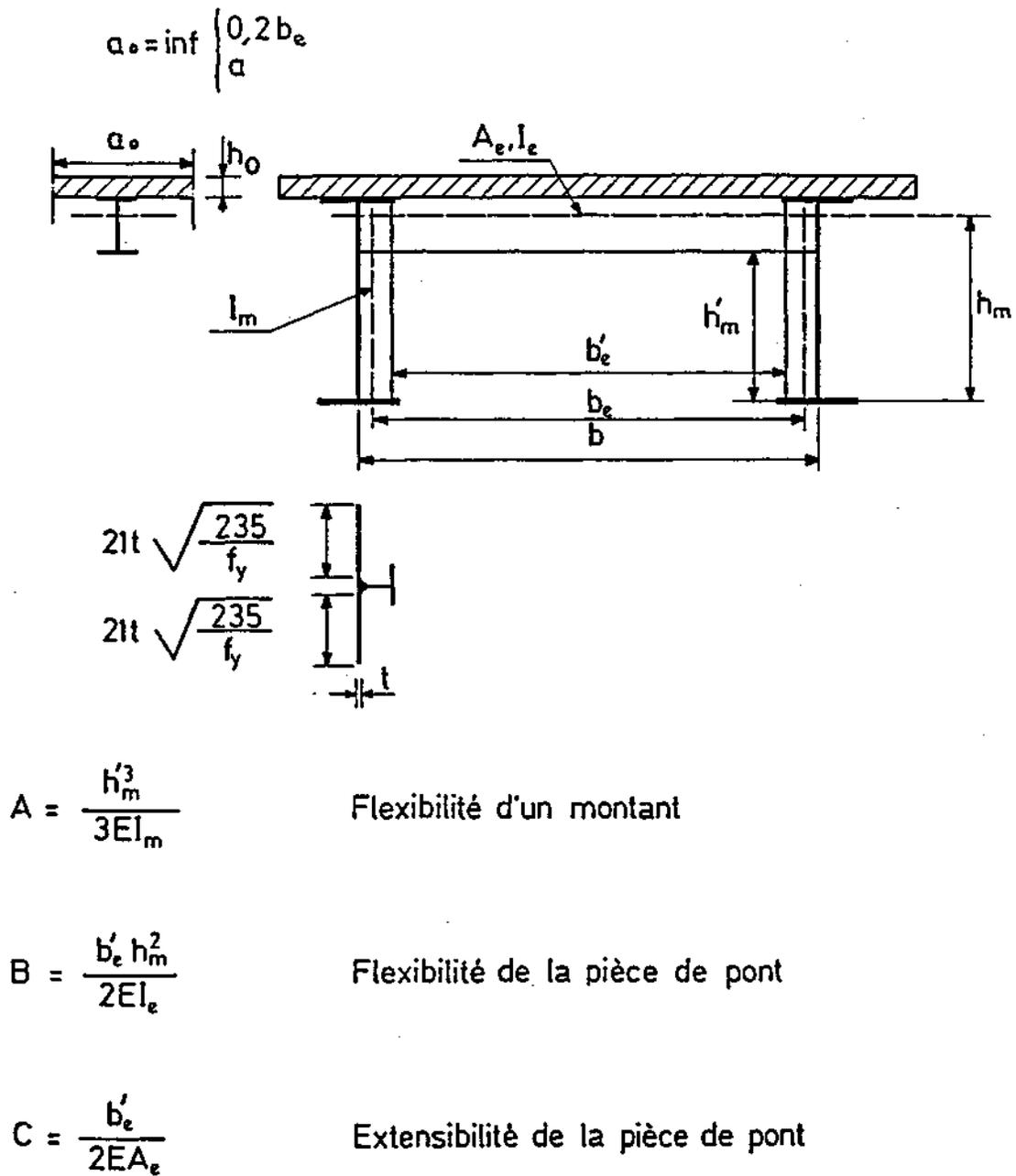


FIGURE 32 - Ensemble pièce de pont - montants ; notations

De même, l'aire et l'inertie des montants doivent tenir compte d'une certaine longueur d'âme de poutre (sauf pour la fonction de raidissage transversal, voir paragraphes 5.7 et 5.9). Pour cette participation de l'âme, on prendra en compte de chaque côté des montants la moitié de la dimension correspondant à l'élançement maximal d'un élément comprimé de classe 3 maintenu sur ses deux bords, soit  $21 t \sqrt{235/f_y}$  (figures 32 et 59). Ainsi, dans le cas fréquent où  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ , on adoptera deux longueurs d'âme participante de  $17 t$  chacune.

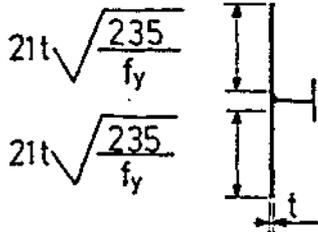
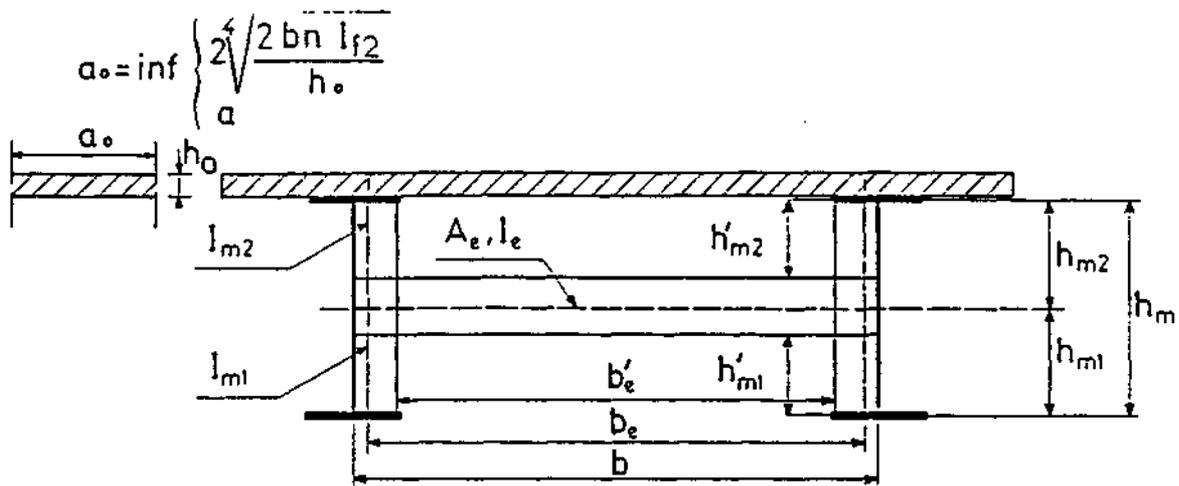
Sur le portique ainsi défini, on calcule dans le domaine élastique les sollicitations de l'ensemble pièce de pont - montants pour ses différentes fonctions. La plupart des calculs peuvent être effectués manuellement suivant les formules indiquées ci-après. Pour simplifier la présentation et l'utilisation de ces formules, on définit trois paramètres A, B, C (figure 32), qui ont pour dimension le quotient d'une longueur par une force et qui expriment la souplesse des éléments : A et B sont la flexibilité d'un montant et de la pièce de pont respectivement, sous l'action de forces horizontales agissant au niveau des membrures inférieures des poutres principales ; C est la souplesse de la pièce de pont sous efforts normaux. Ces paramètres négligent les déformations d'effort tranchant des éléments et supposent les assemblages parfaitement rigides. On peut évidemment adopter un modèle de calcul plus précis en utilisant un programme de barres.

### 5.1.2 - Cas des entretoises

Un ensemble entretoise - dalle - montants peut être modélisé suivant le portique à deux traverses de la figure 33. Les longueurs d'axe neutre des éléments sont notées  $b_e$ ,  $h_{m1}$  et  $h_{m2}$  ; les longueurs libres  $b'_e$ ,  $h'_{m1}$  et  $h'_{m2}$  ; l'aire et l'inertie de l'entretoise,  $A_e$  et  $I_e$ .

Pour estimer la largeur de dalle  $a_0$  mobilisée en compression ou en traction, on peut assimiler cette dalle à un milieu élastique sur lequel s'appuient les membrures supérieures des poutres, elles-mêmes chargées ponctuellement par les montants (figure 34). La rigidité d'un tel milieu est :

$$k = \frac{E h_0/n}{b/2}$$



$$A = \frac{h_{m1}^3}{3EI_{m1}}$$

Flexibilité de la partie inférieure d'un montant

$$B_1 = \frac{b'_e h_{m1}^2}{2EI_e}$$

$$B_2 = \frac{b'_e h_{m2}^2}{2EI_e}$$

$$B_3 = \frac{b'_e h_m^2}{2EI_e}$$

Flexibilité de l'entretoise

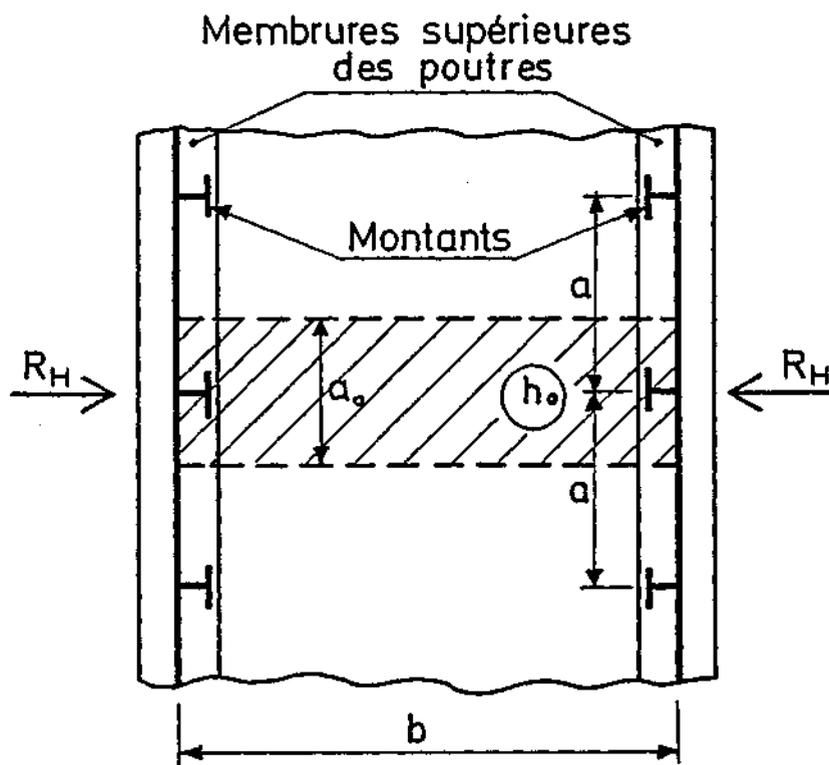
$$C = \frac{b'_e}{2EA_e}$$

Extensibilité de l'entretoise

$$D = \frac{h_{m2}^3}{3EI_{m2}} + \frac{b}{2 \frac{E}{n} h_0 a_0}$$

Flexibilité de la partie supérieure d'un montant plus extensibilité de la dalle

FIGURE 33 - Ensemble entretoise - montants ; notations



$$a_0 = 2 \sqrt[4]{\frac{2 b n l f_2}{h_0}}$$

FIGURE 34 - Largeur de dalle  $a_0$  mobilisée en compression ou en traction par les montants

La théorie des poutres continues sur appuis élastiques infiniment rapprochés fournit alors la déformation de la dalle près des montants ; cette déformation est équivalente à celle d'une tranche de dalle uniformément comprimée de largeur :

$$a_0 = 2 \sqrt[4]{\frac{4 E I_{f2}}{k}} = 2 \sqrt[4]{\frac{2 b n I_{f2}}{h_0}}$$

(b est la distance entre poutres ; n le coefficient d'équivalence acier-béton ;  $I_{f2}$  l'inertie transversale de la membrure supérieure d'une poutre principale ;  $h_0$  l'épaisseur moyenne de la dalle). Les valeurs de  $a_0$  ainsi obtenues sont généralement de l'ordre d'un à deux mètres ; on ne doit évidemment pas retenir une valeur supérieure à a, espacement des entretoises.

Quant à la largeur de dalle mobilisée en flexion, elle est difficile à estimer, mais sûrement inférieure à la valeur  $a_0$  précédente : la membrure des poutres principales, rigide en flexion transversale, l'est beaucoup moins en torsion ; de plus, la liaison dalle - montant, qui s'effectue par l'intermédiaire des connecteurs, ne procure sans doute pas un encastrement parfaitement rigide. Les formules proposées ci-après négligent la rigidité de flexion de la dalle en la supposant articulée sur les montants, ce qui place en sécurité pour le calcul des entretoises et de leurs assemblages. Pour vérifier la partie supérieure des montants et leur assemblage avec la dalle, il faudrait au contraire tenir compte de la rigidité de flexion de cette dernière, en la surestimant pour être du côté de la sécurité. Une telle vérification n'est pas utile pour les tabliers bipoutres ; mais elle l'est pour certains tabliers multipoutres actuels dans lesquels les entretoises ne peuvent être considérées comme infiniment rigides par rapport à la dalle.

L'aire et l'inertie des montants,  $A_{m1}$  et  $I_{m1}$  au-dessous de l'entretoise,  $A_{m2}$  et  $I_{m2}$  au-dessus, doivent tenir compte d'une longueur participante d'âme de poutre comme dans le cas des pièces de pont.

La figure 33 définit, comme précédemment, des paramètres exprimant :

- la flexibilité des éléments sous l'action de forces horizontales agissant à différents niveaux, compte-tenu de l'hypothèse d'articulation de la dalle sur les montants,
- la déformabilité de l'entretoise et de la dalle sous efforts normaux.

Les déformations d'effort tranchant sont encore négligées et les assemblages entretoise - montants supposés parfaitement rigides.

## 5.2 - TRANSMISSION PAR LES PIÈCES DE PONT DU POIDS DE LA DALLE ET DES CHARGES VERTICALES AUX POUTRES

### 5.2.1 - Coulage de la dalle

A la construction, les pièces de pont servent généralement de support aux coffrages de la dalle ; leur vérification au déversement sous le poids des coffrages et du béton non durci peut déterminer leur dimensionnement. Le fascicule 61, titre V, article 19 du Cahier des clauses techniques générales, complété par [3], contient des formules de vérification, avec les coefficients applicables au cas qui nous intéresse ici : charge uniformément répartie s'exerçant au niveau de la membrure supérieure. La difficulté est d'apprécier les conditions aux extrémités des pièces de pont : pour des appuis simples empêchant les rotations suivant l'axe de la pièce de pont seulement, l'expression du moment critique de déversement contient en facteur un coefficient numérique de 3,54 ; si en outre les rotations d'axe vertical sont empêchées, ce coefficient prend la valeur 6,10. Le choix d'une valeur intermédiaire doit tenir compte de ce que l'encastrement d'axe vertical de la membrure supérieure de la pièce de pont est efficace, alors que celui de la membrure inférieure dépend de la rigidité de torsion du montant.

On doit noter par ailleurs que ces formules prennent en compte non seulement la rigidité de torsion non uniforme de la pièce de pont, mais également sa rigidité de torsion uniforme (torsion de Saint-Venant). Pour pouvoir tenir compte de ce dernier terme, il faut que l'âme de la pièce de pont ne soit pas trop élancée. On peut considérer qu'il en est ainsi tant qu'on a approximativement  $h/t \leq 100 \sqrt{235/f_y}$ , soit un élanement de 80 environ pour une limite élastique de  $355 \text{ N/mm}^2$  (h est la hauteur de l'âme entre cordons de soudure ou congés et t son épaisseur). Les âmes de pièces de pont satisfont souvent à cette condition. Dans le cas contraire, il faut négliger la rigidité de torsion uniforme, ce qui revient à procéder comme indiqué au paragraphe 5.5 ci-après pour la vérification des poutres principales au déversement.

### 5.2.2 - Charges réparties en service

Ce sont essentiellement le poids propre de la dalle et des équipements, ainsi que les charges d'exploitation du type A (Ø).

Selon les errements habituels, on peut n'attribuer aux pièces de pont que la partie des charges située entre des lignes à  $45^\circ$  partant des points d'intersection avec les poutres, l'autre partie étant supposée reprise directement par les poutres.

Pour vérifier la section des pièces de pont, on doit calculer celles-ci comme une poutre sur appuis simples de portée  $b_e$ , c'est-à-dire négliger les moments d'encastrement.

Pour vérifier les assemblages et les montants, on peut admettre qu'il n'y a effectivement aucun moment d'encastrement sous charges réparties dans les zones en travée, car les membrures inférieures des poutres principales sont libres de s'écarter.

Dans les zones d'appui par contre, il peut exister un bridage. Une hypothèse permettant un calcul simple des moments d'encastrement du cadre sur appui, et plaçant en sécurité, consiste à considérer les appareils d'appui comme parfaitement rigides. On peut alors utiliser les formules de la figure 35 dans lesquelles le terme S, qui représente une souplesse au niveau des membrures inférieures des poutres, sera pris égal à zéro. Si on veut au contraire tenir compte de la souplesse des appareils d'appui (dans le cas d'appareils en élastomère par exemple), il faut utiliser un programme de barres dans lequel on introduit le cadre sur appui et les cadres voisins qui contribuent à déformer les appareils d'appui par l'intermédiaire de la membrure inférieure des poutres.

Ces efforts de bridage (auxquels s'ajoutent ceux dus à la dilatation transversale d'origine thermique), peuvent être atténués par la conception des appareils d'appui (souplesse, jeu transversal) ou supprimés à l'occasion d'interventions après mise en place des charges permanentes (vérinage pour réglage ou dénivellation d'appui).

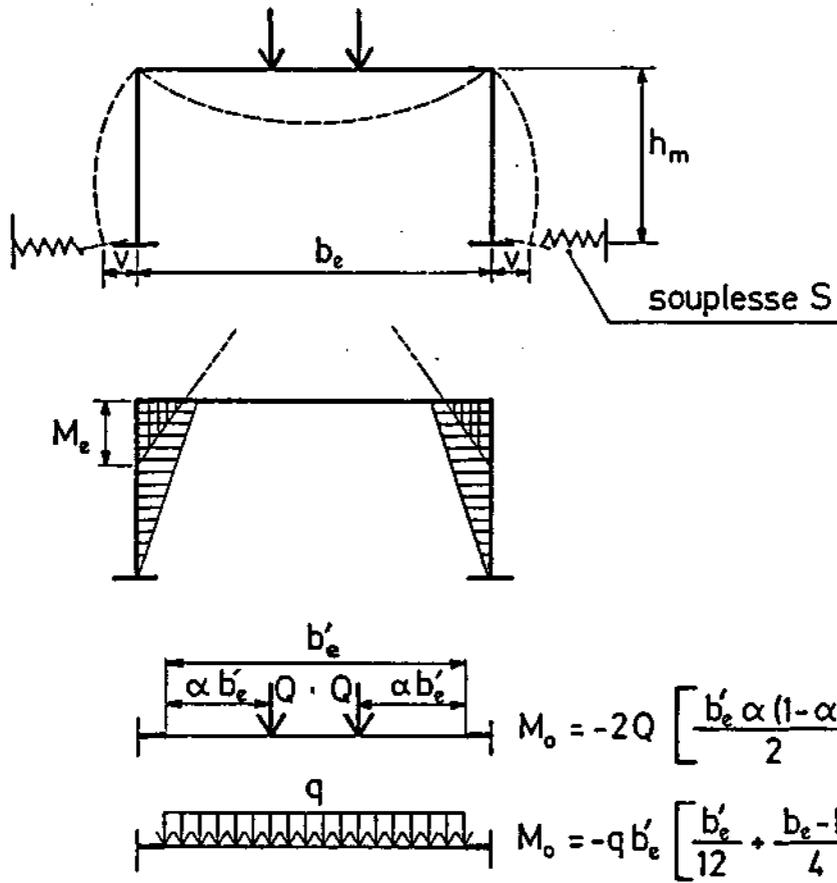
### 5.2.3 - Charges concentrées en service

Ce sont les charges d'exploitation de type  $B_c$  et  $B_t$ , ainsi que les charges militaires.

Leur répartition entre pièces de pont voisines peut être effectuée suivant des lignes d'influence rectilignes qui supposent la dalle articulée sur chaque pièce de pont. Mais il est plus exact et plus avantageux de tenir compte de la rigidité de la dalle en procédant comme pour une dalle orthotrope, c'est-à-dire en assimilant la dalle en béton à des longerons sur appuis élastiques d'espacement  $a$  (les pièces de pont). Affectés d'une largeur arbitraire  $b_0$ , d'une épaisseur  $h_0$  et d'une inertie  $I$ , ces longerons fictifs ont une rigidité caractérisée par le paramètre  $\frac{EI}{b_0 a^3} = \frac{E h_0}{12 n a^3}$ . D'autre part, les pièces de pont ont une rigidité caractérisée par le paramètre  $\left(\frac{\pi}{b_e}\right)^4 E I_e$  ( $I_e$  étant l'inertie de la section mixte). Le coefficient d'entretoisement des pièces de pont est le quotient de ces deux paramètres :

$$\gamma = \frac{h_0^3 b_e^4}{12 \pi^4 n a^3 I_e}$$

Ce coefficient, introduit dans des abaques (voir par exemple [3]), permet de tracer la ligne d'influence de l'effet des charges sur la pièce de pont



Efforts dans la pièce de pont

$$M_e = M_o \frac{B}{A+B+C+S}$$

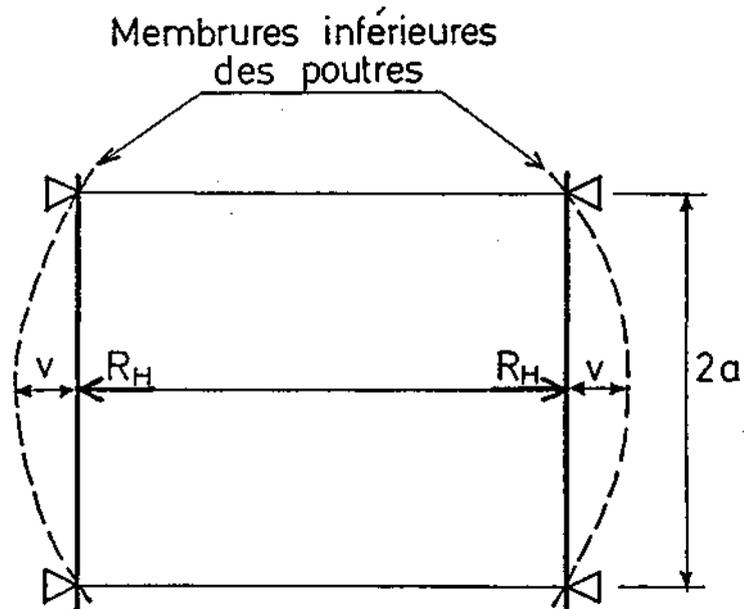
$$N_e = \frac{M_e}{h_m}$$

$$V_e = \frac{1}{2} \Sigma Q$$

Déplacement des membrures

$$v = N_e S = \frac{M_o}{h_m} \frac{BS}{A+B+C+S}$$

FIGURE 35 - Efforts d'encastrement aux extrémités d'une pièce de pont chargée symétriquement



$$S = \frac{\bar{v}}{R_H} = \frac{a^3}{6EI_T}$$

FIGURE 36 - Bridage d'un ensemble pièce de pont - montants (chargé), par les ensembles pièce de pont - montants voisins (non chargés)

considérée. Un exemple d'application est donné ci-après.

Pour vérifier la section des pièces de pont sous charges concentrées, on doit adopter comme précédemment l'hypothèse d'une poutre sur appuis simples de portée  $b_e$ .

Les moments d'encastrement dans les assemblages et les montants des éléments transversaux courants proviennent ici de ce que les cadres voisins de celui chargé empêchent les membrures inférieures des poutres de s'écarter librement.

Les formules de la figure 35, déjà vues précédemment, permettent d'évaluer ces moments pour des cas de charges symétriques transversalement. Le terme  $S$  représente ici la flexibilité de la membrure inférieure des poutres principales maintenue par les montants voisins et chargée en son milieu. On peut estimer  $S$  par défaut, ce qui place en sécurité, en supposant que les ensembles pièce de pont - montants voisins ne se déforment pas (figure 36) :

$$S = \frac{a^3}{6EI_{f1}}$$

Comme  $I_{f1}$ , inertie transversale d'une membrure inférieure de poutre, est importante, on peut aussi sans se pénaliser beaucoup adopter ici encore  $S = 0$ . C'est également ce qu'on fera pour les éléments transversaux sur appui.

L'application de ces calculs montre qu'avec les dimensionnements habituels, les contraintes sont faibles dans l'assemblage, et même pratiquement nulles au niveau de la membrure supérieure des pièces de pont, quelles que soient les hypothèses sur la fissuration du béton.

Ce résultat, qui a une importance pratique pour la conception de l'assemblage des membrures supérieures (voir paragraphe 4.2) a été vérifié expérimentalement par le Laboratoire régional des Ponts & Chaussées de Lille sur l'ouvrage de franchissement de la Scarpe par la rocade de Douai ("P.I. 202")

Lors des épreuves de cet ouvrage en 1980, une pièce de pont a été équipée de jauges extensométriques en cinq de ses sections, et les déformations

ont été mesurées sous le poids de trois essieux doubles de 210 kN placés côte à côte (figure 37) [8]. Les valeurs des paramètres exprimant les caractéristiques mécaniques de la pièce de pont (avec  $n = 6$ ) et la position des essieux étaient les suivantes (nous ne considérons ici que le seul cas de charge correspondant aux essieux centrés, transversalement et longitudinalement) :

$$\begin{aligned} A &= 24,8 \cdot 10^{-9} \text{ m/N} \\ B &= 20,9 \cdot 10^{-9} \text{ m/N} \\ C &= 0,2 \cdot 10^{-9} \text{ m/N} \\ S &= \frac{a^3}{6EI_{f1}} = 3,8 \cdot 10^{-9} \text{ m/N} \end{aligned}$$

$$\alpha_1 = 0,17$$

$$\alpha_2 = 0,33$$

$$\alpha_3 = 0,42$$

La ligne d'influence des actions des essieux sur la pièce de pont chargée a été tracée à la figure 38 en tenant compte de la rigidité de la dalle comme indiqué précédemment. On en déduit l'influence d'un essieu sur la pièce de pont :

$$2 Q = 2 \left[ (105 \times 0,74) + (30 \times 0,06) \right] = 159 \text{ kN}$$

(la part des charges reprise directement par les poutres est ici négligeable).

Le terme entre crochets dans l'expression de  $M_0$  (figure 35) vaut, pour l'ensemble des trois essieux :

$$\frac{b'_e}{2} \sum \alpha_i (1 - \alpha_i) + 3 \frac{b_e - b'_e}{4} = \left( \frac{11,10}{2} \times 0,61 \right) + 0,42 = 3,80 \text{ m}$$

Enfin, le coefficient d'encastrement est :

$$\frac{B}{A + B + C + S} = 0,42$$

On en déduit le moment aux noeuds :  $M_e = -159 \times 3,80 \times 0,42 = -254 \text{ kNm}$ .

Dans la section de mesure 5 (la plus proche du montant), située à la distance  $y = 35 \text{ cm}$  du noeud, ce moment devient :

$$M_e + Vy = -254 + \frac{159 \times 3 \times 0,35}{2} = -171 \text{ kNm}$$

L'effort normal est négligeable.

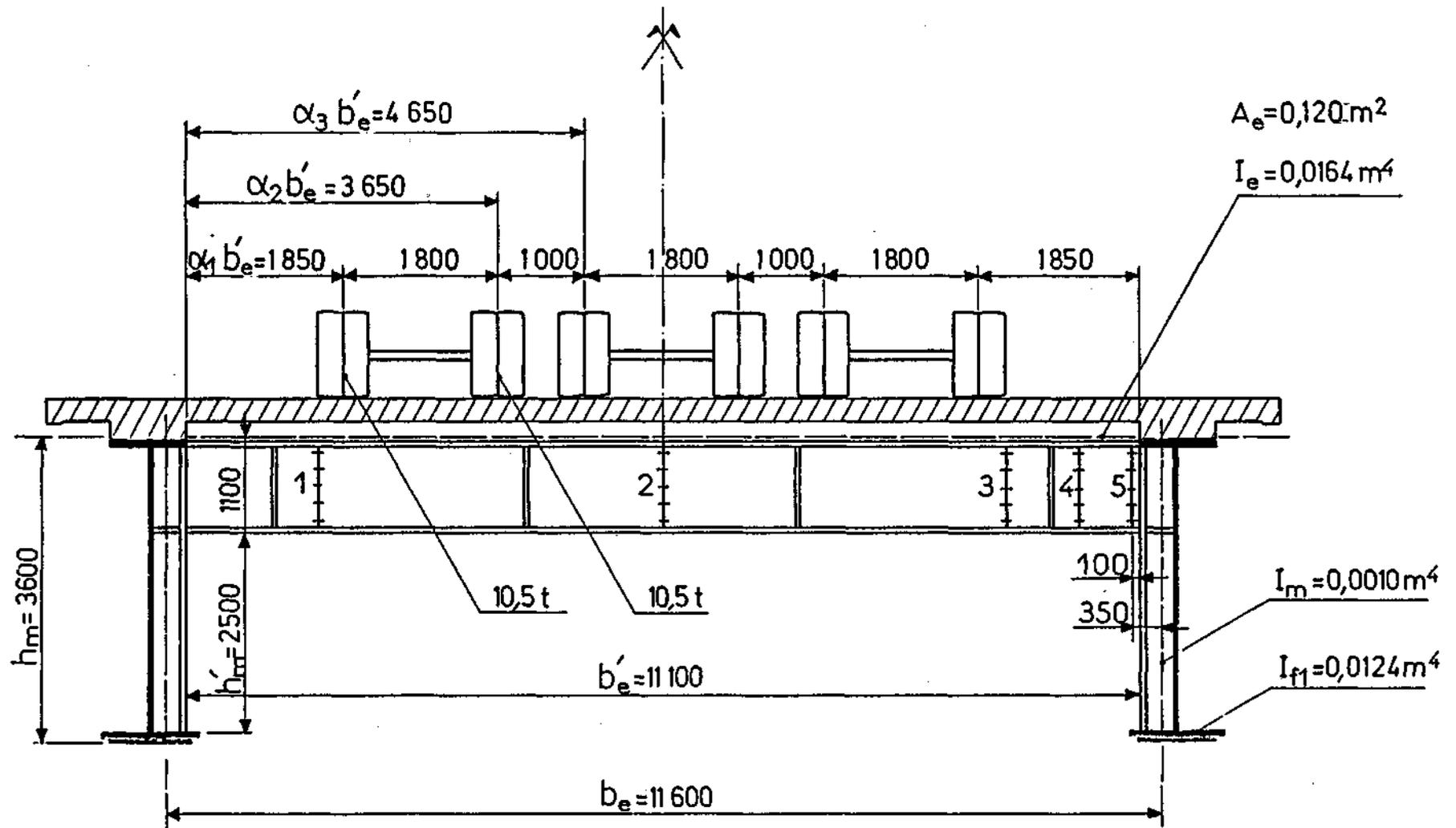


FIGURE 37 - Essais d'une pièce de pont du P.I. 202 de la rocade de Douai

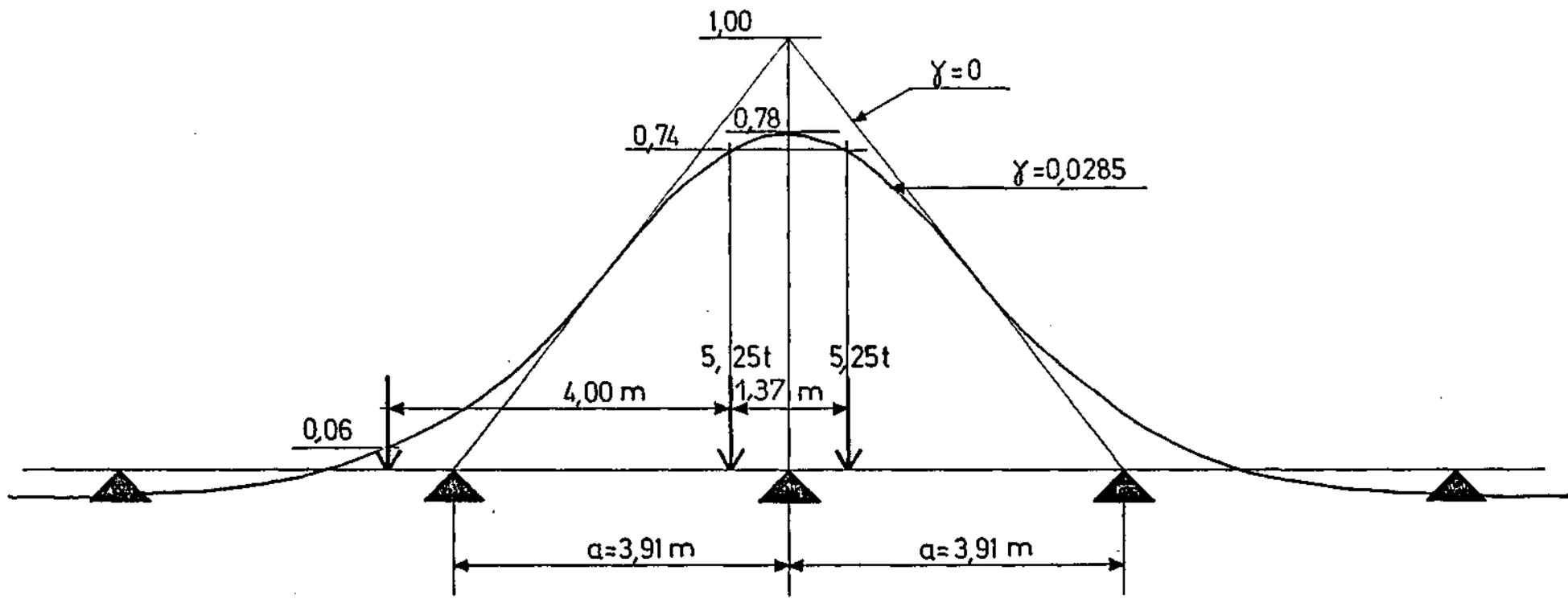


FIGURE 38 - Ligne d'influence des charges sur une pièce de pont du P.I. 202

Il en résulte une contrainte de compression dans la membrure inférieure de la pièce de pont, en supposant le béton non fissuré :

$$\sigma = \frac{171 \times 1,1}{16,4} = 11 \text{ N/mm}^2$$

La contrainte dans la membrure supérieure est quasi nulle.

Le moment au milieu de la pièce de pont, calculé en négligeant les moments d'encastrement, est :

$$M'_e = 159 \frac{b'_e \sum \alpha_i}{2} = 159 \times \frac{11,1 \times 0,92}{2} = 812 \text{ kN}$$

d'où la contrainte de traction dans la membrure inférieure de la pièce de pont :

$$\sigma = \frac{812 \times 1,1}{16,4} = 54 \text{ N/mm}^2$$

Ces valeurs calculées sont à comparer aux valeurs mesurées (unités : N/mm<sup>2</sup>) :

	section 2 (milieu de la pièce de pont)		section 5 (proche de l'assemblage)	
	calcul	mesure	calcul	mesure
membrure supérieure	- 2	- 10	0	- 2
membrure inférieure	- 54	- 43	+ 11	+ 8

Ces résultats confirment que :

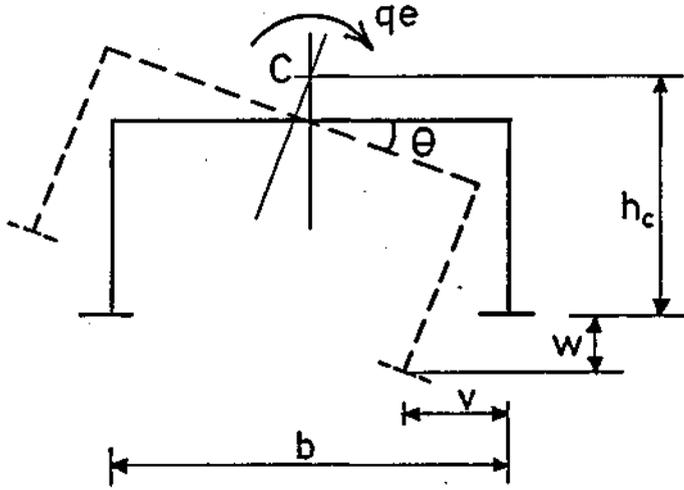
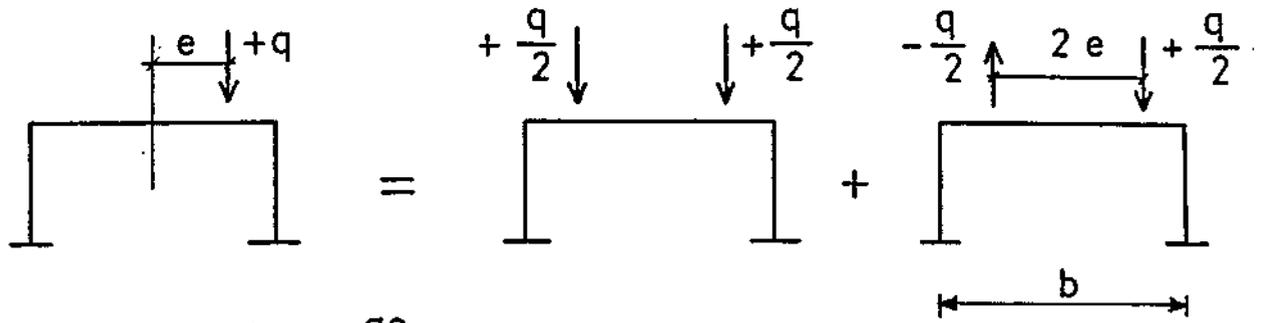
- les méthodes de calcul précédentes donnent un ordre de grandeur des contraintes réelles ; les différences entre calcul et mesures sont dans le sens de la sécurité dès que les contraintes atteignent un niveau significatif ;
- avec les dimensionnements usuels, les contraintes sont faibles dans les sections de pièce de pont proches de l'assemblage, notamment au niveau de la membrure supérieure de la pièce de pont où ces contraintes sont pratiquement nulles.

### 5.3 - SOLIDARISATION DES POUTRES SOUS L'ACTION DES CHARGES VERTICALES DANS LES TABLIERS BIPOUTRES

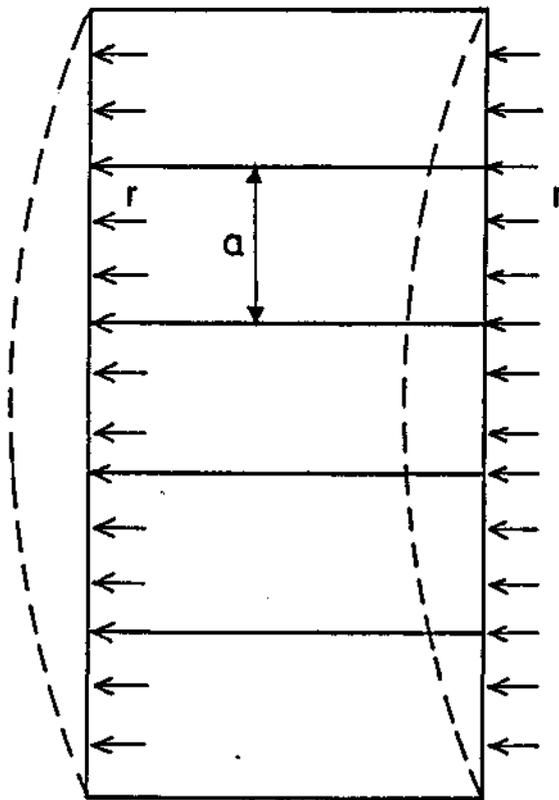
Une charge verticale (poids propre, charge d'exploitation) peut être décomposée en la somme d'une charge centrée qui sollicite le tablier en flexion, et d'un couple de torsion. Dans le cas d'un tablier bipoutre, la charge centrée sollicite identiquement les deux poutres et n'a pas tendance à déformer la section transversale dans son plan. Le couple par contre tend à créer une distorsion de la section, c'est-à-dire une déformation de ses angles ; c'est le rôle des éléments transversaux de s'opposer à cette distorsion en amenant les membrures inférieures des poutres à fléchir transversalement de  $v$  (figure 39). Un schéma de calcul extrêmement simplifié peut rendre compte de ce rôle. Supposons que les éléments transversaux soient très rigides (ce qui majore leurs efforts) ; les déplacements  $v$  et  $w$  des membrures inférieures sont alors liés par la relation (1) qui exprime l'indéformabilité de la section (figure 39). Admettons d'autre part que les conditions d'appui sont identiques pour les poutres en flexion verticale (inertie  $I_p$ ) et pour leur membrure inférieure en flexion transversale (inertie  $I_{f1}$ ), et que les inerties sont proportionnelles. Dans ces conditions, une densité de couple sollicitant le tablier fait naître une densité proportionnelle de charge transversale  $r$  sollicitant les éléments transversaux (relation (2)). On en déduit  $R_H$ , réaction sur chaque montant.

Un tel schéma de calcul a pour intérêt d'expliquer le rôle des éléments transversaux dans ce cas ; mais les valeurs obtenues pour  $R_H$  (qui sont extrêmement faibles), ne peuvent être considérées comme très fiables du fait des simplifications adoptées.

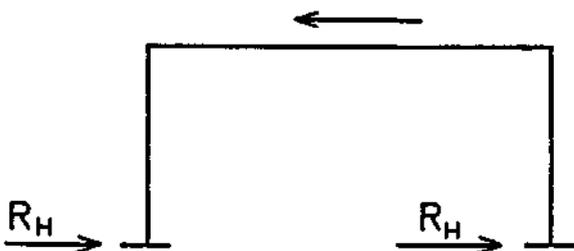
Pour avoir une idée plus précise des efforts réels, des mesures ont été effectuées par le Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Nancy sur le pont de Nogent-sur-Seine. Lors des épreuves en septembre 1983, l'entretoise la plus proche du milieu de la travée centrale a été équipée d'instruments (jauges extensométriques, clinomètres, nivelles, flexigraphes à laser) pour mesurer les déformations et les déplacements d'ensemble de la section ; des thermocouples permettaient de s'assurer que les variations de température ne perturbaient pas les mesures. L'ouvrage a été chargé par quatre camions de 260 kN. Avec un excentrement maximal des camions (la différence de flèche des deux poutres atteignait environ 20 mm), les jauges ont fait apparaître un faible niveau de contraintes dans les entretoises : entre 0 et 2 N/mm<sup>2</sup>, un seul résultat sur une jauge atteignant 3,7 N/mm<sup>2</sup>. L'allure des



$$\frac{v}{w} = 2 \frac{h_c}{b} \quad (1)$$



$$\frac{v}{w} = \frac{r b}{q e} \frac{I_p}{I_{f1}} \quad (2)$$



$$R_H = r a = 2 \frac{q e a h_c}{b^2} \frac{I_{f1}}{I_p} \quad (3)$$

FIGURE 39 - Rôle des éléments transversaux contre les déformations de distorsion, et efforts correspondants

sollicitations était bien conforme au schéma b de la figure 44. Les autres instruments (clinomètres et nivelles) n'ont mis en évidence que des rotations d'ensemble de la section transversale, ses déformations étant comparativement trop faibles.

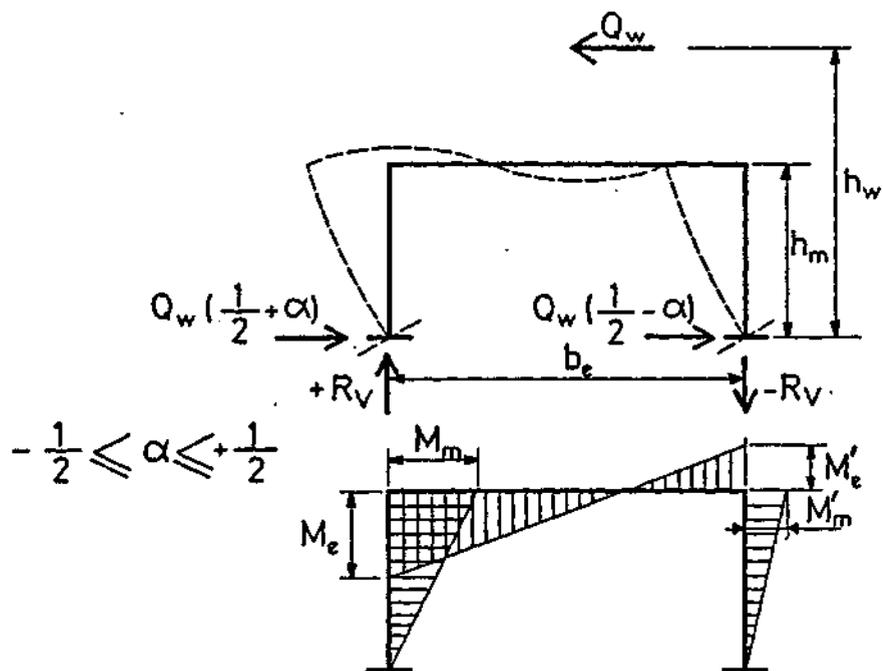
Ces mesures confirment clairement que le maintien de la forme de la section sous l'action des charges verticales n'entraîne que des efforts négligeables dans le cas des tabliers bipoutres.

## 5.4 - SOLIDARISATION DES POUTRES SOUS L'ACTION DES CHARGES TRANSVERSALES

### 5.4.1 - Eléments transversaux courants

La résultante de la pression du vent sur un panneau d'âme de surface  $ah$  compris entre deux montants courants a pour valeur de calcul  $\gamma q_w ah$ . Le fascicule 61, titres II et V, du Cahier des clauses techniques générales fixe pour les circonstances courantes  $\gamma = 1,5$  et  $q_w = 2\ 000\ \text{N/m}^2$ . Ces valeurs s'entendent pour l'état-limite ultime de l'ouvrage une fois en exploitation ; des valeurs inférieures de  $q_w$  peuvent être adoptées en cours de construction. On peut admettre que la moitié de cette résultante est reprise directement par la dalle, et l'autre moitié par la membrure inférieure de la poutre. Le cadre est donc sollicité à sa base par une force  $1/2\ \gamma q_w ah$  qu'il doit transmettre à la dalle. Les efforts correspondant peuvent être calculés à l'aide des formules de la figure 43 (cas des pièces de pont) ou de la figure 44 (cas des entretoises), en faisant la demi-somme du cas a (réactions opposées) et du cas b (réactions de même sens).

En l'absence d'éléments transversaux capables de reporter les efforts sur la dalle, ceux-ci seraient transmis directement aux appuis par la membrure inférieure de la poutre et il faudrait en tenir compte pour le calcul de celle-ci.



Efforts dans la pièce de pont

Efforts dans les montants

$$M_e = M_m = -Q_w h_m \left(\frac{1}{2} + \alpha\right)$$

$$M'_e = M'_m = +Q_w h_m \left(\frac{1}{2} - \alpha\right)$$

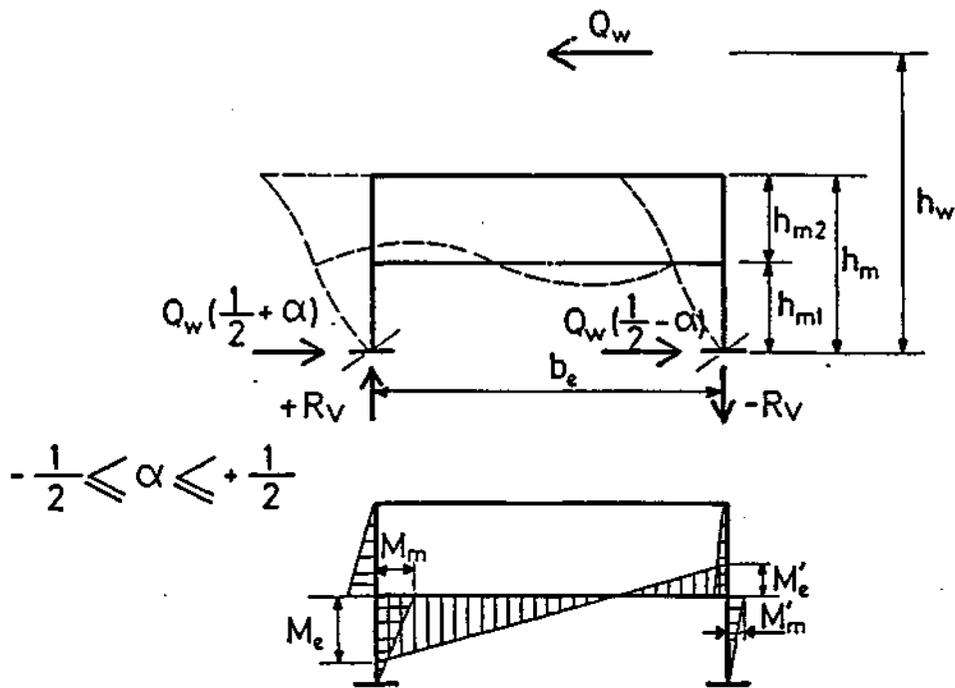
$$N_e = Q_w \left(\frac{1}{2} + \alpha\right)$$

$$N_m = R_v = Q_w \frac{h_w}{b_e}$$

$$V_e = Q_w \frac{h_m}{b_e}$$

$$V_m = Q_w \left(\frac{1}{2} \pm \alpha\right)$$

FIGURE 40 - Efforts aux noeuds d'un ensemble pièce de pont  
- montants d'appui sous l'action du vent



Efforts dans l'entretoise

$$M_e = -Q_w h_m \left[ \frac{1}{2} + \alpha \frac{C + \frac{h_{m1}}{h_m} D}{B_2 + C + D} \right]$$

$$M'_e = +Q_w h_m \left[ \frac{1}{2} - \alpha \frac{C + \frac{h_{m1}}{h_m} D}{B_2 + C + D} \right]$$

$$N_e = Q_w \alpha \frac{\frac{h_m}{h_{m2}} B_2 + D}{B_2 + C + D}$$

$$V_e = Q_w \frac{h_m}{b_e}$$

Efforts dans les montants  
au-dessous de l'entretoise

$$|M_m| = Q_w h_{m1} \left( \frac{1}{2} + \alpha \right)$$

$$|M'_m| = Q_w h_{m1} \left( \frac{1}{2} - \alpha \right)$$

$$N_m = R_v = Q_w \frac{h_w}{b_e}$$

$$V_m = Q_w \left( \frac{1}{2} \pm \alpha \right)$$

FIGURE 41 - Efforts aux noeuds d'un ensemble entretoise - montants d'appui sous l'action du vent

#### 5.4.2 - Éléments transversaux sur appui

Pour déterminer l'action du vent sur les éléments transversaux sur pile ou sur culée, il suffit de connaître les réactions d'appui correspondantes. On a donc à calculer les réactions d'appui  $Q_w$  d'une poutre reposant transversalement sur des appuis plus ou moins souples. La souplesse d'un tel appui est la somme :

- de la souplesse transversale de l'ensemble des appareils d'appui,
- de la souplesse du fût de la pile dans le cas de piles minces ou de grande hauteur,
- de celle éventuellement de la fondation.

La réaction  $Q_w$  sera répartie également entre les poutres ( $\alpha = 0$  dans les figures 40 et 41) si les deux appareils d'appui ont un comportement identique ; ou inégalement ( $0 < \alpha \leq 1/2$ ) si un seul appareil d'appui est équipé de butée transversale.

Il faut par ailleurs évaluer la hauteur  $h_w$  de la résultante  $Q_w$  par rapport au niveau des appareils d'appui. Pour un tablier horizontal d'épaisseur constante,  $h_w$  serait égal à la moitié de l'épaisseur du tablier ; mais  $h_w$  peut avoir une valeur bien supérieure si le profil en long est convexe vers le haut.

Les formules des figures 40 et 41 permettent de calculer ensuite les sollicitations dans l'élément transversal sur appui. Elles sont transposables aisément au cas des tabliers multipoutres.

#### 5.5 - STABILISATION DES POUTRES CONTRE LE DÉVERSEMENT

Le risque de déversement des poutres, dans l'ouvrage muni de sa dalle, est limité aux zones de moments négatifs, près des appuis intermédiaires. Pendant la construction, les autres parties de l'ouvrage sont concernées, notamment lors du lançage de l'ossature et du coulage de la dalle. Les indications qui suivent ne s'appliquent directement qu'à l'ouvrage muni de sa dalle.

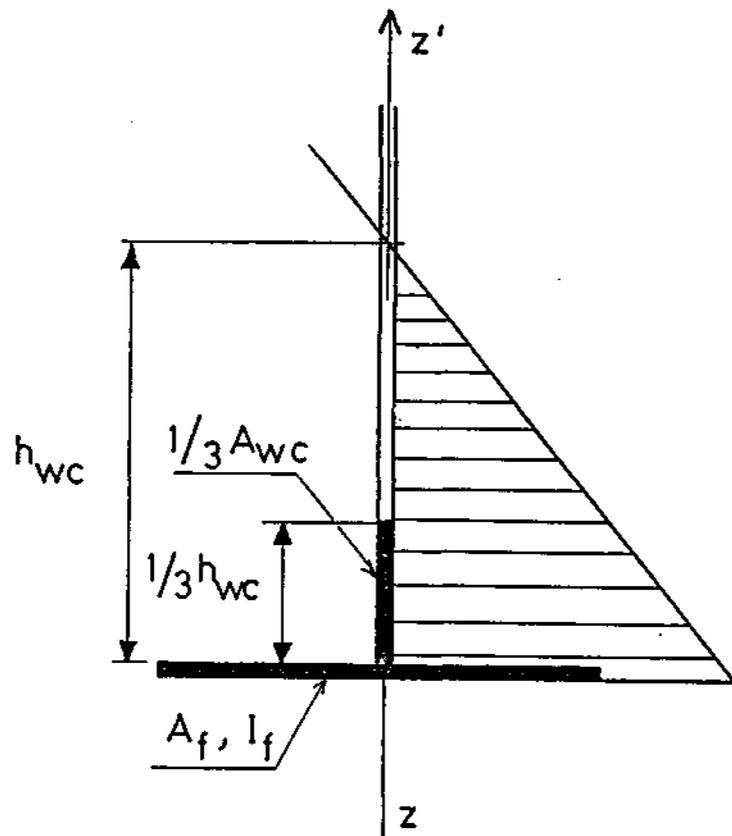
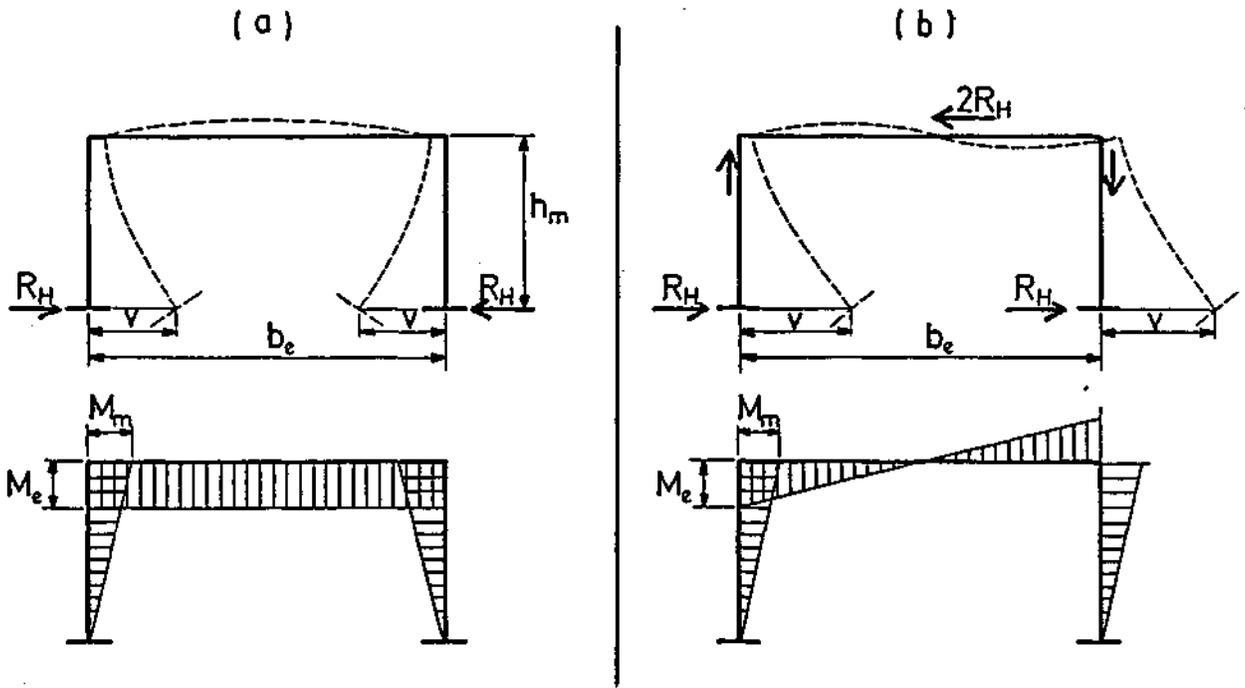


FIGURE 42 - Caractéristiques mécaniques d'une poutre pour l'étude du déversement (rigidité de torsion non uniforme seule prise en compte)



Déformabilité

$$\frac{1}{K} = \frac{v}{R_H} = A + B + C$$

$$\frac{1}{K} = \frac{v}{R_H} = A + \left(\frac{b'_e}{b_e}\right)^2 \frac{B}{3} + C$$

Efforts dans la pièce de pont

$$M_e = R_H h_m$$

$$N_e = R_H$$

$$V_e = 0$$

$$V_e = 2R_H \frac{h_m}{b_e}$$

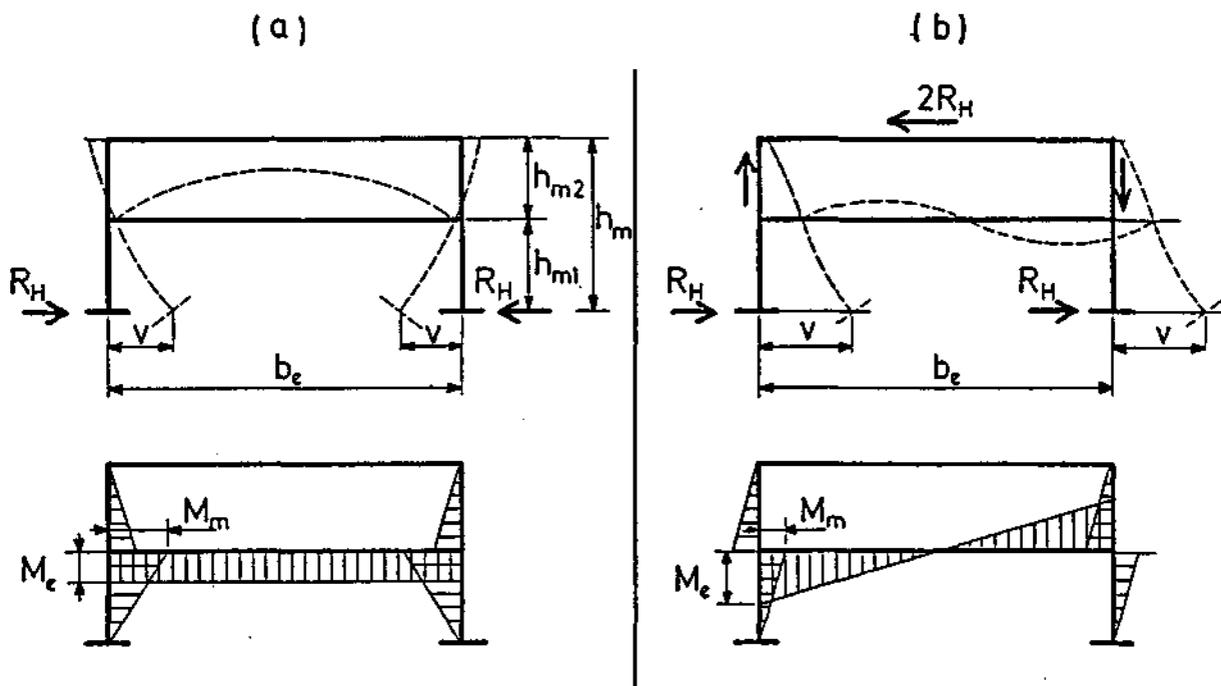
Efforts dans les montants

$$M_m = R_H h_m$$

$$N_m = 0$$

$$V_m = R_H$$

FIGURE 43 - Déformabilité d'un ensemble pièce de pont - montants, et efforts aux noeuds, sous l'action de forces horizontales agissant au niveau des membrures inférieures des poutres ;(a): forces de sens opposés ;(b): forces de même sens



Déformabilité

$$\frac{1}{K} = \frac{v}{R_H} = A + \frac{B_3 C + B_1 D + CD}{B_2 + C + D}$$

$$\frac{1}{K} = \frac{v}{R_H} = A + \left(\frac{b'_e}{b_e}\right)^2 \frac{B_3}{3} + D$$

Efforts dans l'entretoise

$$M_e = R_H h_m \frac{C + \frac{h_{m1}}{h_m} D}{B_2 + C + D}$$

$$M_e = R_H h_m$$

$$N_e = R_H \frac{\frac{h_m}{h_{m2}} B_2 + D}{B_2 + C + D}$$

$$N_e = 0$$

$$V_e = 0$$

$$V_e = 2 R_H \frac{h_m}{b_e}$$

Efforts dans le montant, au-dessous de l'entretoise

$$M_m = R_H h_{m1}$$

$$N_m = 0$$

$$V_m = R_H$$

FIGURE 44 - Déformabilité d'un ensemble entretoise - montants, et efforts aux noeuds, sous l'action de forces horizontales agissant au niveau des membrures inférieures des poutres ;(a): forces de sens opposés ;(b): forces de même sens

Une poutre de pont mixte est généralement trop élancée pour qu'on puisse prendre en compte sa rigidité de torsion uniforme. L'expression du moment critique de déversement ne comportant plus que le terme de torsion non uniforme, on est ramené à un problème de flambement de la membrure comprimée, et la contrainte critique de flexion vis-à-vis du déversement s'écrit :

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{A l_f^2}$$

Dans cette expression, A et I sont l'aire et l'inertie par rapport à zz' de la membrure comprimée et du tiers de la hauteur d'âme comprimée (figure 42) :

$$A = A_f + 1/3 A_{wc}$$

$$I = I_f$$

On notera que la contribution de l'âme est défavorable du fait qu'elle augmente l'aire comprimée alors que son inertie transversale est négligeable.

Les montants de pièces de pont ou d'entretoises constituent des appuis plus ou moins rigides qui doivent empêcher le flambement transversal de la poutre ainsi définie. Dans le cas des ensembles pièce de pont - montants, la rigidité opposés aux membrures inférieures est  $K = \frac{1}{A+B+C}$  lorsqu'elles ont tendance à se dérober en sens opposés (figure 43a). Cette hypothèse est la plus défavorable et donc la seule à considérer. Dans le cas des entretoises au contraire, on ne sait pas à priori si la plus faible rigidité correspond à des déformations de même sens ou de sens opposés. Il faut donc calculer K dans les deux hypothèses (figure 44) et conserver la plus petite valeur. Ces expressions de K supposent que l'axe de la dalle reste fixe ; elles négligent donc, dans le cas de forces de même sens, la déformabilité transversale d'ensemble de la structure par rapport à la déformabilité de la section. Cette simplification est acceptable du fait que la dalle constitue un contreventement horizontal très rigide.

Les paramètres mécaniques étant ainsi déterminés, on a à calculer la force critique de flambement, ou ce qui revient au même, la longueur de flambement  $l_f$  d'une poutre d'inertie I, de longueur L (la longueur de la travée considérée), supposée articulée à ses extrémités sur des appuis fixes (les entretoises sur pile ou sur culée) et maintenue par des appuis élastiques de rigidité K, d'espacement a. On simplifie généralement le problème en supposant la membrure de section constante, et l'effort normal constant et égal à sa valeur maximale.

Ces approximations sont acceptables car, si la structure est bien conçue, la valeur du coefficient de réduction au flambement (coefficient  $\chi$  de la figure 49) est peu inférieure à 1 et ne dépend pas beaucoup de la valeur de  $\sigma_{cr}$

Une expression simple de la force critique de flambement est obtenue en répartissant la rigidité des appuis le long de la poutre de façon à avoir un milieu élastique continu de rigidité  $k = K/a$  :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \left( m^2 + \frac{1}{m^2 \left( \frac{l_\lambda}{L} \right)^4} \right)$$

Dans cette expression due à Timoshenko [10],  $l_\lambda = \pi \sqrt{\frac{EI}{k}}$  est un paramètre de la dimension d'une longueur exprimant la rigidité de la poutre par rapport à celle des appuis ;  $m$  est le nombre de demi-ondes de la déformée ; c'est donc un nombre entier, qu'il faut choisir de façon à obtenir la valeur minimale de  $N_{cr}$ .

L'expression ci-dessus peut être écrite sous forme adimensionnelle en faisant apparaître la longueur de flambement :

$$\frac{l_f}{L} = \frac{1}{\sqrt{m^2 + \frac{1}{m^2 \left( \frac{l_\lambda}{L} \right)^4}}$$

La variation de  $l_f$  en fonction de  $l_\lambda$  est représentée en trait plein à la figure 45 ; elle se présente comme une succession de courbes correspondant chacune à un nombre de demi-ondes de la déformée, toutes ces courbes étant tangentes à la droite  $l_f = \frac{l_\lambda}{\sqrt{2}}$ . Lorsque  $l_\lambda$  est petit par rapport à  $L$ , les courbes et leur tangente se confondent.

Une forme simplifiée de la solution précédente est obtenue en remplaçant les courbes par leur tangente dans tout le domaine de variation de  $l_\lambda$ . Cela revient à supposer  $\frac{l_\lambda}{L}$  petit, donc  $m$  grand. La valeur de  $m$  minimisant  $N_{cr}$  n'a donc plus besoin d'être choisie entière, d'où  $m = \frac{L}{l_\lambda}$ . Dans cette théorie, due à Engesser,  $l_\lambda$  est donc la longueur de la demi-onde de la déformée, (figure 46), et on a :

$$N_{cr} = \frac{2 \pi^2 EI}{l_\lambda^2} = 2 \sqrt{EI k}$$

$$l_f = \frac{l_\lambda}{\sqrt{2}}$$

La figure 45 montre que, du côté des valeurs élevées de  $l_\lambda$ , la solution d'Engesser peut être adoptée à la place de celle de Timoshenko tant que  $l_\lambda \leq 1,2 L$ , soit  $l_f \leq 0,85 L$ . L'erreur commise alors est acceptable et dans le sens de la sécurité.

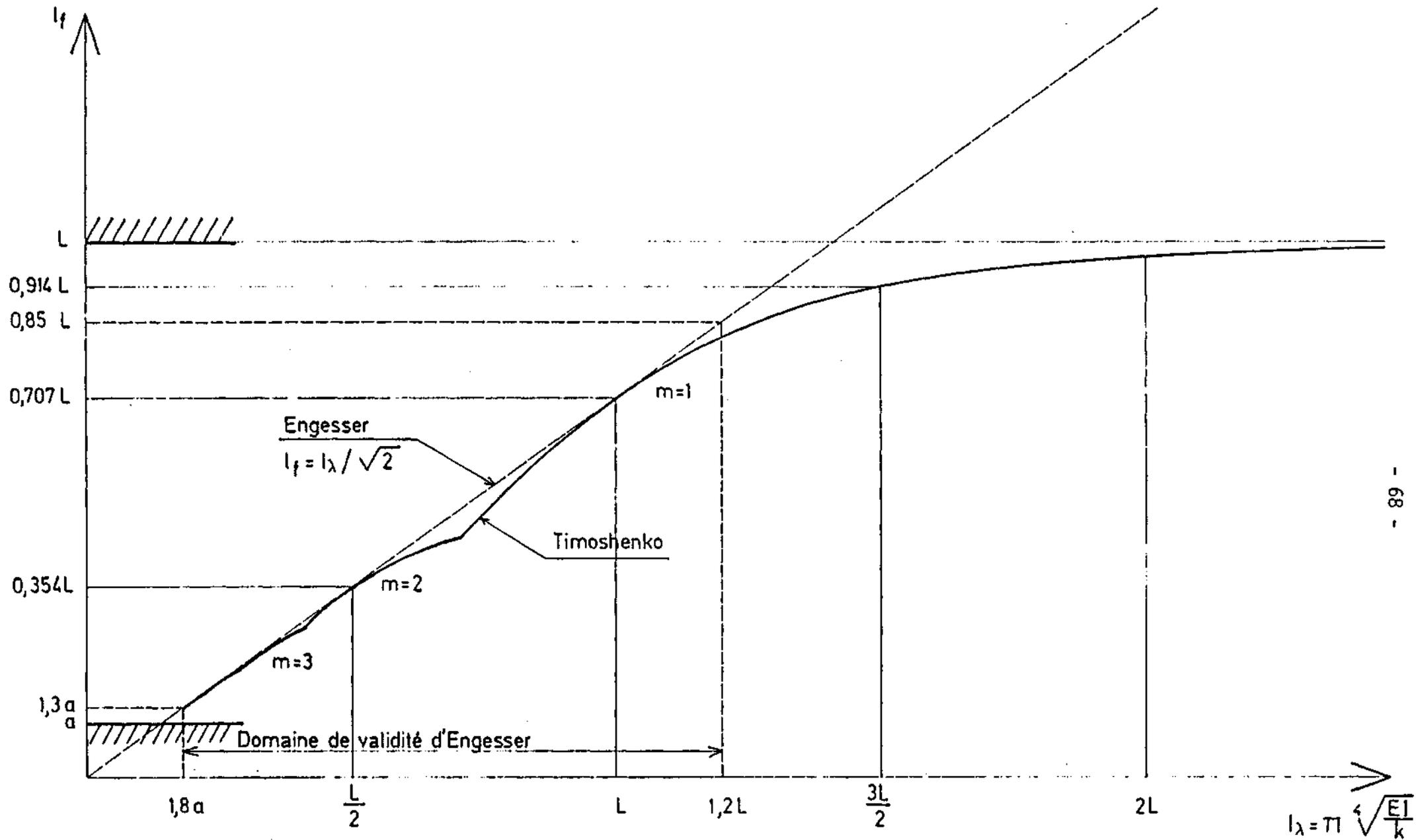


FIGURE 45 - Longueur de flambement d'une barre comprimée dans un milieu élastique continu

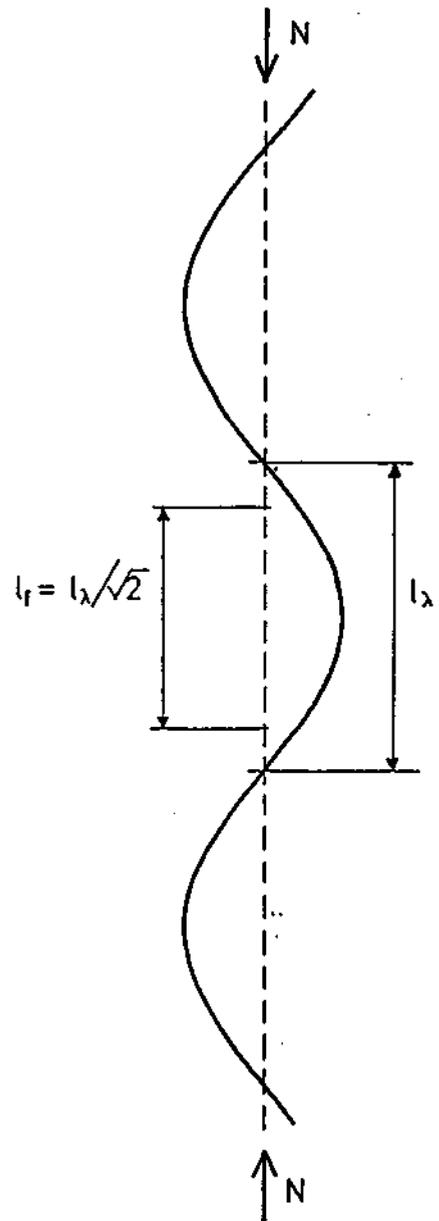


FIGURE 46 - Modèle d'Engesser

Par contre, du côté des faibles valeurs de  $l_\lambda$ , l'hypothèse du milieu continu adoptée dans la solution de Timoshenko comme dans celle d'Engesser peut conduire à des résultats erronés dans le sens contraire à la sécurité, du fait que la valeur plancher  $l_f = a$  est ignorée. Il faut alors tenir compte de la discontinuité des appuis. Ce problème a été résolu par Lazard et vérifié à l'aide d'essais sur modèle [11]. La figure 47 reproduit les résultats du calcul pour un, deux, trois ou quatre appuis intermédiaires ; la cinquième courbe correspond au cas d'une infinité d'appuis élastiques espacés de  $a$ . Dans les coordonnées  $X, Y$  de cette figure, la solution de Timoshenko est représentée par des droites (non reproduites sur la figure), et celle d'Engesser par la parabole  $Y = \frac{2}{\pi} \sqrt{X}$ . On voit que la solution d'Engesser fournit une précision largement suffisante tant que  $X \leq 1$ , soit  $l_\lambda \leq 1,8 a$  ou  $l_f \geq 1,3 a$ , et à condition qu'il y ait au moins trois appuis intermédiaires. Pour les valeurs inférieures de  $l_\lambda$  et  $l_f$ , ainsi que dans le cas d'un ou deux appuis intermédiaires, il y a lieu d'utiliser les courbes en trait plein de la figure 47 ; la longueur de flambement s'en déduit par la formule  $l_f = \frac{a}{\sqrt{Y}}$ .

Enfin, le tableau de la figure 48 indique les valeurs des paramètres  $l_f$  et  $X$  à partir desquelles les appuis élastiques deviennent des noeuds fixes, donnant  $l_f = a$ . On en tire les valeurs correspondantes de la rigidité  $K$  des appuis.

Ayant déterminé la longueur de flambement  $l_f$ , on en déduit  $\sigma_{cr}$  comme indiqué au début de ce paragraphe et on vérifie :

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_I}{\chi} \leq f_y$$

$\sigma_I$  est la contrainte dans la membrure calculée au premier ordre, c'est-à-dire sans tenir compte du flambement ;  $\chi$  est le coefficient de réduction au flambement, fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}$ . Les futurs règlements de calcul en cours de préparation actuellement (Eurocode 3, norme française P 22 701) adopteront pour  $\chi$  les courbes européennes de flambement. En attendant la mise au point définitive de ces textes, on peut continuer à déterminer  $\chi$  suivant les formules du fascicule 61, titre V, du Cahier des clauses techniques générales rappelées à la figure 49.

On doit mentionner également le problème de l'interaction entre le voilement et le flambement. Les règlements de calcul fixent l'élanement maximal  $b/t$  qui permet à une membrure d'atteindre la limite élastique  $f_y$  sans voiler. Tant qu'on ne dépasse pas cet élanement, on peut vérifier le flambement sans se soucier du voilement. Le fascicule 61, titre V, du Cahier des clauses techniques générales fixe cet élanement à  $b/t \leq 18,5 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ . L'Eurocode 3 adoptera sans doute la valeur plus restrictive de 14 au lieu de 18,5 (figure 59). On notera

Nombre d'intervalles $L/a$	$\frac{l_\lambda}{a} = \pi \sqrt[4]{\frac{EI}{K a^3}}$ (1)	$X = \frac{K a^3}{\pi^2 EI}$ (2)
2	1,490	2
3	1,347	3
4	1,304	3,414
5	1,285	3,618
6	1,275	3,731
$\infty$	$\sqrt{\pi/2} = 1,253$	4

FIGURE 48 - Rigidité minimale des appuis intermédiaires pour qu'ils se comportent comme des noeuds fixes (colonne 1 : paramètre de rigidité de la figure 45 ; colonne 2 : paramètre de rigidité de la figure 47)

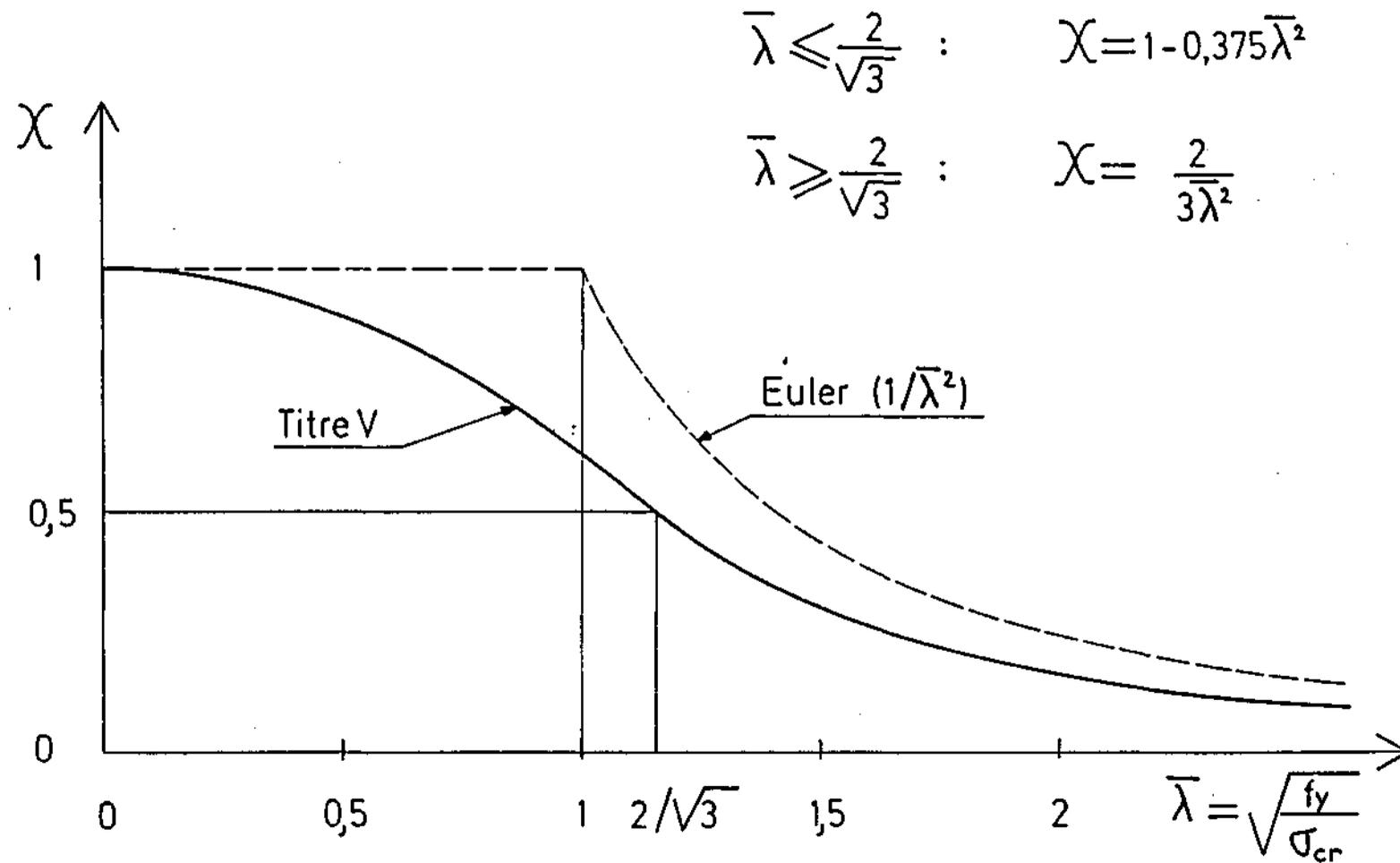


FIGURE 49 - Coefficient de réduction au flambement du fascicule 61, titre V, du C.C.T.G.

que dans l'expression ci-dessus de l'élanement maximal, il est toujours possible de remplacer  $f_y$ , limite élastique, par  $\sigma_{II} = \sigma_I / \chi$ , contrainte de compression calculée au second ordre, c'est-à-dire en tenant compte du flambement. Ainsi, lorsqu'une membrure est surdimensionnée par rapport aux sollicitations de compression, il est possible d'augmenter sa largeur sans avoir à se préoccuper de l'interaction voilement - flambement ; cela permet d'améliorer la stabilité au déversement et de diminuer l'épaisseur des tôles à souder, dans le cas par exemple d'une membrure tendue en service et comprimée à une fraction de sa capacité lors du lançage.

Il reste à vérifier la résistance des éléments transversaux et de leurs assemblages sous les réactions  $R_H$  des membrures qui tendent à se dérober (figures 43 et 44). Ces réactions ne peuvent pas être obtenues par les calculs de stabilité élastique précédents dans lesquels les déformations des appuis sont très petites et même indéfinies. Pour les déterminer, il faudrait faire un calcul au second ordre sur un modèle élastoplastique tenant compte des défauts de rectitude de la membrure et de ses contraintes résiduelles [12]. Comme ce n'est pas envisageable dans le cadre d'un projet, on se content d'adopter pour  $R_H$  une valeur empirique, généralement 1 % de l'effort maximal de compression sollicitant la membrure.

Bien que la plupart des règlements nationaux soient d'accord sur cette valeur de 1 % dans les cas courants, des divergences apparaissent sur l'évolution de  $R_H$  en fonction des divers paramètres (nombre, espacement, souplesse des appuis). Des recherches sur ce point seraient utiles.

#### 5.6 - SOLIDARISATION DES POUTRES DE PONTS COURBES

L'effort transversal résultant de la déviation de l'effort normal d'une membrure courbe a pour intensité  $N/r$  par unité de longueur de membrure,  $N$  étant l'effort normal et  $r$  le rayon de courbure ; il est dirigé vers le centre de courbure quand la membrure est tendue, en sens inverse quand la membrure est comprimée (figure 50).

Les éléments transversaux ont pour rôle de solidariser entre elles la dalle et les membrures inférieures des poutres qui sont sollicitées par des composantes transversales de sens opposés. Le schéma de calcul est donc celui de

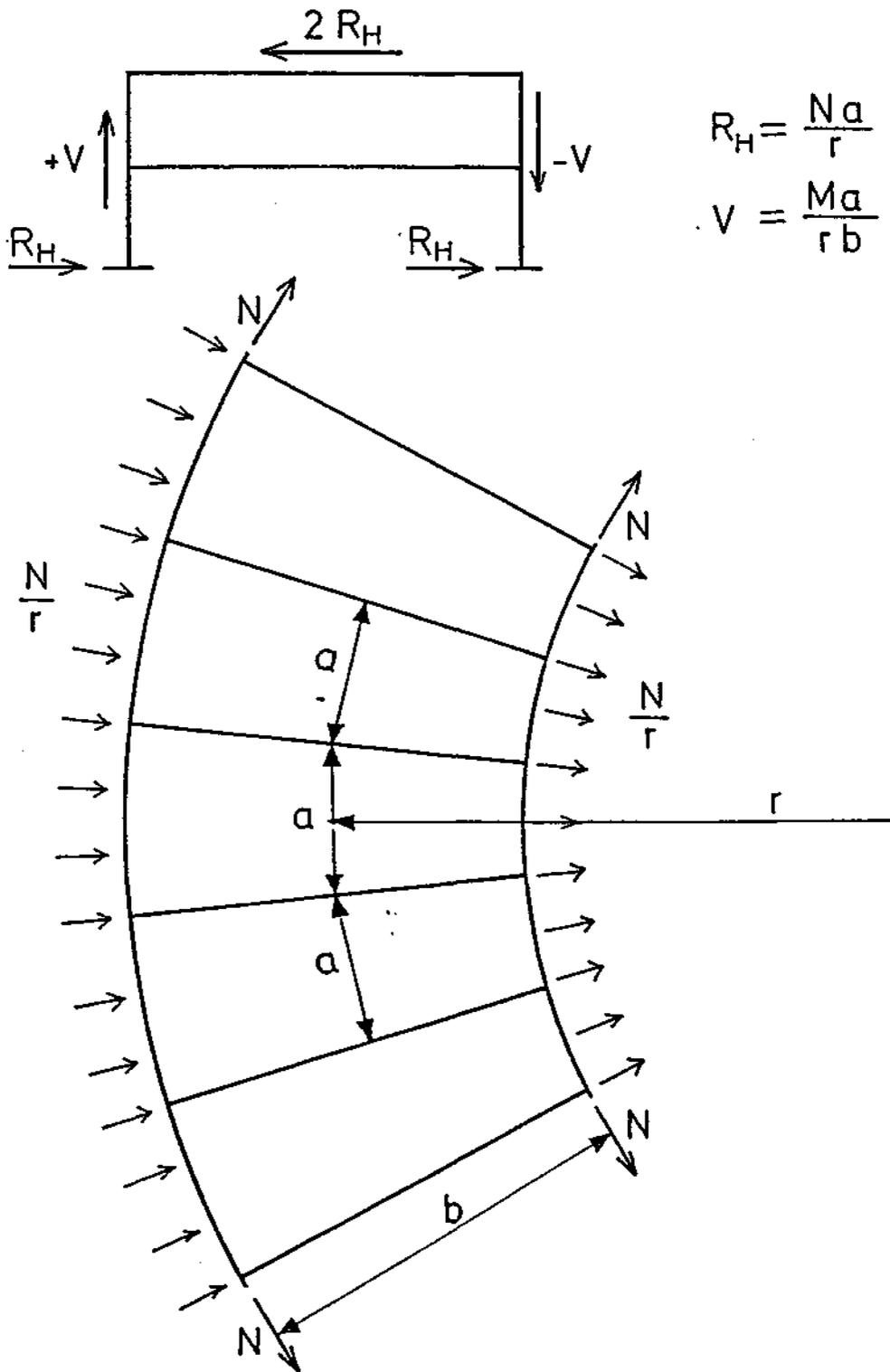


FIGURE 50 - Efforts transversaux dans les membrures d'un pont courbe

la figure 43 b dans le cas des pièces de pont, et de la figure 44 b dans le cas des entretoises, avec  $R_H = Na/r$ ,  $a$  étant l'espacement des éléments transversaux.

On notera que l'équilibre de l'élément transversal suppose qu'il reçoit de l'âme des poutres les réactions verticales :

$$V = \pm 2 R_H \frac{h_m}{b} = \pm \frac{2 Na}{r} = \pm \frac{Ma}{rb}$$

$M$  étant le moment de flexion total du tablier. Une réaction de sens opposé s'applique donc aux poutres, chargeant la poutre extérieure et déchargeant la poutre intérieure dans les zones de moment positif. On en déduit une méthode de calcul des ponts courbes qui est exposée dans [13].

### 5.7 - TRANSMISSION DES REACTIONS D'APPUI VERTICALES

L'étude du flambement d'un montant d'appui hors du plan de la poutre est un problème de stabilité de montant de portique à noeuds déplaçables ; un calcul précis devrait tenir compte de l'effet stabilisateur de l'entretoise, des conditions d'appui, de la répartition des efforts sur la hauteur du montant ... Dans les cas courants, on se contente souvent du calcul simplifié indiqué par le fascicule 61, titre V, du Cahier des clauses techniques générales (commentaire de l'article 18.5) : le montant est supposé chargé en tête et articulé à ses deux extrémités, soit, dans le cas d'un montant de section symétrique :  $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{Ah^2}$  ; la participation de l'âme de la poutre est prise en compte dans l'aire  $A$  du montant et négligée dans son inertie  $I$  ; la raison de cette hypothèse défavorable est que l'effort normal maximal dans le montant d'appui est obtenu pour les mêmes cas de charge que l'effort tranchant maximal dans les panneaux d'âme adjacents et que la capacité de résistance de l'âme est supposée utilisée par cet effort tranchant en phase post-critique (voir paragraphe 5.9 ci-après).

Dans le cas d'un montant de section dissymétrique, l'excentrement de l'axe du montant par rapport à l'âme de la poutre doit toujours être pris en compte (figure 51).

Bien entendu, on pourra considérer l'effet stabilisateur de l'entretoise quand celle-ci règne sur une grande partie de la hauteur du montant, comme c'est le cas pour l'ouvrage de la figure 29.

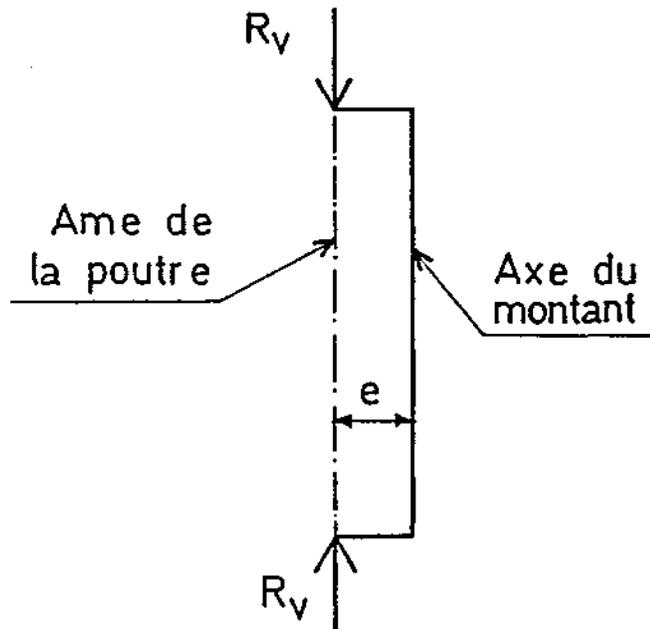


FIGURE 51 - Schématisation d'un montant d'appui excentré par rapport à l'âme de la poutre

## 5.8 - TRANSMISSION DES RÉACTIONS DE VÉRINAGE

Les figures 52 et 53 indiquent les sollicitations des éléments transversaux dues aux réactions de vérinage, dans quatre configurations usuelles.

## 5.9 - RAIDISSAGE TRANSVERSAL DES POUTRES

Les montants servant de raidisseurs transversaux des poutres ont un double rôle à jouer à ce titre.

Ils doivent d'abord constituer une ligne d'appui suffisamment indéformable pour l'âme de la poutre, d'où une condition de rigidité. La condition du fascicule 61, titre V, du Cahier des clauses techniques générales, reprise par le règlement de calcul des ponts mixtes de 1981, est, dans le cas d'une âme de limite élastique 355 N/mm<sup>2</sup> :

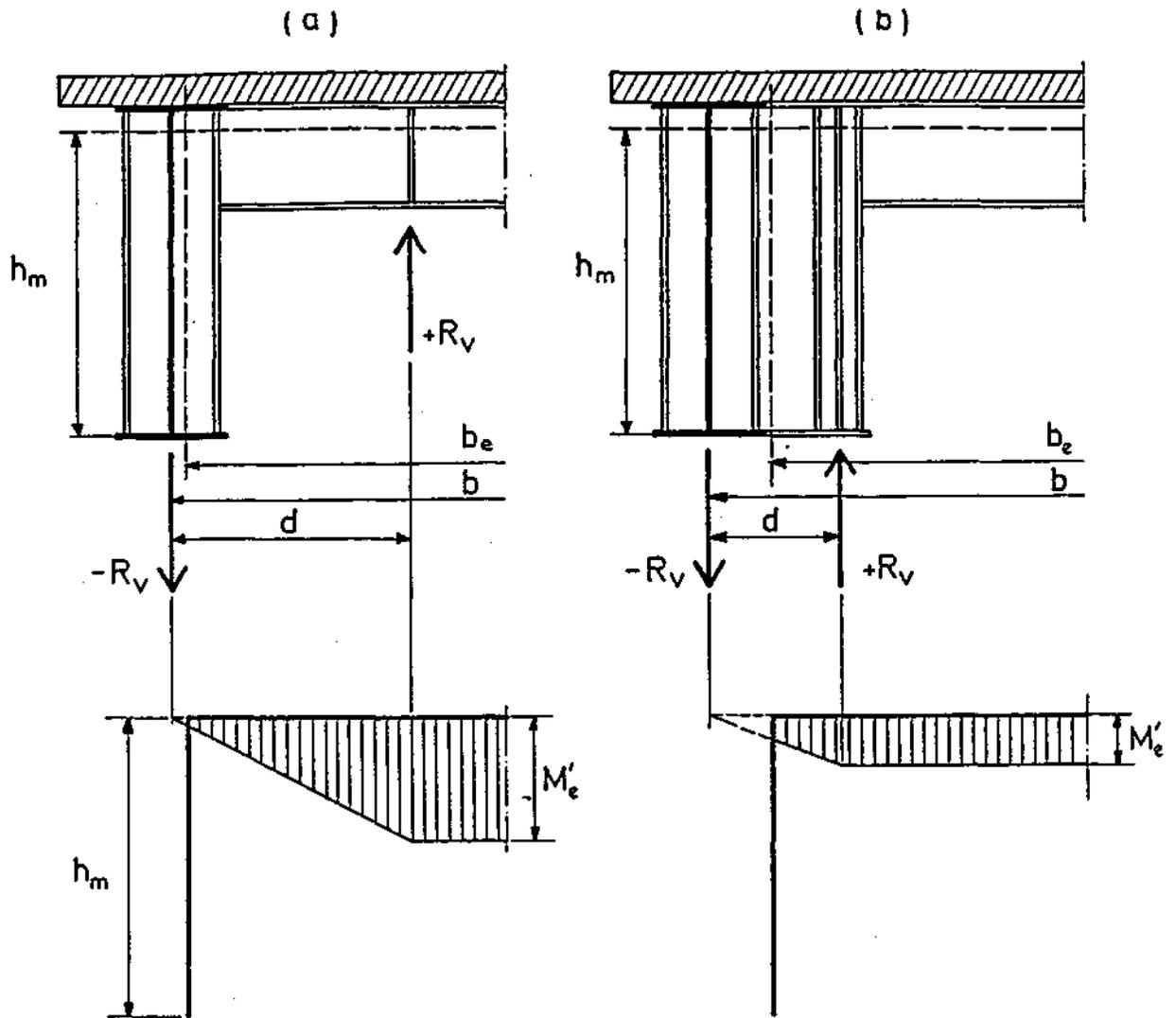
$$I \geq \left(\frac{h}{45}\right)^4$$

I est l'inertie du raidisseur, calculée sans contribution de l'âme, par rapport à sa base au contact de celle-ci ; h est la hauteur de l'âme. Cette règle empirique est issue d'essais effectués à l'Université de Lehigh.

D'autre part, les règlements français précités limitent les contraintes en état-limite de service aux contraintes critiques de la théorie linéaire des plaques, mais admettent implicitement l'intervention d'un comportement post-critique pour atteindre l'état-limite ultime, puisqu'ils autorisent  $\tau_{\text{ultime}} \leq 4/3 \tau_{\text{critique}}$ . Il faut donc que les contraintes membranaires puissent équilibrer les efforts au-delà des contraintes critiques. Les raidisseurs transversaux servent alors d'ancrage aux diagonales tendues apparaissant dans l'âme et ils sont sollicités en compression (figure 54). Il en résulte une condition de résistance pour la section de ces raidisseurs ; elle a été déduite de la théorie de Basler (l'ancrage sur les membrures est négligé) en prenant en compte la capacité maximale de cisaillement de l'âme :

$$A \geq 0,80 \cdot 10^{-3} h^2 \text{ (raidisseur de limite élastique 235 N/mm}^2\text{)} .$$

$$A \geq 0,66 \cdot 10^{-3} h^2 \text{ (raidisseur de limite élastique 355 N/mm}^2\text{)} .$$



Efforts dans la pièce de pont

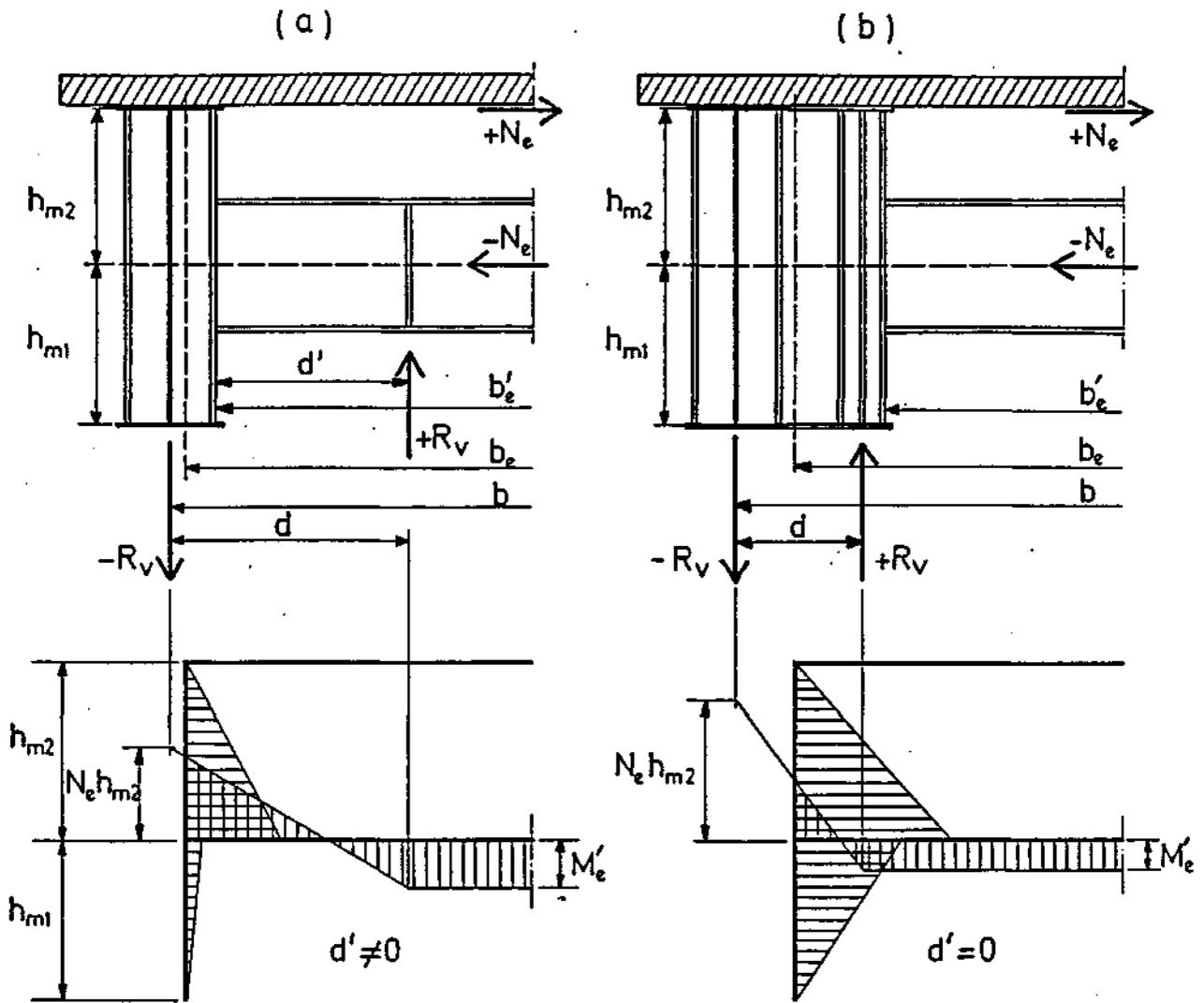
$M_e = 0$  au droit de l'âme de la poutre

$M'_e = -R_v d$  au droit du vérin

$N_e = 0$

$V_e = -R_v$

FIGURE 52 - Efforts dans une pièce de pont sur l'action d'un vérinage ;(a): vérinage sous la pièce de pont ;(b): vérinage sous un élargissement latéral de la membrure inférieure de la poutre



Efforts dans l'entretoise

$$M_e = N_e h_{m2} \text{ au droit de l'âme de la poutre}$$

$$M_e' = N_e h_{m2} - R_v d \text{ au droit du vérin}$$

$$N_e = \frac{R_v}{h_{m2}} \left( d - \frac{d'^2}{b_e'} \right) \frac{B_2}{B_2 + C + D}$$

$$V_e = -R_v$$

FIGURE 53 - Efforts dans une entretoise sous l'action d'un vérinage ;(a): vérinage sous l'entretoise ; (b): vérinage sous un élargissement latéral de la membrure inférieure de la poutre

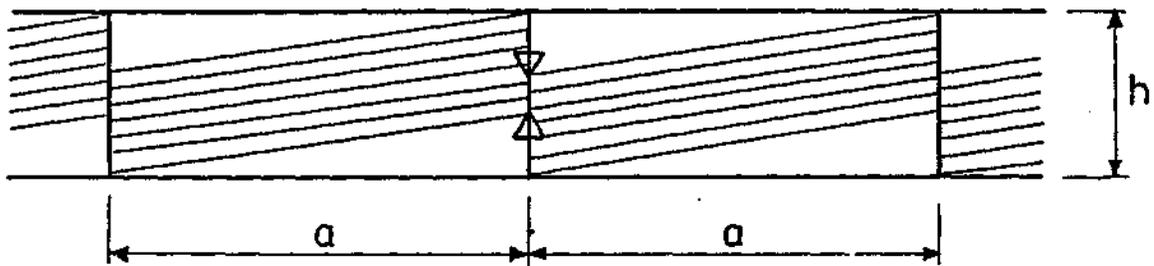


FIGURE 54 - Diagonales tendues et raidisseurs transversaux comprimés de la théorie de Basler

A, aire de la section du raidisseur, doit être calculée sans contribution de l'âme, puisque la capacité de résistance de celle-ci est supposée utilisée par ailleurs. Cette règle est généralement beaucoup plus sévère que la précédente.

## 6 - MODELES DE CALCUL DES ELEMENTS TRANSVERSAUX DANS LES TABLIERS MULTIPOUTRES

Dans le cadre de cet article, nous nous soucions essentiellement de la détermination des sollicitations développées dans les entretoises. Pour ce faire, plusieurs modélisations des ouvrages ont été imaginées. Examinons les plus typiques.

### 6.1 - MODELE DE COURBON [14] [15].

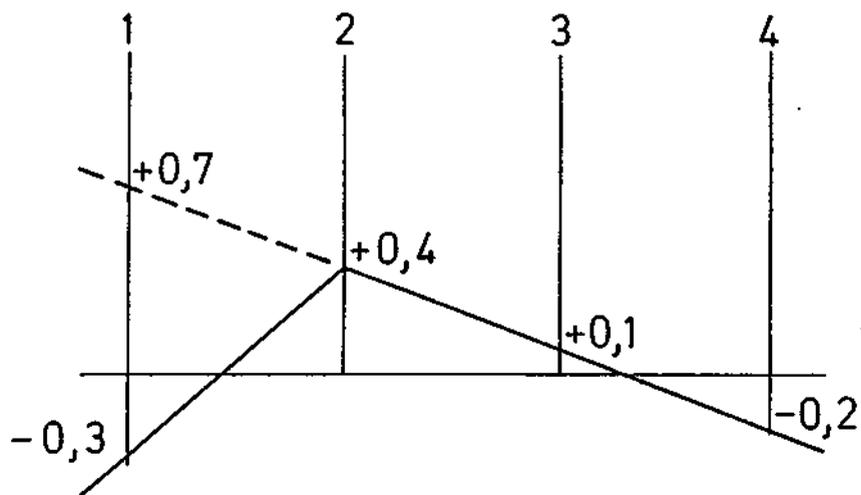
Les entretoises sont supposées infiniment rigides. Il est supposé que la dalle de couverture ne transfère aucun flux de cisaillement longitudinal d'une poutre à l'autre, qu'elle leur transmet donc exclusivement des actions verticales. Les poutres sont parallèles, sans rigidité de torsion ; elles sont soumises aux mêmes liaisons et ont des lois d'inertie proportionnelles. Les axes des entretoises sont perpendiculaires aux axes des poutres.

Les entretoises se comportent comme des poutres infiniment rigides reposant sur les appuis élastiques constitués par les poutres. On détermine aisément les lignes d'influence des efforts tranchants et moments de flexion en toute section de l'entretoise.

A titre d'illustration, on trouvera figure 55 la ligne d'influence de l'effort tranchant dans le panneau de rive et celle du moment de flexion dans le panneau central d'un pont à quatre poutres identiques également espacées.

Les sollicitations maximales s'obtiennent en disposant dans les positions transversales les plus défavorables les charges appliquées sur la distance qui sépare deux entretoises successives.

(a)



(b)

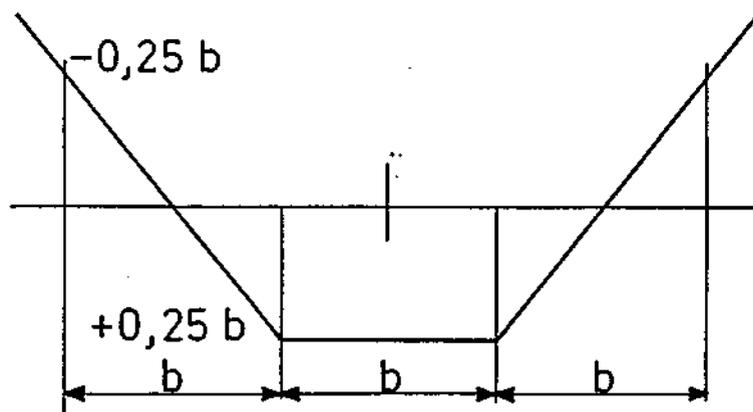


FIGURE 55 - Modèle de Courbon appliqué à un pont à quatre poutres ; (a) : ~~ligne d'influence de~~ l'effort tranchant dans l'entretoise entre les poutres 1 et 2 ; (b) : ligne d'influence du moment fléchissant dans la section centrale de l'entretoise

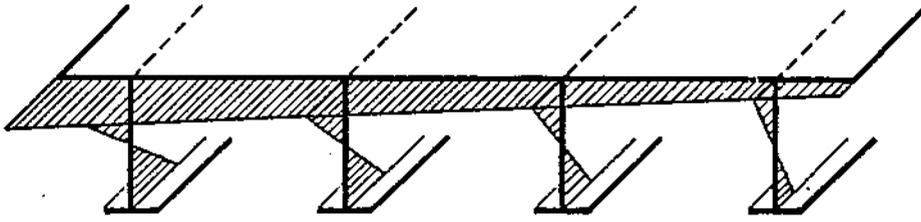


FIGURE 56 - Modèle de Vlassov. Allure des contraintes normales

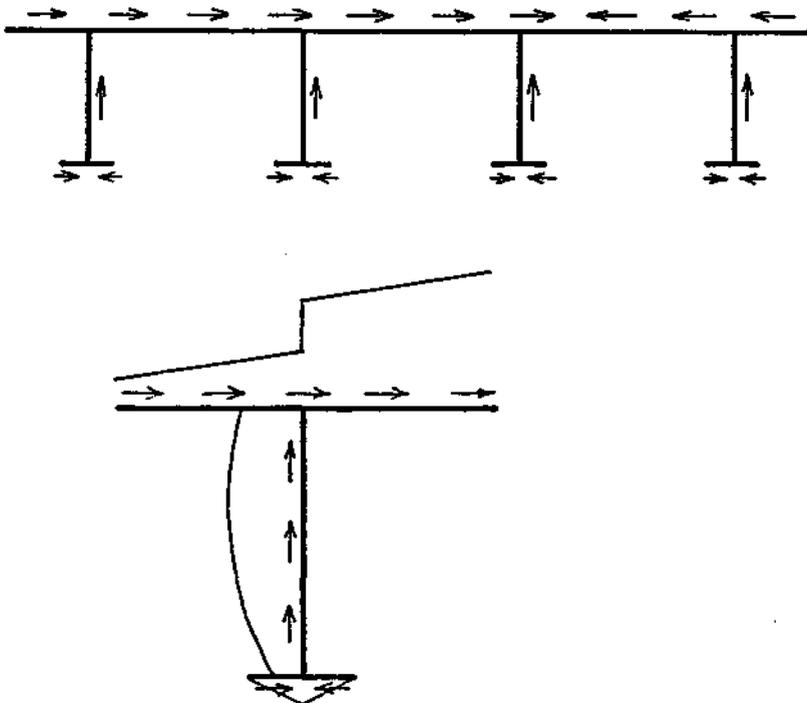


FIGURE 57 - Modèle de Vlassov. Allure du flux de cisaillement

## 6.2 - MODELE DE VLASSOV [16] [17].

On considère le profil constitué par l'assemblage des poutres et de la dalle de couverture. Les entretoises supposées infiniment rigides sont "tartinées" tout au long de celui-ci, ce qui assure l'indéformabilité dans son plan de toute section droite.

En conséquence, pour un chargement excentré quelconque, le diagramme des contraintes normales développées dans la section droite du profil a l'allure représentée à la figure 56.

Pour les structures à parois minces qui nous occupent, il est licite d'admettre que les contraintes de cisaillement sont constantes dans l'épaisseur de la paroi.

En tout point de cette section, la contrainte normale est :

$$\sigma = \frac{M \nu}{I} + \frac{B \omega}{I_{\omega}}$$

On se rappelle que le moment de torsion égale la dérivée du bimoment B.

Le flux de cisaillement  $t$  qui règne dans les parois du profil se calcule aisément en généralisant la relation de JOURAVSKI qui exprime l'équilibre d'une portion de tranche de profil dans la direction de l'axe de l'ouvrage :

$$t(x, s) = \frac{V(x) S(s)}{I} + \frac{T(x) S_{\omega}(s)}{I_{\omega}}$$

La répartition de  $t$  dans une section donnée est gouvernée par les variations de  $S$  et  $S_{\omega}$  le long du profil de la section droite. La variation de  $t$  le long d'une même génératrice est gouvernée par celles de l'effort tranchant  $V$  et du moment de torsion  $T$ .

On notera que ce flux circule dans le profil alors que dans le modèle de Courbon, les poutres étant disjointes, les flux de cisaillement dans les différentes poutres sont séparés.

Les sollicitations dans l'entretoisement s'obtiennent aisément en écrivant l'équilibre d'un tronçon d'ouvrage de longueur  $\Delta x$  égale à l'espacement des entretoises. Si  $\Delta V$  et  $\Delta T$  sont les variations d'effort tranchant et de moment de torsion entre les sections  $x$  et  $x + \Delta x$  ; et si  $Q$  est la charge extérieure appliquée sur ce tronçon et  $C$  le couple de torsion développé par les charges extérieures (attention, il doit être calculé par rapport à l'axe des centres de torsion) :

$$\Delta V = Q$$

$$\Delta T = C$$

Il en résulte entre les sections  $x$  et  $x + \Delta x$  une variation de flux :

$$\Delta \tau = \frac{Q S}{I} + \frac{C S_{\omega}}{I_{\omega}}$$

L'entretoise située entre les sections  $x$  et  $x + \Delta x$  doit résister aux sollicitations (effort tranchant, effort normal, moment de flexion) développées par la variation de flux de cisaillement et les charges extérieures (figure 57).

### 6.3 - MODELE DE GUYON-MASSONNET [18]

En "tartinant" les rigidités de flexion et de torsion des poutres et des entretoises ainsi qu'en négligeant les effets de l'excentrement des poutres et entretoises par rapport à la dalle, on obtient un milieu continu dont le comportement est régi par l'équation de HUBER :

$$K_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + K_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y)$$

- $w$  est la flèche de la dalle
- les poutres sont :
  - parallèles à l'axe  $ox$
  - d'inertie de flexion  $I_x$
  - d'inertie de torsion  $J_x$
  - d'espacement  $b$
- les entretoises sont :
  - parallèles à l'axe  $oy$
  - d'inertie de flexion  $I_y$
  - d'inertie de torsion  $J_y$
  - d'espacement  $a$

- la dalle a :
  - une épaisseur  $t$
  - un module de Young  $E_p$
  - un coefficient de Poisson  $\nu$

alors :

$$K_x = \frac{EI_x}{b}$$

$$K_y = \frac{EI_y}{a}$$

$$2H = \frac{GJ_x}{b} + \frac{GJ_y}{a} + 2 \frac{E_b t^3}{12(1-\nu^2)}$$

Pour résoudre l'équation de HUBER, on la transforme souvent en faisant apparaître deux paramètres sans dimensions :

$$\alpha = \frac{H}{2\sqrt{K_x K_y}}$$

$$\theta = \frac{B}{L} \left( \frac{K_x}{K_y} \right)^{\frac{1}{4}}$$

avec  $B$  = largeur de la dalle

$L$  = longueur entre appuis.

L'équation de HUBER résolue, on calcule les sollicitations des poutres :

$$M = b K_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

$$V = b K_x \frac{\partial^3 w}{\partial x^3}$$

et les sollicitations des entretoises :

$$M = a K_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

$$V = a K_y \frac{\partial^3 w}{\partial y^3}$$

Dans l'ouvrage [18] figurent des tables qui permettent un calcul aisé des ponts à travées indépendantes. Le CETE de l'est a établi un programme de calcul de ponts selon la méthode de GUYON-MASSONNET : le programme GUYON inséré dans la bibliothèque OART du SETRA.

La méthode choisie pour résoudre l'équation de HUBER par les auteurs de l'ouvrage [18] et les auteurs du programme GUYON, chargement sinusoïdal de

largeur infiniment faible (linéique), permet un traitement simple des travées indépendantes. Mais pour traiter des travées continues, il faut passer par l'artifice douteux d'une portée indépendante "équivalente".

#### 6.4 - CAS PARTICULIER DES PONTS SANS ENTRETOISES

On peut avantageusement dans ce cas utiliser un modèle où la rigidité des poutres n'est pas tartinée ; c'est ce qu'a proposé J. COURBON ([14], tome 2, chapitre IX-C). Le programme TISE du SETRA s'applique dans ce cas.

#### 6.5 - MODELISATION PAR RESEAUX DE POUTRES CROISEES

C'est la démarche inverse de celle de GUYON et MASSONNET : on ne tartine plus, on discrétise. Pratiquement tous les programmes de calcul de structures constituées de barres permettent le calcul de ces réseaux en grille.

#### 6.6 - QUEL MODELE CHOISIR ?

En fait, il faut en premier lieu choisir entre le groupe des modèles à entretoises rigides et celui des modèles à entretoises souples, sachant que les premiers permettent des calculs plus simples et plus rapides.

GUYON a établi que lorsque le paramètre de flexibilité relative de l'entretoisement  $\theta = \frac{B}{L} \left( \frac{K_x}{K_y} \right)^{\frac{1}{4}}$  est inférieur à 0,3, la courbure transversale peut être négligée et l'entretoisement traité comme infiniment rigide, donc avec les modèles de COURBON ou de VLASSOV.

Lorsque  $\theta$  est supérieur à 0,3, l'utilisation d'un modèle prenant en compte la flexibilité des entretoises s'impose ; ils sont nombreux à le faire. Si l'ouvrage possède plusieurs travées continues, mieux vaut utiliser un bon

programme de calcul de grillage plan, à plus forte raison si les appuis sont biais.

Toutefois, on ne perdra pas de vue que les modèles en réseaux de poutres croisées tout comme les modèles en plaques orthotropes et le programme TISE, ne permettent pas de prendre en compte les effets dus à l'excentrement de la dalle. Or ces effets peuvent jouer un rôle prépondérant lorsque l'entretoisement est très flexible et que l'écartement des poutres est faible par rapport à leur portée. Aussi, dans un tel cas, à défaut d'une méthode adéquate qui reste à imaginer, le moyen sûr est la modélisation de l'ouvrage par un assemblage d'éléments finis ou par un treillis spatial équivalent.

## 7 - VERIFICATION DES ELEMENTS TRANSVERSAUX ET DE LEURS ASSEMBLAGES

### 7.1 - VERIFICATION DES ELEMENTS TRANSVERSAUX

Après avoir déterminé les sollicitations avec les modèles de calcul précédents, il reste à vérifier le dimensionnement des éléments transversaux et de leurs assemblages. Pour les éléments eux-mêmes, les justifications doivent porter, suivant les cas, sur :

- la résistance des sections (résistance proprement dite et stabilité au voilement),
- la stabilité d'ensemble (déversement et flambement),
- la rigidité des éléments, lorsque la vérification d'autres parties d'ouvrage en dépend.

Le tableau de la figure 58 indique pour chaque fonction celles des vérifications qu'il suffit d'effectuer en pratique dans les cas courants. Rappelons que d'autres fonctions peuvent être à considérer dans certains cas, comme indiqué en 3.9, et d'autres vérifications à effectuer.

		Fonctions des éléments transversaux	Vérification des éléments transversaux	
			courants	sur appui
Pièces de pont-montants	Transmission du poids de la dalle et des charges verticales aux poutres	● +	● +	
	Pièces de pont-montants Entretroises - montants	Solidarisation des poutres sous l'action des charges verticales { bip. multip.		
● ○				
Solidarisation des poutres sous l'action des charges transversales		●	●	
Stabilisation des poutres contre le déversement		● ○		
Solidarisation des poutres de ponts courbes		●	●	
Transmission des réactions d'appui verticales			● +	
Transmission des réactions de vèrinage			● +	
Raidissage transversal des poutres	● ○	● ○		

- Vérification des sections (résistance, voilement)
- + Vérification de la stabilité d'ensemble (flambement, déversement)
- Calcul de la rigidité pour vérification d'autres parties d'ouvrage

FIGURE 58 - Liste des vérifications à effectuer pour les éléments transversaux, dans les cas courants

Les justifications, conduites suivant les règlements en vigueur, ne présentent pas de difficulté particulière. Des indications ont été données au chapitre 5 sur le déversement des pièces de pont et des poutres principales ; nous nous bornerons ici à préciser deux points concernant la justification des sections.

La justification des sections des pièces de pont en état-limite ultime conduit, si on applique le principe de la connexion totale, à connecter tout le béton "participant" ; il en résulte un nombre de connecteurs élevé, parfois difficile à loger sur la membrure des pièces de pont. Il convient d'utiliser dans ce cas la possibilité offerte par le règlement de calcul des ponts mixtes de juillet 1981 : vérifier que les contraintes sous sollicitations d'état-limite de service ne dépassent pas  $f_y/1,35$  dispense de justifier la résistance en état-limite ultime. Les connecteurs sont alors déterminés par l'état-limite de service et l'état-limite de fatigue, le plus défavorable des deux étant retenu pour chaque section (en vérifiant cependant que la résistance globale des connecteurs entre "sections remarquables" est au moins égale à la moitié de celle qui correspondrait à la connexion totale d'état-limite ultime, selon la règle-plancher de [4], article 31). Ainsi, la connexion, dimensionnée d'après les sollicitations et non d'après la capacité de résistance du béton, qui est surabondante, peut être limitée à une densité raisonnable.

La justification des sections doit tenir compte par ailleurs des risques de voilement. Deux cas sont à considérer.

Pour les panneaux uniformément comprimés (âme des montants d'appui et membrures de tous les éléments), le plus simple est de limiter l'élanement  $b/t$  de ces panneaux pour que le voilement n'empêche pas d'atteindre la limite élastique  $f_y$ . Il suffit pour cela de ne pas dépasser les valeurs de  $b/t$  correspondant aux sections de classe 3 dites "semi-compactes", définies par les futurs règlements de construction métallique en cours d'élaboration actuellement (Eurocode 3, norme NF P 22-701). Le tableau de la figure 59, colonne de gauche, indique ces valeurs.

Pour les panneaux à la fois fléchis et cisailés (âme des éléments autres que les montants d'appui), la stabilité au voilement est à vérifier suivant les mêmes règles que pour les poutres principales, mais comme les éléments transversaux ont généralement des sections peu élancées, on peut souvent se dispenser ici aussi de tout calcul de voilement en vérifiant simplement que l'élan-

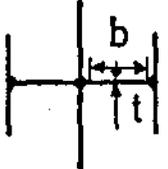
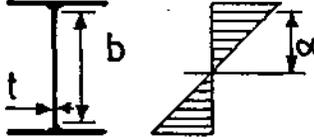
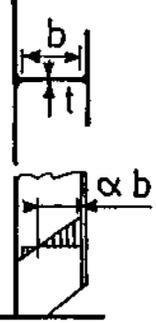
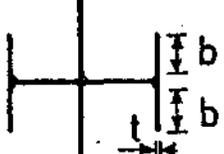
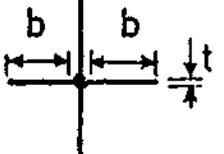
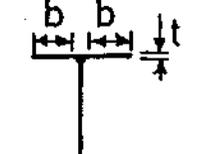
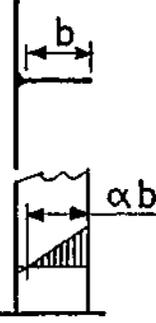
	Ames ou membrures uniformément comprimées Elancements de classe 3	Ames cisailées et fléchies Elancements de classe 2
Eléments maintenus sur deux bords	 <p>Ame de montant d'appui</p> $\frac{b}{t} \leq 42 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	 <p>Ame d'entretoise</p>  <p>Ame de montant courant</p> $\frac{\alpha b}{t} \leq 39 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
	 <p>Membrures de montant (courant ou d'appui)</p>  <p>Montant d'appui en simple plat</p>  <p>Membrures d'entretoise</p> $\frac{b}{t} \leq 14 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	 <p>Montant courant en simple plat</p> $\frac{\alpha b}{t} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

FIGURE 59 - Elancements - Limites en-dessous desquels aucune vérification au voilement n'est nécessaire (d'après l'Eurocode 3, projet de 1984)

gement de ces panneaux ne dépasse pas celui des sections de classe 2, dites "compactes", des règlements précités. Ces élancements sont indiqués en fonction de  $\alpha$ , fraction de largeur d'âme comprimée, dans le tableau de la figure 59, colonne de droite.

La plupart des profilés laminés ont des élancements voisins de ces valeurs limites.

## 7.2 - VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

### 7.2.1 - Remarques préliminaires

La résistance des assemblages est une condition nécessaire de la résistance des ouvrages. Or il se trouve que le calcul de la distribution des contraintes y est impossible par des méthodes simples. Celles de la théorie des poutres n'y sont plus valables. Certes les techniques de modélisation par éléments finis permettraient une étude d'une certaine finesse de la distribution des contraintes engendrée par les charges. Mais comment déterminer les contraintes résiduelles dues au soudage ?

On pense que les assemblages traités dans cet article ont, lorsqu'ils sont utilisés dans les ponts mixtes, une résistance convenable à la fatigue. Alors, il suffit d'évaluer leur résistance limite ultime sous chargement monotone. Les aciers utilisés et les dispositions constructives assurent un comportement ductile qui permet d'utiliser l'un des théorèmes fondamentaux du calcul plastique des structures : le théorème statique.

On peut l'énoncer ainsi :

Soit un système d'efforts extérieurs appliqué à l'assemblage. S'il est possible de lui associer une distribution d'efforts intérieurs statiquement admissible (c'est-à-dire qui assure l'équilibre de tous les éléments de l'assemblage et leur équilibre interne) telle que nulle part l'intensité des contraintes n'exède celle qui provoquerait la plastification, alors le système donné d'efforts

extérieurs n'excède pas la résistance ultime de l'assemblage.

Correctement appliqué, ce théorème permet de déterminer une borne inférieure de la résistance de l'assemblage. C'est celle qu'il faut prendre en compte à défaut d'essais.

Il importe de ne pas perdre de vue que cette approche ne permet pas de connaître la distribution réelle des contraintes dans l'assemblage. La distribution fictive introduite dans le cours du calcul s'en écarte dans une proportion inconnue. Par conséquent, cette approche ne permet pas d'évaluer la résistance à la fatigue.

Insistons sur un autre aspect de la question. Pour un assemblage et un système d'efforts donnés, il est généralement possible de trouver plusieurs distributions d'efforts intérieurs répondant aux conditions du théorème statique ; c'est bien évidemment la plus favorable qui doit être considérée.

Enfin, la mise en oeuvre pratique se fait comme suit : en premier, détermination de la distribution des efforts internes puis, partant de cette distribution, détermination ou contrôle des dimensions de sorte que le critère de Von Misès ne soit outrepassé nulle part.

Appliquons le théorème statique à l'évaluation de la résistance de quelques assemblages. Soulignons que les exemples qui suivent, s'ils traitent des assemblages courants, utilisent des schémas statiques simples qui pourraient être améliorés afin d'approcher un peu mieux la résistance ultime. C'est à l'évidence le cas des assemblages de type B dans la mesure où l'épaisseur du gousset permet l'adaptation plastique.

#### 7.2.2 - Assemblage de type PMA (figures 9 et 60)

Les assemblages EMA (figure 13) et EMEA (figure 15) peuvent être analysés en suivant une démarche analogue. Isolons l'assemblage lui-même, il est évidemment en équilibre sous l'action des efforts exercés par la pièce de pont et le montant.

Les composantes du torseur des efforts exercés par la pièce de pont sur le noeud sont, calculées au point 0 (figure 60),  $V, N, M$ .

L'hypothèse de distribution interne statiquement admissible est que l'âme du noeud est soumise à un champ de cisaillement uniforme. Les résultantes des flux de cisaillement développés selon les faces verticales et horizontales de l'âme du noeud sont respectivement  $V_0 = h\tau$  et  $H_0 = b\tau$

La figure 60 montre les forces qui s'exercent sur les composants du noeud. On a :

$$\begin{cases} H_0 - H_2 = N \\ H_0 + H_2 = \frac{2M}{h} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} H_0 = \frac{M}{h} + \frac{N}{2} \\ H_2 = \frac{M}{h} - \frac{N}{2} \end{cases}$$

$$H_1 = H_0 - H_2 = N$$

$$V_0 = h\tau = \frac{h}{b} H_0 = \frac{M}{b} + \frac{h}{b} \frac{N}{2}$$

$$V_1 = V + V_0 = V + \frac{M}{b} + \frac{h}{b} \frac{N}{2}$$

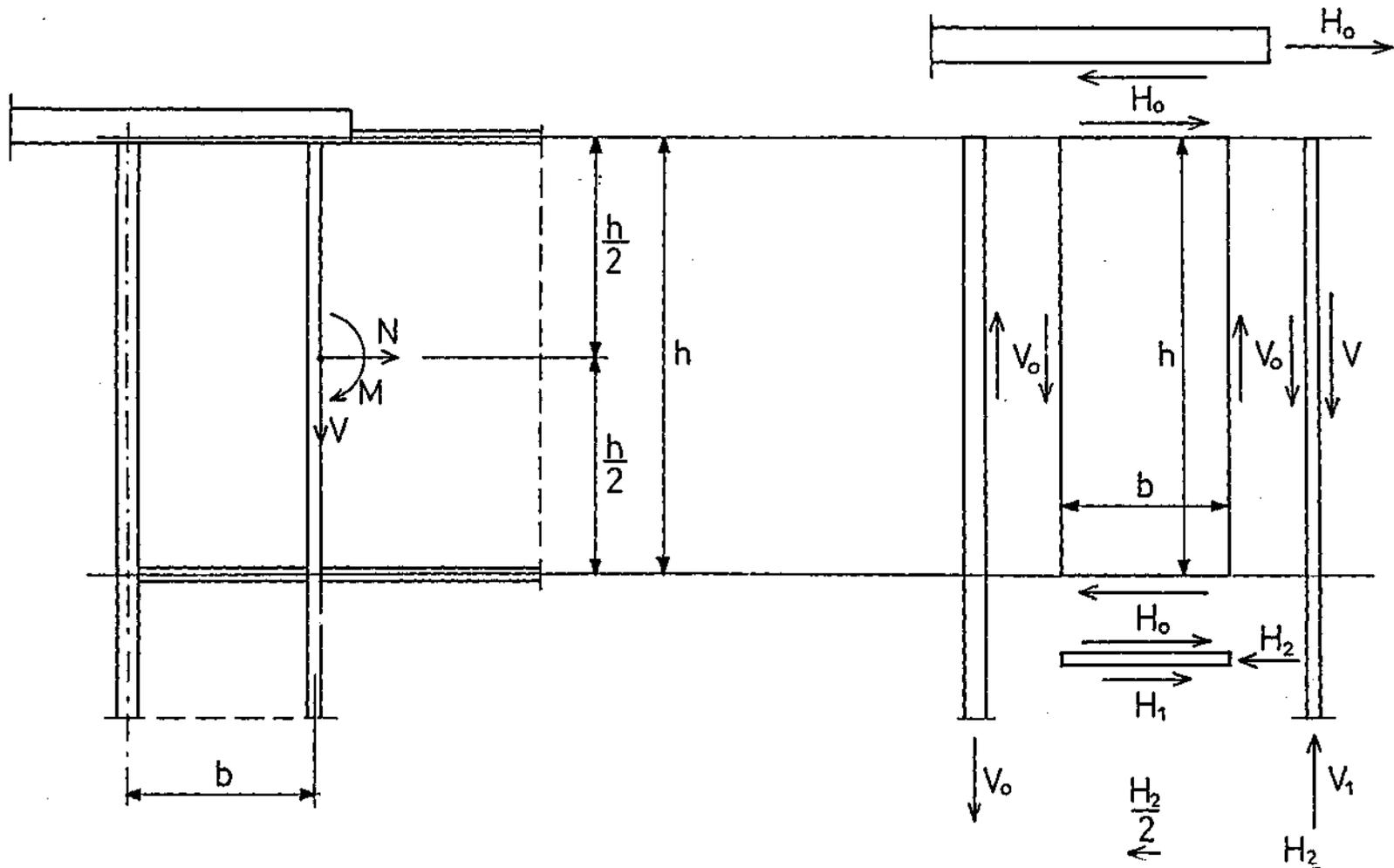
$$\tau = \frac{H_0}{b} = \frac{M}{bh} + \frac{N}{2b}$$

La justification des épaisseurs d'âmes et de cordons de soudure est élémentaire.

REMARQUES :

- 1) selon le schéma statique adopté, les contraintes normales sont nulles dans les semelles aux extrémités opposées à celles où s'appliquent  $V_1$  et  $H_2$  ; le schéma de calcul reste donc valable si elles s'y terminent en pointe.
- 2) les sollicitations des cordons de soudure pour un mouchoir fixé sur trois côtés et pour un gousset fixé sur deux côtés seulement sont indiquées sur la figure.

Cas où le bord supérieur de l'âme du noeud n'est pas soudé à la semelle supérieure de la poutre.



Dans ce cas, le bord supérieur de l'âme du noeud ne peut être soumis à aucun cisaillement. Un champ de cisaillement uniforme dans cette âme ne serait pas statiquement compatible ; il faut imaginer un autre système d'efforts intérieurs. Admettons celui représenté figure 61. L'équilibre exige :

$$\begin{aligned} V_0 + V_1 &= V & V_0 &= \frac{M}{b} + \frac{h}{b} \frac{N}{2} \\ H_1 &= N & H_1 &= N \\ V_0 b - N \frac{h}{2} &= M & V_1 &= V - \frac{M}{b} - \frac{h}{b} \frac{N}{2} \end{aligned}$$

Les soudures qui fixent l'âme de la pièce de pont sur la semelle du montant doivent être dimensionnées pour M et V. Les soudures qui fixent l'âme du noeud sur la semelle du montant doivent être dimensionnées pour M et  $V_0$ . M produit un cisaillement perpendiculaire qui se répartit comme les contraintes normales dans une poutre en T ;  $V_0$  et V produisent des cisaillements parallèles répartis selon la loi  $M_s / I$  ( $M_s$  : moment statique du mouchoir ou du gousset). Il faut vérifier qu'en aucun point la combinaison  $\tau_{\perp}, \tau_{//}$  ne dépasse la valeur admissible.

$$V_0 \text{ développe un flux de cisaillement } \tau = V_0 \frac{M_s}{I}$$

Les remarques faites à propos du mouchoir et du gousset de l'assemblage précédent sont transposables à celui-ci.

### 7.2.3 - Assemblages de type PMB et EMB (figures 9, 13 et 62)

L'évaluation de la résistance de ces assemblages peut se faire comme suit :

- a) distribution des efforts normaux dans la tranche d'assemblage de la pièce de pont sur le montant (ces efforts développent des contraintes  $\tau_{\perp}$  dans les cordons de soudure)

Pour l'assemblage PMB, on admet celle qui régnerait dans la poutre en T constituée du gousset, de l'âme de la pièce de pont et de sa semelle supérieure (figure 62).

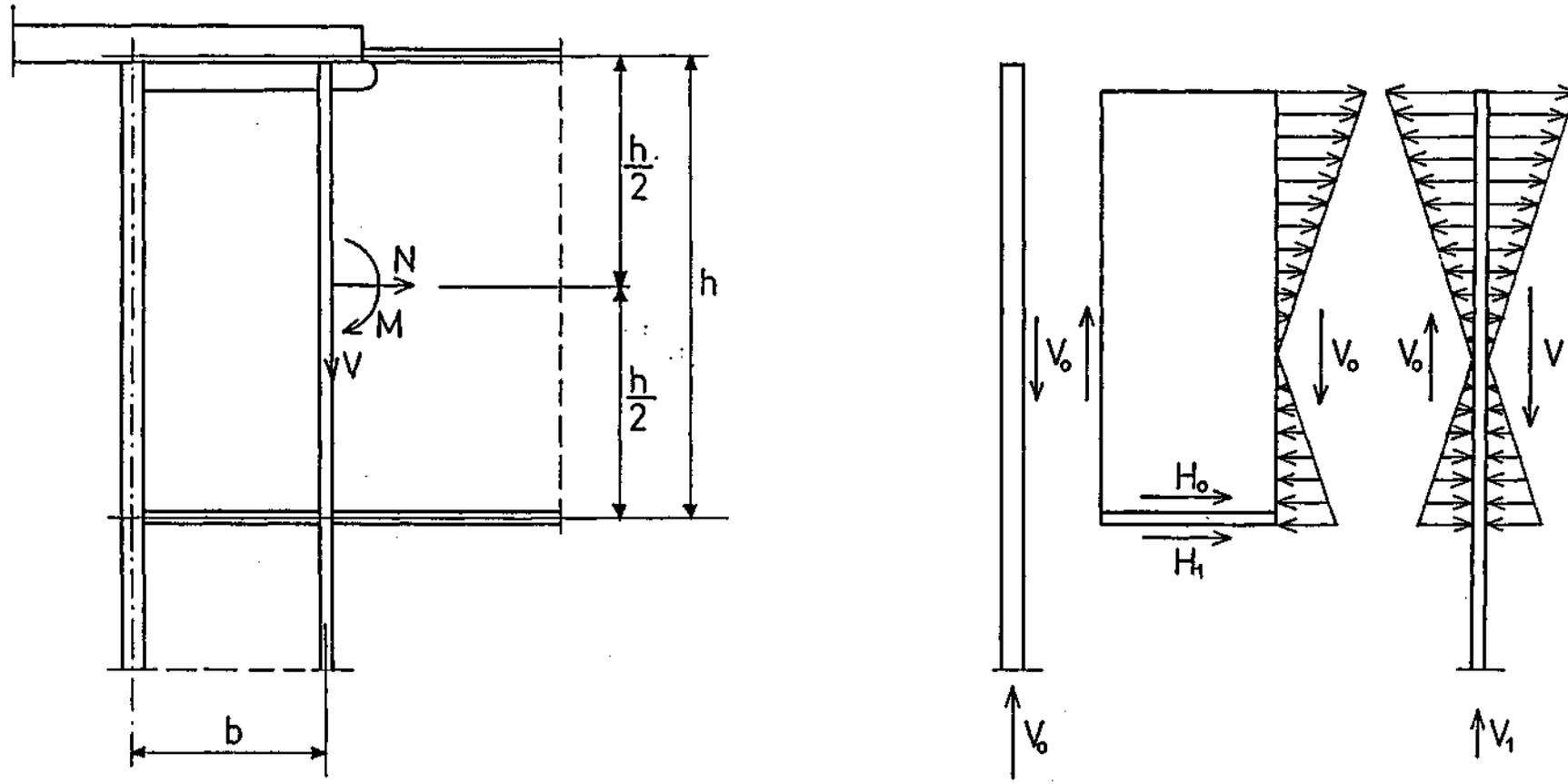


FIGURE 61 - Calcul des assemblages de type PMA dans le cas où l'âme du montant n'est pas soudée à la semelle supérieure de la poutre

Dans l'assemblage EMB, les semelles de l'entretoise n'étant pas prolongées par des mouchoirs ou des goussets soudés sur l'âme du montant, on ne peut pas supposer d'effort normal dans ces semelles. On admet donc la répartition d'efforts normaux qui règnerait dans la poutre constituée seulement des goussets et de l'âme de l'entretoise.

b) Equilibre du gousset

Le champ de contrainte dans le gousset doit être tel qu'il n'y ait ni contrainte tangentielle ni contrainte normale au bord libre. Choisissons un champ simple satisfaisant cette condition : en tout point du gousset, une seule contrainte principale non nulle, parallèle à son bord libre. Ce champ sera limité au triangle ayant pour côtés les cordons de soudure. L'assemblage de la tranche verticale du gousset devra donc résister en tout point sans plastification au flux  $f = f_{\perp} / \sin \alpha$  qui développe dans la soudure  $\tau_{\perp}$  et  $\tau_{//}$

L'assemblage de la tranche horizontale du gousset doit à l'évidence transmettre à la pièce de pont le flux opposé. Le gousset doit avoir une épaisseur telle que son bord libre ne puisse pas flamber ; on limitera sa longueur à 60 fois son épaisseur.

c) Part d'effort tranchant transmise dans la hauteur d'attache de la pièce de pont proprement dite :  $V_2$

C'est l'effort tranchant total moins la part transmise par le gousset (résultante de  $f_{//}$ ). Il engendre des cisaillements  $\tau_{//}$  qui se répartissent dans la hauteur de l'attache selon  $V_2 S^*/I^*$ .

Attention ! Dans cette expression  $I^*$  et  $S^*$  sont calculés pour la section d'attache gousset exclu, c'est-à-dire pour une section réduite à l'âme et à la semelle supérieure de la pièce de pont pour l'assemblage PMB ; et à son âme seulement pour l'assemblage EMB.

7.2.4 - Assemblages de type PMC et EMC (figures 10, 14 et 63)

L'étude de ces assemblages peut se faire aisément :

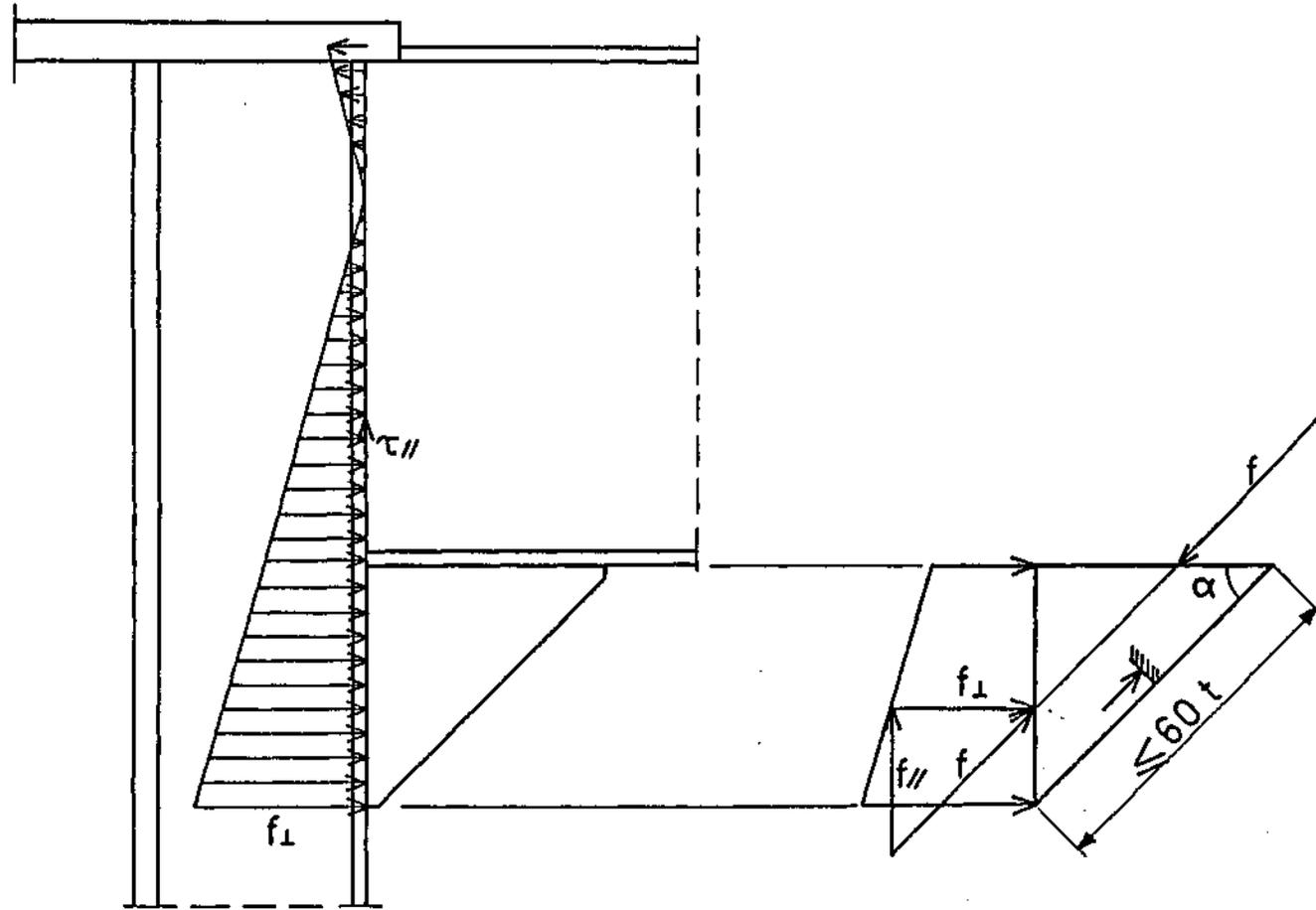


FIGURE 62 - Calcul des assemblages de type PMB

- en admettant que l'effort tranchant à l'extrémité de la pièce de pont ou de l'entretoise est transmis directement à l'âme de la poutre, ce qui permet de dimensionner les cordons de soudure de cette partie de l'assemblage,
- en calculant les efforts horizontaux  $H_1$  et  $H_2$  introduits dans les semelles supérieure et inférieure de la poutre (système équivalent à M et N).

Connaissant  $H_1$  et  $H_2$ , on calcule le moment de flexion et l'effort tranchant à la jonction du montant et de la pièce de pont (ou de l'entretoise).

Les contraintes dans le montant au droit de l'assemblage se déterminent en supposant :

- a) l'axe neutre au droit de l'âme de la poutre, donc une répartition triangulaire des contraintes normales.
- b) les contraintes de cisaillement distribuées paraboliquement pour assurer en tout point l'équilibre interne.

Le calcul des cordons de soudure en découle.

On n'oubliera pas de vérifier la résistance au voilement du montant.

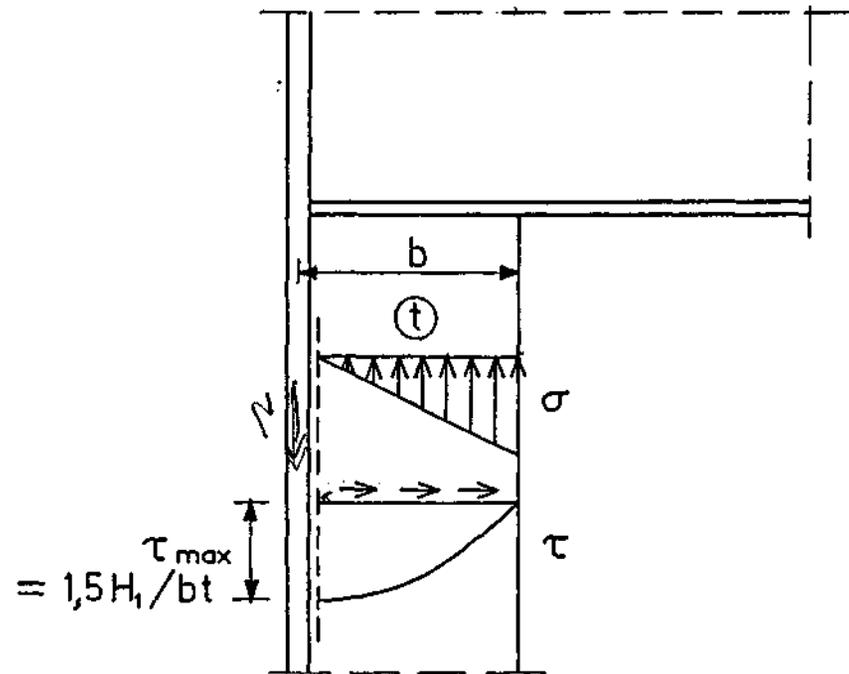
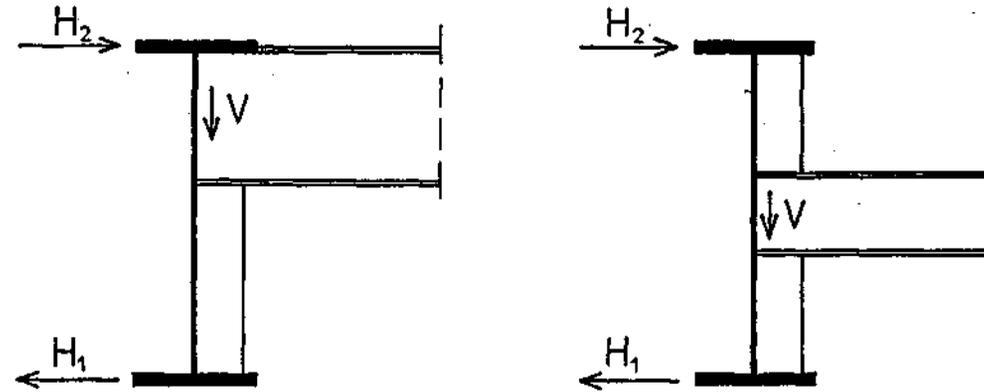


FIGURE 63 - Calcul des assemblages de type PMC et EMC

REFERENCES

REGLES DE CALCUL

MINISTERE DES TRANSPORTS :

- [1] Programme de charges et épreuves des ponts-routes. Fascicule 61, titre II, du Cahier des clauses techniques générales annexé à la circulaire du 29 décembre 1971.
- [2] Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier. Fascicule 61, titre V, du Cahier des clauses techniques générales annexé à la circulaire du 18 février 1978.
- [3] Ponts métalliques, calcul et conception, nouvelles prescriptions. Bulletin technique n° 5 du SETRA, juillet 1970.
- [4] Règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton. Instruction technique du 21 juillet 1981.

COMMISSION DES COMMUNAUTES EUROPEENNES :

- [5] Eurocode 3 : règles unifiées communes pour les constructions en acier. Projet 1984 soumis à enquête.

CONSTATATIONS SUR OUVRAGES, ESSAIS, MESURES

- [6] J.W. FISHER : Bridge fatigue guide, design and details. American Institute of steel construction, 1977.
- [7] H. GERBEAUX : Comportement en fatigue, sous flexion plane, de poutres composées par soudage. Bulletin technique de l'Association française des ponts et charpentes, n° 91, octobre 1974.

[8] Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Lille : P.I. 202 de la rocade de Douai, étude du fonctionnement d'une pièce de pont. Compte-rendu non publié, avril 1981.

[9] Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Nancy : Pont sur la Seine à Nogent-sur-Seine, instrumentation d'une entretoise centrale. Compte-rendu non publié, décembre 1983.

### CALCUL DES STRUCTURES

[10] S.P. TIMOSHENKO : Théorie de la stabilité élastique. Dunod 1966.

[11] A. LAZARD : Compte-rendu d'essais sur le flambage d'une tige posée sur supports élastiques équidistants. Annales de l'ITBTP, n° 88, septembre 1949.

[12] P. DUBAS : Réflexion sur certains problèmes de sécurité et de stabilité en construction métallique. Mémoires CERES, Université de Liège, nouvelle série n° 55, avril 1980, p. 28.

[13] J. MONGIN : Traduction d'un extrait du Highway structures design handbook : calcul des ponts courbes. O.T.U.A., bulletin de liaison Ponts métalliques n° 2, juillet 1971.

[14] J. COURBON : Résistance des matériaux. Deuxième édition, Dunod 1971.

[15] J. COURBON : Calcul des ponts à poutres multiples solidarisiées par des entretoises. Annales des Ponts et Chaussées, 1940, pp. 293 - 322.

[16] B.Z. VLASSOV : Pièces longues en voiles minces. Eyrolles 1962.

[17] R. DZIEWOLSKI : Coefficient de répartition transversale dans les ponts. C.T.I.C.M., revue Construction métallique, n° 2, juin 1965.

[18] BARES et MASSONNET : Le calcul des grillages de poutres et des dalles orthotropes par la méthode Guyon-Massonnet-Barés. Dunod.