

Guide méthodologique

Eurocodes 3 et 4

Application aux ponts-routes mixtes acier-béton



Liberté • Égalité • Fraternité
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE

ministère de l'Écologie
du Développement
et de l'Aménagement
durables

Page laissée blanche intentionnellement

Guide méthodologique

Eurocodes 3 et 4

Application aux ponts-routes mixtes acier-béton



collection les outils



Document édité par le Sétra dans la collection "les outils".
Cette collection regroupe les guides, logiciels, supports
pédagogiques, catalogues, données documentaires et annuaires.

Ce guide a été rédigé par Laurence DAVAINÉ, Florent IMBERTY et Joël RAOUL (Sétra/CTOA) avec la participation de :

- Eric CHASCO, Sétra/CTOA puis CETE du Sud-Ouest
- Eric Gogny, CTICM
- Bernard PREVOST, CETE de l'Est
- Jacques RESPLENDINO, CETE de Lyon
- Patrice SCHMITT, Sétra/CTOA puis SNCF
- Ferry TAVAKOLI, CETE de Lyon

Les figures ont été réalisées par Philippe JULLIEN, Sétra/CTOA.



Table des matières

Partie I : Introduction générale

1 - Objectif du guide	11
2 - Eurocodes utilisés	11

Partie II : Pont bipoutre mixte

1 - Introduction	15
2 - Données générales	15
2.1 - Données relatives au trafic	15
2.2 - Données relatives à l'environnement	17
3 - Description du tablier - Construction	18
3.1 - Coupe longitudinale	18
3.2 - Coupe transversale	18
3.3 - Répartition des matières (poutres, éléments transversaux)	18
3.4 - Phasage de construction (bétonnage de la dalle)	21
3.5 - Dalle en béton armé	24
4 - Matériaux	28
4.1 - Choix des qualités d'acier	28
4.2 - Béton	30
4.3 - Armatures passives	31
4.4 - Connecteurs	31
4.5 - Coefficients partiels de sécurité sur les matériaux	31
5 - Actions	33
5.1 - Actions permanentes	33
5.2 - Retrait du béton	34
5.3 - Fluage du béton – Coefficient d'équivalence	37
5.4 - Actions variables	39
6 - Combinaisons d'actions	45
6.1 - Situations de projet	45
6.2 - Notations et généralités	45
6.3 - Combinaisons ELU autres que celles de fatigue	47
6.4 - Combinaisons ELS	47
7 - Analyse globale (ou structurale)	49
7.1 - Méthodes d'analyse : généralités	49
7.2 - Calcul des sollicitations et contraintes	50
8 - Justifications des sections mixtes aux ELU autres que la fatigue	57
8.1 - Classification des sections	57
8.2 - Principes de justification d'une section	60
8.3 - Justification de la section sur appui (P1)	65
8.4 - Justification de la section à mi-travée P1-P2	71
8.5 - Vérification de la rigidité des montants verticaux	74
8.6 - Déversement de la membrure inférieure comprimée pour l'appui intermédiaire P1	76
9 - Justifications à l'ELU de fatigue	86
9.1 - Justification de la charpente métallique	86
9.2 - Armatures passives longitudinales	100
10 - Justifications des sections aux ELS	106
10.1 - Généralités	106
10.2 - Limitation de contraintes	106
10.3 - Respiration de l'âme	112
10.4 - Maîtrise de la fissuration	113

11 - Connexion	118
11.1 - Généralités	118
11.2 - Résistance d'un goujon à tête	118
11.3 - Dimensionnement sous ELS caractéristique	119
11.4 - Dimensionnement sous ELU fondamental	121
11.5 - Dimensionnement en fatigue	126
11.6 - Dispositions constructives relatives à la connexion	129
11.7 - Récapitulatif pour l'exemple numérique	131
11.8 - Accrochage des efforts de retrait et de température aux extrémités	132
12 - Justifications locales de la dalle en béton	133
12.1 - Vérifications portant sur le ferrailage transversal de la dalle	133
12.2 - Vérifications portant sur le ferrailage longitudinal de la dalle	141
12.3 - Résistance au poinçonnement (ELU)	143

Partie III : Particularités du caisson mixte

1 - Description du caisson mixte	149
1.1 - Principales caractéristiques	149
1.2 - Répartition des matières	150
2 - Actions et combinaisons d'actions	153
2.1 - Actions permanentes	153
2.2 - Retrait du béton	153
2.3 - Fluage du béton – Coefficient d'équivalence	153
2.4 - Actions variables	154
3 - Analyse globale	155
3.1 - Généralités	155
3.2 - Trainage de cisaillement	156
3.3 - Sollicitations dans le caisson mixte	156
4 - Analyse des sections	158
4.1 - Trainage de cisaillement (ELS et ELU de fatigue)	158
4.2 - Trainage de cisaillement (ELU)	161
5 - Justifications de la section sur pile P1 à l'ELU	162
5.1 - Caractéristiques de la section brute	162
5.2 - Sollicitations	163
5.3 - Aire efficace de la membrure inférieure	163
5.4 - Aire efficace de l'âme	168
5.5 - Caractéristiques efficaces de la section	169
5.6 - Justification de la section sous moment fléchissant	170
5.7 - Justification de la section sous effort tranchant	170
5.8 - Interaction moment – effort tranchant	172
5.9 - Conclusion	173
6 - Justification de la section sur pile P1 à l'ELS	174

Annexes

Annexe I : Références	177
Annexe II : Section en I de classe 4	180

Notations

La liste suivante n'est pas exhaustive. D'autres notations peuvent être introduites localement dans le texte.

Majuscules latines

A_a	Aire de charpente métallique
A_b	Aire de béton
A_c	Aire comprimée
$A_{c,eff}$	Aire comprimée efficace
A_s	Aire d'acier passif
A_V	Aire cisailée de charpente métallique
C_d	Rigidité d'un cadre d'entretoisement
E_{cm}	Module d'élasticité sécant du béton
E_a	Module d'élasticité de l'acier de charpente
E_s	Module d'élasticité de l'acier des armatures passives
F	Effort ; force appliquée
F_{wk}	Sollicitation, en valeur caractéristique, due au vent
G_k	Sollicitation, en valeur caractéristique, due aux actions permanentes
I	Moment d'inertie
L_e	Portée équivalente
L	Portée ; longueur
M_{Ed}	Valeur de calcul du moment
$M_{a,Ed}$	Valeur de calcul du moment appliqué à la section de charpente seule
$M_{c,Ed}$	Valeur de calcul du moment appliqué à la section mixte
$M_{el,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant élastique
$M_{f,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique des semelles seules
$M_{pl,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique
N_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort normal
P_{Rk}	Résistance caractéristique d'un goujon
Q_{k1}	Sollicitation, en valeur caractéristique, due à l'action variable dominante
$Q_{k1,2}$	Sollicitation, en valeur caractéristique, due à une action variable d'accompagnement
RH	Humidité relative (en %)
S	Sollicitation, en valeur caractéristique, due au retrait
T_0	Température de référence
T_{Ed}	Température de service
T_k	Sollicitation, en valeur caractéristique, due aux actions thermiques
$T_{e,min}$	Composante de température uniforme minimale
T_{min}	Valeur minimale de la température de l'air sous abri
$T_{e,max}$	Composante de température uniforme maximale
T_{max}	Valeur maximale de la température de l'air sous abri
$\Delta T_{N,con}$	Etendue des variations négatives de la composante de température uniforme ($T_0 - T_{e,min}$)
$\Delta T_{N,exp}$	Etendue des variations positives de la composante de température uniforme ($T_{e,max} - T_0$)
ΔT_u	Composante uniforme de température

ΔT_{My}	Gradient thermique linéaire suivant un axe horizontal transversal
ΔT_{Mz}	Gradient thermique linéaire suivant un axe vertical
ΔT_E	Composante non linéaire du gradient thermique, donnant lieu à des contraintes auto-équilibrées
$\Delta T_{M,heat}$	Composante linéaire du gradient thermique non linéaire positif
$\Delta T_{M,cool}$	Composante linéaire du gradient thermique non linéaire négatif
$V_{b,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au voilement par cisaillement d'une âme en acier
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant
V_{Rd}	Valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant
$V_{pl,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section mixte à l'effort tranchant
$V_{pl,a,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section en acier de charpente à l'effort tranchant

Minuscules latines

a	Longueur d'un panneau d'âme entre raidisseurs verticaux
b	Largeur d'un élément de charpente
b_{eff}	Largeur efficace (dalle ; tôle de fond de caisson)
b_0	Entraxe entre rangées extérieures de connecteurs
c_{dir}	Coefficient de direction (vent)
$c_{f,x}$	Coefficient de force (vent) dans la direction x
c_{season}	Coefficient de saison (vent)
$c_0(z)$	Coefficient d'orographie à la hauteur z du projet par rapport au sol
$c_e(z)$	Coefficient d'exposition (à la hauteur z)
$c_r(z)$	Coefficient de rugosité (à la hauteur z)
c_s	Coefficient de dimension (vent)
c_d	Coefficient dynamique (vent)
c_{nom}	Enrobage nominal des armatures passives
c_{min}	Enrobage minimal des armatures passives
Δc_{dev}	Tolérance sur l'enrobage des armatures passives
d	Diamètre d'un goujon ; bras de levier en béton armé (armatures passives)
e	Épaisseur de dalle en béton ; espacement de rangs de connecteurs
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
f_{ck}	Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours
f_{cm}	Valeur moyenne de la résistance en compression du béton mesurée sur cylindre
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton
$f_{ctk,0,05}$	Fractile 5% de la résistance caractéristique en traction directe du béton
$f_{ctk,0,95}$	Fractile 95% de la résistance caractéristique en traction directe du béton
f_{sk}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité d'une armature passive
f_y	Limite d'élasticité d'un acier de charpente
f_u	Limite de rupture d'un acier
f_{yk}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de charpente
h	Hauteur
h_0	Rayon moyen de la dalle en béton
k_σ	Coefficient de voilement sous contrainte normale
k_τ	Coefficient de voilement sous cisaillement
n_0	Coefficient d'équivalence acier / béton à court terme
n_{ba}	Coefficient d'équivalence acier / armatures passives

n_L	Coefficient d'équivalence acier / béton à long terme
ρ	Périmètre de dalle
q_{fk}	Sollicitation, en valeur caractéristique, due aux charges sur les trottoirs et pistes cyclables
q_{nom}	Charge linéique nominale due aux superstructures
q_{min}	Charge linéique minimale due aux superstructures
q_{max}	Charge linéique maximale due aux superstructures
s	Espacement des armatures passives d'une même nappe
t	Épaisseur d'une plaque ; date (suivant le phasage de construction)
t_0	Age moyen du béton du hourdis
v_b	Vitesse de référence du vent (à 10 m de hauteur, dans un site plat et dégagé de rugosité type rase campagne)
$v_{b,0}$	Valeur de base de la vitesse de référence du vent
v_{Ed}	Valeur de calcul du flux de cisaillement
w	Largeur de chaussée entre dispositifs de sécurité
w_{max}	Valeur limite d'ouverture de fissure
y	Position d'un centre de gravité d'une section
z_e	Hauteur de référence pour l'action extérieure du vent
z_0	Longueur de rugosité
$z_{0,II}$	Longueur de rugosité d'un terrain de catégorie II (= 0,05 m)

Majuscules grecques

$\Delta\sigma_c$	Catégorie de détail (contrainte normale)
$\Delta\sigma_p$	Amplitude de contrainte (fatigue de la charpente)
$\Delta\sigma_{E,2}$	Etendue de contrainte équivalente à 2 millions de cycles
$\Delta\sigma_{s,p}$	Amplitude de contrainte (fatigue des armatures passives)
$\Delta\tau_c$	Catégorie de détail (cisaillement)
$\Delta\tau_{E,2}$	Etendue de cisaillement équivalent à 2 millions de cycles
Φ	Coefficient de dommage équivalent d'impact (charpente)
Φ_s	Diamètre d'une barre d'armature passive
Φ^*	Diamètre modifié d'une barre d'armature passive
Φ_{trans}	Diamètre d'une barre d'armature passive transversale
Φ_{long}	Diamètre d'une barre d'armature passive longitudinale

Minuscules grecques

α	Facteur ; angle ; pourcentage de hauteur comprimée
α_{cc}	Coefficient sur la résistance en compression du béton
α_{Qi}	Coefficient d'ajustement sur une charge concentrée TS de LM1
α_{qi}	Coefficient d'ajustement sur une charge répartie UDL de LM1
α_{qr}	Coefficient d'ajustement sur la charge répartie de l'aire résiduelle de LM1
α_{th}^a	Coefficient de dilatation thermique de l'acier
α_{th}^c	Coefficient de dilatation thermique du béton
β	Facteur de pondération ; facteur de réduction pour le traînage de cisaillement
β_{as}	Fonction d'évolution du retrait endogène dans le temps
β_{ds}	Fonction d'évolution du retrait de dessiccation dans le temps
β_Q	Coefficient d'ajustement sur la charge concentrée LM2
χ	Facteur de réduction (≤ 1) pour instabilité (indices inférieurs : c, p, w, LT, op)

ε	Déformation ; facteur $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$
ε_r	Déformation due au retrait
ε_{ca}	Déformation due au retrait endogène
ε_{od}	Déformation due au retrait de dessiccation
ε_{th}	Déformation due au retrait thermique
φ	Fonction de fluage
φ_{fat}	Coefficient de dommage équivalent d'impact (armatures passives)
γ_C	Coefficient partiel pour le béton
$\gamma_{C,fat}$	Coefficient partiel en fatigue pour le béton
$\gamma_{F,f}$ (ou $\gamma_{F,fat}$)	Coefficient partiel appliqué aux charges de fatigue
γ_M	Coefficient partiel pour la charpente
$\gamma_{M,f}$	Coefficient partiel en fatigue pour la charpente
$\gamma_{Mf,s}$	Coefficient partiel en fatigue pour un connecteur goujon
$\gamma_{M,ser}$	Coefficient partiel à l'ELS pour la charpente
γ_S	Coefficient partiel pour une armature passive
$\gamma_{S,fat}$	Coefficient partiel en fatigue pour une armature passive
γ_V	Coefficient partiel pour un connecteur goujon
η	Coefficient sur la limite d'élasticité de l'acier
η_1 η_3	Taux de travail en contrainte d'une section
$\bar{\eta}_1$ $\bar{\eta}_3$	Taux de travail en sollicitation d'une section
$\bar{\lambda}$	Elancement réduit (indices inférieurs possibles : c, p, w, LT, op)
λ	Coefficient de dommage équivalent (charpente)
λ_s	Coefficient de dommage équivalent (armatures passives)
λ_v	Coefficient de dommage équivalent (connecteurs)
μ	Moment statique
ν	Coefficient de Poisson
ρ	Coefficient de réduction ($\leq 1,0$) pour aire efficace de charpente
ρ_c	Coefficient de réduction pour largeur efficace ^p
ρ_s	Pourcentage d'armature passive dans une section de béton
σ_{cr}	Contrainte normale critique de voilement
σ_E	Contrainte critique d'Euler
σ_{Ed}	Contrainte longitudinale de calcul dans une section
τ_{cr}	Cisaillement critique de voilement
τ_{Ed}	Cisaillement de calcul dans une section
ψ	Rapport des contraintes aux limites d'un élément de plaque en acier
ψ_L	Multiplicateur de fluage pour le coefficient d'équivalence
ψ_0	Coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable
ψ_1	Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable
ψ_2	Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable

Partie I

Introduction générale



Page laissée blanche intentionnellement

1 - Objectif du guide

Ce document a été rédigé pour guider le projeteur dans le calcul d'un pont mixte selon les Eurocodes. Il ne s'agit pas d'un guide de conception (traitée par ailleurs dans d'autres documents des collections du Sétra) mais d'un guide de justification. Il n'a pas pour objectif d'être exhaustif et de couvrir tout type de structure mixte (les ponts à poutrelles enrobées sont par exemple traités par l'Eurocode 4, mais ne sont pas abordés dans ce guide). Le projeteur se doit de conserver un esprit critique d'adaptation à la structure qu'il étudie.

On attire l'attention sur les ponts mixtes soumis à de l'effort normal qui ne sont couverts qu'en partie par l'Eurocode 4. Par exemple, les tabliers mixtes des ponts bow-string sont traités (EN1994-2 article 5.4.2.8) ce qui n'est pas le cas des tabliers mixtes des ponts à haubans (EN1994-2 article 1.1.3(1)).

Ce guide n'a pas pour objectif de présenter les différentes actions sur les ponts, ni la façon de les modéliser. Pour les besoins du calcul, les actions les plus courantes ont été retenues. On n'aborde pas les effets d'une action sismique, d'un convoi exceptionnel ou d'une action accidentelle (choc par exemple).

Après cette introduction générale, la partie II est construite sur la base d'une note de calcul d'un ouvrage de type bipoutre. La partie III reprend les mêmes données fonctionnelles et environnementales, mais pour un ouvrage mixte de type caisson. Seuls les aspects spécifiques du caisson sont alors traités, comme le traînage de cisaillement de la tôle raidie de fond de caisson, et le voilement de cette tôle, par exemple.

La note de calcul est commentée :

- par l'ajout d'une marge à droite, séparée du texte principal, où figurent les références aux articles des Eurocodes utilisés pour faire le calcul en vis-à-vis,
- quand des choix de modélisation ou de calcul ont été faits par les rédacteurs, les options non retenues sont tout de même mentionnées et le choix est justifié.

Cette note ne détaille pas la vérification de toutes les sections du tablier. Seules deux sections remarquables sont traitées : sur appui intermédiaire et à mi-travée centrale.

Ce guide sera complété ultérieurement par détailler entre autres, la justification des éléments transversaux, les vérifications en phase transitoire de construction (lancement de la charpente, bétonnage des plots,...), les calculs d'assemblages...

2 - Eurocodes utilisés

On utilise les versions finales des textes EN (après ratification par le CEN) avec leurs annexes nationales. Une liste de références est donnée en annexe I. Dans le cas où les annexes nationales ne seraient pas encore publiées à la date de parution de ce guide, leur version la plus récente a été utilisée. Bien qu'elles soient peu susceptibles d'être modifiées, toute référence à ces annexes est clairement indiquée.

Lorsqu'on calcule un pont mixte, le texte normatif directeur est la partie 2 de l'Eurocode 4 (EN1994-2). La figure 1 montre les principales normes utilisées avec l'EN1994-2 ainsi que les priorités d'appel des textes entre eux. En théorie, l'EN1994-2 n'appelle que les Eurocodes généraux (c'est à dire les Eurocodes 0, 1, 7 et 8) et les parties 2 des autres Eurocodes "matériau" (c'est-à-dire les Eurocodes 2, 3, 5, 6 et 9). Pour un pont, une partie 1-1 (règles générales) d'un Eurocode "matériau" ne peut donc être appelée que via la partie 2 de ce même Eurocode.

Cette règle pratique n'a pas toujours été respectée à cause de la rédaction parallèle des parties 2 des Eurocodes 2, 3 et 4. La rédaction de l'EN1994-2 aurait dû en effet intervenir après celle de l'EN1992-2 et celle de l'EN1993-2.

Par ailleurs, pour limiter les références dans l'EN1994-2 (forcément plus nombreuses, du fait du caractère mixte des sections), et pour conserver un texte lisible et utilisable par les projeteurs, il a été décidé que l'EN1994-2 soit un texte autosuffisant par rapport à l'EN1994-1-1. Les articles de l'EN1994-1-1 nécessaires à la lecture de la partie 2 y sont donc répétés.

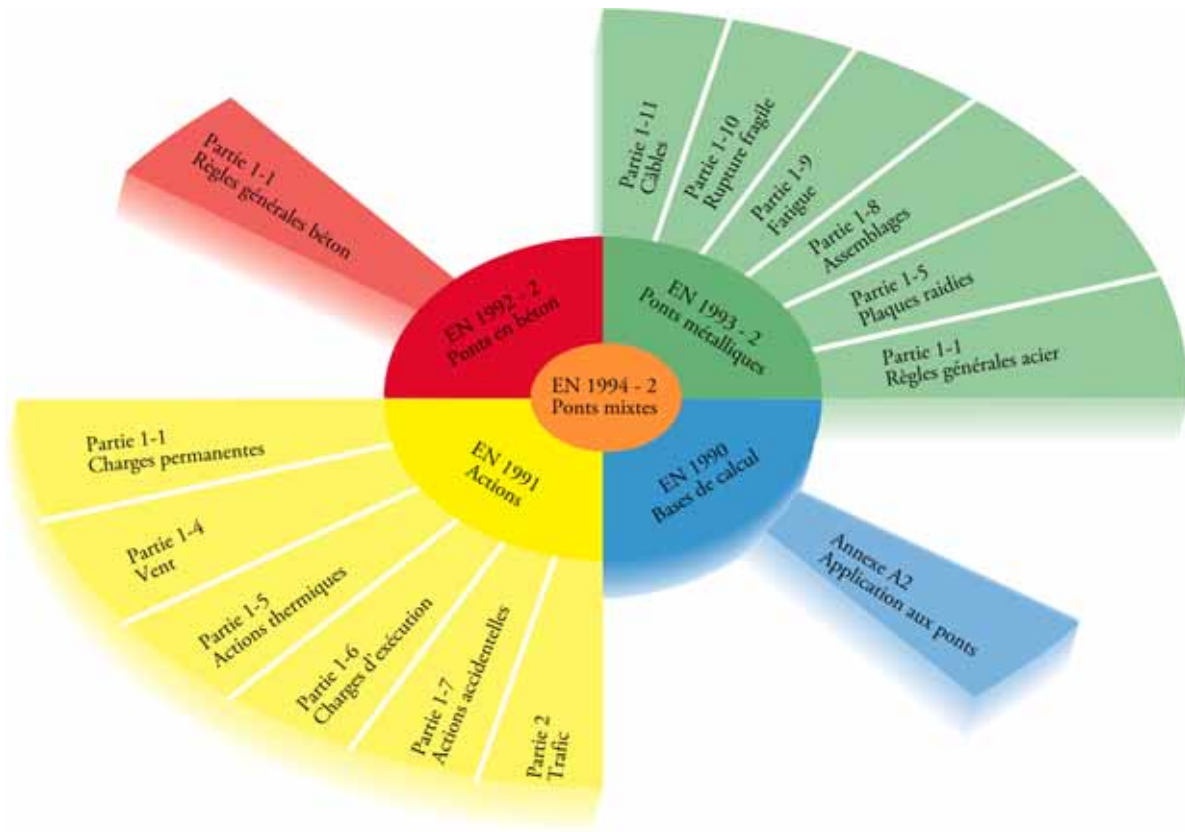


Figure 1 : Principaux Eurocodes utilisés pour calculer un tablier de pont mixte

Partie II

Pont bipoutre mixte



Page laissée blanche intentionnellement

1 - Introduction

L'organisation du texte reprend celle d'une note de calcul type. Après la définition des données générales du projet, on décrit directement, et de façon détaillée, la géométrie du tablier, le phasage de construction et les matériaux.

Les actions sont ensuite traitées une par une, ainsi que leurs modalités d'introduction sur le modèle de calcul de flexion longitudinale. Après un rappel rapide des combinaisons à l'Etat Limite de Service (ELS) et à l'Etat Limite Ultime (ELU), l'analyse globale fissurée est présentée. On aborde simultanément le calcul des sollicitations M, V, N de la Résistance des Matériaux, et le calcul des contraintes longitudinales et de cisaillement dans chaque section du tablier.

La deuxième partie de la note de calcul type du pont bipoutre mixte commence au chapitre 8 et est consacrée aux diverses justifications :

- résistance à l'ELU d'une section sur appui et d'une section à mi-travée,
- déversement en service,
- fatigue,
- résistance à l'ELS,
- maîtrise de la fissuration,
- connexion à l'interface acier / béton,
- justifications locales de la dalle en béton.

Les particularités qui n'auraient pas été traitées dans le cadre de l'exemple, du fait des hypothèses prises lors de la conception du tablier, sont renvoyées en annexe. Il s'agit principalement de la justification à l'ELU d'une section fléchie en I de classe 4.

2 - Données générales

Ces données ont été choisies de façon à envisager un cas de calcul le plus général possible.

2.1 - Données relatives au trafic

Une route à deux voies de circulation de 3,5 m de large emprunte l'ouvrage. Chaque voie est bordée par une bande dérasée de droite (B.D.D.) de 2,0 m de large et une barrière de sécurité de type BN4. La largeur totale de chaussée entre dispositifs de sécurité (voir figure 2.1) atteint donc 11 m.

Le modèle de charge LM1, composé de la charge répartie UDL (Uniformly Distributed Load) et des charges concentrées TS (Tandem System), est utilisé. Il est complété par le modèle LM2 pour les vérifications locales de la dalle en béton.

EN1991-2, 4.3.2
EN1991-2, 4.3.3

La définition des charges verticales du modèle LM1 fait intervenir une série de coefficients d'ajustement α_{Qi} , α_{qi} et α_{qr} . Les valeurs attribuées à ces coefficients sont définies dans l'Annexe Nationale, avec la possibilité de se fonder sur des classes de trafic.

EN1991-2, 4.3.2 (3)

Au moment de la rédaction de ce guide, l'Annexe Nationale de l'EN1991-2 n'étant pas disponible, on a retenu les valeurs définies par le Document d'Application National (DAN) de l'ENV1991-3, sur la base d'un trafic de classe 2.

Voie n°	α_{Qi}	α_{gi}	α_{gr}
1	0,9	0,7	/
2 ou plus	0,8	1,0	/
Aire résiduelle	/	/	1

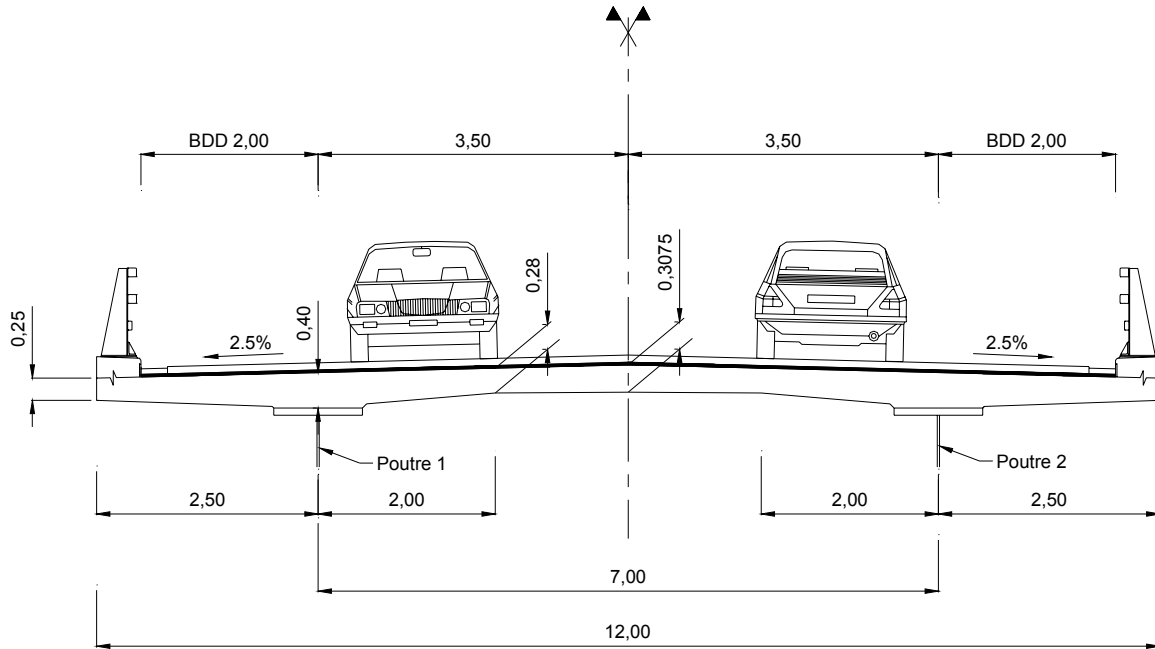


Figure 2. 1 : Profil en travers

La durée d'utilisation du projet est prise égale à 100 ans.

Le convoi FLM3 est utilisé pour les justifications en fatigue, en liaison avec la méthode simplifiée de l'étendue de contrainte équivalente. EN1991-2, 4.6.4

2.2 - Données relatives à l'environnement

Gel :

L'ouvrage est situé dans une zone de gel modéré et salage très fréquent. Les classes d'exposition choisies pour l'ouvrage (XC et XD), utiles pour le calcul des enrobages, sont données ci-dessous :

EN1992-1-1, tableau 4.1

- sous la chape d'étanchéité, la classe d'exposition est XC3,
- pour la face inférieure du hourdis, elle devient XC4,
- pour la longrine de BN4 et la corniche (si elle est en béton), elles deviennent XC4 et XD3.

On a supposé que la structure et la longrine étaient faites avec le même béton et que la longrine n'était pas protégée par une couche d'étanchéité.

En application des « Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel » (LCPC, 2003) et de la norme NF EN 206, le béton doit être au minimum de classe C35/45.

EN 206

La notion de classe d'exposition est expliquée plus en détail dans le guide Sétra sur les ponts en béton calculés selon l'Eurocode 2.

Humidité :

L'humidité relative (RH) est supposée égale à 80 % pour cet exemple.

Température :

EN1991-1-5

La température minimale de l'air ambiant (période de retour 50 ans) à laquelle est soumis l'ouvrage, est supposée égale à -20°C . Cette donnée est nécessaire pour déterminer les qualités d'acier de charpente.

La température maximale serait aussi nécessaire pour dimensionner les appareils d'appui et les joints de chaussée, mais ce point n'est pas abordé dans ce guide.

Un gradient thermique est pris en compte sur la hauteur du tablier. Il est détaillé au paragraphe 5.4.6 de cette partie II du guide.

3 - Description du tablier - Construction

3.1 - Coupe longitudinale

La structure du pont est celle d'un bipoutre mixte symétrique à 3 travées de 60 m, 80 m et 60 m (soit une longueur totale entre culées de 200 m). Il s'agit d'un exemple théorique pour lequel quelques simplifications géométriques ont été faites :

- le tracé en plan est rectiligne,
- l'extrados est plat,
- l'ouvrage est droit,
- les poutres métalliques sont de hauteur constante : 2800 mm.

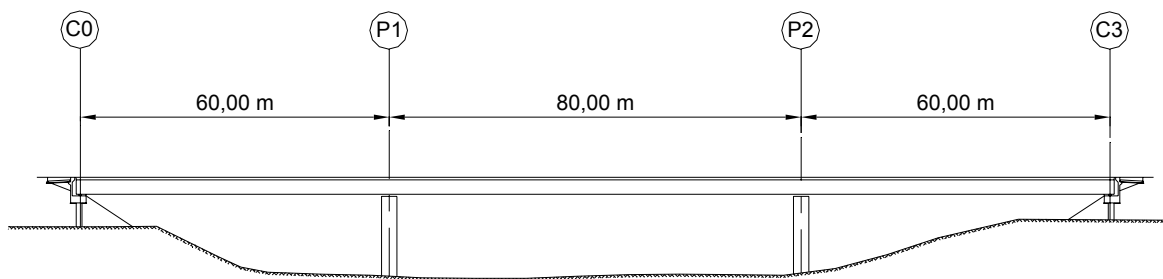


Figure 3. 1 : Travure du projet

3.2 - Coupe transversale

La coupe droite de la dalle et des superstructures est symétrique par rapport à l'axe de l'ouvrage. La dalle présente un profil en toit avec un dévers de 2,5 % de part et d'autre de l'axe du pont (voir figure 2.1). De 0,4 m d'épaisseur au droit des poutres principales, elle passe à 0,25 m d'épaisseur à ses extrémités libres, et à 0,3075 m à l'axe du tablier.

La largeur totale de la dalle atteint 12 m. L'entraxe des poutres vaut 7 m pour 2,5 m d'encorbellement de dalle de part et d'autre.

3.3 - Répartition des matières (poutres, éléments transversaux)

La répartition des matières pour une poutre principale, présentée sur la figure 3.2, a été dimensionnée à partir de l'expérience acquise lors de la construction de ponts bipoutre en France. Les Eurocodes étant des normes de vérification, ce guide ne présente pas les principes de dimensionnement qui ont conduit à cette répartition. Il s'attache seulement à justifier la conception retenue.

Chaque poutre principale a une hauteur constante de 2800 mm et les variations d'épaisseur des semelles supérieures et inférieures s'effectuent vers l'intérieur de la poutre. La semelle inférieure a une largeur de 1200 mm contre 1000 mm pour la semelle supérieure.

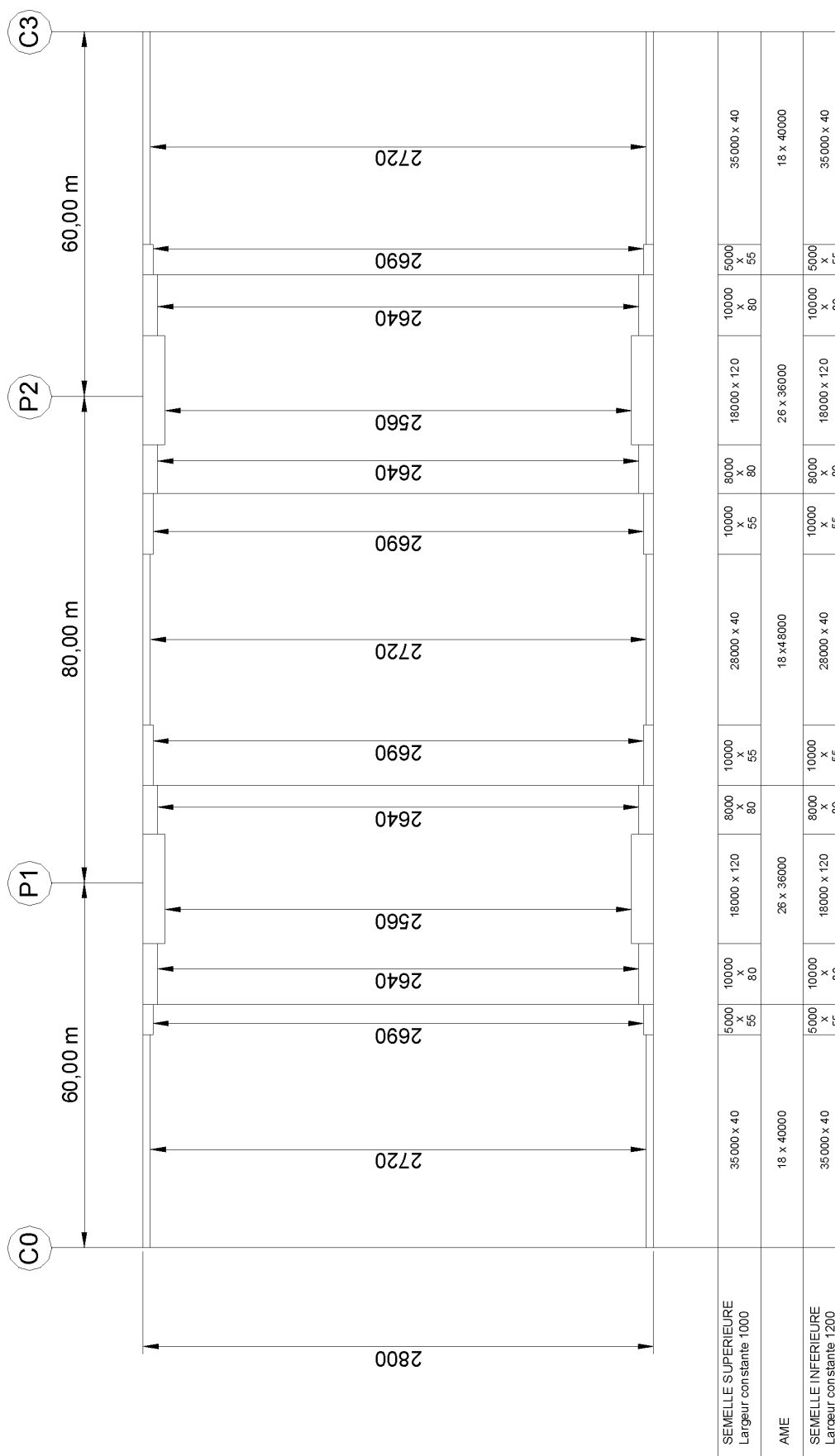
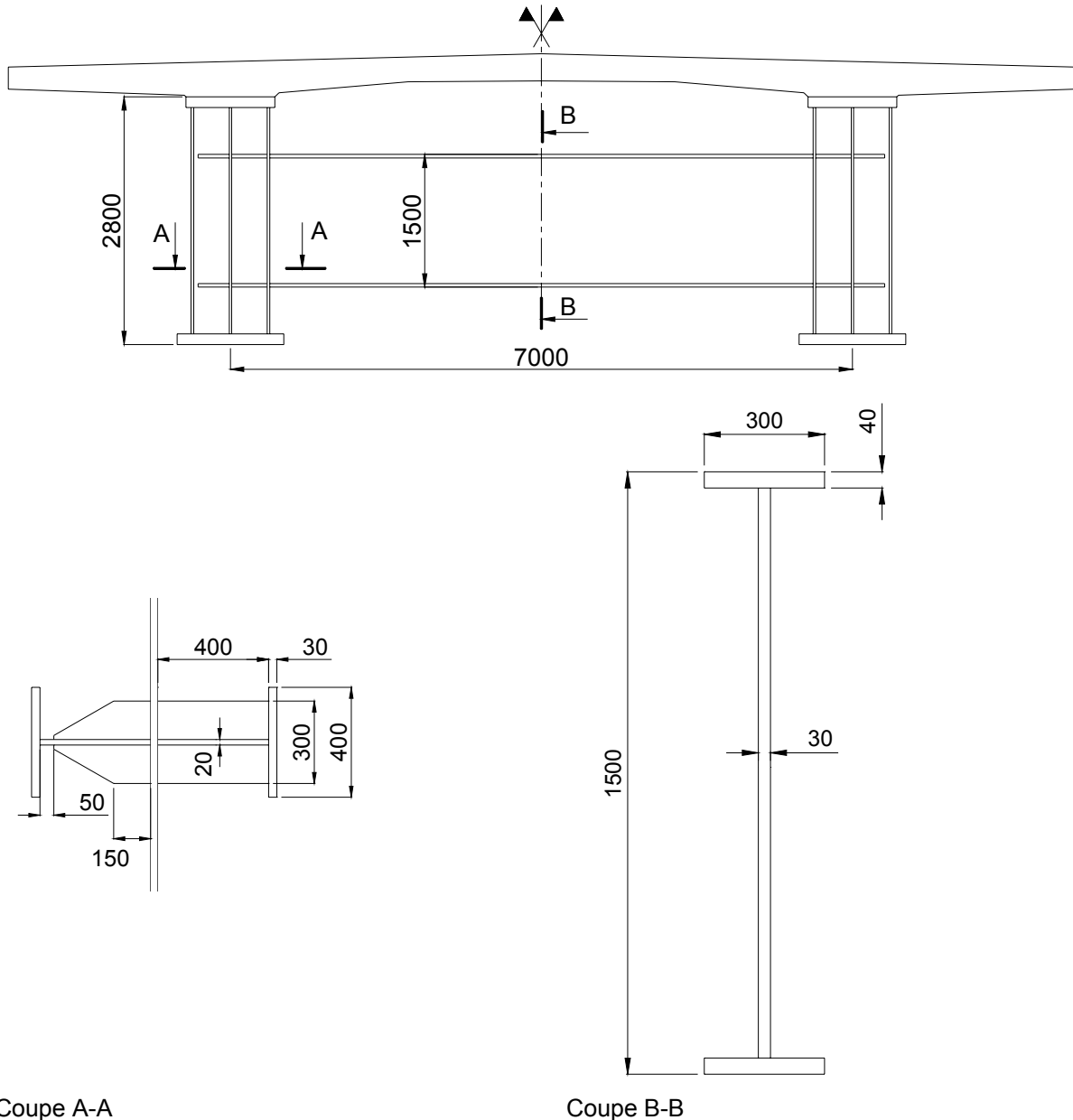


Figure 3. 2 : Répartition des matières pour une poutre principale

Les deux poutres principales sont entretoisées sur culées et appuis intermédiaires, ainsi que tous les 7,5 m en travées de rive (C0-P1 et P2-C3) et tous les 8 m en travée centrale (P1-P2). Les figures 3.3 et 3.4 illustrent la géométrie et les dimensions retenues pour ces éléments transversaux. Les entretoises courantes sont constituées de profilés laminés du commerce IPE600 alors que les entretoises sur appuis sont des profilés reconstitués soudés (P.R.S.). Sur appuis, les montants verticaux en T sont doublés et soudés sur la semelle inférieure alors qu'en travée, la semelle des montants présente une découpe en V pour des raisons de fatigue.

Note : L'entretoise sur appui doit être justifiée avec soin au niveau de la rigidité et de la transmission des efforts transversaux. D'autres conceptions peuvent être trouvées dans d'autres guides.



Coupe A-A

Coupe B-B

Figure 3. 3 : Détails constructifs des éléments transversaux sur appuis

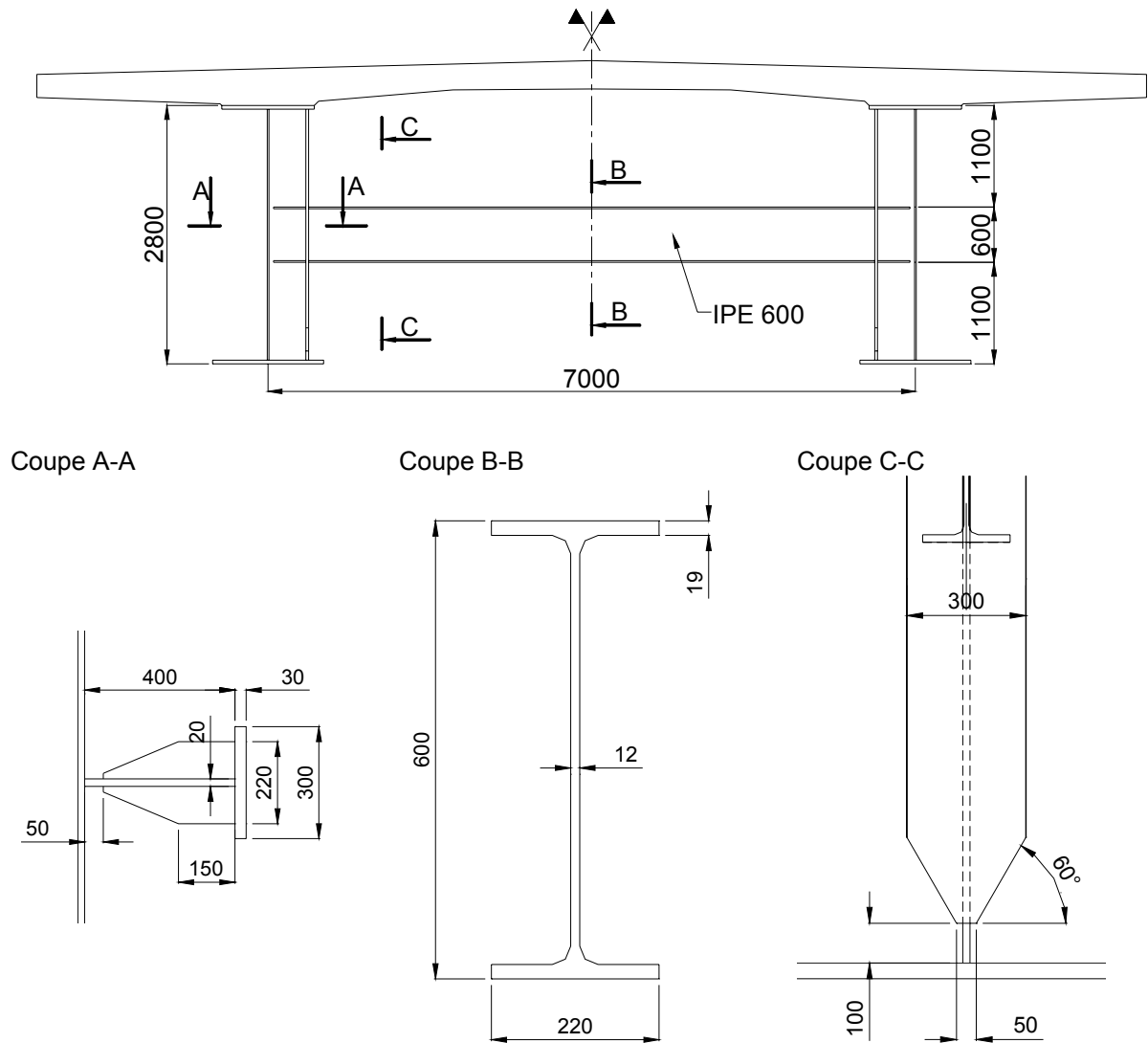


Figure 3. 4 : Détails constructifs des éléments transversaux en travée

3.4 - Phasage de construction (bétonnage de la dalle)

Les hypothèses concernant les phases de construction sont importantes pour toutes les vérifications pendant la mise en place de l'ossature métallique et en cours de bétonnage. Elles sont aussi nécessaires pour déterminer les valeurs des coefficients d'équivalence acier/béton (voir paragraphe 5.3). Enfin, le calcul des sollicitations dans le tablier doit tenir compte des phases de construction.

EN1994-2, 5.4.2.4

Le phasage de construction suivant a été retenu :

EN1991-1-5

- mise en place de la charpente métallique ;
- coulage en place des plots du hourdis supérieur par pianotage :
La longueur totale de 200 m a été découpée en 16 plots de bétonnage identiques de 12,5 m de long. Ils sont coulés dans l'ordre indiqué sur la figure 3.5. Le poids propre de l'équipage mobile est pris en compte dans les calculs à hauteur de 2 kN/m².
Le début du coulage du premier plot correspond à l'origine des temps dont la définition est nécessaire pour déterminer les âges respectifs des plots de

béton.

Le temps de réalisation de chaque plot est évalué à 3 jours ouvrables. Le premier jour est consacré au bétonnage, le deuxième jour à la prise du béton, et le troisième jour au déplacement de l'équipage mobile. Cette séquence permet de respecter une résistance minimale du béton de 20 MPa avant décoffrage. Cette mesure permet de ne pas endommager un béton partiellement durci dont le fonctionnement en mixte serait sollicité par les phases ultérieures de bétonnage.

EN1994-2, 6.6.5.2(3)

La dalle est ainsi complètement réalisée en 66 jours (incluant les jours chômés de fin de semaine).

- mise en place des superstructures :

Elle est supposée terminée en 44 jours de façon que le tablier soit entièrement réalisé à la date $t = 66 + 44 = 110$ jours.

Compte tenu de ces choix, le tableau 3.1 donne l'âge des différents plots, ainsi que l'âge moyen t_0 de l'ensemble du béton mis en œuvre, pour chaque phase de construction.

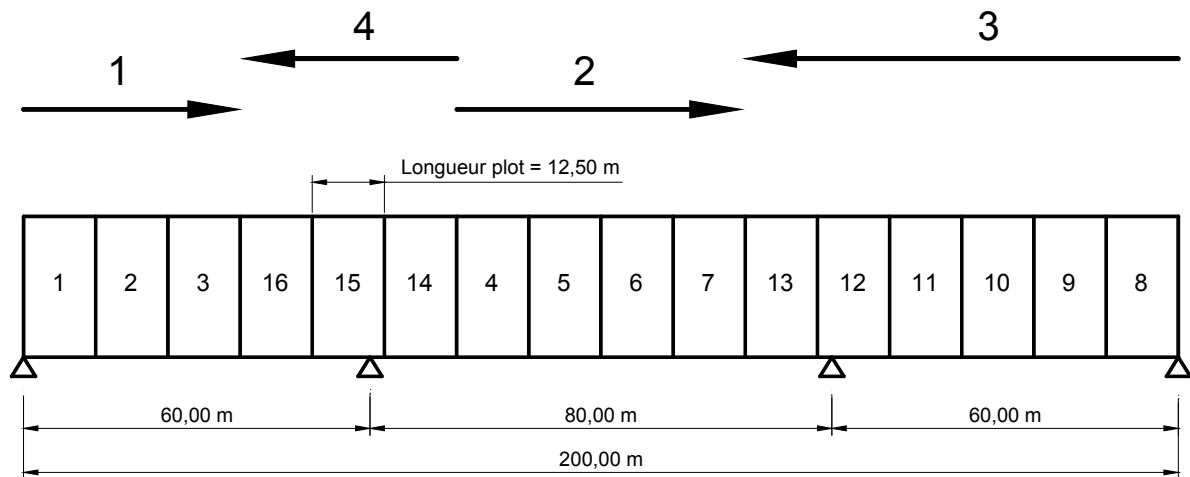


Figure 3. 5 : Ordre de bétonnage des plots du hourdis en béton

Il a été choisi dans le cadre de ce guide de ne pas réaliser de dénivellation sur les appuis intermédiaires. En cas de dénivellation, il convient que le phasage de construction intègre un délai minimum de 14 jours entre la fin du bétonnage (des travées concernées par cette précontrainte imposée) et le début des opérations de dénivellation. Cette condition permet d'utiliser le même coefficient d'équivalence pour toutes ces opérations, calculé avec l'âge moyen t_0 qu'a alors le béton déjà mis en œuvre à l'instant de la dénivellation.

EN1994-2, 5.4.2.2(3)

Il convient enfin de remarquer qu'une faible variation dans les durées retenues pour les étapes de construction n'a que peu d'influence sur la valeur des coefficients d'équivalence, et encore moins sur la valeur des sollicitations issues de l'analyse globale.

Chargement	Instant t du chargement	plot 1	plot 2	plot 3	plot 4	plot 5	plot 6	plot 7	plot 8	plot 9	plot 10	plot 11	plot 12	plot 13	plot 14	plot 15	plot 16	Age moyen t_0 du béton à l'instant t considéré
bétonnage plot 1	0																	3.00
bétonnage plot 2	3	3																6.50
bétonnage plot 3	8	8	5															7.33
bétonnage plot 4	11	11	8	3														10.50
bétonnage plot 5	16	16	13	8	5													11.40
bétonnage plot 6	19	19	16	11	8	3												14.17
bétonnage plot 7	24	24	21	16	13	8	5											17.14
bétonnage plot 8	29	29	26	21	18	13	8	3										18.00
bétonnage plot 9	32	32	29	24	21	16	11	8	5									21.00
bétonnage plot 10	37	37	34	29	26	21	16	13	8	5								21.90
bétonnage plot 11	40	40	37	32	29	24	19	16	11	8	3							21.90
bétonnage plot 12	45	45	42	37	34	29	24	21	16	13	8	3						24.73
bétonnage plot 13	50	50	47	42	39	34	29	26	21	18	13	8	5					27.67
bétonnage plot 14	53	53	50	45	42	37	32	29	24	21	16	11	8	3				28.54
bétonnage plot 15	58	58	55	50	47	42	37	34	29	26	21	16	13	8	5			31.50
bétonnage plot 16	61	61	58	53	50	45	40	37	32	29	24	19	16	11	8	3		32.40
fin de prise de la dalle complète	66	66	63	58	55	50	45	42	37	34	29	24	21	16	13	8	3	35.25
superstructures	110	110	107	102	99	94	89	86	81	78	73	68	65	60	57	52	47	79.25
Fin de phasage	110	110	107	102	99	94	89	86	81	78	73	68	65	60	57	52	47	79.25

Tableau 3. 1 : Age des plots de bétonnage en fin de phasage

3.5 - Dalle en béton armé

3.5.1 - Enrobage des armatures passives

L'enrobage nominal est la somme d'un enrobage minimal et d'une marge pour tolérance d'exécution :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Pour les dalles bétonnées en place, on retient $\Delta c_{dev} = 5$ mm pour les raisons suivantes :

- maîtrise de la qualité (habituelle sur les chantiers d'ouvrages d'art où un Plan Assurance Qualité (PAQ) est de rigueur),
- choix d'une géométrie simple pour la dalle.

Ce choix suppose tout de même que les mesures nécessaires à prendre sur chantier soient décrites dans les Documents Particuliers du Marché.

L'enrobage nominal est le résultat d'un compromis entre une valeur élevée, favorable pour la durabilité, et une valeur plus faible, favorable pour le bon fonctionnement mécanique de la dalle.

Dans le cas traité ici, on a retenu les enrobages suivants pour les aciers passifs (plus de détails, et notamment la définition des classes structurales, peuvent être trouvés dans le guide Sétra sur les ponts en béton calculés selon l'Eurocode 2) :

- pour la nappe supérieure (XC3) :
Classe structurale : $4 + 2 - 1 - 1 = 4$
(-1 pour la résistance du béton $\geq C30/37$; -1 pour le liant)
d'où $c_{min} = 25$ mm
d'où $c_{nom} = 30$ mm
- pour la nappe inférieure (XC4) :
Classe structurale : $4 + 2 - 1 - 1 = 4$
(-1 pour la résistance du béton $\geq C35/45$; -1 pour enrobage compact)
d'où $c_{min} = 30$ mm
d'où $c_{nom} = 35$ mm

EN1992-1-1, 4.4.1

EN1992-1-1 + AN,
4.4.1.3

3.5.2 - Valeurs limites d'ouverture de fissure

Les ouvertures maximales de fissures w_{max} retenues dans ce guide sont celles recommandées par les Eurocodes et leurs annexes nationales. Elles dépendent de la classe d'exposition (voir paragraphe 2.2 du guide) :

- en flexion locale de la dalle :
 $w_{max} = 0,3$ mm sous combinaison ELS fréquente
- en flexion longitudinale d'ensemble :
 $w_{max} = 0,3$ mm sous combinaison ELS fréquente
 $w_{max} = 0,3$ mm sous les actions indirectes non calculées (retraits gênés), dans les zones tendues sous combinaison ELS caractéristique

EN1992-2 + AN, 7.3.1,
tab. 7.101N

EN1994-2, 7.4.1 (4),
note

Note : En flexion longitudinale d'ensemble, les « Recommandations Sétra sur la maîtrise de la fissuration des dalles » préconisaient une limitation à 0,3 mm sous combinaison ELS rare et 0,2 mm sous actions indirectes non calculées. Compte tenu de l'augmentation des charges de trafic de l'EN1991-2 et du doublement du terme $\Delta\sigma_s$ tenant compte de la rigidité en traction de la dalle, ces limitations auraient été excessivement sévères. La limitation sous combinaison fréquente, préconisée par l'annexe nationale de l'EN1992-2, est plus pertinente ; c'est celle qui a été utilisée dans le présent guide.

Deux méthodes sont envisageables pour s'assurer de la maîtrise de la fissuration :

a) Méthode 1 (appelée méthode directe) :

On calcule directement, de façon conventionnelle, l'ouverture des fissures et on vérifie qu'elle est inférieure à une valeur limite fixée par les spécifications du projet.

EN1994-2, 7.4.1(2) qui renvoie à l'EN1992-1-1, 7.3.4

b) Méthode 2 (appelée méthode indirecte) :

On respecte des dispositions constructives définies suivant le niveau de contraintes dans les armatures (diamètres maximaux des barres d'acier, ou espacement maximum entre barres). Le respect de ces dispositions assure la limitation de l'ouverture des fissures à la valeur limite fixée par les spécifications du projet.

EN1994-2, 7.4.1(3)

La méthode 1 est utilisable à la fois pour la flexion transversale (béton armé) et longitudinale (comportement mixte). La méthode 2 est utilisable pour la flexion longitudinale (comportement mixte).

Dans ce guide, la méthode 1 sera utilisée pour les calculs de flexion locale (béton armé) et la méthode 2 sera utilisée pour les calculs de flexion longitudinale d'ensemble (comportement mixte). Des explications plus détaillées pour la méthode 1 sont disponibles dans le guide Sétra de calcul des ponts en béton selon les Eurocodes.

3.5.3 - Description du ferrailage de la dalle

Le ferrailage transversal est placé à l'extérieur du ferrailage longitudinal, du côté de la surface libre du hourdis.

Ferrailage transversal

- au milieu de la dalle :
HA20 avec l'espacement $s = 170$ mm en nappe supérieure
HA25 avec l'espacement $s = 170$ mm en nappe inférieure
- au niveau des poutres métalliques :
HA20 avec l'espacement $s = 170$ mm en nappe supérieure
HA16 avec l'espacement $s = 170$ mm en nappe inférieure

Ferrailage longitudinal

- en partie courante des travées :
HA16 avec l'espacement $s = 130$ mm en nappes supérieure et inférieure (soit au total $\rho_s = 0,92\%$ de la section de béton)
- en zone d'appui :
HA20 avec l'espacement $s = 130$ mm en nappe supérieure
HA16 avec l'espacement $s = 130$ mm en nappe inférieure (soit au total $\rho_s = 1,19\%$ de la section de béton)

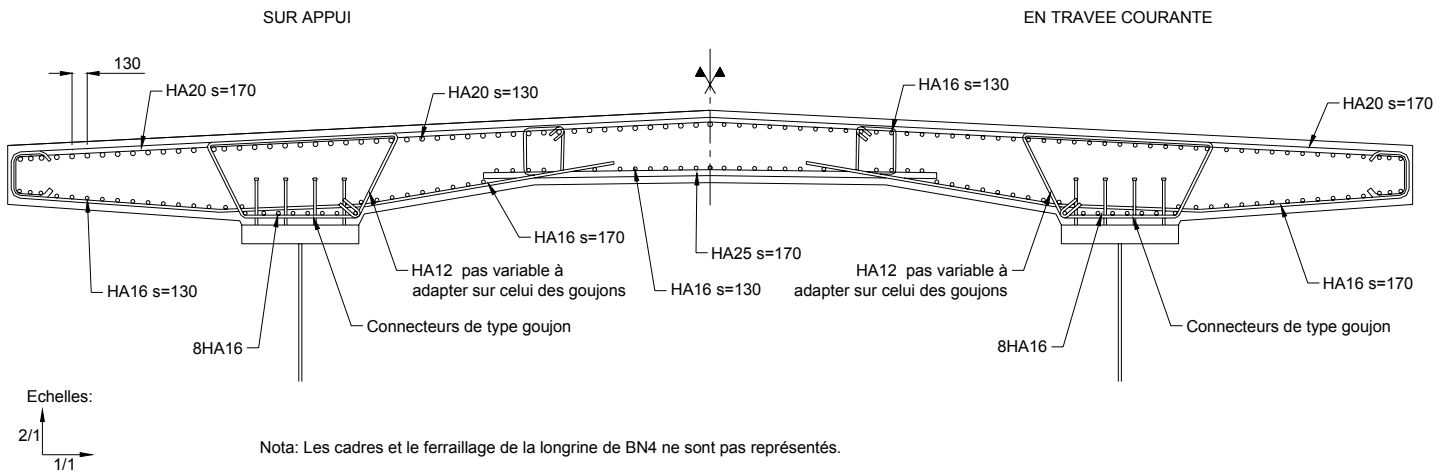


Figure 3. 6 : Ferrailage dans une coupe transversale du hourdis

Pour l'exemple traité dans ce guide, on a retenu les longueurs de la figure 3.7 entre zones courantes et zones d'appui. Ces longueurs sont conventionnelles et n'ont pas fait l'objet d'une optimisation.

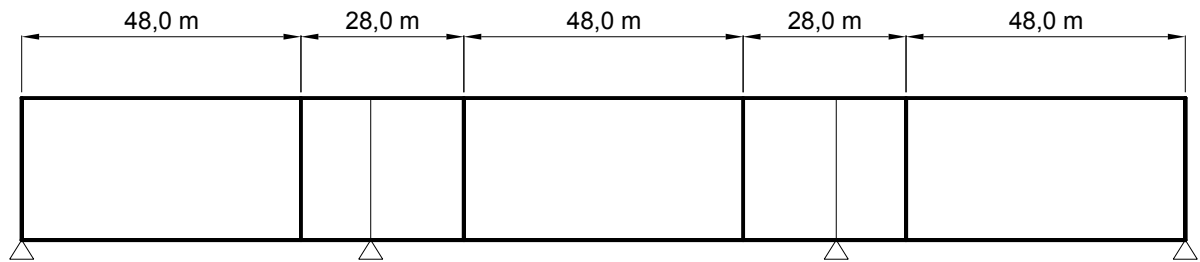


Figure 3. 7 : Répartition du ferrailage longitudinal entre zone courante et zone sur appui

3.5.4 - Modélisation de la dalle pour le calcul de flexion longitudinale

Par simplification, la section réelle de la dalle pour un demi-tablier (voir figure 3.8) est modélisée par un rectangle principal de largeur égale à la largeur réelle (soit 6 m) et un rectangle secondaire modélisant un renformis de largeur égale à celle de la semelle supérieure de la charpente (soit 1 m). Les hauteurs respectives e_1 et e_2 de ces rectangles sont calculées de façon que la section réelle et la section équivalente aient les mêmes caractéristiques mécaniques (section et centre de gravité identiques). On trouve $e_1 = 30,7$ cm et $e_2 = 10,9$ cm.

Les caractéristiques mécaniques de la section transversale complète du hourdis valent :

- section : $A_b = 3,9$ m²
- inertie (autour d'un axe Δ horizontal situé à l'interface entre la dalle et la charpente métallique) : $I_\Delta = 0,283$ m⁴
- périmètre : $p = 24,6$ m

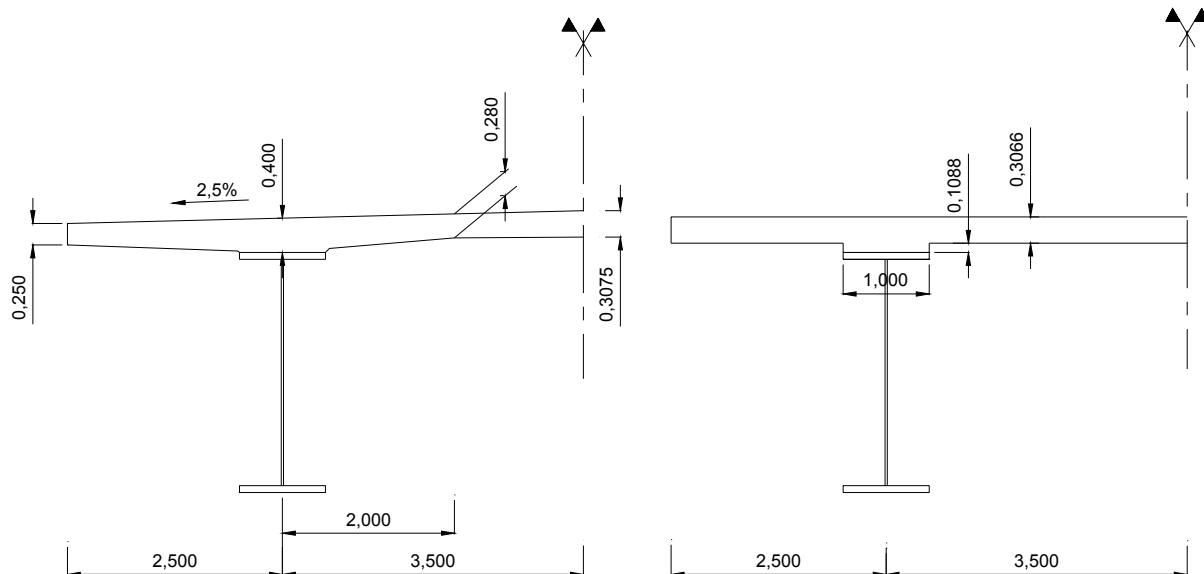


Figure 3.8 : Modélisation du hourdis béton pour la flexion longitudinale

De la même façon, pour la modélisation du ferrailage, chaque nappe longitudinale d'aciers passifs est remplacée par un acier ponctuel de même section et placé au droit de l'âme métallique de la poutre principale. Les sections d'aciers passifs sont introduites dans le modèle de calcul sous forme de pourcentages d'armature ramenés à la section totale de la dalle en béton :

		ρ_s (%)	y (mm)
Section courante	nappe sup	0,46	61 mm par rapport à la face sup du rectangle principal de la dalle
	nappe inf	0,46	21 mm par rapport à la face inf du rectangle principal de la dalle
En zone d'appui	nappe sup	0,73	63 mm par rapport à la face sup du rectangle principal de la dalle
	nappe inf	0,46	21 mm par rapport à la face inf du rectangle principal de la dalle

La position verticale y de la nappe est une position moyenne, calculée en tenant compte du dévers en toit de la dalle et de l'enrobage évalué au paragraphe 3.5.1 de ce guide.

4 - Matériaux

L'EN1994-2 limite les caractéristiques des matériaux quand ils sont utilisés dans une structure mixte :

- bétons de classe C20/25 à C60/75 (ou pour les bétons légers : LC20/25 à LC60/75) ;
- aciers de nuance S235 à S460.

EN1994-2, 3.1(2)

EN1994-2, 3.3(2)

Par ailleurs, l'EN1992-1-1 limite l'emploi de ses règles de calcul (dimensionnement et dispositions constructives) aux armatures passives de limite d'élasticité comprise entre 400 et 600 MPa.

EN1992-1-1, 3.2.2(3)

Seuls les connecteurs goujons sont traités par l'EN1994-2. Les autres types de connecteurs sont renvoyés dans l'Annexe Nationale (cas des connecteurs cornières).

EN1994-2, 1.1.3(3)

4.1 - Choix des qualités d'acier

4.1.1 - Généralités

La nuance d'acier choisie pour l'exemple du guide est S355.

Dans cette nuance, les aciers courants utilisés pour les ponts sont les aciers non alliés définis dans la norme EN 10025-2 et les aciers à grains fins, livrés à l'état normalisé, définis dans la norme EN 10025-3.

Note : Les aciers thermomécaniques (EN 10025-4), les aciers à résistance améliorée à la corrosion (EN 10025-5) et les aciers trempés revenus (EN 10025-6) pourraient aussi être utilisés, mais ils ne sont pas envisagés dans ce guide.

Dans le but d'avoir une bonne soudabilité et une meilleure valeur de la ténacité sur le palier haut de la courbe de transition (voir figure 1.1 de l'EN1993-1-10 par exemple), les qualités suivantes sont à retenir :

EN1994-2, 3.3 (1) qui renvoie à EN1993-2 + AN, 3.2.3(2)

épaisseur	qualité
$t \leq 30$ mm	S 355 K2 ou S 355 N
30 mm $< t \leq 80$ mm	S 355 N
80 mm $< t$	S 355 NL

Tableau 4.1 : Choix de la qualité en fonction de l'épaisseur

4.1.2 - Résistance à la rupture fragile

En supplément du tableau 4.1, la qualité de l'acier doit être choisie pour éviter la rupture fragile par basse température. Cette qualité dépend principalement de l'épaisseur de la plaque, du niveau de contrainte de traction dans la section σ_{Ed} et de la température de service T_{Ed} .

EN1993-2, 3.2.3

Le tableau 4.2 ci-dessous donne les épaisseurs maximales utilisables en fonction de σ_{Ed} et de T_{Ed} ainsi que des qualités d'acier utilisées pour l'exemple.

σ_{Ed}	$0,75 f_y$		$0,5 f_y$		$0,25 f_y$	
T_{Ed}	-30 °C	-20 °C	-30 °C	-20 °C	-30 °C	-20 °C
S355 K2 ou N	50	60	80	95	130	150
S355 NL	75	90	110	135	175	200

EN1993-1-10, tableau 2-1 (partiel)

Tableau 4.2 : Epaisseurs maximales utilisables (en mm)

La combinaison à considérer pour calculer σ_{Ed} est la combinaison accidentelle de charges où l'action de la température est l'action accidentelle :

EN1993-1-10, 2.2(4)

$$A [T_{Ed}] \text{ "+" } \Sigma G_k \text{ "+" } \psi_1 Q_{k1} \text{ "+" } \Sigma \psi_2 Q_{k2}$$

En pratique, cela revient dans les cas courants à calculer σ_{Ed} sous l'action des charges permanentes et des charges fréquentes $\psi_1 Q_{k1}$ de trafic.

La température de service T_{Ed} peut être prise égale à la valeur caractéristique de la température minimale de l'air sous abri T_{min} définie dans l'annexe A de l'EN1991-1-5 (température ayant une probabilité annuelle de dépassement de 0,02, ou encore une période de retour de 50 ans). Dans l'exemple de ce guide, comme annoncé au paragraphe 2.2, on supposera $T_{min} = -20^\circ\text{C}$.

EN1991-1-5, annexe A

Au stade du prédimensionnement, on peut supposer $\sigma_{Ed} = 0,5 f_y$, mais il faudra vérifier ce point après le dimensionnement pour ajuster au besoin la qualité de l'acier. Il sera alors possible d'interpoler entre les valeurs de σ_{Ed} définies dans le tableau 4.2.

Dans les zones de moments négatifs, et même si la section de semelle reste comprimée sous combinaison caractéristique, on ne descendra pas sous le niveau $0,25 f_y$ pour déterminer l'épaisseur maximale utilisable.

4.1.3 - Synthèse du choix des nuances et qualités

Les tableaux 4.1 et 4.2 conduisent aux choix suivants dans le cas présent ($T_{Ed} = -20^\circ\text{C}$ et $\sigma_{Ed} = 0,5 f_y$).

Epaisseur	Qualité
$t \leq 30 \text{ mm}$	S 355 K2
$30 \leq t \leq 80 \text{ mm}$	S 355 N
$80 \leq t \leq 135 \text{ mm}^{(*)}$	S 355 NL

(*) Cette valeur peut être augmentée si la traction σ_{Ed} est inférieure en valeur absolue à $0,5 f_y$ avec un seuil à $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y$ (jusqu'à $t_{max} = 200 \text{ mm}$ si $T_{Ed} = -20^\circ\text{C}$).

Les valeurs admissibles des épaisseurs supposent aussi que la fatigue a été vérifiée par la méthode des contraintes équivalentes à 2 millions de cycles, avec un coefficient partiel $\gamma_{Mf} = 1,35$. Elles ont été calibrées en supposant que la vérification à la fatigue est dimensionnante. Si tel n'était pas le cas, elles pourraient éventuellement être augmentées mais cela au prix d'un calcul complexe de mécanique de la rupture (voir EN1993-1-10, 2.4).

4.1.4 - Caractéristiques mécaniques des aciers

Elles sont données dans la norme EN10025-2 pour la nuance S355K2 et dans la norme EN10025-3 pour les nuances S355N et S355NL.

t (mm)	≤ 16	>16	>40	>63	>80	>100
	≤ 16	≤ 40	≤ 63	≤ 80	≤ 100	≤ 150
f_y	355	345	335	325	315 ^(*)	295 ^(*)
f_u	470	470	470	470	470	450

Tableau 4.3 : Dégressivité de f_y et de f_u en fonction de l'épaisseur t de la tôle

(*) On notera que l'acier thermomécanique S355M a des valeurs de f_y nettement plus importantes pour les fortes épaisseurs ($f_y = 320$ MPa pour $t = 120$ mm), mais des valeurs de f_u plus faibles et avec des valeurs maximales d'épaisseur limitées à 120/130 mm à cause du procédé de fabrication de ces aciers.

L'acier de charpente a un module d'élasticité $E_a = 210\,000$ MPa.
Son coefficient de dilatation thermique est normalement $\alpha_{th}^a = 12 \cdot 10^{-6}$ par °C.
Par simplification, pour l'analyse globale, on le prend égal ici à celui du béton, soit $\alpha_{th}^a = \alpha_{th}^c = 10 \cdot 10^{-6}$ par °C.

EN1993-1-1, 3.2.6

EN1992-1-1, 3.1.3(5)

Note : Pour le calcul des variations de longueurs du pont, on utilise $12 \cdot 10^{-6}$ par °C pour les 2 matériaux.

EN1994-2, 5.4.2.5(3)

4.2 - Béton

Le béton du hourdis est un béton normal de classe C35/45. Les principales caractéristiques sont les suivantes :

- résistance caractéristique à la compression sur cylindre :
 $f_{ck} = 35$ MPa valeur moyenne de la résistance à la traction :
 $f_{ctm} = -3,2$ MPa
- fractile 5% de la résistance caractéristique à la traction :
 $f_{ctk,0,05} = -2,2$ MPa
- fractile 95% de la résistance caractéristique à la traction :
 $f_{ctk,0,95} = -4,2$ MPa
- résistance moyenne en compression à 28 jours :
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43$ MPa
- module d'élasticité :
 $E_{cm} = 22\,000 (f_{cm} / 10)^{0,3} = 34\,077$ Mpa

EN1992-1-1, 3.1.2

tableau 3.1

La résistance de calcul f_{cd} à la compression est définie de façon différente dans l'EN1994-2 (pour le comportement mixte en flexion longitudinale), et dans l'EN1992-2 (pour le comportement en béton armé en flexion transversale) :

- en mixte : $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C$
- en béton armé : $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$

EN1994-2, 2.4.1.2(2)

EN1992-2 + AN,
3.1.6(101)

La valeur de α_{cc} (coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance à la compression) recommandée par l'EN1992-2 est de 0,85. L'Annexe Nationale l'a modifiée pour la valeur 1,0, utilisée dans la suite de ce guide.

Note : Le coefficient α_{cc} ne figure pas dans l'EN1994-2. Il ne faut pas le confondre avec un autre coefficient 0,85 qui apparaît sur f_{ck} lorsque les diagrammes plastiques de contraintes sont définis pour le calcul du moment résistant plastique (EN1994-2, 6.2.1.2). Ce coefficient, issu d'un calibrage, couvre l'hypothèse de remplacement du diagramme parabole-rectangle par un diagramme rectangulaire.

4.3 - Armatures passives

Les armatures passives utilisées dans ce guide sont des barres à haute adhérence (HA) de classe B avec une limite d'élasticité $f_{sk} = 500$ MPa.

EN1992-1-1, 3.2 + annexe C

Dans l'EN1992-1-1, on a $E_s = 200\,000$ MPa pour le module d'élasticité des aciers passifs. Cependant par simplification par rapport au module utilisé pour la charpente, l'EN1994-2 autorise de prendre $E_s = E_a = 210\,000$ MPa, ce qui est fait dans ce guide.

EN1994-2, 3.2(2)

De plus amples informations sur les caractéristiques de ces armatures peuvent être trouvées dans le guide Sétra de calcul des ponts en béton selon l'Eurocode 2.

Note : L'attention du lecteur est attirée sur les notations utilisées pour la limite d'élasticité des aciers passifs. Elle est notée f_{yk} dans l'Eurocode 2, alors que f_{yk} désigne la limite d'élasticité de l'acier de charpente dans l'Eurocode 4.

Dans ce guide, les notations utilisées pour les armatures sont celles de l'Eurocode 4, à savoir f_{sk} pour les armatures et f_{yk} pour l'acier de charpente, même lorsqu'on se réfère à l'Eurocode 2.

4.4 - Connecteurs

On a retenu pour l'exemple du guide, des goujons en acier S235J2G3 dont la résistance caractéristique à la rupture vaut $f_u = 450$ MPa.

EN 13918

Voir aussi le chapitre 11 de cette partie II du guide pour plus de détails.

4.5 - Coefficients partiels de sécurité sur les matériaux

Ce guide ne traite pas les situations de projet accidentelles.

Pour l'ELU :

Situation de projet	γ_c (béton)	γ_s (acier passif)	γ_M (charpente)	γ_v (goujons)
Durable Transitoire	1,5	1,15	$\gamma_{M0} = 1,0$ $\gamma_{M1} = 1,1$ $\gamma_{M2} = 1,25$	1,25
Référence	EN 1992 - 1-1, 2.4.2.4		EN 1993-2, 6.1 et tableau 6.2	EN1994-2 + AN, 2.4.1.2

Pour l'ELU de fatigue :

$\gamma_{C,fat}$ (béton)	$\gamma_{S,fat}$ (acier assif)	γ_{Mf} (charpente)			$\gamma_{Mf,s}$ (goujons)
1,5	1,15	Méthode d'évaluation	Faibles conséquences suite à la ruine	Fortes conséquences suite à la ruine	1,25
		Tolérance de l'endommagement	1,0	1,15	
		Durée de vie sûre	1,15	1,35	
EN 1992 - 1-1, 2.4.2.4		EN 1993 - 1-9, tableau 3.1			EN1994-2 + AN, 6.8.2

Pour le calcul des ponts, les Annexes Nationales françaises ont retenu le concept de durée de vie sûre (100 ans). L'utilisation de ce concept n'exclut pas les visites régulières d'inspection.

Pour l'ELS :

γ_C (béton)	γ_S (acier assif)	$\gamma_{M,ser}$ (charpente)	γ_V (goujons)
1,0	1,0	1,0	1,25
EN 1992-1-1, 2.4.2.4		EN 1993-2, 7.3 (1)	<i>Note : C'est la valeur de la résistance P_{Rk} du goujon qui est modifiée entre ELS et ELU, et pas la valeur de γ_V.</i> EN 1994-2, 6.8.1 (3)

Pour le béton et les aciers passifs, les valeurs de γ_C et de γ_S ne sont en pratique pas utilisées lors des vérifications.

5 - Actions

5.1 - Actions permanentes

Dans les actions permanentes, on distingue le poids propre de la charpente métallique, celui de la dalle en béton armé et les superstructures.

5.1.1 - Poids propre

Le poids volumique de l'acier de charpente est pris égal à 77 kN/m^3 .

EN1991-1-1, tableau A-4

Pour le calcul des sollicitations et des contraintes en flexion longitudinale, le poids des éléments transversaux de charpente métallique, situés en travée, est représenté par une charge verticale uniformément répartie de 1500 N/ml pour une poutre principale (environ 10% du poids de cette poutre). Cette valeur est calculée sur la base de la figure 3.2.

Le poids des éléments transversaux sur appui est sans influence sur les résultats du calcul de flexion longitudinale. Il ne joue que sur la valeur de la descente de charge sur les piles et culées (hors du cadre de ce guide).

La section de béton modélisée est explicitée au paragraphe 3.5.4 de cette partie II du guide.

Le poids volumique du béton armé est pris égal à 25 kN/m^3 .

EN1991-1-1, tableau A-1

5.1.2 - Superstructures

Poste	Caractéristiques	Pondération max	Pondération min
Longrine de BN4	section 0,5 x 0,2 m	1,0	1,0
BN4	65 kg/ml	1,0	1,0
Corniche	25 kg/ml	1,0	1,0
Étanchéité	épaisseur 3 cm	1,2	0,8
Enrobé	épaisseur 8 cm	1,4	0,8

Le poids volumique de l'étanchéité et de l'enrobé est pris égal à 25 kN/m^3 .

EN1991-1-1, tableau A-6

Les dimensions du tableau ci-dessus correspondent aux valeurs nominales des poids propres pour lesquelles aucune pondération en fourchette n'est nécessaire. On pondère la valeur nominale de la couche d'étanchéité de +/-20% et celle de la couche de roulement de +40% / -20% pour tenir compte d'un rechargement de la chaussée (lors d'une réfection de l'enrobé par exemple). Le tableau 3.2 donne les valeurs de charge obtenues par mètre linéaire (pour une seule poutre avec une remontée de 0,1 m de l'étanchéité sur les longrines).

EN1991-1-1, 5.2.3

Poste	q_{nom} (kN/ml)	q_{max} (kN/ml)	q_{min} (kN/ml)
Longrine de BN4	2,5	2,5	2,5
BN4	0,638	0,638	0,638
Corniche	0,245	0,245	0,245
Étanchéité	4,2	5,04	3,36
Enrobé	11	15,4	8,8
Total	18,58 kN/ml	23,82 kN/ml	15,54 kN/ml

Tableau 5. 1 : Charges de superstructures

La figure 5.1 montre le détail des superstructures envisagées pour l'exemple du guide.

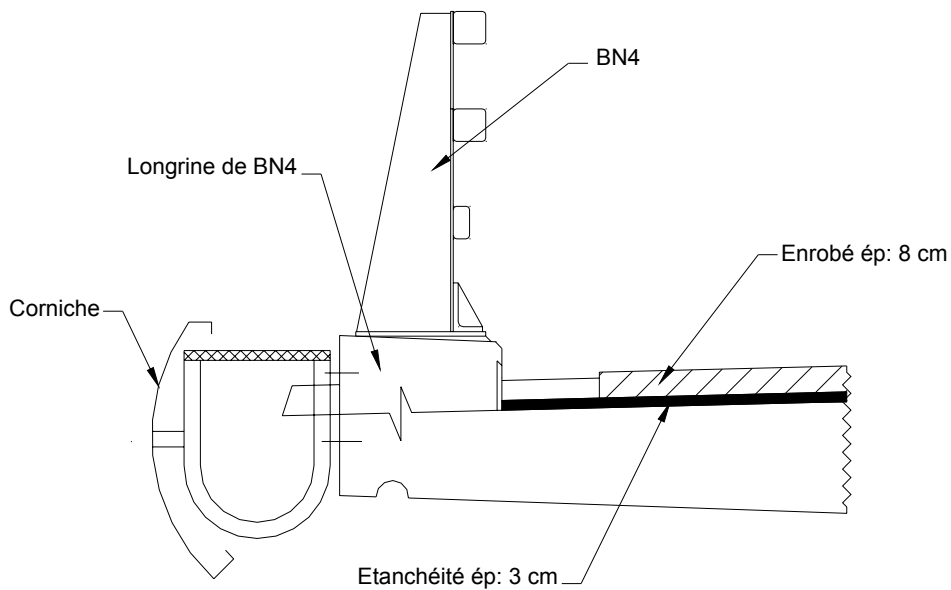


Figure 5. 1 : Détails des superstructures

Note : Les dispositions constructives et les dimensions retenues ici pour les superstructures ne sont en aucun cas des recommandations dans l'élaboration d'un projet de pont. Le lecteur est renvoyé à d'autres guides spécialisés sur ces sujets, et publiés par ailleurs dans les collections du Sétra.

5.2 - Retrait du béton

Le retrait du béton est une déformation ε_r imposée dans la section de béton comprimé qui a trois origines physiques possibles :

Retrait thermique ε_{th} :

Il s'effectue à court terme et traduit la différence de température existant au moment du durcissement entre le béton et la charpente métallique déjà en place.

Retrait endogène ε_{ca} :

Il s'effectue à court terme, juste après la mise en œuvre du béton, et traduit la poursuite de l'hydratation du ciment après la prise, ce qui entraîne une diminution du volume initialement mis en œuvre.

Retrait de dessiccation ε_{cd} :

Il s'effectue sur le long terme, pendant la vie de l'ouvrage, et traduit une évaporation progressive de l'eau contenue dans le béton.

Même s'il s'effectue sur le long terme, le retrait de dessiccation commence dès le coulage du béton. L'EN1992-1-1 (auquel l'EN1994-2 renvoie) traite donc simultanément ε_{ca} et ε_{cd} . On calculera donc un retrait global $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$ à la mise en service (c'est à dire à court terme pour $t_{ini} = 110$ jours) et en fin de vie de l'ouvrage (c'est à dire à long terme pour $t_{fin} = 100$ ans $\approx \infty$).

EN1992-1-1, 3.1.4(6)

Le retrait thermique est traité dans l'EN1994-2 car il s'agit d'une particularité d'une structure mixte.

5.2.1 - Calcul du retrait à la mise en service

Le calcul de ε_{cs} nécessite de connaître l'âge t du béton à l'instant t_{ini} considéré. A cet instant, chaque plot a un âge différent. Pour simplifier, on considère l'âge moyen de tous les plots calculés en tenant compte du phasage de construction : $t = 79,25$ jours (voir tableau 3.1).

Retrait endogène

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 6,25 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \sqrt{t}) = 0,8314 \text{ pour } t = 79,25$$

D'où on déduit $\varepsilon_{ca}(t) = 5,2 \cdot 10^{-5}$.

EN 1992-1-1, 3.1.4(6)

Retrait de dessiccation

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \varepsilon_{cd,0}$$

$\varepsilon_{cd,0}$ est appelé retrait de dessiccation de référence et calculé par :

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

EN 1992-1-1, annexe B2

L'humidité relative retenue pour le projet est de 80 % donc on en déduit le

coefficient : $\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 0,7564$. f_{cm0} est une valeur de référence

de la résistance à la compression prise égale à 10 MPa. Les coefficients α_{ds1} et α_{ds2} traduisent la rapidité de prise du ciment. Pour un ciment à prise normale (N), on a : $\alpha_{ds1} = 4$ et $\alpha_{ds2} = 0,12$.

D'où on déduit : $\varepsilon_{cd,0} = 2,53 \cdot 10^{-4}$.

Le coefficient k_h dépend du rayon moyen $h_0 = \frac{2A_c}{u}$ où $A_c = 3,9 \text{ m}^2$ est l'aire de

la section de béton (voir 3.5.4) et u le périmètre exposé à la dessiccation. u s'obtient en soustrayant au périmètre réel $p = 24,6 \text{ m}$ les longueurs qui ne sont pas en contact direct avec l'atmosphère (c'est-à-dire la largeur des semelles métalliques supérieures ainsi que la largeur de la chape d'étanchéité) :

$$u = p - 11 - 2 \times 1,0 = 11,6 \text{ m}$$

Par suite, on a $h_0 = 672 \text{ mm}$, puis $k_h = 0,7$.

EN1992-1-1, tableau 3.3

Par hypothèse, l'âge t_s du béton quand le retrait de dessiccation commence, est pris égal à 1 jour. Alors, on a :

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0,10 \text{ pour } t = 79,25$$

D'où on déduit : $\varepsilon_{cd}(t) = 1,8 \cdot 10^{-5}$

Retrait à la mise en service

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t)$$

Au final, on applique $\varepsilon_{cs} = 7 \cdot 10^{-5}$ à chaque plot de bétonnage dès que le béton correspondant est mis en œuvre. Sur cette valeur, 26% sont apportés par le retrait de dessiccation et 74% par le retrait endogène.

Une hypothèse simplificatrice admissible consiste à appliquer ce retrait au jeune âge en une seule phase à la fin du bétonnage de la dalle. Il est intégré (phase par phase ou d'un seul coup) dans les combinaisons de charges pour les vérifications de la structure à la mise en service.

5.2.2 - Calcul du retrait au temps infini

L'âge du béton est alors infini. En faisant tendre t vers l'infini dans les expressions du paragraphe précédent, on déduit $\beta_{as}(\infty) = 1$ et $\beta_{ds}(\infty, t_s) = 1$.

Par suite, on a :

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty)$$

avec $\varepsilon_{ca}(\infty) = 6,25 \cdot 10^{-5}$ et $\varepsilon_{cd}(\infty) = k_n \varepsilon_{cd,0} = 1,77 \cdot 10^{-4}$.

Au final, on applique $\varepsilon_{cs}(\infty) = 2,4 \cdot 10^{-4}$ sur la dalle complète (en une seule phase). Sur cette valeur, 74% sont apportés par le retrait de dessiccation et 26% par le retrait endogène.

Il est intégré dans les combinaisons de charges pour les vérifications de la structure au temps infini.

5.2.3 - Calcul du retrait thermique

L'EN1994-2 permet de prendre en compte le retrait thermique apporté par la différence de température ΔT entre l'acier de charpente et le béton au moment du bétonnage.

La valeur de ΔT est recommandée à 20°C mais est modifiable dans l'Annexe Nationale. En appliquant strictement l'EN1994-2, on obtiendrait alors $\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \Delta T = 2 \cdot 10^{-4}$ ce qui est relativement élevé.

EN1994-2, 7.4.1(6)

En fait, des mesures sur sites montrent que cette différence de température est correcte, mais le retrait correspondant s'applique en partie sur une structure qui ne fonctionne pas encore en mixte. C'est pourquoi l'Annexe Nationale reprend le calcul du retrait thermique proposé dans les « Recommandations Sétra pour la maîtrise de la fissuration des dalles de ponts mixtes » :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \cdot \frac{\Delta T}{2} = 1 \cdot 10^{-4}$$

EN1994-2 + AN, 7.4.1(6)

Le retrait thermique est appliqué sur la structure en même temps que le retrait au jeune âge $\varepsilon_{cs} = 7 \cdot 10^{-5}$. Il ne s'utilise normalement qu'à court terme pour déterminer les zones fissurées de l'analyse globale (voir paragraphe 7.2.3 de cette partie II du guide) et pour vérifier que les fissures de la dalle sont maîtrisées. Par simplification (et afin de limiter les calculs), on a choisi de le traiter de la même façon que le retrait à la mise en service.

5.2.4 - Bilan des retraits

Pour les vérifications à la mise en service, on applique un retrait de $7 \cdot 10^{-5} + 1 \cdot 10^{-4} = 1,7 \cdot 10^{-4}$ à chaque plot lorsqu'il est bétonné. Pour les vérifications au temps infini, on applique un retrait de $2,4 \cdot 10^{-4}$ à la totalité de la dalle, après achèvement des phases de bétonnage.

Pour les vérifications des états transitoires correspondant aux différentes phases de bétonnage, le calcul serait identique à celui des vérifications à la mise en service, mais avec des dates et des âges moyens de béton différents pour chaque état transitoire. Le détail des vérifications pour ces phases transitoires n'est pas traité dans ce guide.

5.3 - Fluage du béton – Coefficient d'équivalence

5.3.1 - Généralités

Quand on applique une charge de compression constante sur une éprouvette de béton, celle-ci présente une déformation immédiate puis elle continue de se déformer progressivement dans le temps lorsque la charge est maintenue. A long terme, la déformation finale observée est environ 3 fois supérieure à la déformation initiale. C'est cette déformation évolutive sous charge constante qui est appelée fluage du béton.

Dans une structure mixte, les charges de flexion longitudinale ayant une courte durée d'application (par exemple, les charges variables de trafic sur l'ouvrage) sont reprises par une section résistante mixte homogénéisée, fissurée ou non. Pour homogénéiser la section mixte (non fissurée), on divise l'aire du béton par un coefficient d'équivalence $n_0 = E_a / E_{cm}$ (de l'ordre de 6) avant de l'ajouter à l'aire de charpente métallique.

L'effet du fluage du béton qui, par définition même du phénomène, ne joue que pour les charges ayant une longue durée d'application, est pris en compte par une diminution de la section résistante du béton, c'est-à-dire une augmentation du coefficient d'équivalence. De façon simple, comme le règlement français des ponts mixtes le propose, cette augmentation devrait être d'un facteur 3 (cohérent avec les observations d'essai de compression sur éprouvette de béton).

L'EN1994-2 remplace ce facteur 3 par une expression plus élaborée, $1 + \psi_L \varphi(t, t_0)$, dépendant du type de charge permanente appliquée sur le long terme et de la fonction de fluage dans le temps, définie par l'EN1992-1-1.

Notes :

Bien que plus sophistiquée qu'un simple facteur 3, cette méthode de prise en compte du fluage reste une méthode simplifiée. Elle n'est valable qu'à condition qu'une seule des deux semelles de la poutre soit mixte. Elle ne s'applique donc pas aux tabliers à double action mixte.

Le calcul scientifique du fluage reste possible pour tout type de structure.

Le coefficient d'équivalence n_{0a} entre l'acier de charpente et les armatures passives est pris égal à 1 (EN1994-2, 3.2(2)).

5.3.2 - Calcul pratique du coefficient d'équivalence pour les charges de longue durée d'application

Le coefficient d'équivalence pour les calculs de la structure à long terme est noté n_L . Il dépend du type de charge appliqué sur la poutre (par l'intermédiaire du coefficient ψ_L) et du fluage du béton à l'instant considéré (par l'intermédiaire de la fonction de fluage $\varphi(t, t_0)$) :

$$n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)]$$

EN1994-2, 5.4.2.2 (2)

Coefficient n_0

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}} = 6,1625$$

Coefficient ψ_L

ψ_L traduit la dépendance du coefficient d'équivalence au type de charge appliquée :

- charge permanente (poids propre des plots de dalle, superstructure):
 $\psi_L = 1,1$
- retrait du béton : $\psi_L = 0,55$

Fonction de fluage

EN1992-1-1, annexe B

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} = \varphi_0 \text{ lorsque } t \text{ tend vers l'infini.}$$

β_H est un coefficient qui ne dépend que de l'humidité relative et du rayon moyen $h_0 = 672$ mm déjà calculé dans le paragraphe précédent sur le retrait.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = \left[1 + \frac{1 - RH}{0,10 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \cdot \left[\frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \right] \cdot \left[\frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \right]$$

Les coefficients α_1 et α_2 tiennent compte de l'influence de la résistance du béton lorsque $f_{cm} \geq 35$ MPa (sinon $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$). Dans cet exemple, $f_{cm} = 43$ MPa et on en déduit donc :

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = 0,866$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = 0,960$$

t_0 est l'âge moyen du béton (en jours) lorsque le cas de charge considéré est appliqué sur la structure :

- Charge permanente (poids propre d'un plot de dalle) :

Lorsqu'on bétonne le plot j ($2 \leq j \leq 16$), les $j-1$ premiers plots déjà bétonnés ont tous des âges différents. La moyenne de ces $j-1$ valeurs fournit l'âge moyen t_{0j} du béton pour le cas de charge correspondant au bétonnage du plot j . Il faudrait donc calculer autant de valeurs de n_L qu'il y a de phases de bétonnage (soit 15, les effets du bétonnage du premier plot étant repris par la seule charpente métallique).

Pour simplifier, l'EN1994-2 permet de ne considérer qu'une seule valeur moyenne de t_0 pour le calcul de toutes les phases de bétonnage de la dalle. Logiquement, cette valeur serait la moyenne des âges t_{0j} pour chaque phase. La dernière colonne du tableau 3.1 fournit les 15 valeurs de t_{0j} et leur moyenne donne $t_0 = 18,4$ jours.

A défaut de précision dans l'EN1994-2 pour le calcul de cette valeur moyenne, du fait de la très faible influence de ce choix de t_0 sur la valeur finale des sollicitations et des contraintes dans la structure, et pour simplifier les calculs, on a considéré dans ce guide que l'âge moyen du béton pour toutes les phases de bétonnage était égal à la moitié de la durée de bétonnage de la dalle complète, soit $t_0 = 66/2 = 33$ jours.

EN1994-2, 5.4.2.2 (3)

- Charge permanente (superstructure) :

Le cas de charge des superstructures s'applique 44 jours après la fin du bétonnage. Le tableau 3.1 donne la valeur moyenne des âges du béton des différents plots à cet instant : $t_0 = 79,25$ jours.

- Retrait du béton :

Le retrait est supposé commencer dès la mise en œuvre du béton et s'étale pendant toute sa durée de vie. L'EN1994-2 impose une valeur de t_0 égale à 1 jour pour le calcul du coefficient d'équivalence correspondant.

EN1994-2, 5.4.2.2 (4)

Calcul de n_L

Le tableau suivant récapitule les valeurs de calcul intermédiaires de la fonction de fluage, ainsi que les valeurs des coefficients d'équivalence utilisés dans le calcul du pont de ce guide.

Chargement	ψ_L	t_0 (jours)	$\varphi(\infty, t_0)$	n_L
Bétonnage	1,10	33	1,394	15,61
Retrait	0,55	1	2,677	15,24
Superstructure	1,10	79,25	1,179	14,15

Note :

Un cas de charge particulier n'a pas été traité dans l'exemple. Il s'agit des précontraintes réalisées par déformations imposées (par exemple, une dénivellation d'un appui intermédiaire, ou un câble de précontrainte dans la dalle en béton). Dans ce cas, plusieurs hypothèses sont imposées par l'EN1994-2 :

- ne pas appliquer la précontrainte avant que 14 jours ne se soient écoulés depuis le dernier bétonnage
- prendre un coefficient ψ_L égal à 1,5
- utiliser une valeur moyenne de t_0 (comme pour le bétonnage par phases) lorsque la précontrainte est appliquée à la structure par paliers successifs

EN1994-2, 5.4.2.2 (2) et (3)

5.4 - Actions variables

5.4.1 - Généralités

Pour l'analyse globale de flexion longitudinale, les actions variables les plus courantes ont été envisagées :

- le modèle de trafic Load Model 1 (LM1) composé du tandem TS et de la charge uniformément répartie UDL ;
- les actions thermiques: seul le gradient est modélisé ;
- la dilatation thermique serait aussi à prendre en compte, mais pour le bipoutre étudié (sans point fixe sur les piles), elle n'aurait d'influence que pour le dimensionnement des appareils d'appui et des joints de dilatation, qui ne sont pas étudiés dans le cadre de ce guide.

D'autres modèles de charge de trafic sont envisagés ponctuellement :

- l'action du vent sur l'ouvrage, avec ou sans trafic, pour l'écriture des combinaisons au chapitre 6 suivant ;
- le modèle d'essieu unique Load Model 2 (LM2) pour les vérifications locales de la dalle en béton ;
- les modèles FLM3 et FLM4 pour les vérifications en fatigue.

Il est à noter que toute charge militaire (ou exceptionnelle) spécifique au projet est à définir dans les Documents Particuliers du Marché, tant au niveau des valeurs des charges que des règles de combinaisons associées.

Aucune indication n'est fournie dans ce guide sur la définition et les conditions d'emploi des modèles de charge de l'EN1991-2. Seules sont mentionnées les particularités de l'utilisation des modèles retenus dans le cadre du projet : ligne d'influence transversale, positionnement des voies de circulation, valeurs numériques des charges...

5.4.2 - Positionnement des voies de circulation (pour la flexion longitudinale)

Le positionnement longitudinal et transversal sur le tablier, des charges UDL et TS du modèle LM1 est réalisé de façon à obtenir l'effet le plus défavorable pour la poutre maîtresse étudiée (poutre n°1 de la figure 5.2).

Pour la flexion longitudinale du demi-tablier modélisé, on utilise une ligne d'influence transversale rectiligne (une charge placée au droit d'une poutre passe entièrement dans cette poutre), voir figure 5.3. Cette hypothèse place en sécurité dans les cas courants puisqu'elle néglige la résistance en torsion mixte de la section. Un calcul plus précis tenant compte du gauchissement des sections reste possible.

La ligne d'influence à charger dans le sens longitudinal est définie classiquement par la position de la section étudiée dans la longueur du tablier et par le type de sollicitation calculé.

La largeur de la chaussée entre nus des longrines de BN4 (de hauteur supérieure à 10 cm) atteint $w = 11$ m, centrée sur l'axe de l'ouvrage. On peut y loger 3 voies de circulation de 3 m de large et une aire résiduelle de 2 m de large.

EN 1991-2, 4.2.3.

Compte tenu de la symétrie transversale de l'ouvrage, on n'étudie que la poutre n°1 pour laquelle les voies sont alors disposées de la façon la plus défavorable selon le schéma de la figure 5.2.

EN 1991-2, 4.2.4.

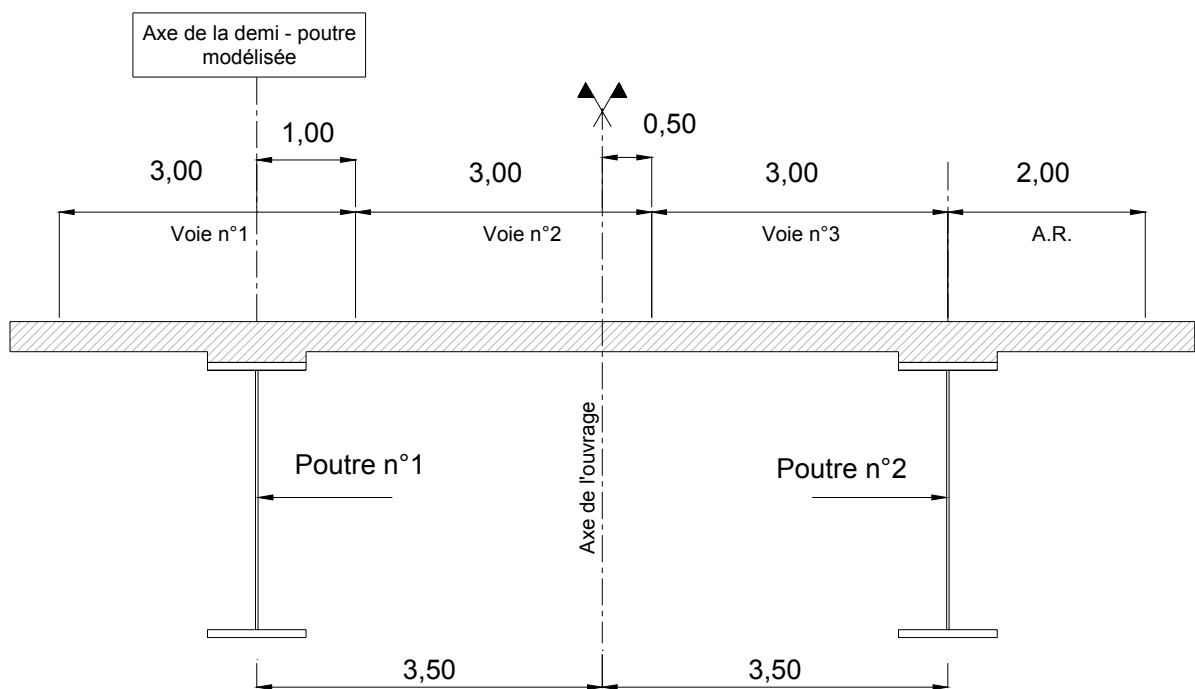


Figure 5. 2 : Disposition des voies de circulation pour le calcul de la poutre n°1 en flexion longitudinale

5.4.3 - Tandem System TS

Pour la flexion longitudinale, l'EN1991-2 admet que chaque essieu du tandem TS soit centré dans sa voie de circulation. Les valeurs des charges par essieu sont données dans l'EN1991-2 tableau 4.2.

EN1991-2, 4.3.2(1) (a)

Note : Dans l'attente de l'Annexe Nationale de l'EN1991-2, non disponible à la date de rédaction de ce guide, on reprend les coefficients d'ajustement α_Q du DAN français de l'ENV1991-3.

La figure 5.3 indique la position de chacun des 3 tandems considérés par rapport aux poutres principales de la charpente métallique.

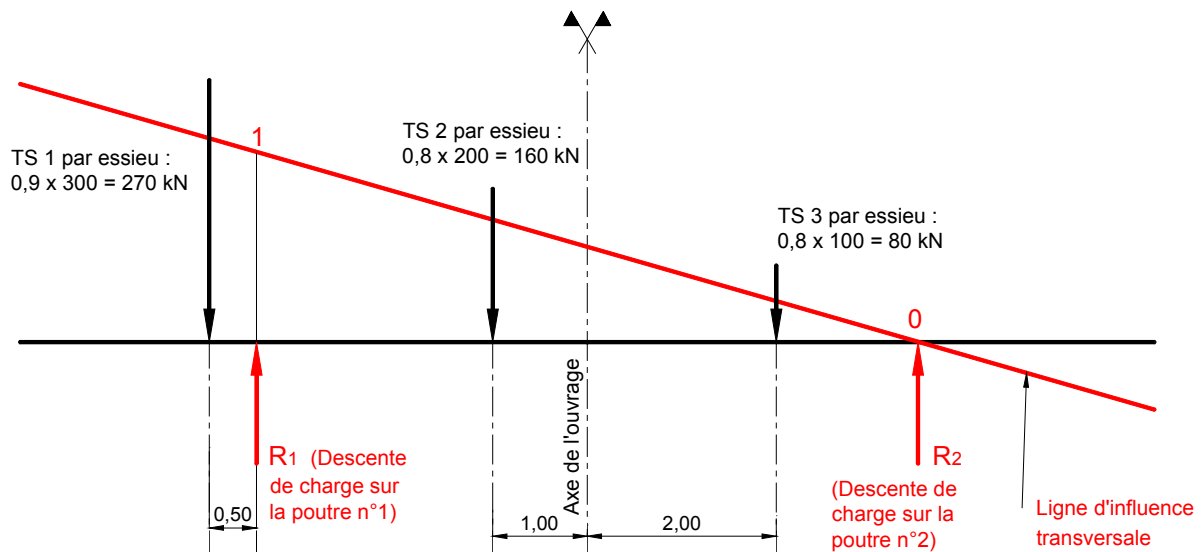


Figure 5. 3 : Chargement du tablier par le tandem TS

Le système ainsi constitué sur la figure 5.3 est isostatique et les réactions sur chaque poutre valent donc :

$$R_1 = 409,3 \text{ kN pour un essieu (au nombre de 2 par tandem)}$$

$$R_2 = 100,7 \text{ kN}$$

Dans le sens longitudinal, chaque voie ne peut supporter qu'un seul tandem TS. Les 3 tandems TS envisagés (1 par voie) pourraient ne pas se situer forcément dans la même section transversale.

5.4.4 - Charge uniformément répartie UDL

Compte tenu de la ligne d'influence transversale envisagée, on charge avec UDL (Uniformly Distributed Load) les voies de circulation jusqu'à l'axe de la poutre n°2 (voir figure 5.4), c'est-à-dire la zone positive de la ligne d'influence. Les valeurs des charges réparties sont données dans l'EN1991-2 tableau 4.2.

EN1991-2, 4.3.2(1) (b)

Dans le sens longitudinal, chaque voie est chargée sur une longueur correspondant à la zone défavorable de la ligne d'influence longitudinale définie par la sollicitation et la section étudiée.

Note : Dans l'attente de l'Annexe Nationale de l'EN1991-2, on reprend les coefficients d'ajustement α_Q du DAN français de l'ENV1991-3.

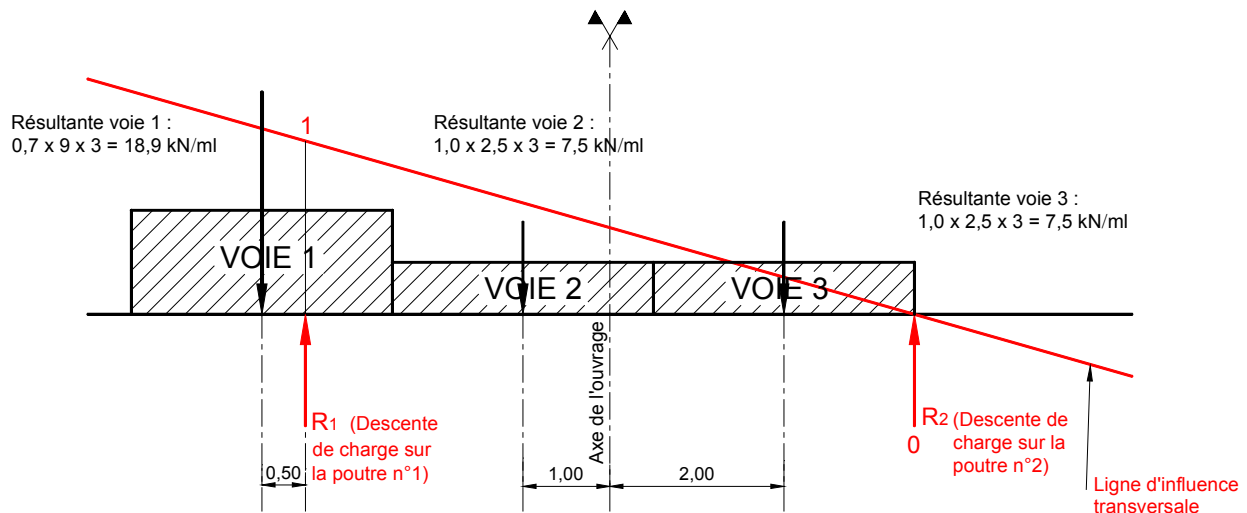


Figure 5.4 : Chargement du tablier par les charges uniformément réparties UDL

De la même façon que pour les tandems TS, le système de la figure 5.4 étant isostatique, on en déduit les réactions par mètre linéaire sur chaque poutre :

$$R_1 = 26,7 \text{ kN/ml}$$

$$R_2 = 7,2 \text{ kN/ml}$$

Il est à noter que si la voie n°3 s'était étendue au-delà de l'axe de la poutre n°2, elle n'aurait été chargée qu'en partie, dans la zone positive de la ligne d'influence transversale.

5.4.5 - Bilan des charges de trafic LM1

Le modèle filaire à deux dimensions correspondant à un demi-tablier est donc chargé avec une charge uniformément répartie de $26,7 \text{ kN/ml}$ et un système de deux charges concentrées de $409,3 \text{ kN}$ (par charge) espacées longitudinalement de $1,2 \text{ m}$. Le calcul des sollicitations est fait de façon systématique, en enveloppe, sur la base des lignes d'influence longitudinales, et de façon séparée pour les deux types de charges.

5.4.6 - Actions thermiques

L'action thermique caractéristique est notée T_k et se décompose en 4 composantes constitutives selon le schéma de la figure 5.5 :

- une composante uniforme : ΔT_u
- un gradient thermique linéaire suivant l'axe horizontal transversal du tablier : ΔT_{My}
- un gradient thermique linéaire suivant la hauteur du tablier : ΔT_{Mz}
- une composante non linéaire donnant lieu à des contraintes auto-équilibrées : ΔT_E

Dans ce guide, on ne considère pas la composante linéaire horizontale ΔT_{My} du gradient thermique. La composante ΔT_E se traduit par un diagramme de contraintes équilibrées dans la section considérée du tablier (c'est-à-dire que ces contraintes ne donnent lieu à aucun effort). L'ensemble $\Delta T_{Mz} + \Delta T_E$ est pris en compte dans les ponts par l'utilisation d'un gradient thermique non linéaire.

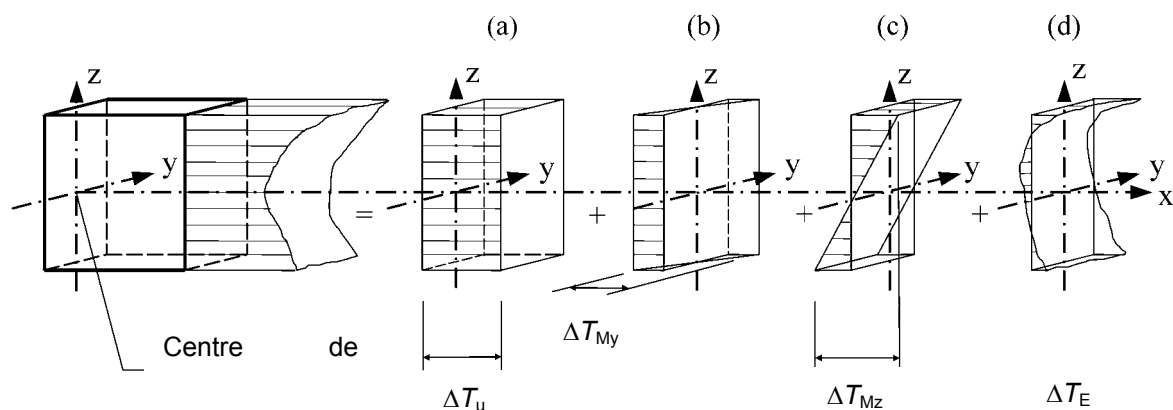


Figure 5.5 : Composantes constitutives d'un profil de température

a) Composante de température uniforme

Elle se traduit par une variation de longueur du tablier (cas des ponts sans appuis fixes sur pile) qui n'est pas étudiée dans ce guide. Le lecteur est renvoyé au paragraphe 4.1.4 pour les coefficients de dilatation thermique.

Le calcul de l'étendue des variations de température nécessite la donnée de trois valeurs :

- une température de référence qu'on se fixe dans le cadre de ce guide à $T_0 = +10^\circ\text{C}$. Cette température est définie dans les Documents Particuliers du Marché et est spécifique du site dans lequel se trouve l'ouvrage ;
- la température minimale T_{\min} de l'air sous abri (définie sur une carte de France de relevés effectifs) : $T_{\min} = -20^\circ\text{C}$. Cette donnée est aussi utilisée pour le choix des qualités d'acier (voir paragraphe 4.1) ;
- la température maximale T_{\max} de l'air sous abri (définie sur une carte de France de relevés effectifs).

Les composantes de température uniformes du pont $T_{e,\min}$ et $T_{e,\max}$ se déduisent de T_{\min} et T_{\max} par lecture de l'abaque de la figure 6.1 de l'EN1991-1-5. Les étendues de variation uniformes de température du pont valent alors :

- variation uniforme négative : $\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min}$
- variation uniforme positive : $\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0$

Note : Pour dimensionner les joints de chaussée et les appareils d'appui, des règles spécifiques sont prévues (annexe nationale de l'EN1991-1-5).

EN1991-1-5, fig. 6.1

EN1991-1-5 + AN, 6.1.3.3 (3), note 2

b) Composante de gradient thermique vertical

L'EN1991-1-5 laisse le choix à l'Annexe Nationale entre deux définitions du gradient thermique vertical dans un pont :

- un gradient linéaire sur toute la hauteur du tablier (non retenu par l'Annexe Nationale) ;
- un gradient non-linéaire qui peut être défini suivant deux procédures, continue ou discontinue (voir figure 5.6). Les valeurs ΔT_1 et ΔT_2 sont définies en fonction du type de revêtement de surface du tablier dans l'annexe B de l'EN1991-1-5.

EN1991-1-5, 6.1.4.1

EN1991-1-5, 6.1.4.2 + annexe B

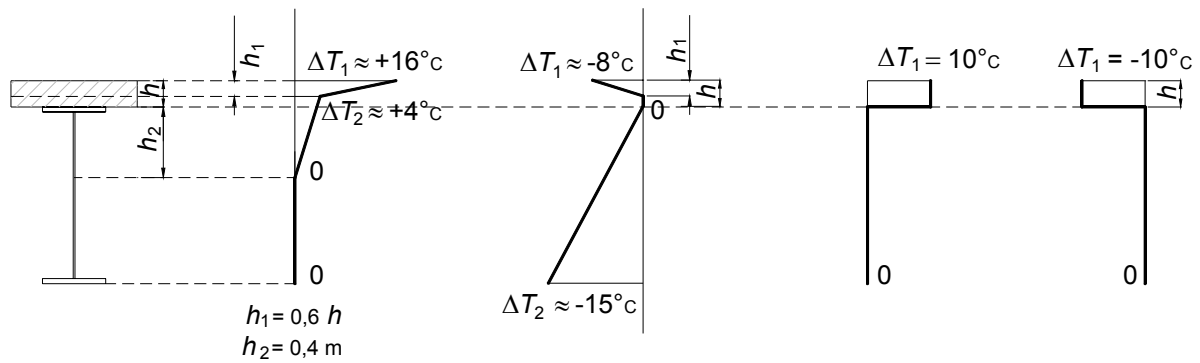


Figure 5. 6: Définition des gradients thermiques non linéaires pour un pont mixte

Conformément au choix de l'Annexe Nationale de l'EN1991-1-5, on retient dans ce guide le gradient non linéaire discontinu avec une différence de température de +/- 10°C dans le béton de la dalle par rapport à l'acier de la charpente. Le gradient non linéaire positif est noté $\Delta T_{M,heat}$ et le gradient non linéaire négatif est noté $\Delta T_{M,cool}$.

Ce gradient thermique est une action variable (au même titre que le trafic routier) et il s'applique sur une section mixte homogénéisée à court terme.

c) Simultanéité des composantes thermiques

L'action thermique caractéristique T_k est définie comme l'enveloppe de huit combinaisons écrites à partir des composantes de température uniformes et de gradients thermiques :

EN1991-1-5, 6.1.5

$$0,35 \Delta T_{N,con} \text{ (ou } \Delta T_{N,exp}) + \Delta T_{M,heat} \text{ (ou } \Delta T_{M,cool})$$

$$\Delta T_{N,con} \text{ (ou } \Delta T_{N,exp}) + 0,75 \Delta T_{M,heat} \text{ (ou } \Delta T_{M,cool})$$

Pour l'exemple du guide où la composante uniforme n'est pas considérée, ces combinaisons ne seront pas utilisées.

5.4.7 - Actions dues au vent

Les actions dues au vent ne sont pas détaillées dans ce guide puisqu'elles n'ont pas d'impact sur la flexion longitudinale de l'ouvrage en service compte tenu des portées envisagées (une procédure de calcul de réponse dynamique n'est pas nécessaire).

6 - Combinaisons d'actions

6.1 - Situations de projet

Le pont est à vérifier pour les situations suivantes :

- situations de projet transitoires :
 - charpente seule sous son poids propre (avec différentes phases suivant les étapes choisies pour le montage),
 - fin du bétonnage de chaque plot de dalle (16 situations),
 - mise en œuvre d'éventuelles dénivellations d'appui ;
- situations de projet durables :
 - à la mise en service (état du pont en fin de construction),
 - en fin de durée de vie, c'est-à-dire 100 ans (état considéré comme l'infini dans les calculs) ;
- situations de projet accidentelles :
 - séisme,
 - chocs,
 - autres.

Dans le cadre de ce guide, on ne traite pas les cas de charge liés aux dénivellations d'appui, ni les vérifications liées aux situations de projet accidentelles ou transitoires. Pour chaque situation de projet durable, on définit les combinaisons de l'Etat Limite de Service (ELS) et celles de l'Etat Limite Ultime (ELU).

6.2 - Notations et généralités

Notations

Les charges les plus couramment utilisées sont désignées par :

- $G_{k,sup}$: état caractéristique des sollicitations dans la structure sous charge permanente *défavorable* (poids propre nominal et superstructure maximale) en tenant compte du phasage de construction
- $G_{k,inf}$: état caractéristique des sollicitations dans la structure sous charge permanente *favorable* (poids propre nominal et superstructure minimale) en tenant compte du phasage de construction
- S : enveloppe des sollicitations caractéristiques dues à l'action du retrait du béton (Shrinkage en anglais)
- T_k : enveloppe des sollicitations caractéristiques dues aux effets thermiques
- F_{Wk} : enveloppe des sollicitations caractéristiques dues aux effets du vent sur l'ouvrage seul (période de retour de 50 ans)
- $F_{Wk,T}$: enveloppe des sollicitations caractéristiques dues aux effets du vent sur l'ouvrage et le trafic (période de retour de 50 ans)
- F_W^* : enveloppe des sollicitations dues aux effets du vent compatible avec les charges de trafic routier du modèle n°1 de l'EN1991-2 ; d'après l'annexe nationale de l'EN1991-1-4, $F_W^* = F_{Wk,T}$.
- UDL_k : enveloppe des sollicitations verticales caractéristiques dues aux charges uniformément réparties issues du modèle de trafic n°1 de l'EN1991-2
- TS_k : enveloppe des sollicitations verticales caractéristiques dues aux charges concentrées issues du modèle de trafic n°1 de l'EN1991-2
- q_{fk} : enveloppe des sollicitations verticales caractéristiques dues aux charges uniformément réparties sur les trottoirs et pistes cyclables

Généralités

Un calcul en fourchette par $G_{k,sup}$ et $G_{k,inf}$ est nécessaire pour les charges permanentes, uniquement à cause de la variabilité des charges de la couche de roulement. Le poids propre est considéré en valeur nominale. L'action permanente éventuelle d'une précontrainte dans la dalle en béton serait aussi toujours calculée en fourchette.

EN1990, 4.1.2

Lorsque des charges de trottoirs ou de pistes cyclables sont à considérer pour le projet, deux valeurs de charges caractéristiques doivent être successivement envisagées :

EN1991-2, 4.5.1

- $UDL_k + TS_k + q_{fk,comb}$ avec $q_{fk,comb} = 3 \text{ kN/m}^2$ (valeur recommandée, modifiable par les spécifications du projet) qui forme l'action à composantes multiples appelée **groupe gr1a**,
- $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ (valeur recommandée, modifiable par les spécifications du projet) qui forme le **groupe gr3**.

EN1991-2, tab. 4.4a
(note)

Si les spécifications du projet prévoient la possibilité d'une foule dense sur toute la surface du tablier (y compris sur les trottoirs, les pistes cyclables et l'éventuel terre-plein central), alors le **groupe gr3** est remplacé par le **groupe gr4** avec une valeur caractéristique de charge imposée à $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$.

EN1991-2, 4.3.5

Le modèle routier n°2 (essieu unique LM_2) sera défini et utilisé ultérieurement pour les justifications locales de la dalle en béton. Il s'emploie toujours seul, à l'exclusion de toute autre charge d'exploitation, et constitue le **groupe gr1b**.

Les forces de freinage et d'accélération (appelées **groupe gr2**) ne sont pas considérées dans les exemples numériques de ce guide. En effet, elles sont horizontales et servent principalement au dimensionnement des appareils d'appui et des joints de dilatation que le guide ne traite pas.

EN1991-2, 4.4.1

Si un véhicule spécial est envisagé par les spécifications du projet (par exemple, un convoi exceptionnel), sa charge caractéristique verticale et ses conditions de circulation (seul ou dans le trafic normal) sont à définir dans les documents particuliers du marché. Ce véhicule spécial (avec ou non une charge de trafic d'accompagnement) est appelé **groupe gr5**.

EN1991-2, 4.3.4

Les combinaisons indiquées ci-dessous ont été établies à l'aide de l'EN1990 et son annexe normative A2 "application aux ponts" de la façon la plus générale possible, c'est à dire en considérant systématiquement tous les groupes des actions à composantes multiples ainsi que les charges climatiques de vent et de température (à l'exception de l'action de la neige, définie par l'EN1991-1-3). Compte tenu des charges réellement envisagées dans l'exemple servant de fil conducteur à ce guide, toutes ces combinaisons ne sont pas utilisées par les applications numériques ultérieures.

6.3 - Combinaisons ELU autres que celles de fatigue

En situation de projet **durable**, pour des **justifications de dimensionnement des éléments structuraux** (hors semelles, pieux, murs de culées ou autres éléments soumis à des actions géotechniques), les combinaisons fondamentales ELU à considérer sont :

$$\begin{aligned}
 & + 1,35 \{ UDL_k + TS_k + q_{fk,comb} \} + 1,5 \min \{ F_W^* ; 0,6 \cdot F_{Wk,T} \} \\
 & + 1,35 \{ UDL_k + TS_k + q_{fk,comb} \} + 1,5 \{ 0,6 \cdot T_k \} \\
 & + 1,35 \text{ gr1b} \\
 1,35 G_{k,sup} \text{ (ou } 1,0 G_{k,inf}) & + 1,35 \text{ gr2} + 1,5 \{ 0,6 \cdot T_k \} \\
 + (1,0 \text{ ou } 0,0) S & + 1,35 \text{ gr3} + 1,5 \{ 0,6 \cdot T_k \} \text{ [ou } + 1,35 \text{ gr4} + 1,5 \{ 0,6 \cdot T_k \}] \\
 & + 1,35 \text{ gr5} \\
 & + 1,5 F_{Wk} \\
 & + 1,5 T_k + 1,35 \{ 0,4 \cdot UDL_k + 0,75 \cdot TS_k + 0,4 \cdot q_{fk,comb} \}
 \end{aligned}$$

Notes :

- gr5 peut être combiné avec l'action du vent (c'est-à-dire ajouter le terme $1,5 \min \{ F_W^* ; 0,6 \cdot F_{Wk,T} \} = 1,5 \cdot 0,6 F_{Wk,T}$) ou bien avec l'action thermique (c'est-à-dire ajouter le terme $1,5 \{ 0,6 \cdot T_k \}$), suivant les spécifications du projet.
- Il est possible que l'Annexe Nationale de l'EN1990 ramène le coefficient de combinaison 0,6 de l'ELU à 0 devant l'action thermique T_k .
- Le coefficient $\gamma_{SH} = 1$ devant l'action S du retrait est imposé par l'EN1992-1-1, 2.4.2.1. De plus, le retrait n'est pris en compte dans le calcul qu'à condition que son action soit défavorable.

Les combinaisons ci-dessus correspondent à l'équation (6.10) de l'EN1990, 6.4.3.2. Les combinaisons (6.10 a) et (6.10 b) ne sont pas retenues. Les coefficients de combinaison γ des actions (autres que le retrait) sont tirés du tableau A.2.4(B) de l'annexe A2 de l'EN1990. Les coefficients de valeur ψ_0 des actions sont tirés du tableau A.2.1 de l'annexe A2 de l'EN1990.

6.4 - Combinaisons ELS

6.4.1 - Combinaisons de l'ELS caractéristique

En service (situation de projet durable), les combinaisons de l'ELS caractéristique à considérer sont les suivantes (A2.4.1 de l'annexe A2 de l'EN1990) :

$$\begin{aligned}
 & + \{ UDL_k + TS_k + q_{fk,comb} \} + \min \{ F_W^* ; 0,6 \cdot F_{Wk,T} \} \\
 & + \{ UDL_k + TS_k + q_{fk,comb} \} + \{ 0,6 \cdot T_k \} \\
 & + \text{gr1b} \\
 G_{k,sup} \text{ (ou } G_{k,inf}) & + \text{gr2} + \{ 0,6 \cdot T_k \} \\
 + (1,0 \text{ ou } 0,0) S & + \text{gr3} + \{ 0,6 \cdot T_k \} \text{ [ou } + \text{gr4} + \{ 0,6 \cdot T_k \}] \\
 & + \text{gr5} \\
 & + F_{Wk} \\
 & + T_k + \{ 0,4 \cdot UDL_k + 0,75 \cdot TS_k + 0,4 \cdot q_{fk,comb} \}
 \end{aligned}$$

Note : gr5 peut être combiné avec l'action du vent (c'est à dire ajouter le terme $\min \{ F_W^* ; 0,6 \cdot F_{Wk,T} \} = 0,6 F_{Wk,T}$) ou bien avec l'action thermique (c'est à dire ajouter le terme $\{ 0,6 \cdot T_k \}$) suivant les spécifications du projet.

6.4.2 - Combinaisons de l'ELS fréquent

En service (situation de projet durable), les combinaisons de l'ELS fréquent à considérer sont les suivantes (A2.4.1 de l'annexe A2 de l'EN1990) :

$$\begin{aligned} &+ 0,4. UDL_k + 0,75. TS_k + \{ 0,5. T_k \} \\ &+ 0,4. \mathbf{gr3} + \{ 0,5. T_k \} \\ G_{k,\text{sup}} \text{ (ou } G_{k,\text{inf}}) + (1,0 \text{ ou } 0,0) S &+ 0,75. \mathbf{gr1b} \\ &+ 0,75. \mathbf{gr4} + \{ 0,5. T_k \} \\ &+ 0,2. F_{Wk} \\ &+ 0,6. T_k \end{aligned}$$

Aucune simultanéité de la charge $UDL_k + TS_k$ avec la valeur réduite $q_{fk,comb}$ des charges de trottoir, n'est à considérer pour le calcul de la valeur fréquente du groupe $gr1a$. (voir EN1991-2, 4.5.2). On a donc une combinaison pour chaque valeur fréquente des composantes de $gr1a$ (valeur définie dans le tableau A2.1 de l'Annexe A2 de l'EN1990).

6.4.3 - Combinaisons de l'ELS quasi-permanent

En service (situation de projet durable), la seule combinaison de l'ELS quasi-permanent à considérer est la suivante (A2.4.1 de l'annexe A2 de l'EN1990) :

$$G_{k,\text{sup}} \text{ (ou } G_{k,\text{inf}}) + (1,0 \text{ ou } 0,0) S + 0,5. T_k$$

7 - Analyse globale (ou structurale)

L'analyse globale (ou structurale) est l'analyse de l'ouvrage dans son ensemble pour la détermination des sollicitations de flexion longitudinale et des contraintes correspondantes dans toutes ses sections. Cette détermination est faite en respectant le phasage de construction et en considérant deux états de la structure, à court terme (aussi désigné par « mise en service de l'ouvrage ») et à long terme (aussi désigné par « temps infini » ou « fin de vie de l'ouvrage »).

7.1 - Méthodes d'analyse : généralités

Prise en compte de la géométrie déformée

Dans le cas d'un pont à poutres, les effets de la géométrie déformée n'interviennent pas. L'analyse est donc une **analyse au premier ordre**. EN1994-2, 5.2.1

La vérification au déversement est faite à l'aide de formules de vérifications (voir paragraphe 8.6). Elle pourrait aussi être faite à partir d'une structure déformée suivie d'une analyse au second ordre. EN1994-2, 5.3.2(1)

Effets des non linéarités des matériaux

La résistance des sections mixtes sous moment positif est en général une résistance plastique impliquant la prise en compte de non linéarités des matériaux. Les efforts (et par suite les contraintes) sont néanmoins calculés à partir d'une **analyse linéaire élastique**. EN1994-2, 5.4.1.1(1)

Cette analyse doit tenir compte de la fissuration du béton, de son retrait et de son fluage, ainsi que du phasage de construction. EN1994-2, 5.4.2.1(1)

Prise en compte de la fissuration du béton

Elle se fait, de façon générale, par deux analyses globales successives : EN 1994-2, 5.4.2.3(2)

- dans une première **analyse globale, dite « non fissurée »**, la participation du béton de la dalle aux caractéristiques mécaniques de la poutre modélisée est considérée dans toutes les sections transversales du tablier ;
- dans une section transversale donnée, si la contrainte longitudinale σ_c dans la fibre supérieure de la dalle en béton sous ELS caractéristique est inférieure à $-2.f_{ctm}$ (= -6,4 MPa dans le cas de l'exemple), alors le béton de cette section est considéré comme fissuré dans la deuxième analyse. Ce critère définit ainsi des **zones fissurées** de part et d'autre des appuis intermédiaires du tablier ;
- dans une deuxième **analyse globale, dite « fissurée »**, on réduit la participation de la dalle en béton dans les zones fissurées à celle de ses armatures passives. Les sollicitations et contraintes issues de cette deuxième analyse sont exploitées dans les chapitres suivants pour justifier chaque section transversale du tablier.

A condition que :

- le rapport entre 2 travées adjacentes soit toujours supérieur à 0,6 et,
 - aucune dénivellation d'appui ne soit envisagée,
- l'analyse fissurée peut être faite directement en considérant pour les zones fissurées, des longueurs égales à 15% des portées de part et d'autre de chaque appui intermédiaire. EN 1994-2, 5.4.2.3 (3)

Note : Une grande partie de la contrainte de traction σ_c dans la dalle à l'issue de l'analyse dite non fissurée, est apportée par le retrait. Ce retrait est beaucoup moins important dans le cas d'une dalle préfabriquée, et l'utilisation du critère $-2.f_{ctm}$ réduit donc logiquement la longueur des zones fissurées sur appui intermédiaire. La méthode simplifiée (15%) donne alors des résultats très différents et ne doit pas être utilisée pour les dalles préfabriquées.

Prise en compte du traînage de cisaillement dans la dalle

Le traînage de cisaillement dans la dalle en béton est pris en compte par réduction de la largeur réelle de dalle à une largeur dite « efficace ». Il influence donc la valeur des caractéristiques mécaniques des sections, utilisées dans les calculs de l'analyse globale. Pour un bipoutre, les effets du traînage ne sont réellement sensibles que pour les petites portées (inférieures à 40 m environ) ou pour les ouvrages de grande largeur.

EN1994-2, 5.4.1.2

Le lecteur est renvoyé au paragraphe 7.2.2 ci-dessous pour la détermination pratique des largeurs efficaces.

7.2 - Calcul des sollicitations et contraintes

7.2.1 - Modèle de calcul numérique

Pour le calcul de flexion longitudinale, le tablier est modélisé sous la forme d'une file continue de barres, placée au niveau de la fibre moyenne de la poutre maîtresse modélisée, et posée sur des appuis simples au niveau des piles et culées. Par rapport à une référence fixe (qu'on peut par exemple attacher au profil en long final de la chaussée), cette fibre moyenne évolue tout au long du calcul selon les caractéristiques mécaniques (sections et inerties) affectées aux barres du modèle. En effet, plusieurs coefficients d'équivalence différents sont à considérer et une section donnée peut être mixte ou non, avec un béton fissuré ou non, suivant les phases de l'analyse globale.

En plus des sections sur piles, culées et à mi-travées, certaines sections particulières du tablier méritent de figurer en extrémités de barres :

- aux quarts et trois-quarts de chaque travée (pour la définition des largeurs efficaces de dalle pour le calcul des contraintes, voir paragraphe 7.2.2),
- aux extrémités de chaque plot de bétonnage de la dalle,
- aux changements de sections de la répartition des matières.

Chaque cas de charge est introduit sur le modèle affecté des caractéristiques mécaniques lui correspondant. Le calcul des sollicitations est réalisé cas de charge par cas de charge, en suivant les prescriptions du paragraphe 7.1.

7.2.2 - Largeur efficace de dalle

Pour une poutre maîtresse dans une section donnée du tablier, la largeur efficace de dalle est la somme de 3 termes (voir figure 7.1) :

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

avec :

- b_0 (= 750 mm pour l'exemple), l'entraxe entre les rangées extérieures de connecteurs goujons ;
- $b_{ei} = \min \{ L_e / 8 ; b_i \}$ où L_e est la portée équivalente dans la section considérée et où b_i est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre maîtresse ;
- $\beta_1 = \beta_2 = 1$ sauf pour les sections sur culées C0 et C3 où $\beta_1 = 0,55 + 0,025.L_e/b_{ei} < 1,0$ avec b_{ei} égal à la largeur efficace à mi-travée de rive.

EN1994-2, 5.4.1.2 (5)

EN1994-2, 5.4.1.2 (6)

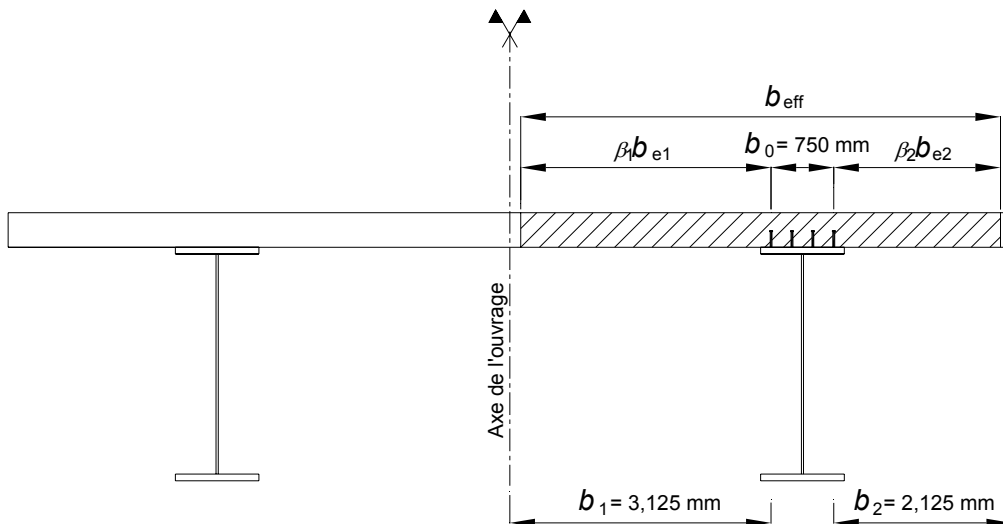


Figure 7. 1 : Largeur efficace de dalle pour une poutre maîtresse dans une section donnée

Les portées équivalentes valent :

- $L_{e1} = 0,85.L_1 = 0,85.L_1 = 0,85 \times 60 = 51$ m pour les sections situées en travées de rive C0-P1 et P2-C3, et pour les sections situées sur les culées C0 et C3 ;
- $L_{e2} = 0,7.L_2 = 0,7 \times 80 = 56$ m pour les sections situées en travée centrale P1-P2 ;
- $L_{e3} = 0,25.(L_1 + L_2) = 0,25 \times (60 + 80) = 35$ m pour les sections sur appuis intermédiaires P1 et P2.

EN1994-2, fig. 5.1

Pour l'exemple numérique, comme $L_{ei}/8$ est toujours supérieur à b_i , on en déduit que la largeur efficace est égale à la largeur réelle, sauf pour les sections sur culées C0 et C3 où le coefficient β_i a une influence :

- $\beta_1 = 0,55 + 0,025.L_{e1}/b_{e1} = 0,55 + 0,025 \times 51/3,125 = 0,958 < 1,0$,
- $\beta_2 = 0,55 + 0,025.L_{e1}/b_{e2} = 0,55 + 0,025 \times 51/2,125 = 1,15$ mais comme $\beta_2 < 1$, on retient $\beta_2 = 1$.

La largeur de la dalle va donc varier linéairement de 5,869 m sur l'appui C0 à 6,0 m à l'abscisse $0,25.L_1 = 15$ m dans la travée C0-P1. Ensuite, elle sera constante et égale à 6,0 m jusqu'à la section d'abscisse $2.L_1 + L_2 - 0,25.L_1 = 185$ m, puis linéairement variable de 6,0 m à 5,869 m sur l'appui C3.

EN1994-2, fig. 5.1

Cette largeur efficace variable est toujours prise en compte pour le calcul des contraintes.

Pour le calcul des sollicitations avec une analyse globale élastique linéaire, on peut utiliser des largeurs constantes par travée et égale à la valeur à mi-portée. Dans le cas de cet exemple, cela permet de faire le calcul des sollicitations avec la largeur réelle de dalle sur toute la longueur du pont, c'est-à-dire que le traînage de cisaillement de la dalle n'a pas d'influence sur les sollicitations. Ceci est logique compte tenu des portées envisagées pour l'exemple, qui sont relativement grandes pour un pont bipoutre.

EN1994-2, 5.4.1.2(4)

7.2.3 - Détermination pratique des zones fissurées

Pour l'exemple, on réalise dans un premier temps une analyse globale non fissurée. Les sollicitations et les contraintes longitudinales σ_c dans la dalle sont calculées en considérant que le béton participe à la raideur en flexion de toutes les sections. La figure 7.2 illustre les valeurs de contraintes obtenues alors sous combinaison ELS caractéristique ainsi que les zones où cette contrainte dépasse $-2.f_{ctm}$ sur le parement supérieur du hourdis.

Les discontinuités observées sur ces courbes enveloppes correspondent aux extrémités des plots de bétonnage de la dalle et aux sections dans lesquelles l'épaisseur des semelles de charpente change. Bien que les moments soient nuls aux extrémités du tablier, les contraintes représentées ne le sont pas car elles incluent les contraintes auto-équilibrées dues au retrait et à l'action thermique (appelées auto-contraintes, ou « effet primaire », ou encore « effet isostatique » dans l'EN1994-2).

La figure 7.2 montre aussi que la zone fissurée d'un appui intermédiaire donné peut ne pas être continue (c'est surtout le cas pour P2 en travée centrale). Pour l'analyse fissurée ultérieure, on a pris en compte pour chaque appui intermédiaire, une seule zone fissurée, continue et la plus longue possible.

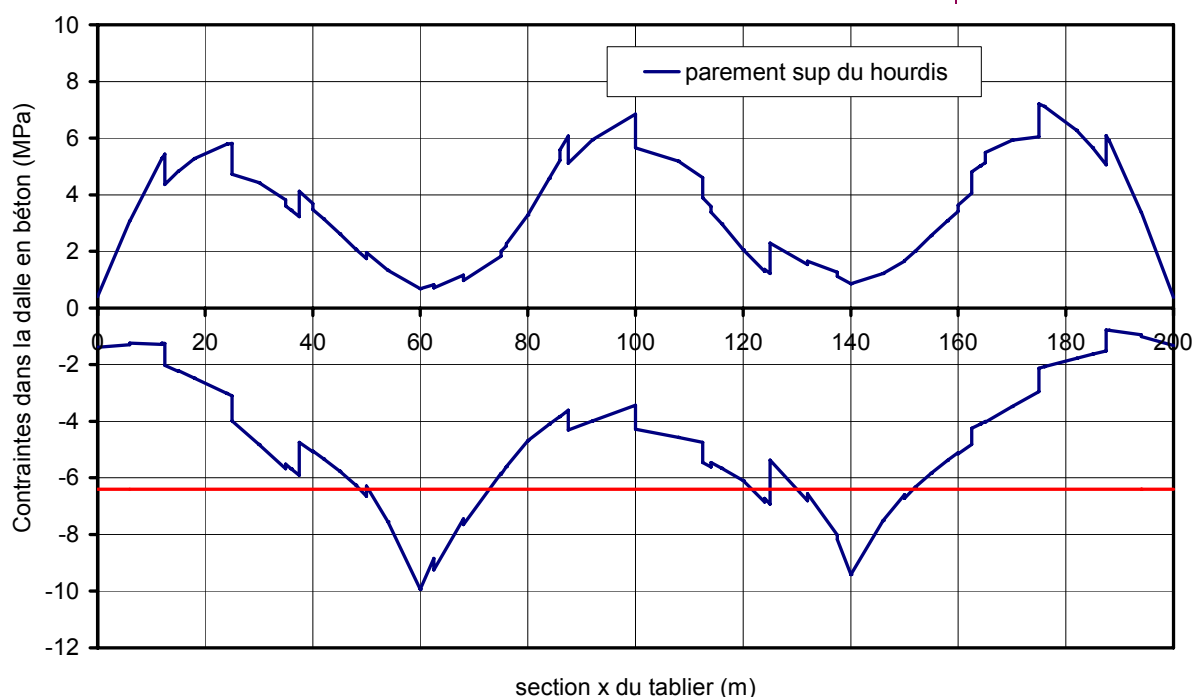


Figure 7. 2 : Zones fissurées de l'analyse globale

En terme pratique, cela donne :

- une zone fissurée sur P1 qui commence à l'abscisse $x = 49$ m (soit 18,3% de travée de rive fissurée) et qui se termine à l'abscisse $x = 72,8$ m (soit 16,0% de travée centrale fissurée) ;
- une zone fissurée sur P2 qui commence à l'abscisse $x = 121,6$ m (soit 23,0% de travée centrale fissurée) et qui se termine à l'abscisse $x = 151,6$ m (soit 19,3% de travée de rive fissurée).

Pour diminuer les zones fissurées ou les rendre plus symétriques, il est possible de travailler le phasage de pianotage de la dalle (voir la figure 3.5). Il est à noter

aussi que la précision de ce calcul est liée à la discrétisation retenue pour les nœuds du modèle filaire.

Dans le cas de l'exemple, on aurait aussi pu utiliser la méthode simplifiée forfaitaire, en réalisant directement l'analyse globale dite « fissurée ». Les zones fissurées auraient alors été légèrement plus faibles.

7.2.4 - Actions et zones fissurées

Lors de la deuxième analyse globale, la présence des zones fissurées modifie l'introduction de certaines actions sur le modèle de calcul.

Retrait du béton

L'action du retrait est introduite sur le modèle filaire sous la forme d'un effort normal $N_b = E_{cm} \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_b$ appliqué au centre de gravité de la dalle en béton. Cet effort se ramène au niveau du centre de gravité de la section mixte à l'effort normal N_b et au moment fléchissant $M_b = N_b z_b$ où z_b est la distance entre le centre de gravité mixte et le centre de gravité de la dalle.

Pour la détermination des zones fissurées, ces efforts qualifiés d'« isostatiques » (ou de « primaires ») par l'EN1994-2 sont appliqués dans toutes les sections du modèle. L'EN1994-2 appelle effets « hyperstatiques » (ou « secondaires ») du retrait, la différence entre les efforts internes de la Résistance des Matériaux obtenus dans le modèle de la poutre continue sous l'action des efforts isostatiques, et les efforts isostatiques eux-mêmes (voir figure 7.4).

Pour l'analyse dite fissurée, les effets isostatiques du retrait (N_b et M_b) ne sont plus appliqués dans les zones fissurées sur appuis intermédiaires. Le retrait au jeune âge et le retrait thermique $\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{th} = 1,7 \cdot 10^{-5}$ restent appliqués plot par plot, en dehors des zones fissurées, sur une structure homogénéisée avec un coefficient d'équivalence à court terme ($n_0 = 6,1625$). Le retrait au temps infini $\varepsilon_{cs} = 2,4 \cdot 10^{-4}$ reste appliqué en une seule phase sur la dalle complète (à l'exception des zones fissurées) et pour une structure homogénéisée avec un coefficient d'équivalence $n_L = 15,24$.

EN1994-2, 5.4.2.2 (8)

Gradient thermique

Le gradient thermique est une action variable appliquée sur une structure homogénéisée avec un coefficient d'équivalence à court terme ($n_0 = 6,1625$). Dans les zones fissurées, il est traité de la même façon que le retrait. C'est là une des raisons du choix de cette définition du gradient thermique dans l'Annexe Nationale de l'EN1991-1-5.

EN1994-2, 7.4.1 (6)

7.2.5 - Organisation des calculs de l'analyse globale

La figure 7.3 illustre l'enchaînement des calculs de flexion longitudinale du modèle numérique. Y figure notamment l'évolution des caractéristiques mécaniques des sections, en liaison avec l'application successive des cas de charge en respectant le phasage de construction.

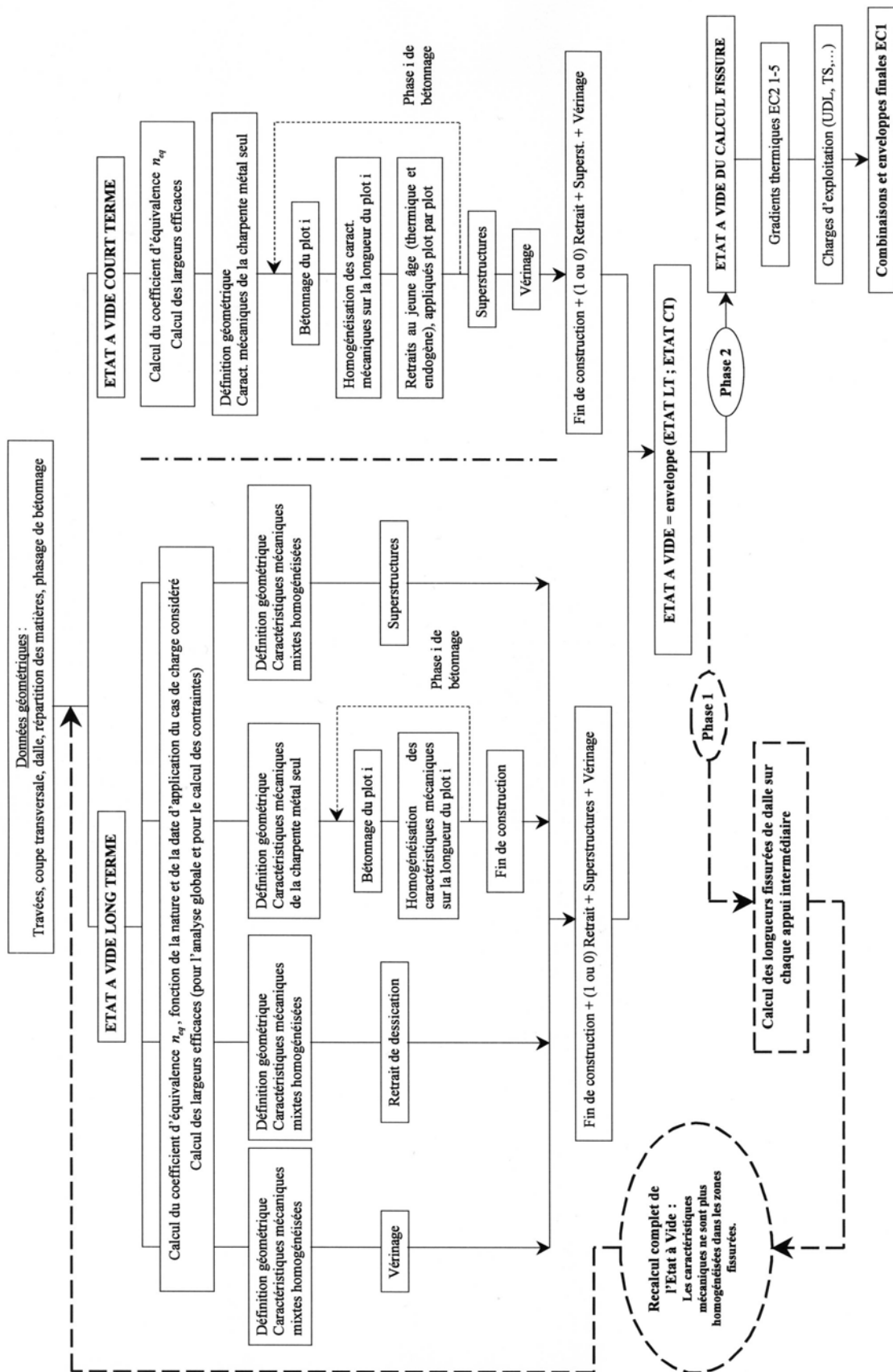


Figure 7. 3 : Organigramme de l'analyse globale

7.2.6 - Résultats

Les figures 7.4 à 7.7 présentent quelques résultats des efforts généraux issus de l'analyse globale du tablier de l'exemple numérique de ce guide.

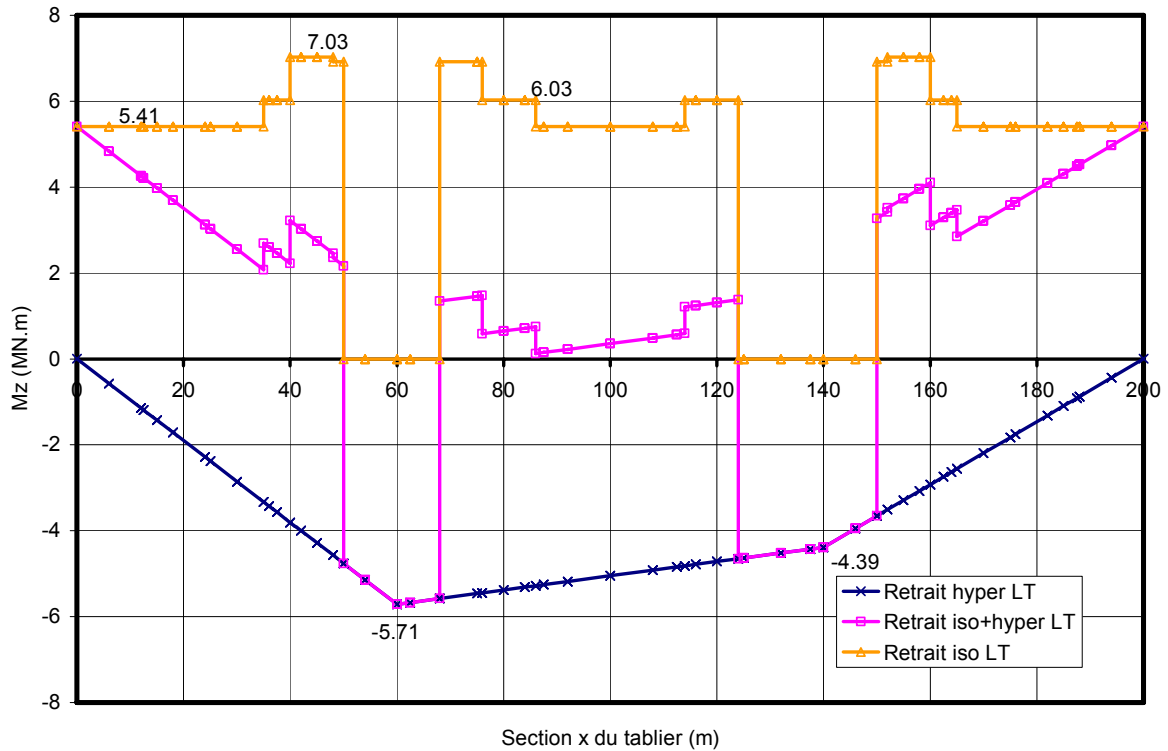


Figure 7. 4 : Moments isostatiques et hyperstatiques liés à l'action du retrait à long terme

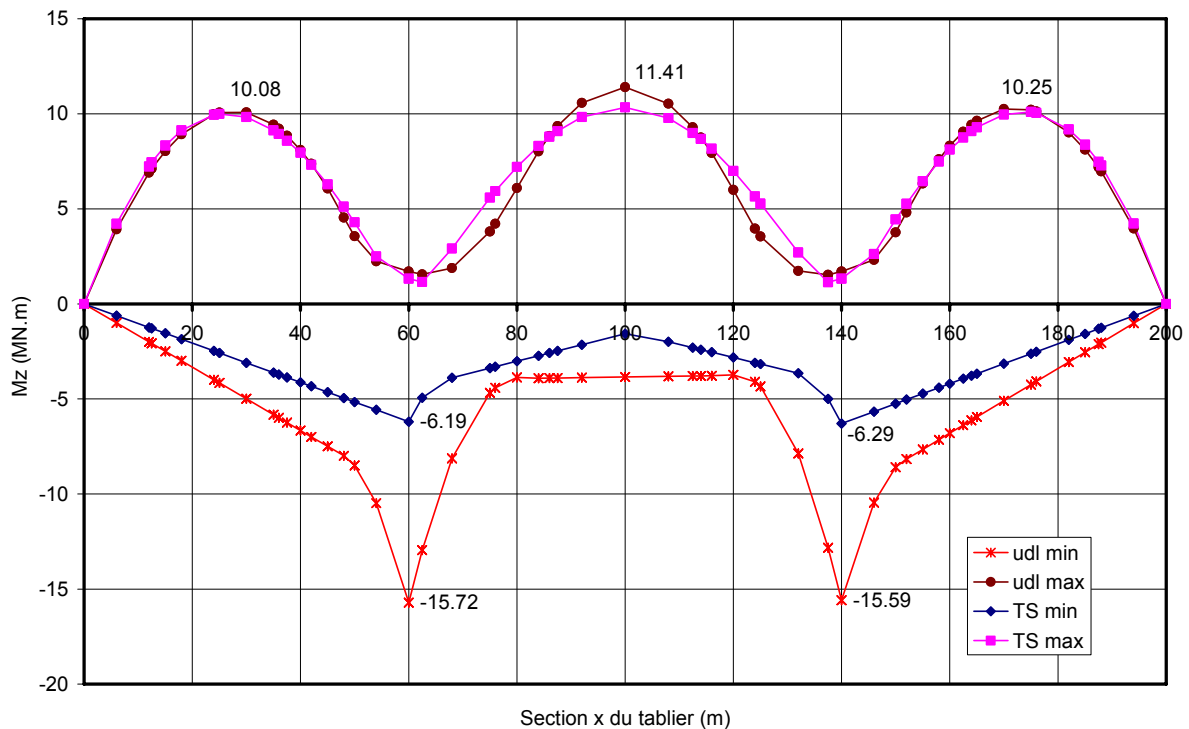


Figure 7. 5 : Moments sous les charges de trafic UDL et TS

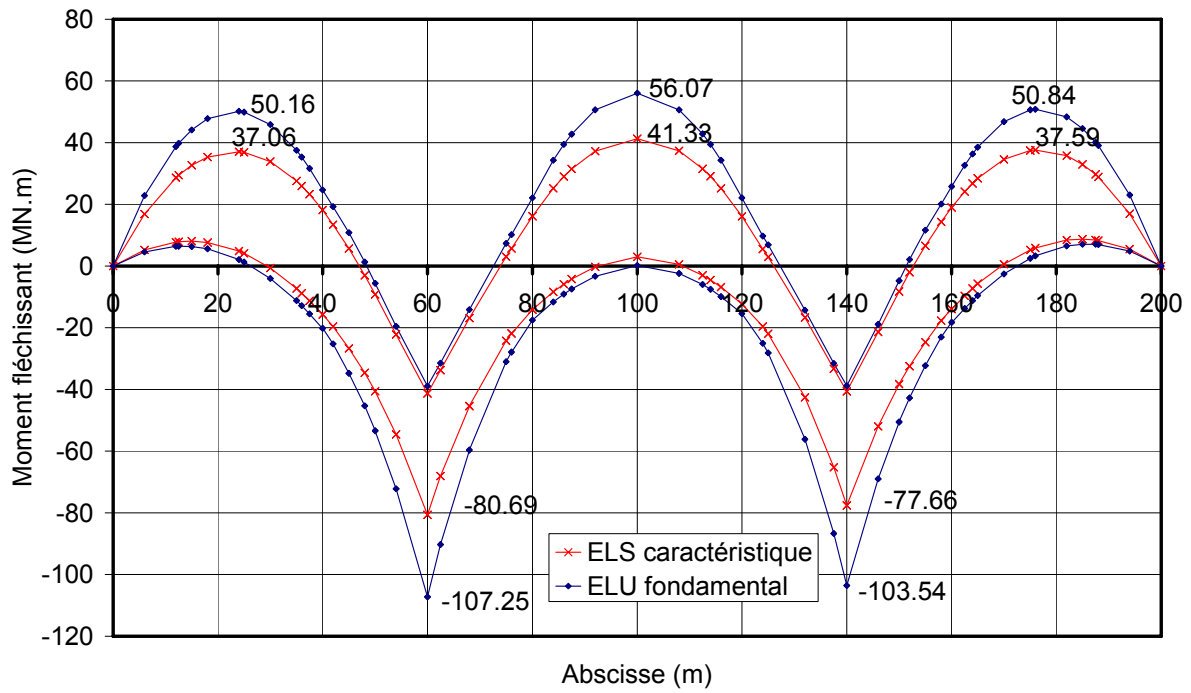


Figure 7.6 : Moments sous les enveloppes finales ELU et ELS caractéristique

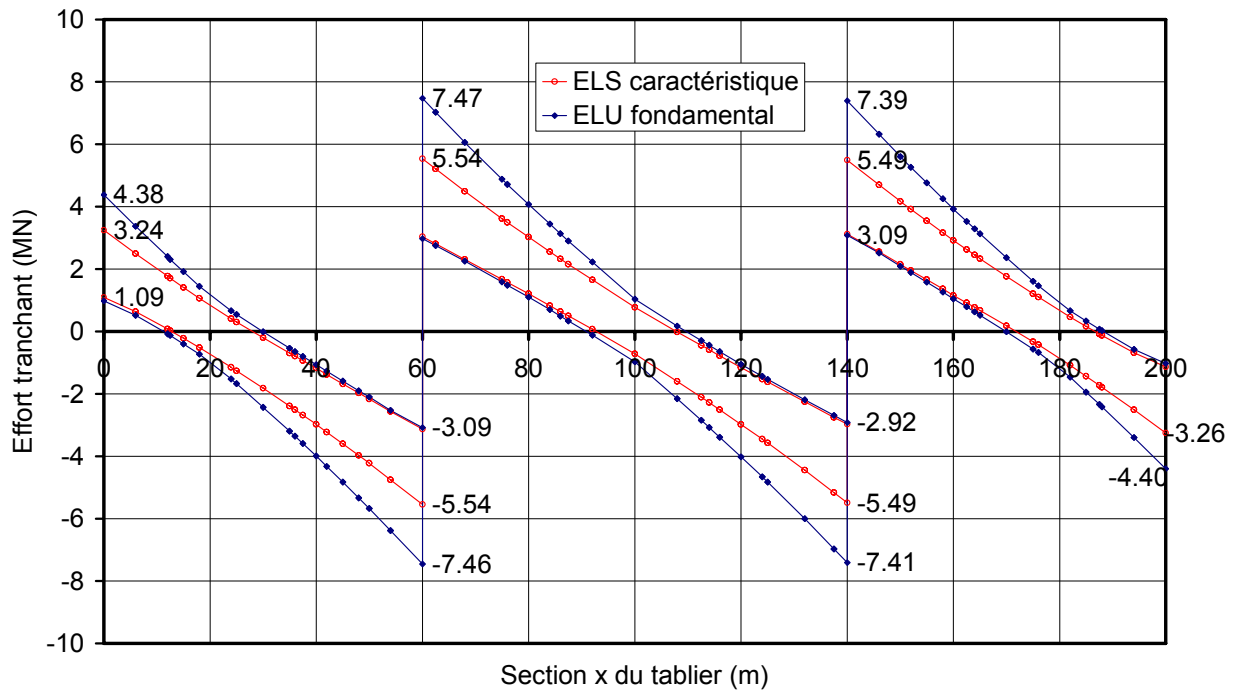


Figure 7.7 : Efforts tranchants sous les enveloppes finales ELU et ELS caractéristique

8 - Justifications des sections mixtes aux ELU autres que la fatigue

Selon l'EN1994-2, 6.1.1, une section mixte doit être vérifiée à l'ELU vis-à-vis de :

- la **résistance en section** : EN1994-2, 6.2.1 et 6.2.2 ;
- la résistance au **voilement par cisaillement** : EN1994-2, 6.2.2 ;
- la résistance au **lancement** : EN1994-2, 6.5 (non traité car ce guide n'aborde pas les justifications des phases de construction) ;
- la résistance au **glissement** (connexion) : EN1994-2, 6.6 (voir chapitre 11 de cette partie II du guide) ;
- la résistance en **fatigue** : EN1994-2, 6.8 (voir chapitre 9 de cette partie II du guide).

Bien qu'il s'agisse d'une instabilité de la membrure inférieure comprimée dans son ensemble, la résistance au **déversement** (EN1994-2, 6.4) est traitée dans ce chapitre 8.

8.1 - Classification des sections

8.1.1 - Définition générale des classes de section

L'EN1993-1-1, 5.5 introduit le concept de "classes de section transversale" qui permet de préjuger de la résistance ultime en flexion et en compression des sections en acier de construction compte tenu du risque de voilement local. Les sections sont classées sur une échelle de 1 à 4, en fonction de l'élançement (largeur/épaisseur, noté c / t) des différentes parois comprimées qui les composent, de leur limite d'élasticité et des contraintes sollicitantes à l'ELU :

- **Classe 1** : section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement et possédant une réserve plastique suffisante pour introduire dans la structure une rotule plastique susceptible d'être prise en compte dans une analyse globale plastique.
- **Classe 2** : section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement, mais ne possédant pas de réserve plastique suffisante pour introduire une éventuelle rotule plastique dans l'analyse globale.
- **Classe 3** : section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique, mais pas sa résistance plastique à cause des risques de voilement.
- **Classe 4** : section transversale à parois élancées ne pouvant atteindre sa résistance élastique à cause des risques de voilement.

Le tableau 8.1 récapitule les attributs de chaque classe dans le cas d'une section simplement fléchie.


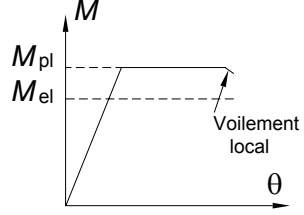
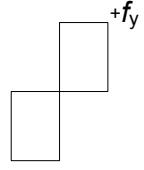
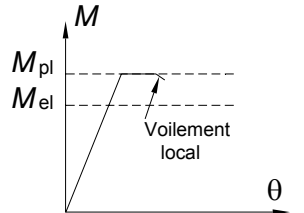
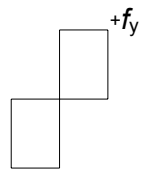
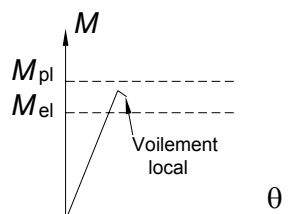
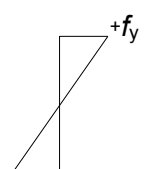
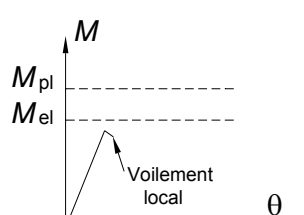
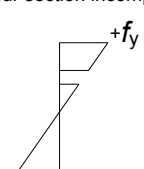
			
CLASSE	MODELE DE COMPORTEMENT	RESISTANCE DE CALCUL	CAPACITE DE ROTATION PLASTIQUE
1		PLASTIQUE sur section complète 	Importante
2		PLASTIQUE sur section complète 	Limitée
3		ELASTIQUE sur section complète 	Aucune
4		ELASTIQUE sur section incomplète 	Aucune

Tableau 8.1 : Principe de classification des sections (cas de la flexion simple)

8.1.2 - Détermination pratique de la classe d'une section mixte

Le système de classification établie pour les poutres en acier s'applique aussi aux poutres mixtes. La classe d'une section mixte est la classe la plus élevée des parois comprimées en acier qui la composent.

EN1994-2, 5.5.1(1)
EN1994-2, 5.5.1(2)

On peut faire trois remarques préliminaires :

- le voilement local ne peut être provoqué que par des contraintes de compression. Toute paroi soumise uniquement à de la traction est obligatoirement de classe 1 quel que soit son élancement ;
- si une paroi est de classe n sous compression uniforme, alors elle est forcément de classe $m \leq n$ pour tout autre cas de sollicitation qui ne peut que diminuer les efforts de compression ;
- si les connecteurs respectent les espacements définis dans l'EN1994-2, 6.6.5.5 (voir chapitre 11 de cette partie II du guide), alors une semelle comprimée en acier connectée à une dalle en béton est de classe 1.

EN1994-2, 5.5.2(1)

Pour classer une **paroi interne** (c'est à dire une paroi bordée par 2 autres parois perpendiculaires qui la stabilisent sur ses bords) comme une âme de poutre en I ou un sous-panneau de fond de caisson, on utilise le tableau 5.2, feuille 1/3, de l'EN1993-1-1.

EN1993-1-1, tableau 5.2

Pour classer une **paroi en console** (c'est à dire une paroi bordée d'un seul côté) comme une moitié de semelle de poutre en I, on utilise le tableau 5.2, feuille 2/3, de l'EN1993-1-1.

Ces tableaux fournissent les élancements limites entre les classes. Pour déterminer la classe d'une paroi d'une section donnée, on suppose que cette paroi est de classe 1 ou 2. Elle peut alors être calculée en plasticité. La position de l'axe neutre plastique (ANP) de la section permet de déterminer l'élancement limite de cette paroi (entre classe 2 et classe 3), et de valider cette hypothèse. Si ce n'est pas le cas, le diagramme élastique des contraintes de l'ELU (issu de l'analyse globale fissurée et tenant compte du phasage de construction de la structure) permet de déterminer l'élancement limite de la classe 3. Si celui-ci est dépassé à son tour, la paroi étudiée est de classe 4.

L'EN1994-2 permet de reclasser une section en I dont les semelles sont de classe 1 ou 2 et l'âme de classe 3. Cela permet alors de justifier la section en plasticité. Le moment résistant plastique est alors déterminé en limitant les hauteurs d'âme comprimée à $20\epsilon t_w$ (voir figure 8.1), c'est-à-dire en supprimant la zone d'âme susceptible de voiler.

EN1994-2, 5.5.2(3)

Dans un pont mixte, les sections en travée soumises à un moment fléchissant positif sont généralement de classe 1 ou 2 (la hauteur comprimée de l'âme est très faible du fait d'une position très haute de l'axe neutre plastique, et la semelle supérieure connectée au béton comprimé est de classe 1). A l'inverse, les sections au voisinage des appuis intermédiaires, soumises à un moment fléchissant négatif, sont généralement de classe 3 ou 4 (hauteur d'âme comprimée relativement importante).

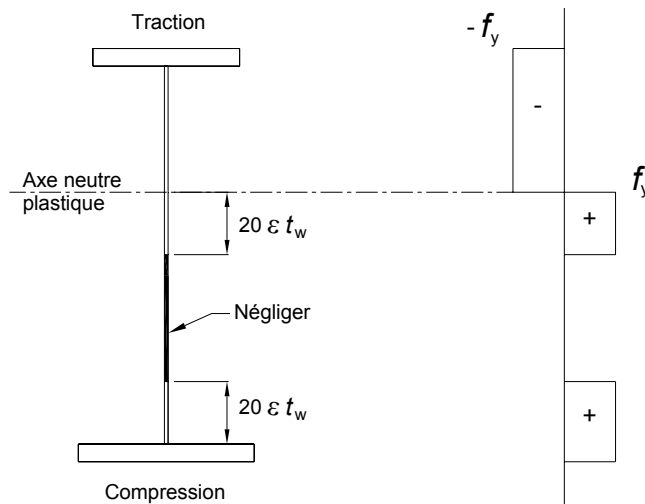


Figure 8.1 : Reclassement d'une âme en classe 2

8.2 - Principes de justification d'une section

8.2.1 - Justification en flexion

Les sections de classe 1 ou 2 peuvent être justifiées en plasticité ou en élasticité. Les sections de classe 3 sont justifiées en élasticité, éventuellement reclassées en classe 2 efficace et justifiées en plasticité. Les sections de classe 4 sont aussi justifiées en élasticité, mais avec un calcul conduit sur une section efficace, réduite pour tenir compte du risque de voilement.

On note enfin que, quelle que soit sa classe, une section peut toujours être justifiée par une analyse non linéaire très générale.

a) Justification en plasticité

La position de l'axe neutre plastique (ANP) ainsi que le moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$, sont calculés en considérant les résistances plastiques suivantes pour les matériaux :

- acier de charpente (traction ou compression) : $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$
- armatures passives (traction) : $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_S$
- béton (compression) : $0,85 \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_C$

La résistance du béton tendu et celle des armatures comprimées sont négligées.

Les figures 8.2 (resp. 8.3) schématisent de façon très générale le diagramme plastique pris en compte pour une poutre en I sous moment positif $M_{Ed} \geq 0$ (resp. sous $M_{Ed} < 0$).

Pour un acier à haute limite d'élasticité (S420 ou S460), le béton peut se trouver fissuré par excès de compression. La diminution consécutive de résistance de la section est prise en compte par un facteur réducteur β appliqué directement sur $M_{pl,Rd}^+$, et fonction de la position de l'ANP.

EN1994-2, 6.2.1.2(1)

EN1994-2, 6.2.1.2(2)

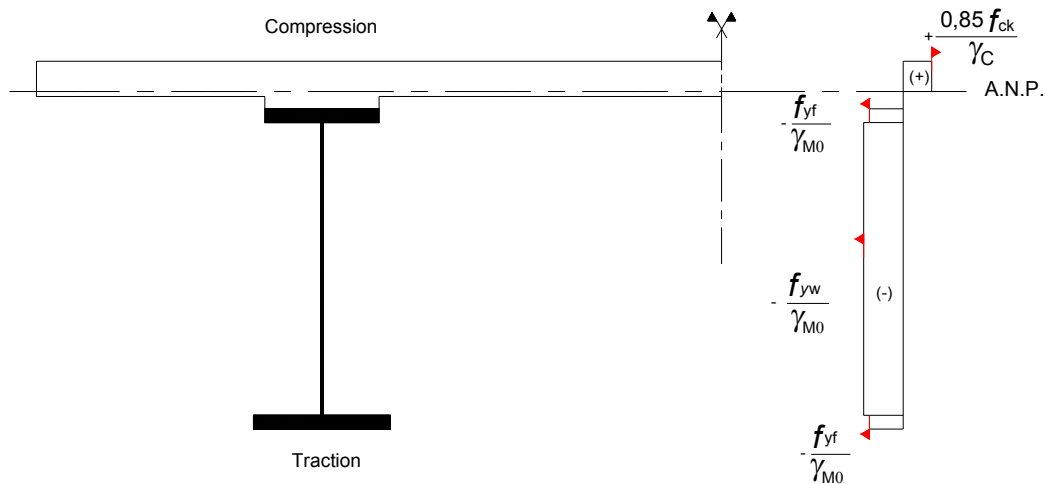


Figure 8. 2 : Calcul du moment résistant plastique positif $M_{pl,Rd}^+$

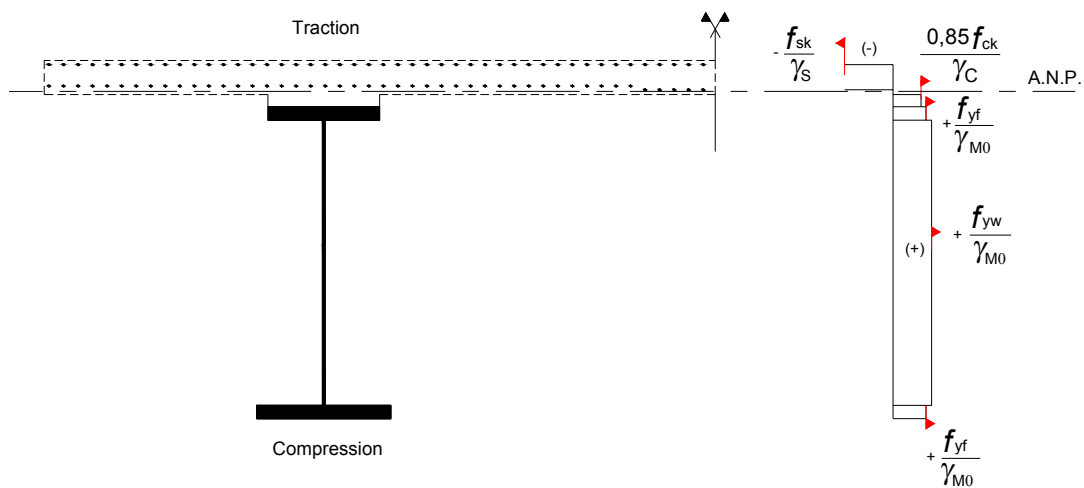


Figure 8. 3 : Calcul du moment résistant plastique négatif $M_{pl,Rd}^-$

Dans les sections de classe 1 ou 2, c'est-à-dire généralement sous moment positif en travée, on doit vérifier que le moment sollicitant à l'ELU reste inférieur au moment résistant plastique : $M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$.

EN1994-2, 6.2.1.2(1)

De plus, M_{Ed} est déterminé par une analyse globale élastique fissurée (voir chapitre 7 de cette partie II du guide) qui ne tient pas compte de l'effet sur la distribution longitudinale de M_{Ed} , d'une éventuelle plastification en travée d'une section de classe 1 ou 2. Dans le cas où la section située sur l'appui intermédiaire adjacent est de classe 3 ou 4, et où le balancement entre travées adjacentes à cet appui est inférieur à 0,6, le cas de charge conduisant au moment maximum en travée est proche de celui conduisant au moment minimum sur appui. Pour éviter une éventuelle redistribution qui serait alors préjudiciable, l'EN1994-2 limite M_{Ed} à $0,9.M_{pl,Rd}$ dans la section de classe 1 ou 2 en travée.

EN1994-2, 6.2.1.3(2)

b) Justification en élasticité

Les contraintes admissibles à l'ELU sont données par matériau :

- f_{yd} pour l'acier de charpente,
- f_{sd} pour les armatures passives,
- f_{cd} pour le béton comprimé.

EN1994-2, 6.2.1.5(2)

La résistance du béton tendue est nulle.

On note aussi qu'il est possible de justifier les contraintes à partir des valeurs calculées dans le plan moyen des semelles de charpente.

EN1993-1-1, 6.2.1(9)

c) Sections efficaces des sections de classe 4

Pour une section de classe 4, les contraintes à l'ELU issues de l'analyse globale (et calculées sur une aire brute tenant compte du traînage de cisaillement) sont utilisées pour déterminer l'aire comprimée initiale A_c de la section d'acier de charpente, puis l'aire efficace $A_{c,eff} = \rho A_c$ (avec un coefficient de réduction $\rho < 1$) de cette aire comprimée.

EN1994-2, 6.2.1.5(7)

L'aire A_c peut être composée de plusieurs éléments de classe 4 (semelles et âmes) et le calcul de $A_{c,eff}$ est alors itératif. A partir des contraintes ELU initiales, un premier calcul fournit le coefficient de réduction et l'aire efficace pour le premier élément. Les contraintes ELU sont réévaluées avec les caractéristiques mécaniques de cette première section efficace, puis utilisées pour déterminer le coefficient de réduction et l'aire efficace du deuxième élément. Et ainsi de suite....

EN1993-1-5, 4.4(4)
note 1

On réduit toujours les éléments de semelle avant les éléments d'âme. Cette préséance n'a généralement d'influence que pour un caisson où la tôle de fond peut facilement être de classe 4 (voir partie III du guide).

EN1993-1-5, 4.4(3)

A l'inverse, les semelles des poutres en I le sont très rarement. La section efficace d'une semelle est déterminée avec les contraintes calculées dans son plan moyen.

EN1993-1-5, 4.3(5)

Pour un élément donné de classe 4, le calcul de ρ est conduit suivant l'EN1993-1-5, section 4.4, quand l'élément est dépourvu de raidisseurs longitudinaux (par exemple, une semelle de poutre en I, ou encore une âme non raidie de poutre en I). Dans le cas contraire, le calcul de ρ est conduit suivant l'EN1993-1-5, section 4.5 (par exemple, une tôle raidie de fond de caisson, ou encore une âme raidie de poutre en I).

EN1993-1-5, 4.4

EN1993-1-5, 4.5

La détermination pratique des coefficients de réduction ρ par élément (c'est-à-dire l'utilisation des sections 4.4 et 4.5 de l'EN1993-1-5) est présentée dans la suite de ce guide sous forme d'exemples numériques:

- une section en I dans l'annexe II ;
- une section de caisson avec une tôle de fond raidie longitudinalement, dans la partie III.

A l'issue de la procédure itérative, les contraintes réévaluées de l'ELU sont justifiées par rapport aux valeurs admissibles en élasticité (comme une section de classe 3).

EN1993-1-5, 4.6(1)

La réévaluation des contraintes de l'ELU sur une section efficace mixte (à chaque pas du calcul itératif) doit tenir compte :

- d'un éventuel décalage e_N du centre de gravité de la section efficace par rapport à la section initiale, qui se traduit en présence d'un effort normal N_{Ed} par un moment fléchissant additionnel $N_{Ed} e_N$;
- du phasage de construction, c'est-à-dire distinguer les efforts repris par la charpente efficace seule, des efforts repris par la section mixte efficace (homogénéisée avec un coefficient d'équivalence dépendant du cas de charge appliqué).

EN1993-1-5, 4.3(4) note

EN1993-1-5, 4.4(3) note

Le schéma de la figure 8.4 propose une façon de faire dans le cas d'une section en I non raidie (dont seule l'âme est de classe 4) sous l'action du seul moment fléchissant $M_{Ed} < 0$ (cas le plus courant). M_a est la part du moment M_{Ed} reprise par la section de charpente seule et M_c est la part du moment M_{Ed}

reprise par la section mixte ($M_{Ed} = M_a + M_c$). Les contraintes efficaces à justifier sont réévaluées avec les caractéristiques efficaces et les valeurs M_a et M_c .

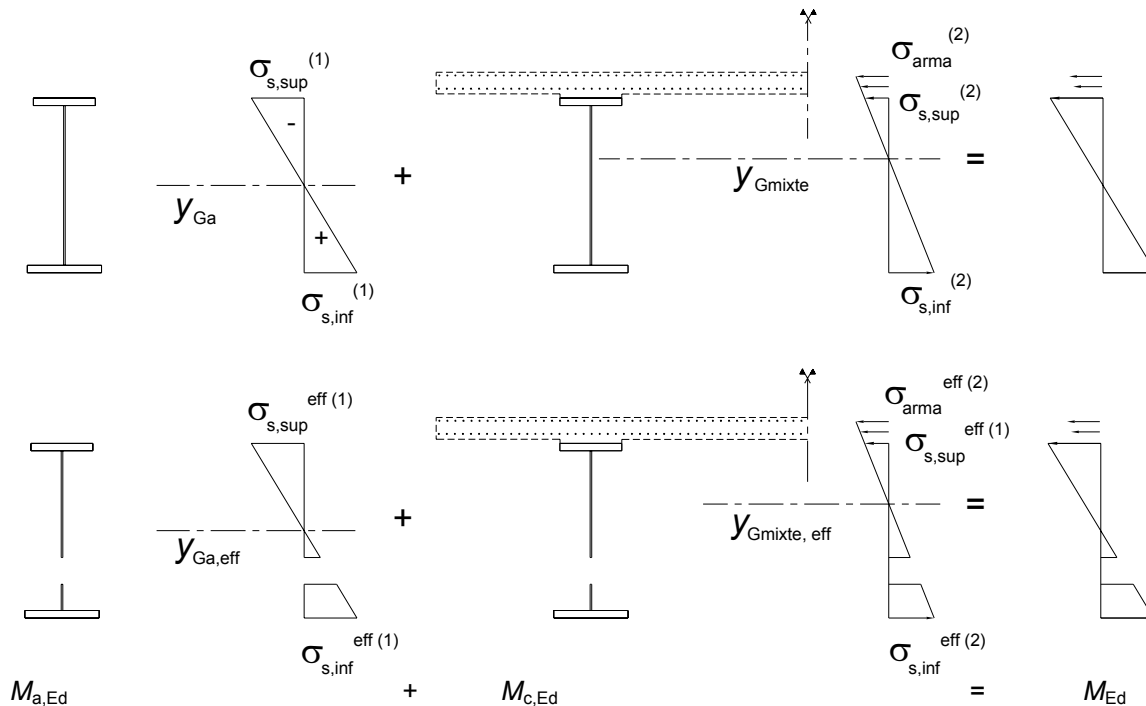


Figure 8.4 : Schéma de principe pour la réévaluation des contraintes sur une section efficace

8.2.2 - Justification à l'effort tranchant

Quelle que soit la classe de la section mixte, on doit vérifier $V_{Ed} \leq V_{pl,a,Rd}$ où $V_{pl,a,Rd}$ est la résistance plastique à l'effort tranchant de la charpente métallique. En l'absence de sollicitation de torsion, $V_{pl,a,Rd}$ est donné par :

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \quad \text{où } A_v \text{ est l'aire de charpente cisillée par } V_{Ed}$$

(généralement l'aire de l'âme de la poutre, pondérée d'un facteur η dépendant de la nuance d'acier).

Lorsque l'âme devient trop élancée, elle risque de voiler sous l'action de V_{Ed} . On doit alors aussi vérifier :

$$V_{Ed} \leq V_{b,Rd}$$

où $V_{b,Rd}$ est la résistance au voilement par cisaillement :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w$$

η est soumis au choix de l'Annexe Nationale de l'EN1993-1-5. Les valeurs recommandées, utilisées ici, sont :

- $\eta = 1,2$ pour les aciers jusqu'à la nuance S460 incluse,
- $\eta = 1,0$ pour des nuances supérieures.

$V_{bf,Rd}$ représente la contribution des semelles à la résistance au voilement par cisaillement. Bien que l'EN1993-1-5 propose une méthode pour la calculer, cette contribution est négligeable par rapport à celle de l'âme pour les poutres traditionnelles d'ouvrages d'art, ce que montrent les exemples numériques qui suivent. De plus, si elle est prise en compte, on doit s'assurer par ailleurs que les soudures à la jonction âme/semelles sont capables de transférer l'effort

EN1994-2, 6.2.2

EN1993-1-1, 6.2.6(2) et (3)

EN1993-1-5, 5.1(2)

EN1993-1-5, 5.5(1)

EN1993-1-5, 5.2(1)

EN1993-1-5, 5.1(2)

EN1993-1-5, 5.2(2) et 9.3.5(1)

tranchant.

$V_{bw,Rd}$ représente la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement. Son calcul est présenté directement sur les exemples numériques qui suivent.

EN1993-1-5, 5.3

Enfin, on rappelle que la contribution de la dalle en béton armé est négligée dans la résistance (plastique et au voilement) de la section mixte sous effort tranchant.

EN1994-2, 6.2.2.2(1) et 6.2.2.3(2)

8.2.3 - Interaction flexion et effort tranchant

Lorsque V_{Ed} est supérieur à la moitié de $V_{Rd} = \min(V_{b,Rd}; V_{pl,a,Rd})$, V_{Ed} diminue la résistance à la flexion. La diminution à prendre en compte dépend de la classe de la section.

EN1994-2, 6.2.2.4(1)

• **Pour les sections en I de classe 1 ou 2**, la limite d'élasticité de l'aire cisillée A_V est réduite pour le calcul du moment résistant plastique avant justification en flexion.

EN1994-2, fig. 6.7

Dans le calcul de $M_{pl,Rd}$, on ne tient pas compte du décalage de l'ANP introduit par la modification des limites d'élasticité sur l'aire cisillée A_V .

EN1994-2, 6.2.2.4(4)

• **Pour les sections en I de classe 3 ou 4**, un critère d'interaction est défini :

EN1993-1-5, 7.1(1)

$$\bar{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right] \left[2\bar{\eta}_3 - 1 \right]^2 \leq 1,0$$

$$\text{avec } \bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \text{ et } \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}.$$

Le calcul de $M_{pl,Rd}$ sur une section comportant des éléments de classe 4, ne considère que les aires efficaces des semelles mixtes ou non (dues au traînage de cisaillement, ainsi qu'au voilement si la semelle est de classe 4). Même si l'âme est de classe 4, on conserve son aire brute.

$M_{f,Rd}$ est calculé avec les mêmes hypothèses que $M_{pl,Rd}$, mais en négligeant complètement l'aire de l'âme.

EN1994-2, 6.2.2.5(2)

Ce critère d'interaction n'est pas à vérifier dans les sections situées à moins de $h_w/2$ d'un appui comportant un raidisseur vertical.

EN1993-1-5, 7.1(2)

Des facteurs réducteurs de $M_{pl,Rd}$ et de $M_{f,Rd}$ sont également prévus si un effort normal N_{Ed} est présent. Les critères d'interaction précédents restent valables avec les valeurs réduites de $M_{pl,Rd}$ et de $M_{f,Rd}$.

EN1993-1-5, 7.1(4)

Il est loisible d'effectuer la vérification de l'interaction flexion - effort tranchant sous efforts concomitants.

Dans la suite de ce chapitre 8, on traite deux exemples numériques sur deux sections du bipoutre mixte : la section sur l'appui intermédiaire P1 qui est de classe 3, et la section à mi-travée P1-P2 qui est de classe 1.

8.3 - Justification de la section sur appui (P1)

8.3.1 - Géométrie et contraintes

Sur l'appui intermédiaire P1, à l'ELU, la dalle en béton est tendue sur toute sa hauteur. Sa participation est donc négligée dans la résistance de la section. Les contraintes de la figure 8.5 sont calculées en conséquence et obtenues par sommation des différents états en respectant le phasage de construction.

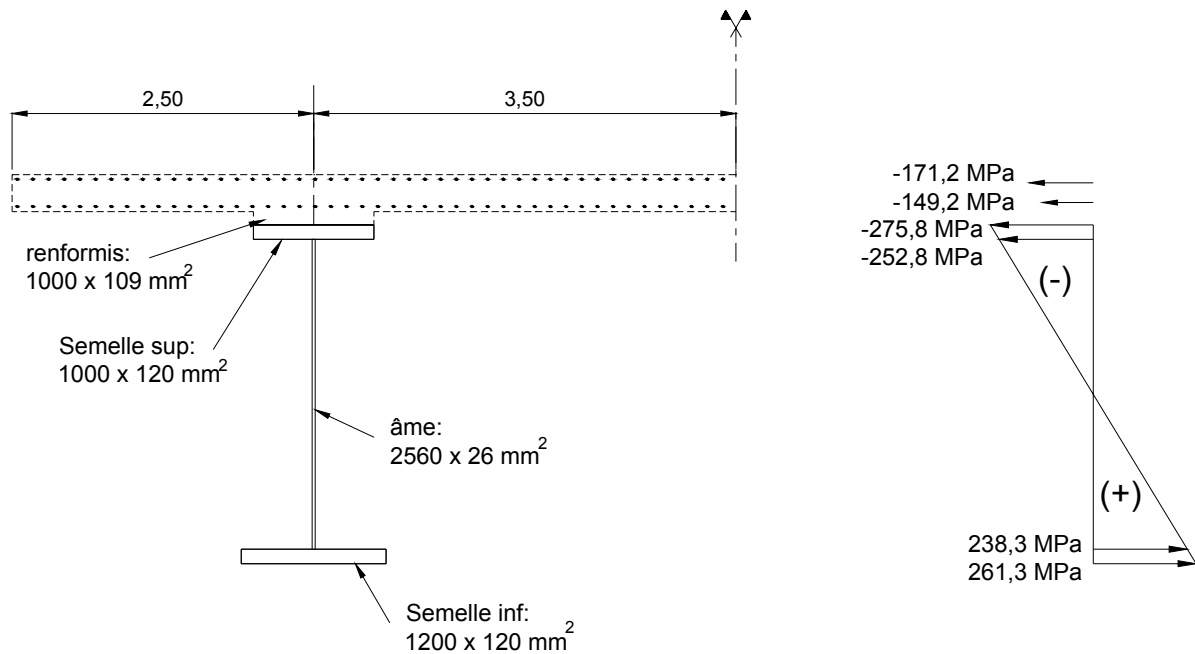


Figure 8. 5 : Contraintes à l'ELU dans la section sur (P1)

Les sollicitations valent dans cette section (voir chapitre 7 de cette partie II) :

$$M_{Ed} = 107,25 \text{ MN.m}$$

$$V_{Ed} = 7,47 \text{ MN}$$

8.3.2 - Détermination de la classe

Semelle supérieure tendue donc de classe 1

Semelle inférieure comprimée :

$$\frac{b_{fi} - t_w}{2t_{fi}} = 5,48\varepsilon \leq 9\varepsilon$$

donc la semelle inférieure est de classe 1.

L'âme est tendue en partie haute et comprimée en partie basse. On cherche la position de l'axe neutre plastique (ANP) :

- Résistance plastique des armatures :

$$F_{ap} = A_s f_{sk} / \gamma_s = 10,08 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle supérieure :

$$F_{fs} = A_{fs} f_{yf} / \gamma_{M0} = 35,40 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle inférieure :

$$F_{fi} = A_{fi} f_{yf} / \gamma_{M0} = 42,48 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de l'âme entièrement comprimée :

$$F_w = A_w f_{yw} / \gamma_{M0} = 22,96 \text{ MN}$$

Comme on a $F_{ap} + F_{fs} \leq F_w + F_{fi}$ et $F_{ap} + F_{fs} + F_w \geq F_{fi}$, on en déduit que l'ANP

EN 1993-1-1,
tableau 5.2 (feuille 2/3)

est dans l'âme à une certaine distance x de la soudure âme/semelle supérieure. En écrivant l'équilibre des efforts autour de l'ANP, on déduit :

$$x = \frac{F_w + F_{fi} - (F_{ap} + F_{fs})}{2t_w f_{yw}} = 1113 \text{ mm}$$

Plus de la moitié de la hauteur de l'âme est comprimée :

$$\alpha = \frac{h_w - x}{h_w} = 0,565 > 0,5$$

donc l'élançement limite entre la classe 2 et la classe 3 est donné par :

$$\frac{h_w}{t_w} = 98,46 \gg \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1} = 59,31$$

On en déduit que l'âme est au moins de classe 3 et on raisonne donc maintenant sur le diagramme élastique des contraintes ELU de la figure 8.5 :

$$\psi = -252,8 / 238,3 = -1,061 \leq -1$$

donc l'élançement limite entre la classe 3 et la classe 4 est donné par :

$$\frac{h_w}{t_w} = 98,46 \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi} = 108,6$$

On en déduit que l'âme est de classe 3.

Conclusion : La section sur P1 est de classe 3 et est justifiée par une analyse élastique.

EN 1993-1-1,
tableau 5.2 (feuille 1/3)

EN 1993-1-1,
tableau 5.2 (feuille 1/3)

8.3.3 - Justification en flexion

On vérifie successivement :

$$\sigma_{s,inf} = 261,3 \text{ MPa} \leq f_{yf} / \gamma_{M0} = 295 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{s,sup} = -275,8 \text{ MPa} \geq -f_{yf} / \gamma_{M0} = -295 \text{ MPa},$$

$$\text{et } \sigma_{arma,max}^{eff(2)} = -171,2 \text{ MPa} \geq -f_{sk} / \gamma_s = -434,8 \text{ MPa}.$$

La section sur P1 est donc justifiée en flexion à l'ELU.

Les vérifications sont faites ici sur les fibres extrêmes des semelles de charpente. On rappelle qu'il est possible d'utiliser les contraintes dans les plans moyens.

EN1993-1-1, 6.2.1(9)

8.3.4 - Justification à l'effort tranchant

Comme $\frac{h_w}{t_w} = 98,46 \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = 51,13$ (voir le calcul de k_τ ci-dessous), l'âme

(raidie par les raidisseurs verticaux) doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement.

La résistance maximale à l'effort tranchant s'obtient par :

$$V_{Rd} = \min(V_{b,Rd}; V_{pl,a,Rd})$$

où :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w = 14,46 \text{ MN}$$

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} h_w t_w = 15,91 \text{ MN}$$

EN1993-1-5, 5.1(2)

EN1994-2, 6.2.2

EN1993-1-1, 6.2.6

Calcul de $V_{bw,Rd}$ (participation de l'âme à la résistance au voilement sous cisaillement) EN1993-1-5, 5.2 (1)

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w$$

Les raidisseurs verticaux, au niveau des cadres d'entretoisement, qui bordent le panneau d'âme adjacent à l'appui P1, dans la travée P1-P2, sont supposés rigides (à vérifier à l'aide de la section 9 de l'EN1993-1-5). Ils sont espacés de $a = 8$ m.

$$k_\tau = 5,34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 5,75$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t_w^2}{12(1-\nu^2) h_w^2} = 19,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = 112,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr} \sqrt{3}}} = 1,33 \geq 1,08$$

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,675$$

On en déduit : $V_{bw,Rd} = 8,14$ MN.

EN1993-1-5, annexe A3

EN1993-1-5, 5.3 (3)

EN1993-1-5, tableau 5.1

Calcul de $V_{bf,Rd}$ (participation des semelles à la résistance au voilement sous cisaillement)

La semelle inférieure de la section vérifiée est métallique alors que sa semelle supérieure est mixte (charpente + armatures). Les expressions de calcul de $V_{bf,Rd}$ doivent être utilisées avec la semelle métallique inférieure.

EN1994-2, 6.2.2.5(1)

Elles nécessitent le calcul préalable du moment résistant $M_{f,Rd}$ des semelles seules (voir figure 8.6). $M_{f,Rd}$ est calculé comme $M_{pl,Rd}$ mais en négligeant l'âme de la poutre métallique.

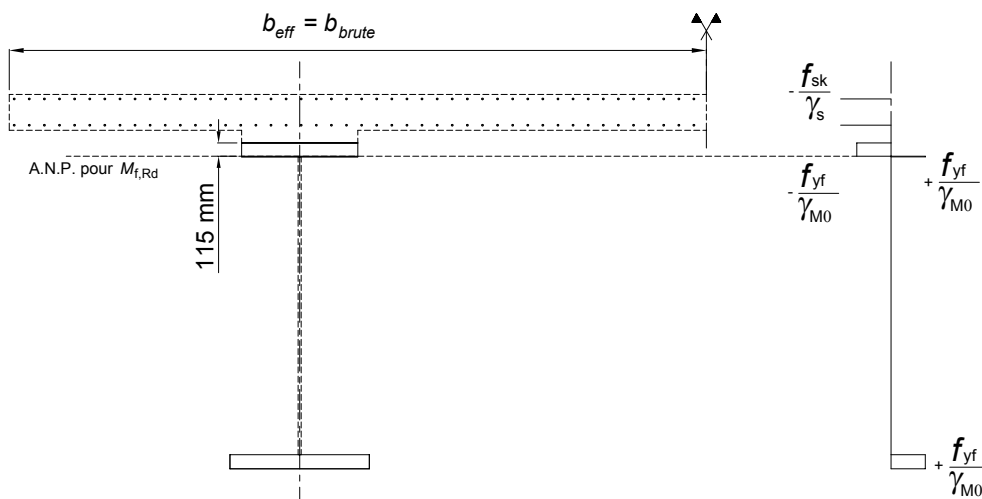


Figure 8.6 : Calcul du moment résistant des semelles seules

Comme $F_{ap} + F_{fs} = 10,08 + 35,40 = 45,48 \text{ MN} \geq F_{fi} = 42,48 \text{ MN}$, l'ANP se situe dans la semelle supérieure à la distance x de sa fibre extrême supérieure :

$$F_{ap} + b_{fs} x \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = b_{fs} (t_{fs} - x) \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} + F_{fi}$$

Donc $x = 115 \text{ mm}$ et par suite, on a $M_{f,Rd} = 117,31 \text{ MN}$.

$$c = a \left(0,25 + \frac{1,6 b_{fi} t_{fi}^2 f_{yf}}{t_w h_w^2 f_{yw}} \right) = 3110 \text{ mm}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_{fi} t_{fi}^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0,245 \text{ MN}$$

EN1993-1-5, 5.4(1)

Sur l'exemple, la contribution des semelles s'élève donc à 3% de la résistance au voilement par cisaillement, ce qui est négligeable. De façon générale, on admet de ne pas prendre en compte cette contribution. Sinon, il faut aussi s'assurer que :

- les cordons de soudure à la jonction âme/semelles sont capables de

EN1993-1-5, 9.3.5

reprendre un cisaillement de $\frac{\eta f_{yw} t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}}$;

- les raidisseurs transversaux bordant le panneau d'âme (et éventuellement les raidisseurs longitudinaux) sont considérés comme des montants d'extrémités rigides (voir paragraphe 8.5) ;
- les semelles ne sont pas déjà complètement épuisées par la résistance en flexion (c'est-à-dire $M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$ que l'on vérifie dans le cas de l'exemple : $M_{Ed} = 107,25 \leq 117,31 \text{ MN.m}$).

EN1993-1-5, 9.3

Vérification de la section

EN1993-1-5, 5.5

On vérifie bien que $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 7,47/8,14 = 0,92 \leq 1,0$.

Donc la section sur P1 est justifiée sous effort tranchant.

8.3.5 - Justification sous l'interaction M,V

$$V_{Ed} = 7,47 \text{ MN} \geq 0,5 V_{Rd} = 4,07 \text{ MN}$$

EN1994-2, 6.2.2.4(1)

Donc il faut considérer l'interaction flexion / effort tranchant. La section sur P1 est de classe 3 donc la vérification de l'interaction est faite selon le critère de l'EN1993-1-5, 7.1 :

EN1994-2, 6.2.2.4(3)

$$\bar{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right] \left[2\bar{\eta}_3 - 1 \right]^2 \leq 1,0$$

L'EN1993-1-5, 7.1, demande alors pour utiliser ce critère, de se placer dans la section la plus défavorable à la distance $h_w/2$ de l'appui P1. Les efforts à considérer sont donc légèrement réduits à $V_{Ed} = 7,25 \text{ MN}$ et $M_{Ed} = 98,55 \text{ MN.m}$.

EN1993-1-5, 7.1(2)

On a déjà calculé $M_{f,Rd} = 117,31 \text{ MN.m}$. On calcule le moment résistant plastique de la section sur P1, en se rappelant que l'ANP est situé à la distance 1113 mm de la jonction âme/semelle supérieure (voir figure 8.7). On obtient $M_{pl,Rd} = 135,6 \text{ MN.m}$.

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed} (\text{à } h_w/2)}{V_{bw,Rd}} = 0,89$$

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}(\text{à } h_w/2)}{M_{pl,Rd}} = 0,727$$

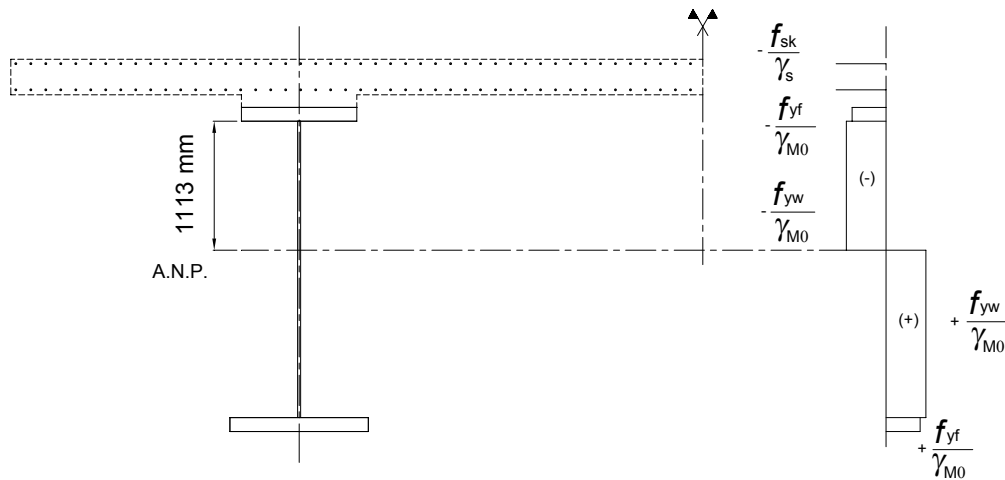


Figure 8.7 : ANP et moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$

Comme $\bar{\eta}_1 \leq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 0,865$, on retient $\bar{\eta}_1 = 0,865$ et le critère d'interaction donne alors :

$$\bar{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right] \left[2\bar{\eta}_3 - 1 \right]^2 = 0,947 \leq 1,0$$

La section est donc justifiée sous l'interaction M,V.

Note : M_{Ed} (à $h_w/2$) est inférieur à $M_{f,Rd}$ et peut donc être repris entièrement par les semelles, ce qui laisse toute la résistance de l'âme pour l'effort tranchant. Le critère $(\bar{\eta}_1, \bar{\eta}_3)$ n'a donc pas besoin d'être vérifié et la section est directement justifiée sous l'interaction M, V.

8.3.6 - Alternative : reclassement en classe 2

Comme la section sur (P1) est de classe 3, une alternative à la justification élastique en flexion (faite au paragraphe 8.3.3 précédent) est possible en reclassant la section en classe 2 efficace (voir figure 8.8).

EN1994-2, 5.5.2(3)

La position de l'ANP de cette section efficace est déterminée en écrivant l'équilibre des efforts repris par chaque composante de la section (semelles, âmes et armatures). La portion d'âme à négliger s'en déduit par définition de la classe 2 efficace.

Le calcul du moment résistant plastique de la section efficace de la figure 8.8 donne : $M_{pl,Rd} = 127,5$ MN.m.

La justification en flexion de la section sur (P1) s'écrit alors simplement : $M_{Ed} = 107,25$ MN.m $\leq M_{pl,Rd}$

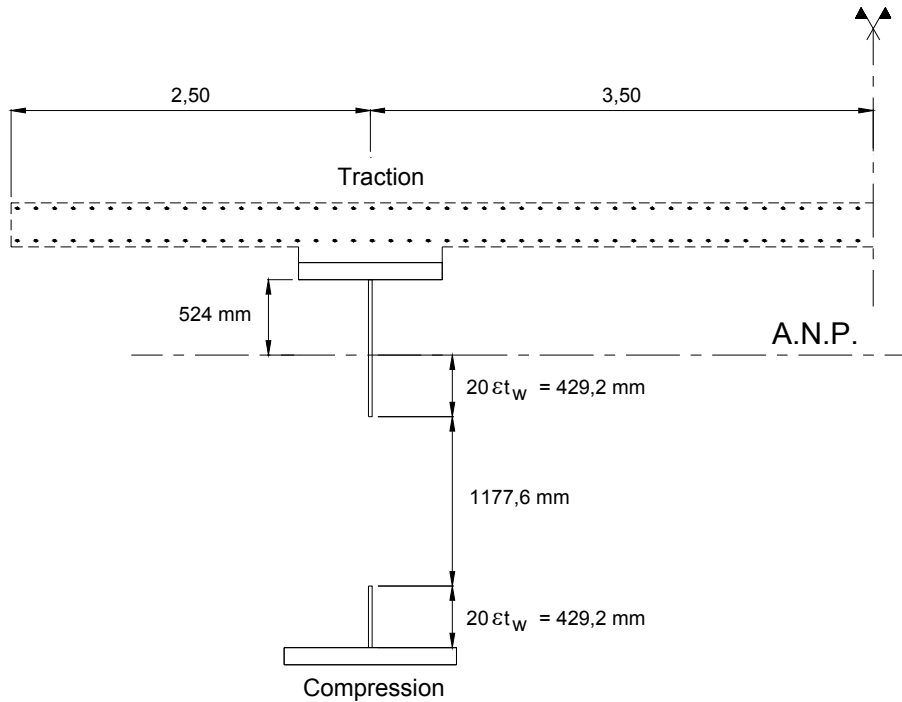


Figure 8. 8 : Reclassement en classe 2 efficace de la section sur (P1)

On constate que cette vérification donne plus de "marge de résistance" à la section que la vérification en élasticité. En effet, on a ici $\eta_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0,841$

contre $\eta_1 = \frac{\sigma_{max}}{f_{yf}} = 275,8/295 = 0,935$ en élasticité (voir paragraphe 8.3.3).

Cette marge pourrait être encore plus importante si l'élançement de la section ($h_w/t_w = 98,46$) était plus proche de la limite entre classe 2 et classe 3 (59,31) que de la limite entre classe 3 et classe 4 (108,6).

La vérification sous effort tranchant du paragraphe 8.3.4 reste valable. On a donc toujours $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} > 0,5$ et l'interaction M, V doit être considérée.

Pour l'interaction, on considère que la section est de classe 2. Alors on réduit la limite d'élasticité de l'aire cisailée d'un facteur $1-\rho$ avec :

$$\rho = \left[2 \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right]^2 = \left[2 \cdot \frac{7,47}{8,14} - 1 \right]^2 = 0,698$$

On recalcule alors $M_{pl,Rd}$ avec le diagramme de la figure 8.9, sans modifier la position de l'ANP. On obtient $M_{pl,Rd} = 120,3$ MN.m.

La section est donc justifiée sous l'interaction flexion/effort tranchant, en s'assurant que $M_{Ed} = 107,25$ MN.m $\leq M_{pl,Rd}$.

Note : Comme le renvoi à l'EN1993-1-5, 7.1, n'est pas utilisé pour l'interaction, les calculs considèrent la valeur de V_{Ed} sur appui et non pas la valeur à la distance $h_w/2$ de l'appui. Cela fournit une valeur de $M_{pl,Rd}$ plus faible et donc sécuritaire pour la vérification.

EN1994-2, 6.2.2.4(2)

EN1994-2, 6.2.2.4(4)

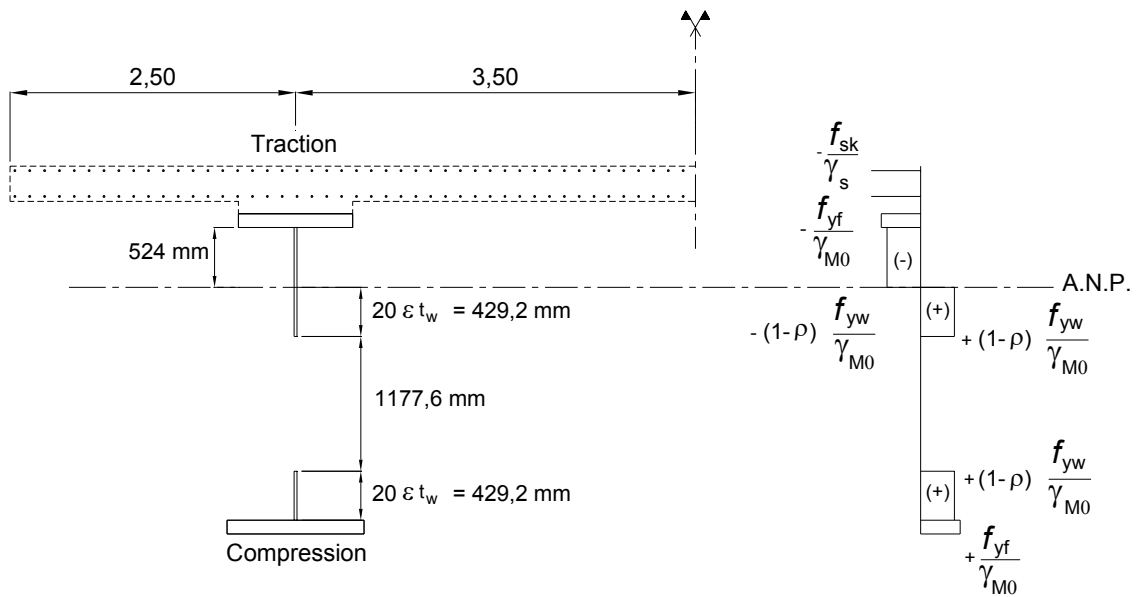


Figure 8. 9 : Interaction flexion/effort tranchant

8.4 - Justification de la section à mi-travée P1-P2

8.4.1 - Géométrie et contraintes

Le béton étant comprimé sur toute la hauteur du hourdis à mi-travée P1-P2, on tient compte de sa participation dans la résistance de la section. Les contraintes de la figure 8.10 sont donc calculées en tenant compte du béton dans les caractéristiques mécaniques mixtes et en respectant le phasage de construction du tablier.

Les sollicitations valent dans cette section :

$$M_{Ed} = 56,07 \text{ MN.m}$$

$$V_{Ed} = 1,04 \text{ MN}$$

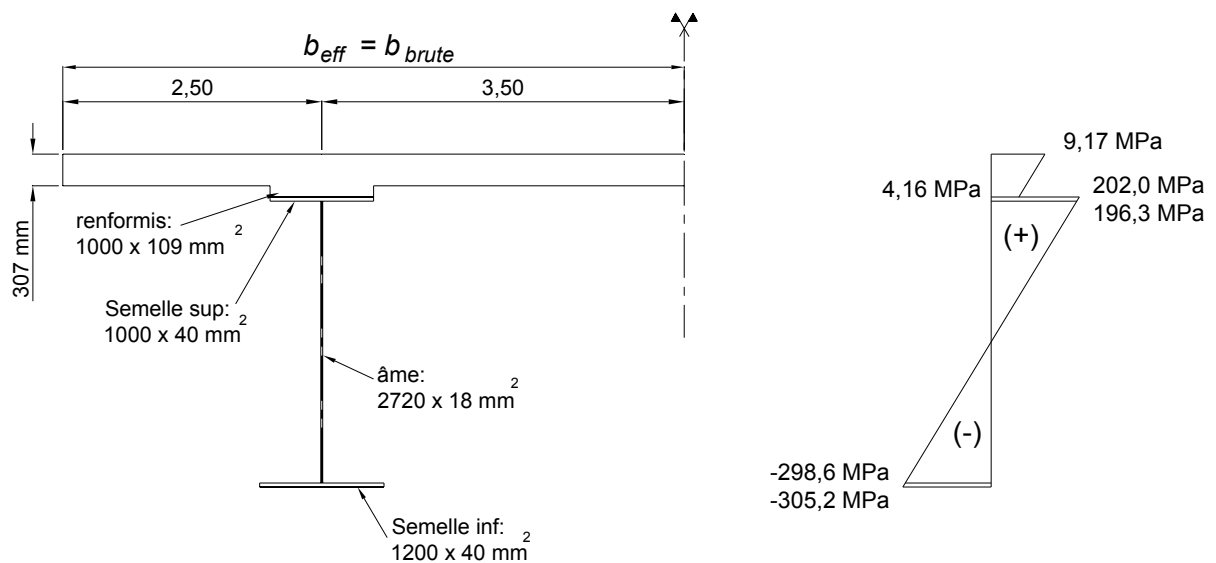


Figure 8. 10 : Contraintes dans la section à mi-travée P1-P2

8.4.2 - Détermination de la classe

La semelle inférieure est tendue donc de classe 1

La semelle supérieure mixte est connectée selon l'EN1994-2, 6.6 donc de classe 1. EN1994-2, 5.5.2(1)

Pour déterminer la classe de l'âme, on cherche la position de l'ANP.

- Résistance plastique du béton comprimé :

$$F_c = A_c \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} = 38,675 \text{ MN}$$

Les armatures passives comprimées sont négligées.

- Résistance plastique de la semelle supérieure de charpente :

$$F_{fs} = A_{fs} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 13,8 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de l'âme :

$$F_w = h_w t_w \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 16,89 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle inférieure de charpente :

$$F_{fi} = A_{fi} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 16,56 \text{ MN}$$

Comme on a $F_c \leq F_{fs} + F_w + F_{fi}$ et $F_c + F_{fs} \geq F_w + F_{fi}$, on en déduit que l'ANP est situé dans la semelle supérieure de charpente à la distance x de la fibre extrême supérieure de cette semelle. En écrivant l'équilibre des efforts autour de l'ANP, on déduit :

$$x = \frac{F_{fs} + F_w + F_{fi} - F_c}{2b_{fs} f_{yf}} = 12,5 \text{ mm}$$

Comme l'ANP est situé dans la semelle supérieure, l'âme est entièrement tendue et est donc de classe 1.

Conclusion : La section à mi-travée P1-P2 est de classe 1 et est justifiée par une analyse plastique.

8.4.3 - Analyse plastique

Justification en flexion

A partir de la position de l'ANP, on calcule le moment résistant plastique (voir figure 8.11) : $M_{pl,Rd} = 79,59 \text{ MN.m}$. EN1994-2, 6.2.1.2(1)

On vérifie alors : $M_{Ed} = 56,07 \text{ MN.m} \leq M_{pl,Rd}$.

On a une section de classe 3 sur l'appui P1, mais il n'est pas nécessaire de réduire $M_{pl,Rd}$ par un coefficient 0,9 car le balancement entre les deux travées adjacentes à P1 vaut 0,75, ce qui n'est pas inférieur à 0,6. EN1994-2, 6.2.1.2(1)

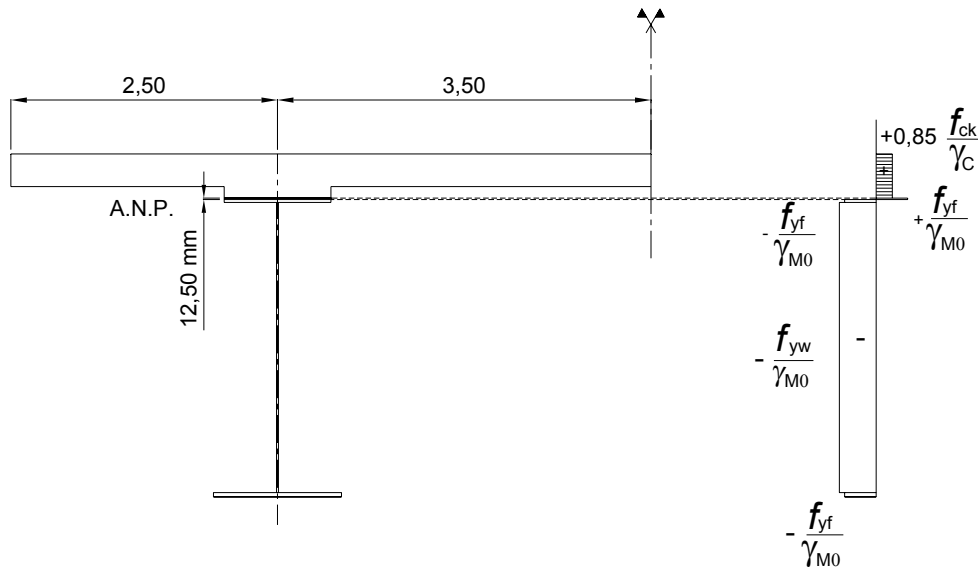


Figure 8. 11 : Calcul du moment résistant plastique à mi-travée P1-P2

Justification sous effort tranchant

Comme $\frac{h_w}{t_w} = 151,1 \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = 51,36$, l'âme (raidie par les raidisseurs verticaux) doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement. EN1993-1-5, 5.1(2)

La résistance maximale à l'effort tranchant s'obtient par $V_{Rd} = \min(V_{bw,Rd}; V_{pl,a,Rd})$ en négligeant la contribution des semelles à la résistance au voilement sous cisaillement (voir paragraphe 8.3.4). EN1994-2, 6.2.2

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} h_w t_w = 11,7 \text{ MN} \quad \text{EN1993-1-1, 6.2.6}$$

Compte tenu de la répartition des cadres d'entretoisement dans la travée P1-P2 (espacement $a = 8 \text{ m}$), un montant vertical se trouve dans la section vérifiée (comme pour la section sur appui P1). On conduit donc la vérification au voilement dans le panneau adjacent le plus sollicité à l'effort tranchant. L'effort tranchant maximum observé dans ce panneau vaut $V_{Ed} = 2,21 \text{ MN}$.

On suppose que les montants verticaux sont rigides (ce qui est vérifié au paragraphe 8.5 suivant). Alors on a successivement :

$$k_\tau = 5,34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 5,802 \quad \text{EN1993-1-5, annexe A3}$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t_w^2}{12(1-\nu^2) h_w^2} = 8,312 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = 48,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr} \sqrt{3}}} = 2,032 \geq 1,08 \quad \text{EN1993-1-5, 5.5.3(3)}$$

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,501 \quad \text{EN1993-1-5, tableau 5.1}$$

$$V_{bw,Rd} = \min \left(\frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}}; \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \right) = \min (4,44 ; 10,64) = 4,44 \text{ MN}$$

On vérifie alors : $V_{Ed} = 2,21 \text{ MN} \leq V_{Rd} = \min (4,44 ; 11,7) = 4,44 \text{ MN}$.

Justification sous interaction M,V

Comme $V_{Ed} \leq 0,5 V_{Rd}$, il n'y a pas lieu de justifier l'interaction flexion/effort tranchant.

8.4.4 - Alternative : analyse élastique

Quelle que soit la classe d'une section, elle peut être justifiée par une analyse élastique. Par rapport à l'analyse plastique précédente, seule la justification en flexion est à reprendre.

EN1994-2, 6.2.1.1(2)

On vérifie successivement :

$$\sigma_{s,inf} = -305,2 \text{ MPa} \geq -f_{yf} / \gamma_{M0} = -345 \text{ MPa (semelle inférieure),}$$

$$\sigma_{s,sup} = 202,0 \text{ MPa} \leq f_{yf} / \gamma_{M0} = 345 \text{ MPa (semelle supérieure),}$$

$$\text{et } \sigma_{c,max} = 9,17 \text{ MPa} \leq f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C = 23,3 \text{ MPa (béton comprimé).}$$

EN1994-2, 6.2.1.5(2)

La vérification des armatures en compression peut être omise. Sur l'exemple, elle conduit pour la nappe supérieure la plus comprimée des aciers passifs à :

$$\sigma_{sk,max} = 92,2 \text{ MPa} \leq f_{sd} = f_{sk} / \gamma_S = 434,8 \text{ MPa,}$$

ce qui est très largement vérifié.

8.5 - Vérification de la rigidité des montants verticaux

Les vérifications de section sous effort tranchant faites aux paragraphes 8.3 et 8.4 nécessitent de s'assurer que les montants verticaux sont suffisamment rigides pour assurer un fonctionnement en treillis de l'âme. Leur conception est présentée au paragraphe 3.3 de cette partie II.

Note : Lorsque l'effort tranchant V_{Ed} dans un panneau dépasse l'effort tranchant critique V_{cr} , il convient de vérifier le raidisseur vertical bordant le panneau en compression sous $V_{Ed} - V_{cr}$. Ce point n'est pas traité dans ce guide, mais est prévu dans un complément ultérieur à ce guide.

8.5.1 - Rigidité minimale pour l'effort tranchant

La rigidité minimale des montants verticaux courants est donnée par :

EN1993-1-5, 9.3.3(3)

$$I_{st} \geq 0,75 h_w t_w^3 \text{ si } \frac{a}{h_w} \geq \sqrt{2}$$

$$I_{st} \geq 1,5 \frac{h_w^3 t_w^3}{a^2} \text{ si } \frac{a}{h_w} < \sqrt{2}$$

L'inertie du raidisseur est calculée avec une portion d'âme collaborante (voir figure 8.12). Dans le cas défavorable d'une épaisseur d'âme faible ($t_w = 18 \text{ mm}$) et d'une hauteur d'âme maximale ($h_w = 2720 \text{ mm}$), on obtient $I_{st} = 888,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$.

EN1993-1-5, 9.1(2)

Comme $\frac{a}{h_w} = 2,94 \geq \sqrt{2}$, on doit vérifier :

$$I_{st} = 888,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \geq 0,75 h_w t_w^3 = 11,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

Les montants verticaux de l'exemple numérique constituent donc bien des bords rigides pour les panneaux d'âme justifiés sous effort tranchant comme on l'a déjà supposé aux paragraphes 8.3 et 8.4.

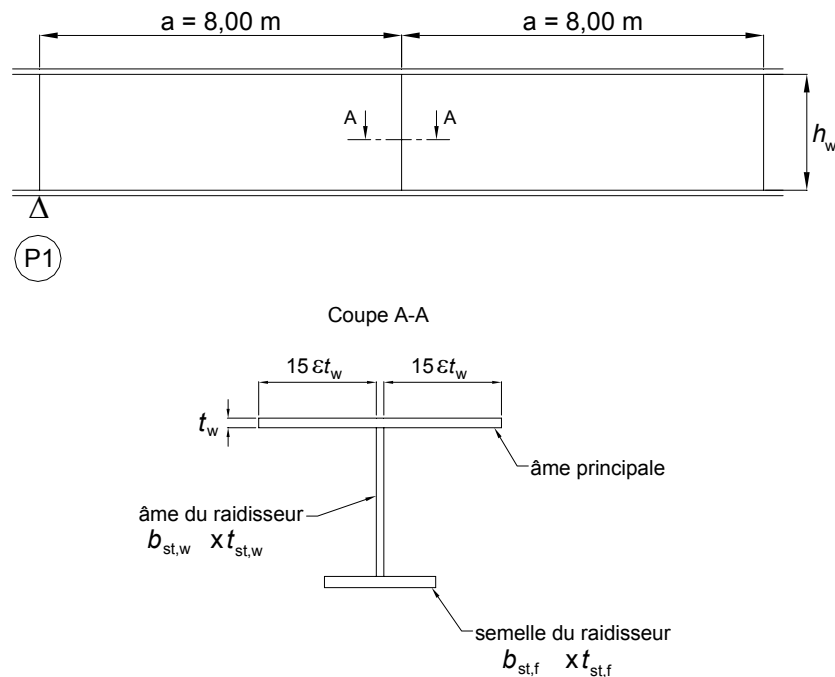


Figure 8. 12 : Définition d'un montant vertical de panneau d'âme

8.5.2 - Flambement par torsion

On s'assure également que les montants verticaux ne risquent pas de flamber en torsion (significatif dans le cas de raidisseurs verticaux en T é ouverts). Pour cela, on vérifie :

$$\frac{I_T}{I_P} \geq 5,3 \frac{f_y}{E_a}$$

où $I_T = 3766,7 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$ est l'inertie de torsion du raidisseur seul (sans l'âme principale collaborante) et $I_P = 2045,14 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ est l'inertie polaire du raidisseur seul par rapport à son point de soudage sur l'âme principale.

On rappelle que $I_P = I_{Gy} + I_{Gz} + Az^2$ où I_{Gy} et I_{Gz} sont les moments d'inertie principaux, A est la section du raidisseur et z est la distance entre le pôle de calcul et le centre de gravité de la section.

$$\text{On en déduit : } \frac{I_T}{I_P} = 1,84 \cdot 10^{-3} \leq 5,3 \frac{f_y}{E_a} = 8,71 \cdot 10^{-3}.$$

Comme le critère n'est pas vérifié, on utilise la méthode plus précise du 9.2.1(9) de l'EN1993-1-5. En considérant que le montant vertical est articulé, et libre de se gauchir, à ses extrémités, la contrainte critique de torsion s'écrit :

$$\sigma_{cr,T} = G \frac{I_T}{I_P} + \frac{\pi^2 E_a I_\omega}{h_w^2 I_P}$$

avec $I_\omega = 1,16 \cdot 10^{13} \text{ mm}^6$ calculé par rapport au même pôle P que l'inertie polaire, c'est-à-dire le point de soudage du raidisseur sur l'âme principale.

EN1993-1-5, 9.2.1(8)

EN1993-1-5, 9.2.1(9)

On ne vérifie toujours pas le flambement par torsion :
 $\sigma_{cr,T} = 148,6 + 1589,0 = 1737,6 \text{ MPa} \geq 6 f_y = 2070 \text{ MPa}$

EN1993-1-5 + AN,
9.2.1(9)

Il faut noter que le coefficient 6 est soumis au choix de l'Annexe Nationale de l'EN1993-1-5, et qu'on devrait pouvoir considérer un terme supplémentaire dans $\sigma_{cr,T}$ représentant la rigidité de flexion hors plan de l'âme sur laquelle est soudé le raidisseur.

8.6 - Déversement de la membrure inférieure comprimée pour l'appui intermédiaire P1

Pour vérifier la membrure inférieure d'un bipoutre mixte au déversement en service, on se ramène à l'étude du flambement latéral de la semelle inférieure comprimée au niveau des piles intermédiaires (P1 pour l'exemple). On considère alors que la semelle est simplement appuyée latéralement au niveau des piles et des culées (ce qui suppose une entretoise très rigide sur appui, comme c'est généralement le cas à cause de la transmission des efforts de vent à ce niveau). La semelle est aussi posée sur appuis élastiques au niveau des cadres d'entretoisement. La stabilité latérale de la membrure est donc liée à la rigidité des cadres que l'on commence par évaluer dans un premier temps.

Dans un deuxième temps, il est nécessaire de calculer la charge critique de flambement latéral. Pour cela, l'EN1993-2 propose deux méthodes de calcul :

- une méthode simplifiée qui utilise la formule d'Engesser (comme la pratique française usuelle), mais cela suppose une section et une charge uniforme sur toute la longueur du tablier, ainsi que des appuis élastiques répartis en travée ;
- une méthode générale qui nécessite de calculer la charge critique de la façon la plus exacte possible.

EN1993-2, 6.3.4.2 +
annexe D 2.4

EN1993-2, 6.3.4.1

8.6.1 - Rigidité C_d des cadres d'entretoisement

L'habitude française est d'utiliser les formules établies dans l'article de MM. Roche et Foucriat paru dans le Bulletin Ponts Métalliques n°11 (BPM11) de l'OTUA. On propose de reprendre ces calculs en tenant compte des modifications suivantes :

- homogénéiser la largeur participante de l'âme principale dans le montant du cadre par rapport aux hypothèses des Eurocodes, c'est à dire remplacer $21 \varepsilon t_w$ par $15 \varepsilon t_w$ (voir figure 8.12) ;
- introduire la déformée d'effort tranchant dans le calcul des déplacements δ_1 et δ_2 en pied de portique, pour les deux configurations de charge envisagées (voir figures 8.13 et 8.14), ce qui représente une réduction (défavorable) d'environ 15% sur la raideur C_d par rapport à la pratique usuelle ;
- simplifier le portique à 2 étages modélisant le cadre (voir figure 8.13) en supprimant la barre représentant la dalle en béton (c'est à dire négliger l'extensibilité de la dalle).

Comme dans le BPM11, on fait l'hypothèse conservatrice qu'il n'y a pas de transmission de moment des montants verticaux du cadre à la dalle en béton. La flexibilité de la dalle est donc toujours négligée. Par ailleurs, les assemblages entretoise-montants sont supposés parfaitement rigides, et l'extensibilité des montants est aussi négligée.

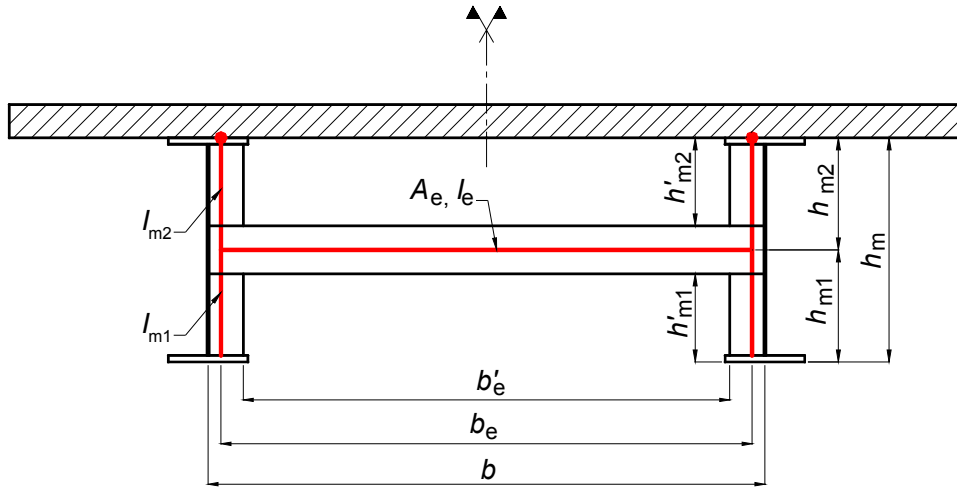


Figure 8. 13 : Notations définissant le portique modélisé

Charges de même sens (**chargement 1**)

Charges de sens opposé (**chargement 2**)

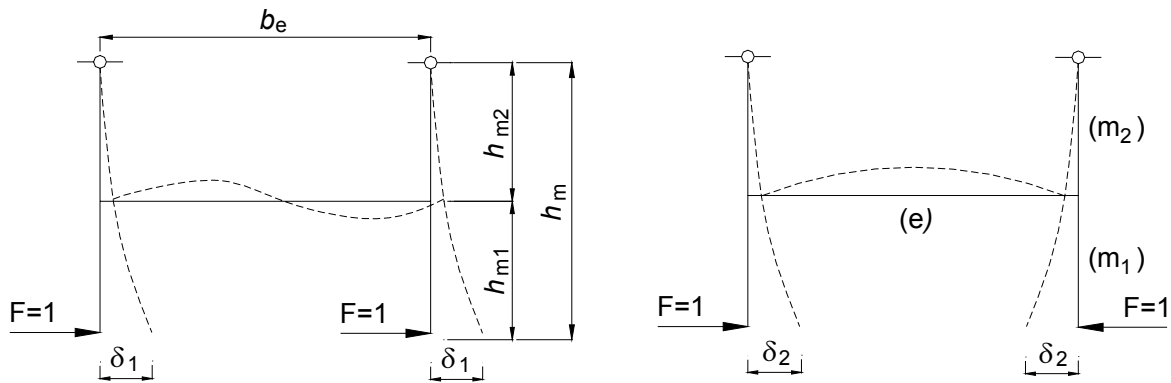


Figure 8. 14 : Chargement pour le calcul de la rigidité C_d

Trois nouveaux termes de souplesse, liés aux sections réduites d'effort tranchant de l'entretoise Σ_e et des montants verticaux Σ_m , sont introduits dans les expressions des déplacements δ_1 et δ_2 :

$$A_t = \frac{h'_{m1}}{G\Sigma_m}$$

$$B_t = \frac{2b'_e}{G\Sigma_e}$$

$$D_t = \frac{h'_{m2}}{G\Sigma_m}$$

On rappelle aussi les expressions issues du BPM11 et réutilisées ici :

- pour la flexibilité de la partie inférieure d'un montant : $A = \frac{h'_{m1}{}^3}{3EI_{m1}}$

- pour la flexibilité de l'entretoise :

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

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

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

- pour l'extensibilité de l'entretoise : $C = \frac{b'_e}{2EA_e}$

- pour la flexibilité de la partie supérieure d'un montant (extensibilité de la dalle en béton négligée) :

$$D = \frac{h'_{m2}{}^3}{3EI_{m2}}$$

Le calcul du portique hyperstatique de la figure 8.13 fournit les expressions littérales des déplacements δ_1 et δ_2 :

- pour les forces de même sens : $\delta_1 = [A + A_t] + \frac{1}{3}B_3 + \left[\frac{h_m}{b_e} \right]^2 B_t + [D + D_t]$
- pour les forces de sens contraire : $\delta_2 = [A + A_t] + B_1 + C - \frac{\left[C - \frac{h_{m1}}{h_{m2}} B_2 \right]^2}{B_2 + C + [D + D_t]}$

La rigidité C_d du cadre s'obtient alors par $C_d = \min \left[\frac{1}{\delta_1}; \frac{1}{\delta_2} \right]$.

Avec la conception proposée au paragraphe 3.3 de ce guide pour le cadre d'entretoisement courant, on obtient $\delta_1 = 4,9 \cdot 10^{-5} \text{ N}^{-1} \cdot \text{mm}$ et $\delta_2 = 9,3 \cdot 10^{-6} \text{ N}^{-1} \cdot \text{mm}$, puis une raideur $C_d = 20,3 \text{ MN/m}$.

8.6.2 - Sollicitations ELU pour le déversement

Pour vérifier le pont au déversement dans la zone d'appui P1, on ne considère ici que la combinaison de charges élémentaires qui maximise le moment fléchissant sur P1 :

- les calculs de flexion longitudinale d'ensemble (voir chapitre 7 de cette partie II) fournissent l'enveloppe des moments sollicitant le tablier dans son état à vide, en respectant le phasage de construction et en tenant compte de la fissuration du béton. On retient la borne inférieure de l'enveloppe, ce qui correspond à un moment ELU à l'état à vide sur P1 de $-73,26 \text{ MN.m}$;
- la charge de trafic UDL est placée de la façon la plus défavorable dans le sens transversal et dans le sens longitudinal. On charge donc seulement les 2 travées de 60m et 80m adjacentes à l'appui P1 avec une charge répartie de 26,7 kN/ml (voir paragraphe 5.4.4 de cette partie II). Cela conduit à une valeur maximale du moment sur P1 de $-15,72 \text{ MN.m}$;
- on considère une seule position du tandem TS, au milieu de la travée centrale, avec une charge de 409,3 kN par essieu (voir paragraphe 5.4.5 de cette partie II). Cette position ne donne pas tout à fait le moment maximum sur P1 mais l'erreur commise sur le moment total est très faible. Cela conduit à une valeur maximale du moment sur P1 de $-5,74 \text{ MN.m}$.

Par simplification, les effets du gradient thermique sont négligés ici et la valeur maximale du moment sur P1 vaut donc $M_{\max} = -102,23 \text{ MN.m}$. Comme il a été tenu compte d'une répartition transversale des charges de trafic, les deux poutres principales du bipoutre ne sont pas chargées de la même façon (voir figure 8.15). Sur appui, l'écart relativement faible observé entre les deux poutres est dû au fait que les charges permanentes, symétriques transversalement, représentent une part des moments nettement plus importante (72%) que les charges de trafic (28%). C'est aussi la raison pour laquelle, dans une poutre donnée, les écarts observés sont faibles entre P1 et P2 bien que les charges de trafic aient été disposées pour maximiser le moment sur P1.

Par la suite, cet écart entre les deux poutres ne sera plus considéré. On ne modélisera qu'une poutre avec les charges maximales. Implicitement, la deuxième poutre est donc aussi fortement chargée. Cette hypothèse place en sécurité. Un calcul précis supposerait une modélisation plus compliquée en 3D.

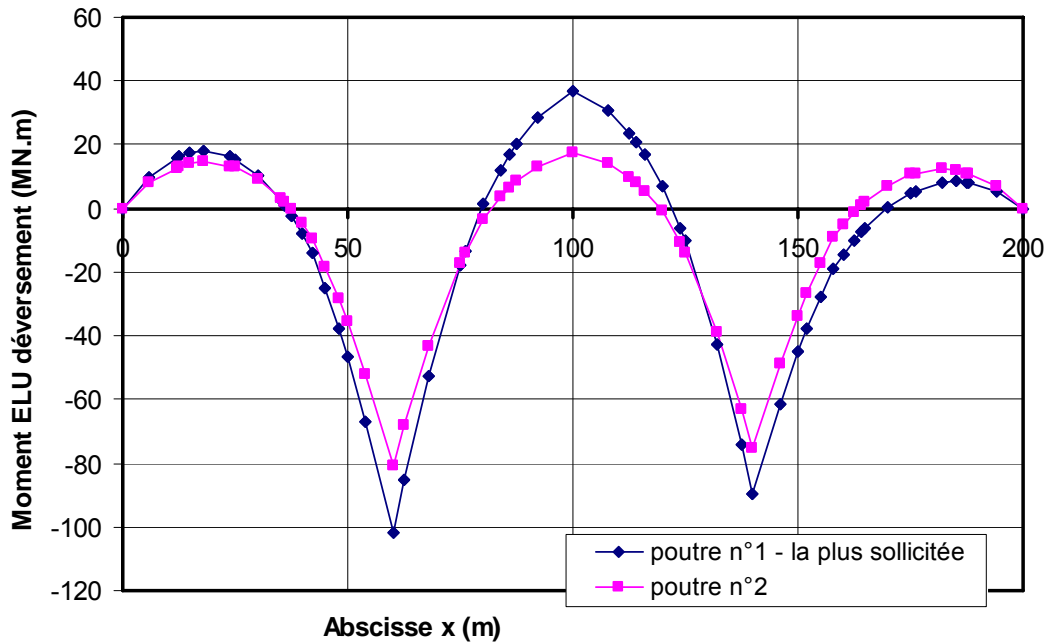


Figure 8. 15 : Moments ELU de déversement dans les 2 poutres principales

Sur P1, le béton de la dalle est fissuré sur toute sa hauteur et ne participe pas à la résistance de la section. Le moment M_{Ed} de la figure 8.15 conduit alors à une contrainte maximale de compression de 249 MPa sur appui, dans le plan moyen de la semelle inférieure (en respectant le phasage de construction dans le calcul de cette contrainte).

Pour étudier le flambement latéral de la semelle inférieure de la poutre modélisée au déversement, il est nécessaire de traduire le moment fléchissant de la figure 8.15 en effort normal le long de cette semelle inférieure. Cet effort normal s'obtient en divisant le moment M_{Ed} de l'ELU par la distance h entre les centres de gravité des deux semelles (métallique et mixte) de la poutre. h et M_{Ed} étant variables le long de la poutre, on obtient un effort normal N_{Ed} lui aussi variable, qui évolue d'une compression sur appui intermédiaire à une traction en travée. La courbe obtenue est représentée sur la figure 8.16. La valeur maximale sur P1 atteint $N_{max} = 38,4$ MN.

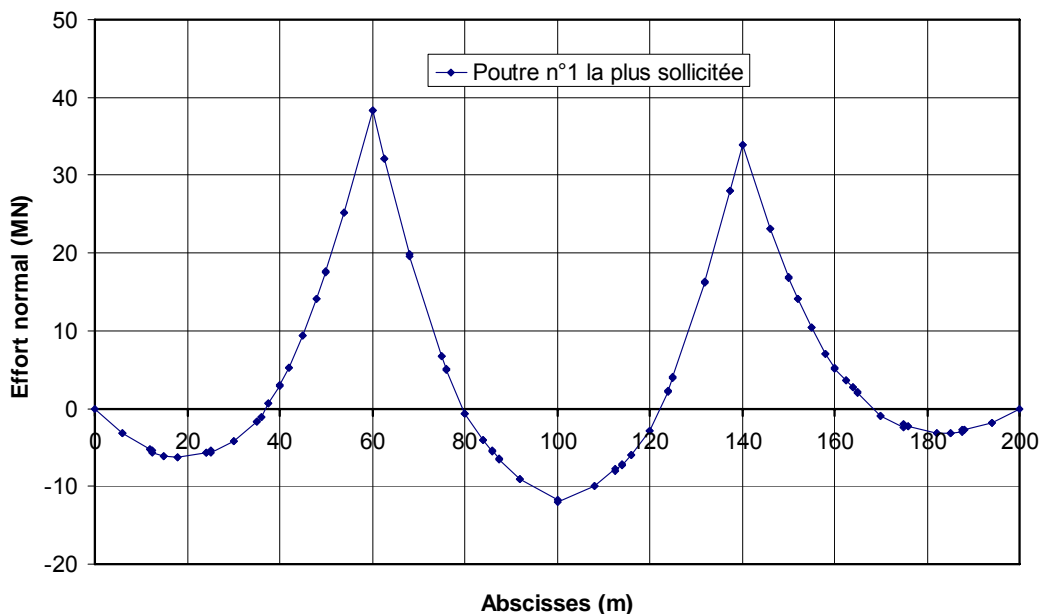


Figure 8. 16 : Effort normal variable dans la semelle inférieure de la poutre modélisée

Dans le modèle de flambement latéral utilisé ici, cet effort normal variable est repris sur une section Ω composée de la semelle inférieure à laquelle est associée une partie de l'âme de la poutre principale. Dans le cas d'une poutre en I bisymétrique sous flexion pure, en écrivant la contrainte dans le plan moyen de la semelle inférieure sous la forme M_{Ed}/I et N_{Ed}/Ω , on peut démontrer facilement que Ω est la somme de l'aire de la semelle et du sixième de l'aire de l'âme : $\Omega = b_f t_f + h_w t_w / 6$.

8.6.3 - Méthode simplifiée de vérification

En introduction, il a été noté que la méthode simplifiée n'est normalement pas applicable puisque :

- la section de semelle est variable ;
- le gradient de moment conduit à une variation de contraintes (on notera que la contrainte peut parfois être plus grande au premier changement de section de semelle que sur l'appui).

Dans le cas où la largeur de semelle est constante, on pourrait l'appliquer en calculant la contrainte critique avec la section d'épaisseur maximale et la contrainte sollicitante maximale (sur appui ou au premier changement de section). Ces hypothèses minimisent la charge critique et sont donc sécuritaires. Le calcul est réalisé ci-dessous pour la travée centrale de $L = 80$ m.

$$c = \frac{C_d}{a} = 2,539 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 \text{ avec } a = 8 \text{ m entre entretoises}$$

$$I = \frac{t_f b_f^3}{12} = 17,28 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\gamma = \frac{cL^4}{EI} = 28663,14$$

$$m = \frac{2}{\pi^2} \sqrt{\gamma} = 34,308 > 1$$

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = 5,596 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$N_{crit} = mN_E = 192 \text{ MN}$$

EN1993-2, 6.3.4.2(6)

A partir de la charge critique, on calcule l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{crit}}}$$

EN1993-2, 6.3.4.2(4)

$$\text{avec } A_{eff} = b_f t_f + \frac{h_{w,c} t_w}{3}$$

EN1993-2, 6.3.4.2(7)

$h_{w,c} = 1450$ mm déterminé à partir des contraintes dans la section d'épaisseur maximale sur P1.

$$A_{eff} = 156\,567 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 295 \text{ MPa car } t_f = 120 \text{ mm}$$

$$\text{D'où } \bar{\lambda}_{LT} = 0,4905$$

On utilise alors la courbe de flambement d : $\alpha_{LT} = 0,76$.

EN1993-1-1, tableaux 6.3 et 6.4

$$\phi_{LT} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,73$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,787 \leq 1$$

Le critère de déversement n'est donc pas vérifié :

$$\sigma_{max} = 249,25 \text{ MPa} \geq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}} \chi_{LT} = 211 \text{ MPa}$$

Cette méthode simplifiée reste sécuritaire par rapport à la méthode générale. Compte tenu de l'écart avec lequel le critère n'est pas vérifié, elle montre toutefois que les cadres d'entretoisement proposés

initialement au chapitre 3 de cette partie II du guide, risquent d'être trop souples et/ou trop espacés pour permettre de justifier le bipoutre au déversement en service, même avec des méthodes moins sécuritaires. La suite de ce chapitre 8-6 est consacrée à la méthode générale.

8.6.4 - Charge critique de déversement

Dans la littérature scientifique, il n'existe pas d'expressions littérales de la charge critique de flambement d'une poutre continue d'inertie variable, soumise à un effort normal variable, et posée sur des appuis simples et des appuis élastiques ponctuels de rigidité C_d . On réalise donc un modèle filaire de la poutre continue la plus chargée, à l'aide d'un logiciel permettant le calcul des charges critiques.

Description du modèle filaire

Chaque section du modèle filaire est affectée d'une aire et d'une inertie d'axe vertical, représentant la semelle inférieure (comprimée sur appui P1), et variables selon la répartition des matières. On notera que le tiers de la hauteur d'âme comprimée n'intervient pas dans la matrice de raideur pour le calcul des coefficients d'amplification critique de flambement. Il n'est donc pas nécessaire de l'introduire dans le modèle numérique. Cette augmentation de section n'intervient en fait que d'un point de vue réglementaire, lors du calcul des contraintes critiques.

EN1993-2, 6.3.4.2(7)

Pour obtenir une charge critique traduisant un flambement latéral, les inerties d'axe longitudinal et transversal sont imposées très fortes et les déplacements verticaux sont bloqués pour tous les nœuds du modèle. Par ailleurs, les déplacements transversaux et les rotations d'axe longitudinal sont bloqués sur piles et culées (création d'appuis à fourche), les appuis élastiques discrets de rigidité transversale C_d sont imposés au niveau des entretoises courantes.

Ce modèle filaire est alors chargé avec l'effort normal variable de la figure 8.16.

Résultats

Le tableau 8-2 décrit les déformées transversales obtenues pour les trois premiers modes propres du modèle filaire. Le facteur $\alpha_{cr,op}$ est le facteur multiplicateur à appliquer sur le chargement ELU introduit pour obtenir le chargement critique d'un mode donné. Les longueurs de flambement observées, de l'ordre de 20m, couvrent plusieurs cadres d'entretoisement (espacés de 8m en travée centrale).




Mode	$\alpha_{cr,op}$	Description de la déformée observée
1	8,8576	 Ondes anti symétriques de longueur $\ell_f = 20$ m autour de P1
2	10,258	 Ondes anti symétriques de longueur $\ell_f = 20$ m autour de P2
3	17,489	 Ondes quasi symétriques de longueur $\ell_f = 20$ m autour de P1

Tableau 8. 2 : Déformée transversale pour les 3 premiers modes critiques

8.6.5 - Méthode générale de vérification

Le critère à vérifier est :

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0$$

où :

- $\alpha_{ult,k}$ est le facteur minimal d'amplification à appliquer aux sollicitations de l'ELU pour atteindre la résistance caractéristique de la section transversale la plus sollicitée du tablier,
- χ_{op} est le facteur de réduction calculé pour l'élançement réduit

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}},$$

- $\alpha_{cr,op}$ est le facteur minimal d'amplification à appliquer aux sollicitations de l'ELU pour atteindre la résistance critique au déversement.

Le phénomène étudié est un déversement (χ_{LT}) ramené à un problème de flambement latéral (χ). Par sécurité, la fonction de résistance retenue est

$$\chi_{op} = \min[\chi; \chi_{LT}].$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} \leq 1,0 \text{ et } \Phi = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{op} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op}^2 \right]$$

α est à déduire des tableaux 6.1 et 6.2 de l'EN1993-1-1 en fonction de la section du tablier. Pour un bipoutre, dans la zone sur appui, la poutre principale est une section soudée avec $t_f > 40$ mm, donc on utilise généralement la courbe de flambement d avec $\alpha = 0,76$.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} \leq 1,0 \text{ et } \Phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{op} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op}^2 \right]$$

α_{LT} est à déduire des tableaux 6.3 et 6.4 de l'EN1993-1-1 en fonction de la section du tablier. Pour un bipoutre, dans la zone sur appui, la poutre principale est une section soudée avec $h_w/b_{fi} > 2$, donc on utilise généralement la courbe de déversement d avec $\alpha_{LT} = 0,76$.

On en déduit que $\chi_{op} = \chi = \chi_{LT}$ pour un bipoutre.

EN1993-1-1, 6.3.4(2)

EN1993-1-1, 6.3.1.2

EN1993-1-1, 6.3.2.2

8.6.6 - Vérification du déversement pour l'appui P1

Coefficient d'amplification $\alpha_{ult,k}$

$\alpha_{ult,k} = \min(f_{yf}/\sigma_f)$ où σ_f est la contrainte normale à l'ELU dans le plan moyen de la semelle inférieure de la poutre n°1. La figure 8.17 montre que ce minimum est obtenu sur l'appui P1. L'attention du lecteur est attirée sur le fait que ce n'est pas forcément toujours le cas (le premier changement d'épaisseur de tôle en travée peut aussi souvent être une section critique). On en déduit : $\alpha_{ult,k} = 295/249,5 = 1,184$.

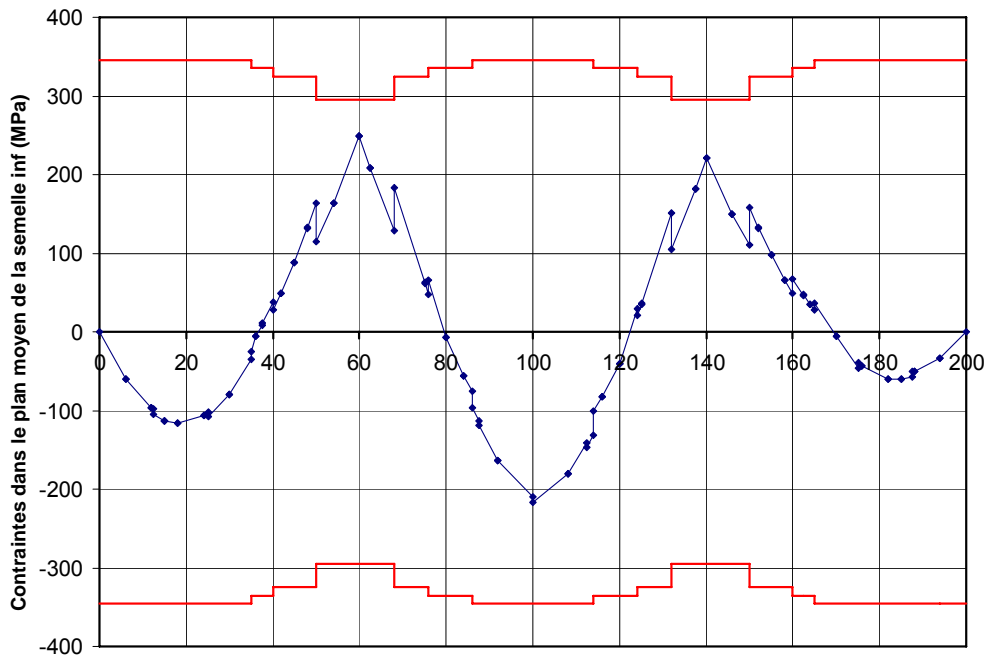


Figure 8. 17 : Contraintes dans le plan moyen de la semelle inférieure de la poutre n°1 à l'ELU

Facteur de réduction χ_{op} et vérification

Des 2 facteurs d'amplification $\alpha_{ult,k}$ et $\alpha_{cr,op}$, on déduit la valeur de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} = \sqrt{\frac{1,184}{8,8576}} = 0,366 \geq 0,2$$

EN1993-1-1, 6.3.4(3)

$$\Phi_{LT} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{op} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op}^2 \right] = 0,63$$

$$\chi_{op} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} = 0,875 \leq 1,0$$

EN1993-1-1, 6.3.2.2

Le critère de justification au déversement n'est alors pas satisfait :

EN1993-1-1, 6.3.4(2)

$$\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{1,036}{1,1} = 0,94 < 1,0$$

Il est nécessaire de revoir la conception des cadres d'entretoisement de façon à les rendre plus rigides dans les zones proches des appuis intermédiaires, et/ou de diminuer leur espacement.

8.6.7 - Modification de la conception des cadres

Rigidité nécessaire

Dans un premier temps, sans chercher une conception particulière du cadre d'entretoisement, ni modifier les espacements initiaux, on envisage plusieurs rigidités C_d de façon à déterminer la valeur minimale nécessaire pour justifier le déversement. Pour chaque valeur testée, le facteur $\alpha_{cr,op}$ est calculé à partir du modèle filaire décrit au paragraphe 8.6.4, puis on évalue $\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}}$ pour tracer le graphique de la figure 8.18.

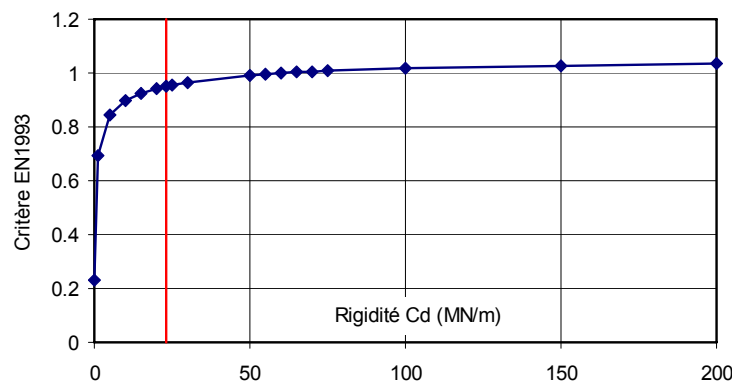


Figure 8. 18 : Evolution du critère général en fonction de C_d

On constate qu'il faut environ tripler la rigidité du cadre ($C_d > 60$ MN/m) par rapport à la conception initiale si on souhaite que le critère de déversement soit tout juste vérifié, en conservant les espacements initiaux. Par ailleurs, on constate que la courbe est "très plate" autour de la valeur limite 1 du critère, c'est à dire qu'une forte augmentation de C_d n'a pas beaucoup d'effet sur le critère général.

Un calcul où tous les cadres seraient des appuis fixes identiques aux piles et culées, conduit à une valeur du critère général $\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = 1,049$ tout juste supérieur à 1 (asymptote horizontale sur la figure 8.18).

Conception d'un nouveau cadre d'entretoisement

En conservant néanmoins l'espacement longitudinal initial, il reste possible de proposer une conception qui assure la rigidité nécessaire. Pour limiter les déplacements transversaux des montants inférieurs, l'entretoise IPE600 est abaissée à 600 mm au-dessus du plan moyen des semelles inférieures principales. La partie supérieure du cadre est alors maintenue par des diagonales dont on dimensionne la section de façon à éviter leur flambement (voir plus loin). La figure 8.19 illustre ce nouveau cadre.

Le calcul de rigidité de ce nouveau cadre donne $C_d = 1/9,7 \times 10^{-3} = 103,1$ MN/m ce qui est bien supérieur à 3 fois celle du cadre de la conception de base.

Flambement des diagonales du cadre

Les éléments du cadre sont dimensionnés sous l'action de forces transversales appliquées au niveau des plans moyens des semelles inférieures et égales à 1% de la compression longitudinale de la semelle (extrapolation de l'EN1993-2, 6.3.4.2(5) écrit pour le cas des poutres uniformes).

EN1993-2, 6.3.4.2(5)

Au niveau du premier cadre en travée centrale, l'effort normal dans la semelle atteint $N_{Ed} = 19,58$ MN. En appliquant 1% de N_{Ed} transversalement et dans le même sens pour les 2 semelles (cas le plus défavorable, voir figure 8.14), on obtient un effort normal dans les diagonales du premier cadre de $F = 0,228$ MN.

Note : Si les forces transversales sont de sens opposé, l'effort normal se réduit à 0,03 MN dans les diagonales.

$$I = 720,3 \text{ cm}^4$$

$$A = 3310 \text{ mm}^2$$

$L = 3,5$ m (longueur de la diagonale entre attaches)

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{AL^2} = 368,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = 0,982$$

On retient la courbe de flambement a (profils creux ronds finis à chaud):

$$\alpha = 0,21.$$

D'où $\chi = 0,678$.

$$\text{On vérifie bien : } F = 0,228 \text{ MN} < F_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 0,725 \text{ MN.}$$

EN1993-1-1, tableau 6.2

EN1993-1-1, 6.3.1.1(1)

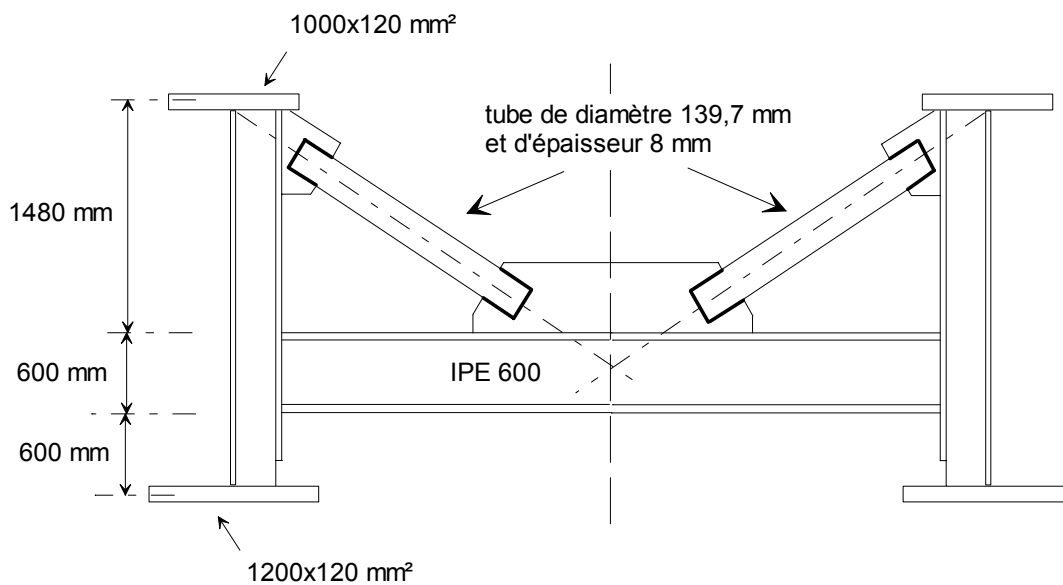


Figure 8.19 : Proposition de cadre courant

Vérification du déversement sur P1

Si on remplace tous les cadres courants par celui de la figure 8.19, le déversement est justifié par le critère général :

$\alpha_{cr,op} = 16,289$ pour le premier mode propre de déformée similaire à celle du tableau 8-2, mais avec une longueur d'onde plus faible ($\ell_f = 13$ m au lieu de 20 m).

$$\bar{\lambda}_{op} = 0,269 \geq 0,2$$

$$\Phi_{LT} = 0,563$$

$$\chi_{op} = 0,946 \leq 1,0$$

$$\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{1,12}{1,1} = 1,02 > 1,0$$

Ce remplacement n'est toutefois pas nécessaire pour tous les cadres. Si on ne renforce que les 2 cadres bordant chaque pile intermédiaire, alors le déversement est toujours justifié :

$$\alpha_{cr,op} = 15,706$$

$$\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = 1,014 > 1,0$$

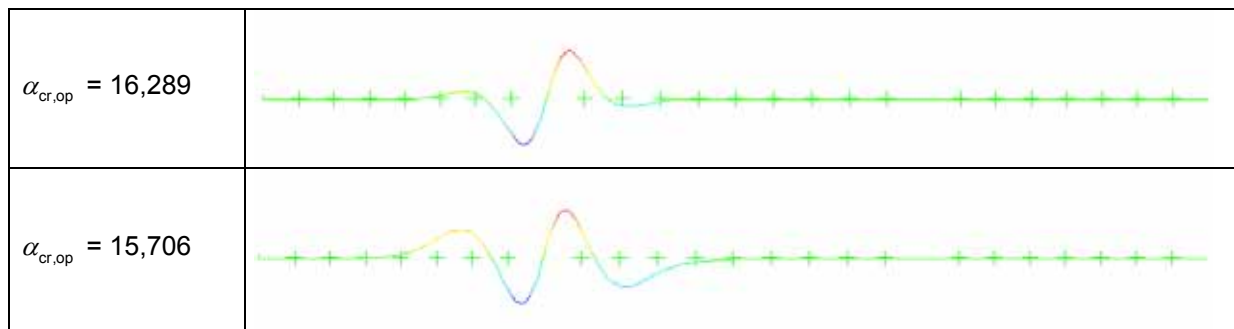


Tableau 8. 3 : Déformée transversale pour les premiers modes propres avec tubes

9 - Justifications à l'ELU de fatigue

La vérification à la fatigue consiste à s'assurer que la probabilité de ruine d'un ouvrage par propagation de fissure à l'intérieur d'un composant du tablier soumis à des variations répétées de contraintes reste faible. Pour ce faire, il convient de retenir la méthode de la durée de vie sûre de l'EN1993-1-9.

EN 1993-1-9

Les composants à vérifier en fatigue dans un pont mixte sont :

- la charpente métallique et ses connecteurs,
- les armatures passives de la dalle,
- le béton de la dalle.

EN1994-2, 6.8

L'EN1994-2, 6.8 définit les conditions de la vérification à la fatigue.

La vérification à la fatigue du béton, ainsi que celle des armatures transversales de la dalle ne sont pas traitées dans ce guide (le lecteur est renvoyé au guide Sétra sur les ponts en béton calculés selon l'Eurocode 2). La vérification des connecteurs à la fatigue est abordée dans le chapitre 11 de cette partie II.

9.1 - Justification de la charpente métallique

Pour les calculs de fatigue de la charpente métallique, l'EN1994-2 autorise le recours à la méthode simplifiée des étendues de contrainte équivalentes. La variation de contrainte dans un détail donné de la charpente est alors obtenue par le passage unique sur le pont d'un camion calibré pour avoir le même effet que le trafic réel. La méthode simplifiée s'utilise avec le modèle de charge de fatigue n°3 défini par l'EN1991-2. Ce modèle est appelé FLM3 dans la suite.

EN1994-2, 6.8.4(4)

L'EN1991-2 définit 5 modèles différents de charge de fatigue. Pour des justifications particulières et suivant le format de vérification adopté par l'Eurocode de projet (ici EN1994-2), ces modèles de charge peuvent être utilisés.

EN1991-2, 4.6

Globalement, le format de vérification de la méthode simplifiée des contraintes

équivalentes est le suivant :

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

où :

- γ_{Ff} est le coefficient partiel appliqué aux charges ;
- $\Delta \sigma_{E,2}$ est l'étendue de contrainte équivalente d'amplitude constante relative à 2 millions de cycles, ;
- $\Delta \sigma_c$ est la valeur de référence de la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles (catégorie de détail) ;
- γ_{Mf} est le coefficient partiel de résistance à la fatigue.

Un format semblable se retrouve pour les vérifications au cisaillement ainsi que pour les interactions entre contraintes normales et cisaillement. Dans le cadre de ce guide, on se limitera au cas des contraintes normales. Il conviendrait bien sûr d'envisager l'ensemble des vérifications pour un projet réel.

L'étendue de contraintes $\Delta \sigma_{E,2}$ sous FLM3 est donnée par :

$$\Delta \sigma_{E,2} = \lambda \Phi \Delta \sigma_p = \lambda \Phi [\sigma_{\max,f} - \sigma_{\min,f}]$$

où λ est le coefficient de dommage équivalent,
et Φ est le coefficient de dommage équivalent d'impact.

L'attention du lecteur est attirée sur le fait que l'EN1994-2 note la variation de contrainte $\Delta \sigma_E$ alors que l'EN1993-2 la note $\Delta \sigma_{E,2}$. C'est cette dernière notation qui est retenue ici.

EN1993-2, 9.5, eq.
(8.1)

EN1994-2, 6.8.6(2)

EN1993-2, 9.5.2
EN1994-2, 6.8.6

9.1.1 - Les coefficients partiels

Le coefficient partiel sur les charges de fatigue est pris égal à $\gamma_{Ff} = 1,0$.

Le coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue de la charpente est pris égal à $\gamma_{Mf} = 1,35$.

Il correspond à une vérification selon le concept de la durée de vie sûre, avec de fortes conséquences suite à la ruine de l'ouvrage (voir tableau du paragraphe 4.5 de la partie II de ce guide).

EN1993-2, 9.3

EN1993-1-9,
tableau 3.1

9.1.2 - Le chargement de fatigue

Caractéristiques du convoi FLM3

Le modèle de charge FLM3 permet de calculer les sollicitations de fatigue. Il s'agit d'un modèle à véhicule unique composé de 4 essieux (120 kN par essieu). Il circule centré dans les voies lentes définies au projet. La surface de contact de chaque roue est un carré de 0,40 m de côté (voir figure 9.1).

EN1991-2, 4.6.4

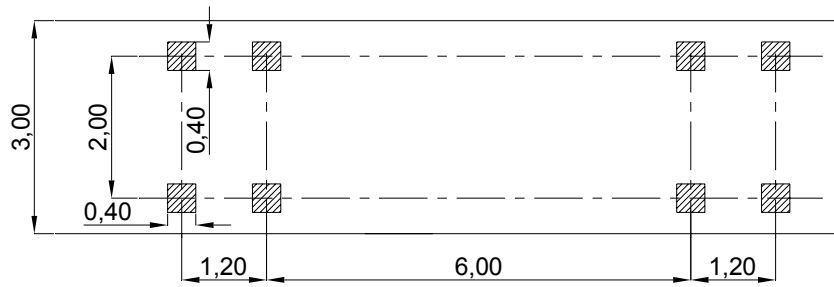


Figure 9. 1 : Modèle de véhicule pour le convoi de fatigue FLM3

L'EN1991-2 prévoit l'éventualité d'un 2^{ème} véhicule pour mieux représenter les effets de la fatigue dans les zones d'appui intermédiaire (même géométrie mais avec des essieux de 36 kN, et situé à une distance qui n'est pas inférieure à 40 m du premier véhicule). Toutefois, la calibration de la méthode simplifiée des étendues de contraintes équivalentes a été faite dans les Eurocodes de projet à partir d'un véhicule unique. De plus, l'utilisation du deuxième véhicule est soumise au choix des Annexes Nationales.

EN1991-2, 4.6.4(3)

Nombre et position des voies lentes

A priori, le cahier des charges du projet doit spécifier le nombre et la position des voies lentes sur l'ouvrage. Dans le cas présent, le tablier présentant deux voies de circulation en sens opposé, deux voies lentes sont donc considérées.

Dans les applications numériques de ce guide, la position de ces voies a été choisie comme correspondant au marquage réel sur la chaussée. Cela se traduit ici par un coefficient de répartition transversale de 0,75. Ce choix est à envisager au cas par cas, pour chaque ouvrage, en anticipant un trafic futur éventuellement différent de celui prévu à l'avant-projet, et pouvant conduire à une répartition différente des voies de circulation dans le temps d'utilisation de l'ouvrage.

A défaut, il pourrait être envisagé d'utiliser l'article 4.6.1 (4) de l'EN 1991-2 comme représenté sur la figure 9.2. Les voies 1 et 3 représentent alors les voies lentes.

EN1991-2, 4.6.1(4)

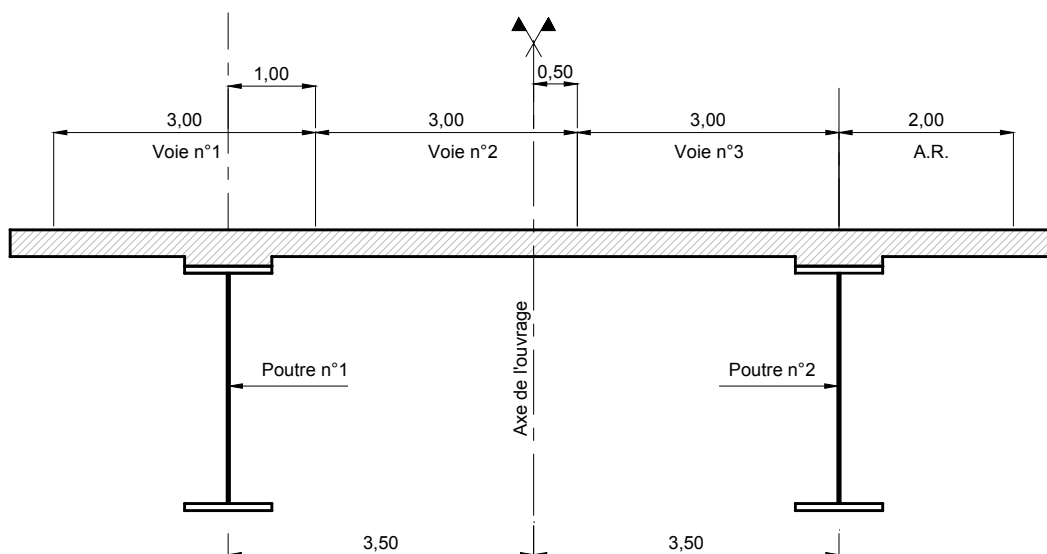


Figure 9. 2 : Position possible des voies lentes (1 et 3)

9.1.3 - Coefficient de dommage équivalent λ

Le coefficient de dommage équivalent est donné par :

$$\lambda = \prod_{i=1}^4 \lambda_i \leq \lambda_{\max}$$

EN1993-2, 9.5.2

a) Coefficient λ_1

Le facteur λ_1 prend en compte les effets de l'endommagement dû au volume de trafic en fonction de la longueur L de la ligne d'influence de la sollicitation considérée. Il contient également un « facteur de passage » de N_0 cycles par an à 2.10^6 cycles en 100 ans.

Suivant l'emplacement de la section étudiée et le type de sollicitations, des abaques issus de l'EN1993-2 fournissent la valeur de λ_1 correspondante.

EN1993-2, fig. 9.7

Pour le moment, on obtient :

Lieu de la section	Longueur de la ligne d'influence	Valeur de λ_1
En travée de rive	$L = 60$ m	$2,55 - 0,7 \cdot (60-10)/70 = 2,05$
Sur appui intermédiaire	$L = (60 + 80)/2 = 70$ m	$1,70 + 0,5 \cdot (70-30)/50 = 2,10$
En travée centrale	$L = 80$ m	1,85

Pour l'effort tranchant, on obtient :

Lieu de la section	Longueur de la ligne d'influence	Valeur de λ_1
En travée de rive	$L = 0,4 \times 60$ m	$2,55 - 0,7 \cdot (24-10)/70 = 2,41$
Sur appui intermédiaire	$L = 80$ m	2,20
En travée centrale	$L = 0,4 \times 80$ m	$2,55 - 0,7 \cdot (32-10)/70 = 2,33$

b) Coefficient λ_2

λ_2 rend compte de la composition du trafic :

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{\text{obs}}}{N_0} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Le nombre indicatif de véhicules lourds prévus par an et par voie lente doit être donné par le cahier des charges du projet. A défaut de cahier des charges, le guide retient les hypothèses suivantes :

- une catégorie de trafic 2 (soit "route et autoroute avec un trafic de camions moyens"). Le nombre indicatif de véhicules lourds prévus par voie lente est alors de $N_{\text{obs}} = 0,5 \cdot 10^6$;
- une composition du trafic longue distance définie pour le modèle de charge de fatigue n°4 (FLM4). Le poids moyen Q_{m1} des camions par voie lente est alors $Q_{m1} = 445$ kN.

EN1991-2, 4.6
tableau 4.5

EN1991-2, 4.6
tableau 4.7

On rappelle que l'ouvrage comporte ici deux voies lentes.

Les valeurs de référence pour Q_0 et N_0 valent :

$Q_0 = 480$ kN (poids de FLM3) et $N_0 = 0,5 \cdot 10^6$.

EN1993-2, 9.5.2(3)

On obtient finalement $\lambda_2 = 0,927$.

c) Coefficient λ_3

λ_3 est fonction de la durée de vie souhaitée de l'ouvrage.
Pour un ouvrage d'art, elle est de 100 ans et $\lambda_3 = 1,00$.

EN1993-2, 9.5.2(5)

d) Coefficient λ_4

λ_4 prend en compte les effets du trafic lourd sur les autres voies lentes définies au projet. Dans le cas d'une seule voie lente, $\lambda_4 = 1,0$. Dans le cas présent, le coefficient dépend de l'influence transversale de chaque voie lente sur les sollicitations dans les poutres principales :

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{\frac{1}{5}}$$

EN1993-2, 9.5.2(6)

$$\eta = \frac{1}{2} - \frac{e}{b} \text{ avec :}$$

- e : excentricité de la charge FLM3 par rapport à l'axe de l'ouvrage (+/- 1,75 m pour l'exemple) ;
- b : distance entre les poutres principales (7,0 m pour l'exemple).

On en déduit $\eta_1 = \frac{1}{2} + \frac{1,75}{7,0} = 0,75$ et $\eta_2 = \frac{1}{2} - \frac{1,75}{7,0} = 0,25$. Le coefficient η_1

représente la valeur maximale de l'effet des voies de circulation sur la poutre vérifiée en fatigue. On prendra ici $N_1 = N_2$ (autant de poids lourds sur chaque voie lente) et $Q_{m1} = Q_{m2}$ (même type de camion sur les deux voies lentes).

On obtient finalement $\lambda_4 = 1,0$.

e) Coefficient limite λ_{\max}

Pour le moment de flexion, le produit $\lambda = \prod_{i=1}^4 \lambda_i$ doit rester inférieur à une valeur maximale λ_{\max} donnée par le tableau ci-dessous (et obtenue par lecture d'abaques de l'EN1993-2).

EN1993-2, 9.5.2(7)

Lieu de la section	Longueur de la ligne d'influence	Valeur de λ_{\max}
En travée de rive	$L = 60$ m	2,0
Sur appui intermédiaire	$L = (60 + 80)/2 = 70$ m	$1,80 + 0,90 \cdot (70 - 60)/50 = 2,52$
En travée centrale	$L = 80$ m	2,0

Pour l'effort tranchant, l'EN1993-2 ne définit pas de valeur limite.

Pour l'exemple du guide, ce facteur λ_{\max} ne joue pas et le coefficient de dommage équivalent vaut pour un détail constructif situé :

- en travée de rive (entre 0 et $0,85 \cdot L_1 = 51$ m ou entre 149 m et 200 m) : $\lambda = 1,9$
- sur appui intermédiaire (entre $0,85 \cdot L_1 = 51$ m et $L_1 + 0,15 \cdot L_2 = 72$ m ou entre 128 m et 149 m) : $\lambda = 1,947$
- en travée centrale (entre 72 m et 128 m) : $\lambda = 1,715$

EN1993-2, figure 9.7

9.1.4 - Coefficient de dommage équivalent d'impact Φ

On retient $\Phi = 1$ pour les ponts routiers. En effet, les effets dynamiques sont inclus directement dans la calibration des charges d'essieu du camion FLM3. EN1994-2, 6.8.6.1(7)

Toutefois, Φ est augmenté au passage d'un joint de chaussée : EN1991-2, 4.6.1(6)

$$\Phi = 1,3 \left[1 - \frac{D}{26} \right] \geq 1,0$$

où D (en m) est la distance entre le détail vérifié en fatigue et le joint de chaussée (avec $D \leq 6$ m).

9.1.5 - Amplitude de contrainte $\Delta\sigma_p$

a) Calcul des sollicitations

Les sollicitations sont issues d'une analyse globale élastique. L'analyse est faite dans les mêmes conditions que pour les vérifications de l'ouvrage en service en prenant en considération les zones fissurées sur appui intermédiaire (voir chapitre 7 de cette partie II du guide). Le calcul des sollicitations est effectué à partir de la combinaison de base non cyclique accompagnée de l'effet du convoi de fatigue. EN1994-2, 5.4.1 et 5.4.2

EN1992-1-1, 6.8.3

Les charges de trafic font partie des charges cycliques et ne sont donc pas à considérer dans cette combinaison de base. La seule charge variable non cyclique à envisager est l'action thermique, le coefficient $\psi_{1,1}$ valant alors 0,6 : EN1990, Annexe A.2

$G_{k,sup}$ (ou $G_{k,inf}$) + (1 ou 0) S + 0,6 T_k
(voir paragraphe 6.2 pour les notations).

La figure 9.3 montre les enveloppes de moment obtenues pour cette combinaison de base non cyclique.

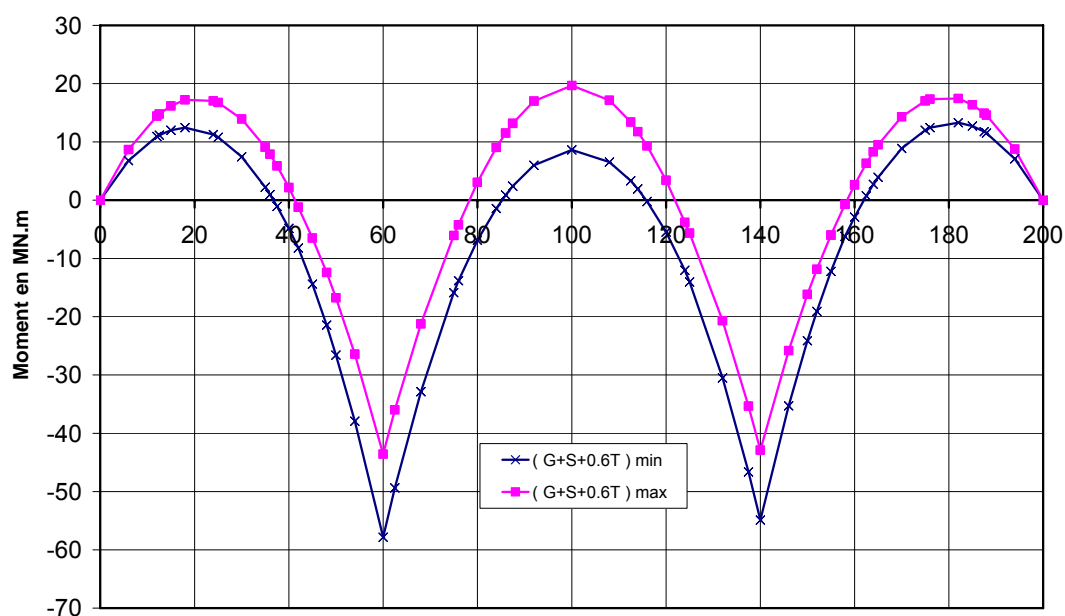


Figure 9.3 : Moments sous combinaison de base non cyclique

A cette combinaison de poids propre et éventuellement de température, on associe une variation de sollicitation sous convoi de fatigue :

$$[G_{k,sup} \text{ (ou } G_{k,inf}) + (1 \text{ ou } 0) S + 0,6 T_k] + \text{FLM3}$$

La combinaison des charges non cycliques ne doit donc pas être considérée comme une enveloppe, mais comme un état donné de sollicitation dans le tablier sous charges permanentes.

La figure 9.4 (resp. 9.5) ci-dessous représente les courbes de moment $M_{Ed,min,f}$ et $M_{Ed,max,f}$ obtenues par le passage du convoi de fatigue FLM3, à partir de l'état de sollicitation maximale (resp. minimale) sous charges permanentes.

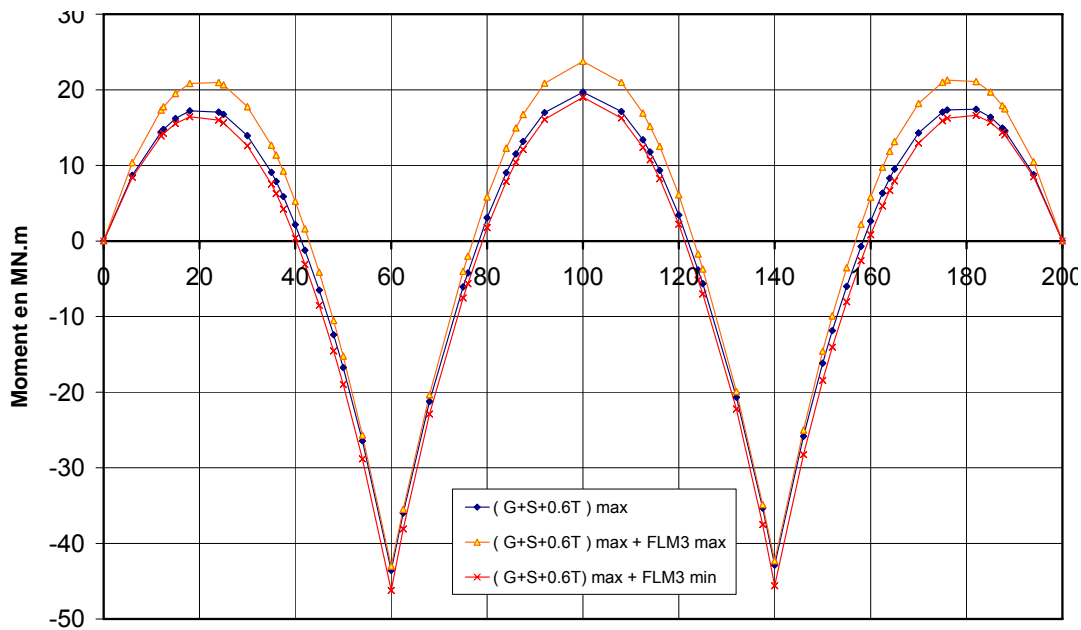


Figure 9. 4 : Moments sous combinaison de base (valeur maximale) et FLM3

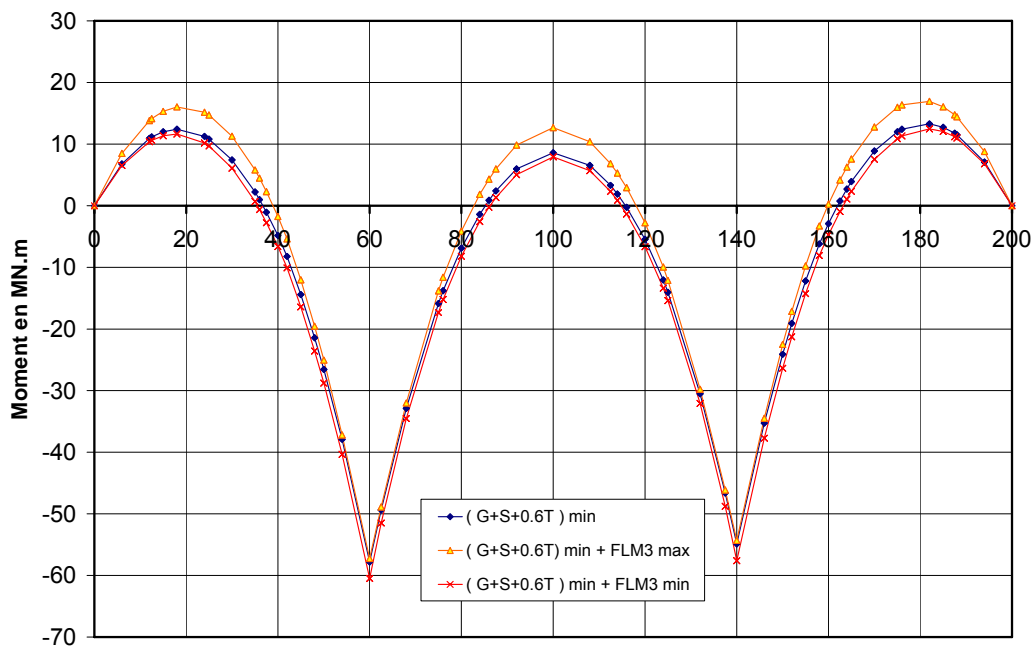


Figure 9. 5 : Moments sous combinaison de base (valeur minimale) et FLM3

b) Calcul des contraintes

L'amplitude de contrainte $\Delta\sigma_p$ s'obtient par $\Delta\sigma_p = |\sigma_{\max,f} - \sigma_{\min,f}|$ où les contraintes $\sigma_{\max,f}$ et $\sigma_{\min,f}$ sont calculées à partir de $M_{Ed,\max,f}$ et $M_{Ed,\min,f}$ avec le coefficient d'équivalence à court terme $n_0 = 6,16$. Par simplification, on négligera les auto-contraintes dues au retrait et à la température.

Avec les conventions de signe de l'EN1994-2, 6.8, le moment maximal $M_{Ed,\max,f}$ est celui qui engendre l'effort de traction maximal dans la dalle.

Pour le calcul des contraintes, 3 cas sont à envisager :

- 1^{er} cas

EN1994-2, 6.8.5.3

$M_{Ed,\min,f}$ et $M_{Ed,\max,f}$ induisent des contraintes de traction dans la dalle. Alors les contraintes s'écrivent :

$$\sigma_{\max,f} = M_{a,Ed} \frac{V_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{V_2}{I_2} + M_{FLM3,\max} \frac{V_2}{I_2}$$

$$\sigma_{\min,f} = M_{a,Ed} \frac{V_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{V_2}{I_2} + M_{FLM3,\min} \frac{V_2}{I_2}$$

en décomposant $M_{Ed,\max,f}$ (resp. $M_{Ed,\min,f}$) en $M_{a,Ed}$ repris par la section en fonctionnement de charpente seule, $M_{c,Ed}$ issu de la combinaison de base non cyclique et repris par la section en fonctionnement mixte fissuré, et enfin $M_{FLM3,\max}$ (resp. $M_{FLM3,\min}$) dû au passage du convoi FLM3 et repris par la section en fonctionnement mixte fissuré.

Finalement, l'amplitude de contrainte s'écrit :

$$\Delta\sigma_p = \Delta M_{FLM3} \cdot \frac{V_2}{I_2}$$

Dans ce premier cas, l'amplitude de contraintes est indépendante de l'état de contraintes sous combinaison de base non cyclique.

- 2^{ème} cas

$M_{Ed,\min,f}$ et $M_{Ed,\max,f}$ induisent des contraintes de compression dans la dalle. Alors les contraintes s'écrivent :

$$\sigma_{\max,f} = M_{a,Ed} \frac{V_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{V_1}{I_1} + M_{FLM3,\max} \frac{V_1}{I_1}$$

$$\sigma_{\min,f} = M_{a,Ed} \frac{V_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{V_1}{I_1} + M_{FLM3,\min} \frac{V_1}{I_1}$$

Finalement, l'amplitude de contrainte s'écrit :

$$\Delta\sigma_p = \Delta M_{FLM3} \cdot \frac{V_1}{I_1}$$

Dans ce deuxième cas, l'amplitude de contraintes est aussi indépendante de l'état de contraintes sous combinaison de base non cyclique.

- 3^{ème} cas

$M_{Ed,\max,f}$ induit des contraintes de traction dans la dalle et $M_{Ed,\min,f}$ induit des contraintes de compression dans la dalle. Alors les contraintes s'écrivent :

$$\sigma_{\max,f} = M_{a,Ed} \frac{V_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{V_2}{I_2} + M_{FLM3,\max} \frac{V_2}{I_2}$$

$$\sigma_{\min,f} = M_{a,Ed} \frac{V_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{V_1}{I_1} + M_{FLM3,\min} \frac{V_1}{I_1}$$

Finalement, l'amplitude de contrainte s'écrit :

$$\Delta\sigma_p = M_{c,Ed} \left[\frac{V_2}{I_2} - \frac{V_1}{I_1} \right] + M_{FLM3,\max} \frac{V_2}{I_2} - M_{FLM3,\min} \frac{V_1}{I_1}$$

Dans ce troisième cas, l'amplitude de contraintes n'est pas indépendante de l'état de contraintes sous combinaison de base non cyclique.

On doit alors réaliser les calculs d'amplitude de contraintes pour les 2 cas extrêmes de la combinaison de base. L'attention du lecteur est attirée sur le fait que la détermination de $M_{Ed,\min,f}$ et $M_{Ed,\max,f}$ doit être effectuée en ne considérant que l'effet hyperstatique du retrait.

Notes :

I_a / v_a est le module de flexion de l'acier de charpente seul.

I_1 / v_1 est le module de flexion de la section mixte non fissurée (avec $n_{eq} = n_0$).

I_2 / v_2 est le module de flexion de la section mixte fissurée.

On considère dans ce guide que $M_{Ed,\max,f}$ induit des contraintes de traction (resp. de compression) dans la dalle lorsque la part de $M_{Ed,\max,f}$ reprise par la dalle ($M_{c,Ed,\max,f} = M_{c,Ed} + M_{FLM3,\max}$) est négative (resp. positive). Idem pour $M_{Ed,\min,f}$.

Les figures 9.6 à 9.9 représentent les amplitudes de contraintes normales $\Delta\sigma_p$ le long de l'ouvrage, pour les faces supérieures et inférieures des deux semelles de la charpente. Sur ces figures, l'indice 1 (resp. 2) indique un calcul réalisé à partir de la valeur minimale (resp. maximale) du moment sous la combinaison non cyclique de base. Sur ces figures ont également été représentées les courbes $\Delta\sigma_0$ correspondant au calcul en section entièrement fissurée, qui est un cas enveloppe (voir 1^{er} cas ci-avant).

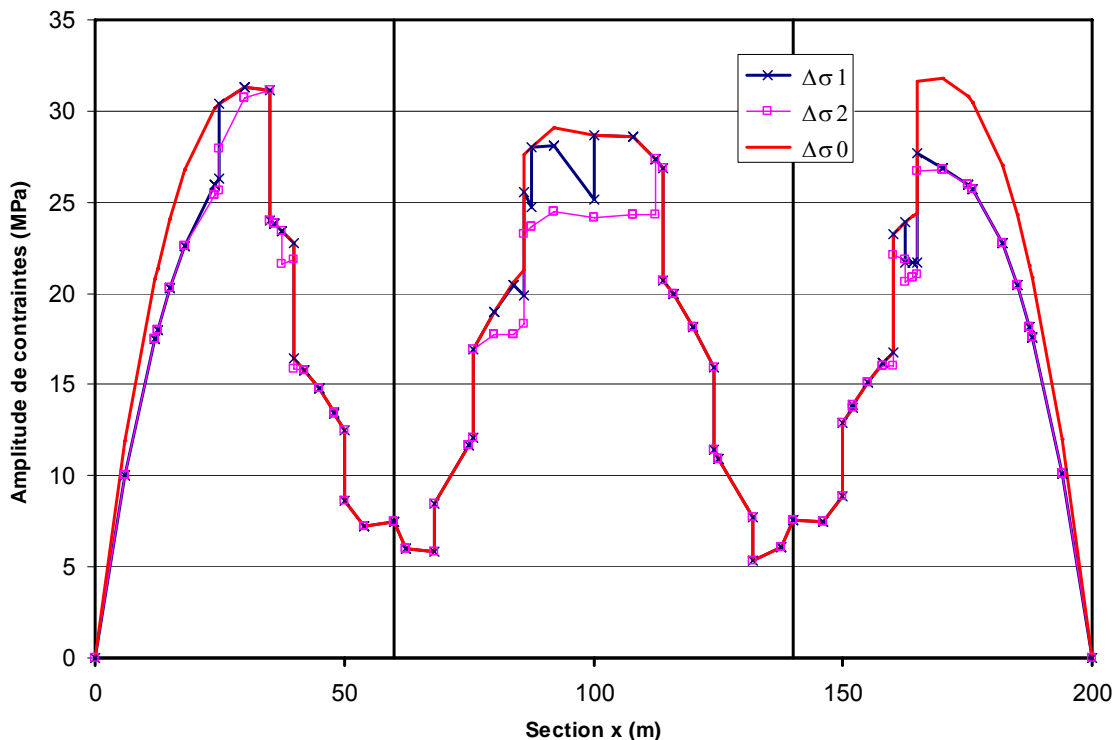


Figure 9.6 : Amplitude de contraintes sur la face supérieure de la semelle inférieure

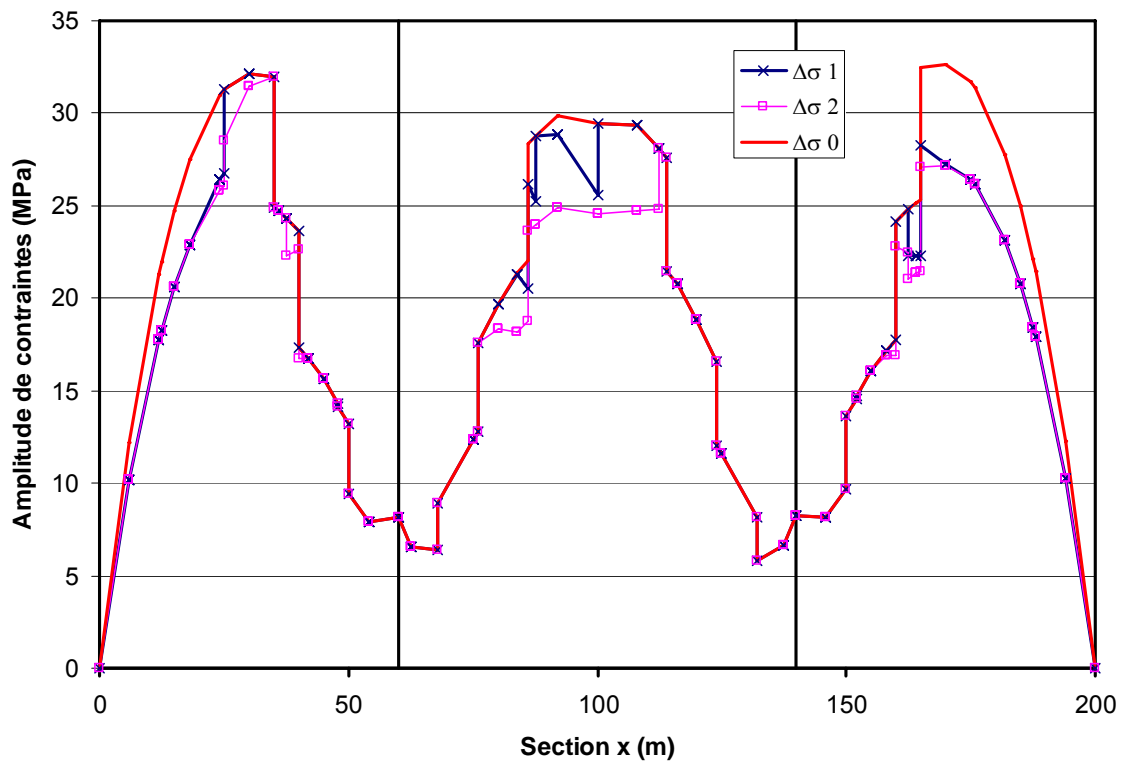


Figure 9. 7 : Amplitude de contraintes sur la face inférieure de la semelle inférieure

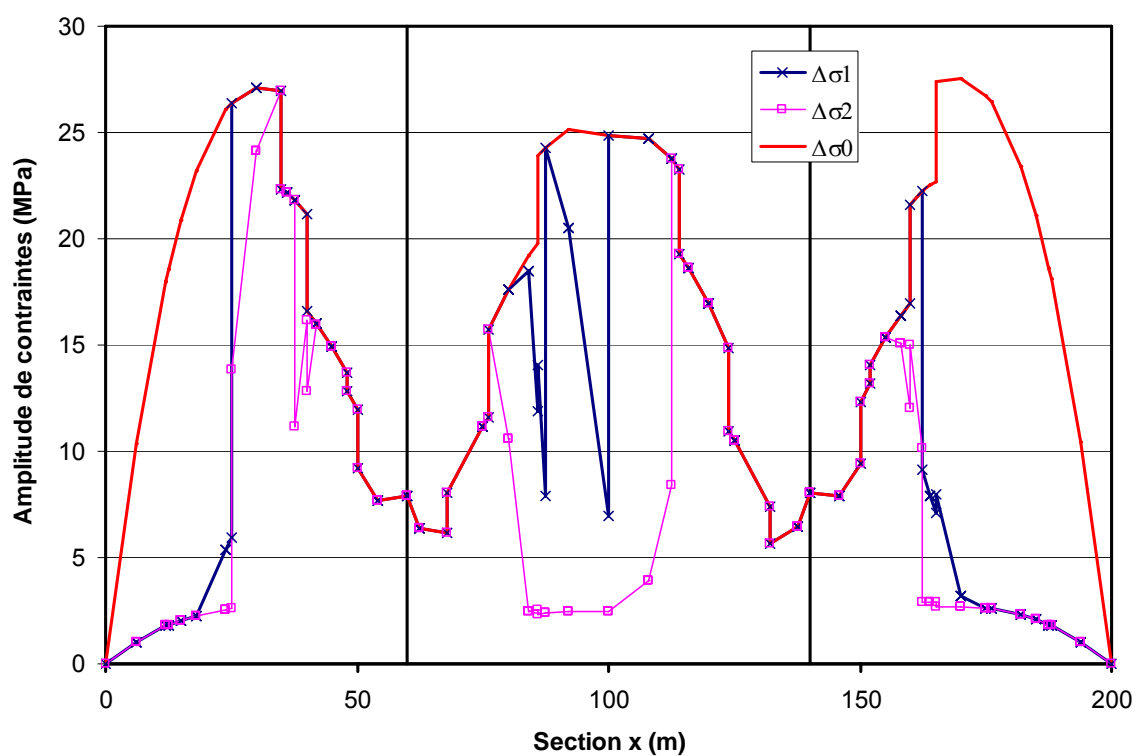


Figure 9. 8 : Amplitude de contraintes sur la face supérieure de la semelle supérieure

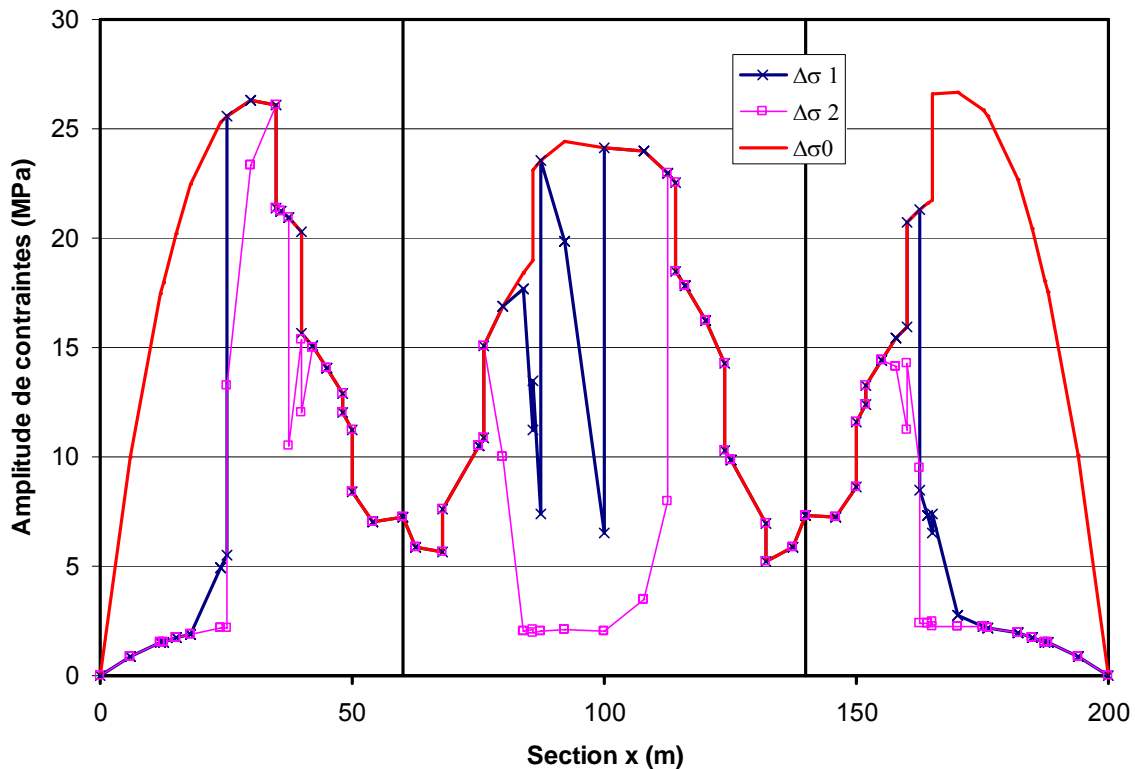


Figure 9.9 : Amplitude de contraintes sur la face inférieure de la semelle supérieure

c) Prise en compte de la rigidité de la dalle tendue

Les calculs précédents ont été faits en négligeant l'effet de rigidité du béton tendu sur les contraintes dans la charpente, comme le permet l'EN1994-2. Toutefois, il peut être intéressant de prendre en compte cet effet favorable notamment pour la justification en fatigue de la semelle supérieure à mi-travée.

EN1994-2, 6.8.5.1(4)

En utilisant les mêmes raisonnements que pour les armatures passives (voir paragraphe correspondant), on peut démontrer que la prise en compte de l'effet de rigidité du béton tendu conduit aux contraintes suivantes dans la charpente :

$$\sigma_y = \sigma_{y,0} + \beta \frac{f_{ctm}}{\rho_s} \left[\frac{A_s y_s y}{I} + \frac{A_s}{A} \right]$$

Dans cette expression, $\sigma_{y,0}$ est la contrainte dans la charpente calculée en négligeant l'effet de rigidité de la dalle tendue, au niveau de la fibre située à la distance y par rapport au centre de gravité de la section mixte fissurée. Pour les autres notations, on se reportera à la figure 10.10. Les conventions de signe sont ici $\sigma > 0$ en compression.

Si on note $\alpha_{st} = \frac{A I}{A_a I_a}$ et $\Delta \sigma_s = \beta \frac{f_{ctm}}{\rho_s \alpha_{st}}$ (voir aussi paragraphe 9.2.2), on peut également réécrire l'expression précédente sous la forme :

$$\sigma_y = \sigma_{y,0} + \Delta \sigma_s \left[\frac{A_s}{A_a} + \frac{A_s a}{I_a} y_a \right]$$

où y_a est la position de la fibre étudiée par rapport au centre de gravité de la charpente seule, et a est la distance entre le barycentre des aciers passifs et le centre de gravité de la charpente seule.

EN1994-2, 6.8.5.4(1)

S'agissant de calculs en fatigue, il convient d'adopter la valeur $\beta = 0,2$.

Détaillons ce calcul pour la face supérieure de la semelle supérieure dans le 3^{ème} plot de la travée de rive, à l'abscisse $x = 30$ m. Il s'agit d'une section où $M_{Ed,min,f}$ et $M_{Ed,max,f}$ induisent des contraintes de traction dans la dalle (1^{er} cas).

Calcul sans prise en compte de la rigidité de la dalle

$$M_{c,Ed} = -7,27 \text{ MN.m}$$

$$M_{FLM3,min} = -1,33 \text{ MN.m et } M_{c,Ed,min,f} = -7,27 - 1,33 = -8,60 \text{ MN.m}$$

$$M_{FLM3,max} = +3,83 \text{ MN.m et } M_{c,Ed,max,f} = -7,27 + 3,83 = -3,44 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{y,min,f,0} = M_{c,Ed,min,f} \frac{V_2}{I_2} = -45 \text{ MPa, contrainte due à } M_{c,Ed,min,f}$$

$$\sigma_{y,max,f,0} = M_{c,Ed,max,f} \frac{V_2}{I_2} = -18 \text{ MPa, contrainte due à } M_{c,Ed,max,f}$$

$$\Delta\sigma_p = -18 + 45 = 27 \text{ MPa (voir courbe } \Delta\sigma_1 \text{ sur la figure 9.8)}$$

Prise en compte de la rigidité de la dalle tendue

Tous calculs faits (voir figure 9.12), on obtient $\Delta\sigma_s = 49,6$ MPa, puis :

$$\Delta\sigma_s \left[\frac{A_s}{A_a} + \frac{A_s a}{I_a} y_a \right] = 18 \text{ MPa}$$

On a alors :

$$\sigma_{y,min,f} = \sigma_{y,min,f,0} + 18 = -45 + 18 = -27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{y,max,f} = \sigma_{y,min,f} \frac{M_{c,Ed,max,f}}{M_{c,Ed,min,f}} = -27 \left(\frac{-3,44}{-8,60} \right) = -11 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = -11 + 27 = 16 \text{ MPa}$$

L'étendue de contrainte est donc passée de 27 MPa à 16 MPa, grâce à l'effet de la rigidité du béton tendu. Cela permet de justifier en fatigue la section à l'abscisse $x = 30$ m.

La prise en compte de l'effet favorable de la rigidité du béton tendu n'est bien sûr valable que dans le cas où la dalle est fissurée sous les deux moments $M_{c,Ed,max,f}$ et $M_{c,Ed,min,f}$.

9.1.6 - Catégories de détail

A une catégorie de détail correspond une courbe de résistance à la fatigue. Les courbes sont référencées par la valeur de $\Delta\sigma_c$ qui correspond à la résistance à la fatigue d'un assemblage vis-à-vis d'un état de contrainte donné à 2 millions de cycles.

Chaque type de détail figure dans les tableaux 8.1 à 8.9 de l'EN1993 1-9. On y trouve un schéma du détail constructif visé et les exigences s'y rattachant (notamment les effets d'échelle). Certaines catégories de détail tiennent compte

des effets dus aux dimensions par un coefficient d'abattement $k_s = \sqrt[5]{\frac{25}{t}}$ pour $t \geq 25$ mm

Cet abattement de contrainte s'applique aux détails comportant des cordons de soudure transversaux à la direction des contraintes normales (voir figure 9.10). On vérifie alors le détail par rapport à la classe réduite $\Delta\sigma_{c,red} = k_s \Delta\sigma_c$.

Les principaux détails rencontrés le long d'un pont bipoutre mixte sont récapitulés sur la figure 9.10.

EN1993-1-9,
tableaux 8.1 à 8.9

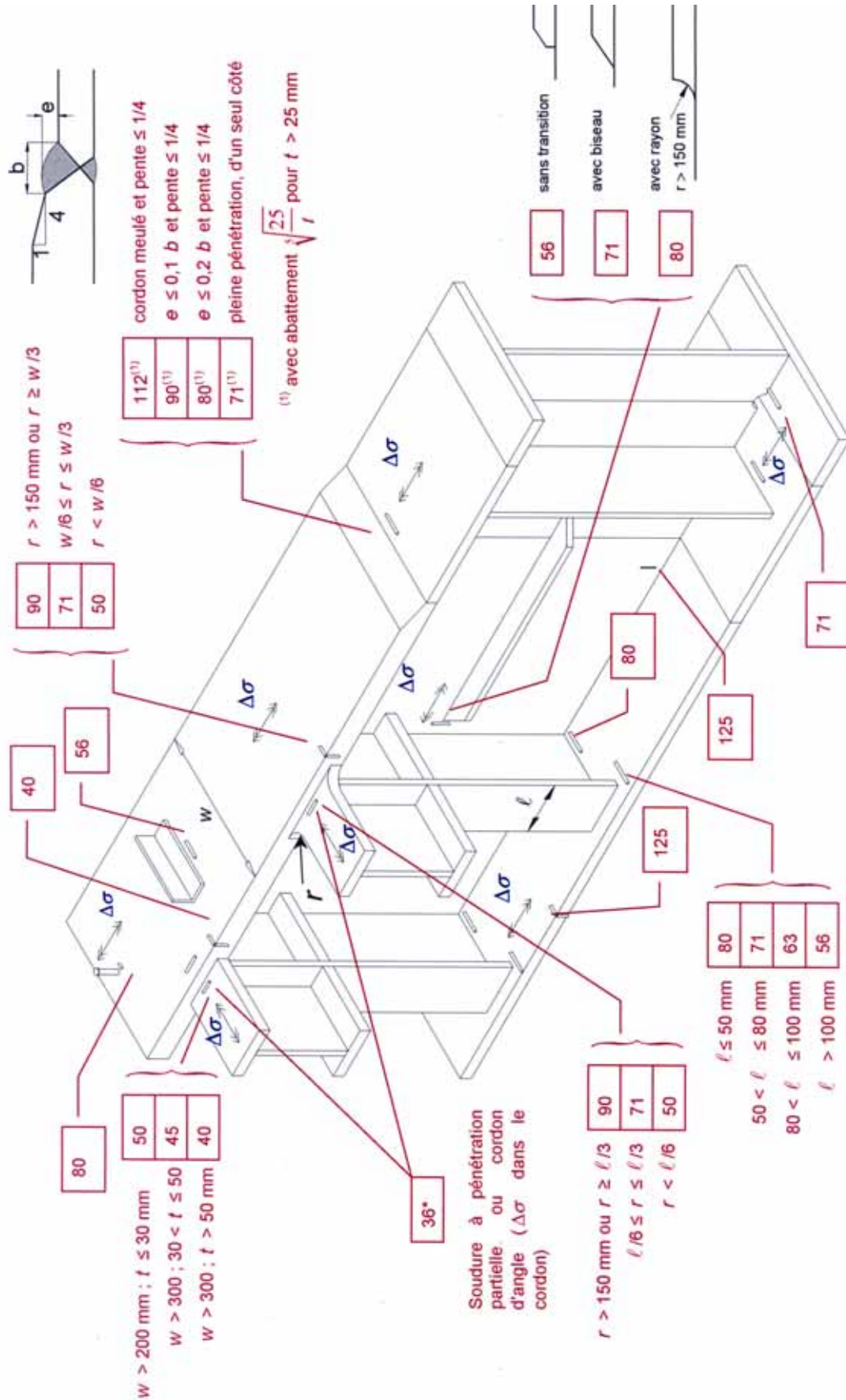


Figure 9. 10 : Détails classiques d'un bipoutre mixte (en MPa)

9.1.7 - Justification de la charpente en fatigue

A chaque point singulier (assemblage) de la charpente, on associe une classe de détail $\Delta\sigma_c$ donnée pour laquelle on doit vérifier :

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \text{ où } \Delta\sigma_{E,2} = \lambda\phi\Delta\sigma_p \text{ avec } \Delta\sigma_p \text{ donné par les figures 9.6 à 9.9.}$$

EN1993-2, 9.5.1(1)

Par exemple :

- soudure des goujons sur la semelle supérieure :

L'étendue maximale de contrainte sur la face supérieure de la semelle supérieure vaut $\Delta\sigma_{E,2} = 1,9 \times 1 \times 27,1 = 51,5$ MPa à l'abscisse $x = 30$ m ce qui reste inférieur

$$\text{à } \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = 80/1,35 = 59,3 \text{ MPa.}$$

- soudure transversale de l'âme des montants verticaux courants en T sur la semelle inférieure :

L'étendue maximale de contrainte vaut $\Delta\sigma_{E,2} = 1,9 \times 1 \times 31,3 = 59,5$ MPa (atteinte sur la face supérieure de la semelle inférieure à l'abscisse $x = 30$ m pour la 4^{ème}

entretoise courante en travée de rive) ce qui est juste égal à $\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = 80/1,35 =$

59,3 MPa.

- soudure bout à bout de la semelle inférieure pour le changement d'épaisseur de 55 mm à 80 mm à l'abscisse $x = 40$ m :

L'étendue de contrainte vaut alors $\Delta\sigma_{E,2} = 1,9 \times 1 \times 23,6 = 44,8$ MPa ce qui reste inférieur à :

$$\frac{\Delta\sigma_{c,red}}{\gamma_{Mf}} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \left(\frac{25}{t} \right)^{0,2} = \frac{90}{1,35} \left(\frac{25}{55} \right)^{0,2} = 56,9 \text{ MPa}$$

Ce type de vérification en contrainte normale doit être fait pour tous les détails rencontrés sur l'ouvrage. On rappelle aussi au lecteur que des vérifications similaires existent aussi pour les contraintes de cisaillement.

9.2 - Armatures passives longitudinales

La vérification à la fatigue des armatures passives longitudinales consiste à justifier un critère de format équivalent à celui utilisé pour la charpente (et supposant donc l'utilisation du convoi de fatigue FLM3):

$$\gamma_{F,fat} \Delta \sigma_{S,eq} (N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{Rsk} (N^*)}{\gamma_{S,fat}}$$

où :

- $N^* = 10^6$ cycles de fatigue ;
- $\Delta \sigma_{Rsk} (N^*) = 162,5$ MPa, étendue de contraintes pour N^* cycles (cas des barres droites ou pliées) ;
- $\gamma_{F,fat} = 1,0$ est le coefficient partiel relatif aux charges FLM3 ;
- $\gamma_{S,fat} = 1,15$ est le coefficient partiel relatif aux matériaux ;
- $\Delta \sigma_{S,eq} (N^*) = \lambda_s |\sigma_{s,max,f} - \sigma_{s,min,f}|$ est l'étendue de contrainte normale équivalente dans les armatures.

λ_s est le coefficient de dommage équivalent pour les armatures. L'EN1994-2, 6.8.6.1(5) renvoie à l'annexe NN de l'EN1992-2 pour sa détermination. Dans cette annexe, la calibration de λ_s a été faite sur la base d'un trafic longue distance, avec des charges statiques issues d'un trafic donné et qu'on peut représenter par les essieux du convoi FLM3, pondérés par 1,75 dans les zones d'appui et par 1,40 en travée.

Pour rester cohérent avec le calcul de λ_s , les contraintes $\sigma_{s,max,f}$ et $\sigma_{s,min,f}$ sont déterminées suivant l'EN1994-2, 6.8.5.4. sur la base des sollicitations de flexion $M_{Ed,min,f}$ et $M_{Ed,max,f}$ obtenues à partir d'une valeur (max ou min) de la combinaison de base non cyclique à laquelle on ajoute l'effet du passage de FLM3 pondéré.

9.2.1 - Coefficient de dommage équivalent λ_s

Le coefficient de dommage équivalent est donné par :

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \prod_{i=1}^4 \lambda_{s,i}$$

La calibration du coefficient $\lambda_{s,1}$ étant réalisée à l'aide de charges statiques, l'expression globale de λ_s intègre l'effet dynamique φ_{fat} des charges. Selon l'annexe B de l'EN1991-2, φ_{fat} vaut 1,2 ou 1,4 selon la rugosité du revêtement de chaussée.

Cette approche est différente de celle de l'EN1993-2 où l'effet dynamique Φ est supposé inclus dans la charge d'essieu de FLM3 utilisée pour calibrer le coefficient λ_1 .

Pour l'exemple numérique, on retient une bonne qualité de revêtement et une valeur $\varphi_{fat} = 1,2$.

a) Coefficient $\lambda_{s,1}$

Tout comme λ_1 , $\lambda_{s,1}$ prend en compte les effets de l'endommagement dû au volume de trafic en fonction de la longueur L de la ligne d'influence du moment de flexion générale.

Par lecture des figures NN.1 et NN.2, on obtient:

EN1994-2, 6.8.3(2)
qui renvoie à
EN1992-1-1, 6.8.5

EN1992-1-1, 6.8.4,
tableau 6.3N

EN1992-1-1, 6.8.4(1)

EN1992-1-1, 2.4.2.4
(1)

EN1992-1-1, annexe
NN.2.1 (101)

EN1992-2, annexe
NN.2 (103)

EN1992-2,
NN.2 (108)

EN1992-2, figures
NN.1 et NN.2

Lieu de la section	Longueur de la ligne d'influence	Valeur de $\lambda_{s,1}$
En travée de rive	$L = 60$ m	1,21
Sur appui intermédiaire	$L = (60 + 80)/2 = 70$ m	1,19
En travée centrale	$L = 80$ m	1,25

Malgré un volume de trafic et des portées identiques, on obtient des valeurs très différentes pour λ_1 et $\lambda_{s,1}$. Comme indiqué en introduction de ce paragraphe 9.2, cela s'explique par l'utilisation de charges différentes pour la calibration des abaques. Les pondérations 1,75 et 1,4 de l'EN1992 se retrouvent d'ailleurs dans nos résultats :

en travée centrale : $\lambda_1 / \lambda_{s,1} = 1,85 / 1,25 = 1,48$

sur appui : $\lambda_1 / \lambda_{s,1} = 2,1 / 1,19 = 1,76$

b) Coefficient $\lambda_{s,2}$

Tout comme λ_2 , $\lambda_{s,2}$ rend compte de la composition du trafic :

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{obs}}}{2 \cdot 10^6}}$$

k_2 est la pente de la courbe S-N au delà de N^* cycles : $k_2 = 9$

N_{obs} et \bar{Q} traduisent le volume de trafic. On reprend les hypothèses de trafic du cahier des charges du projet, déjà utilisées pour la charpente :

- $N_{\text{obs}} = 0,5 \cdot 10^6$ véhicules lourds par an et par voie lente,
- $\bar{Q} = 1$ (trafic longue distance).

Au final, on obtient : $\lambda_{s,2} = 0,857$.

c) Coefficient $\lambda_{s,3}$

$\lambda_{s,3} = 1,0$ pour une durée de vie de 100 ans (cas des ouvrages d'art).

d) Coefficient $\lambda_{s,4}$

Tout comme λ_4 , $\lambda_{s,4}$ prend en compte les effets du trafic lourd sur les autres voies définies au projet :

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_i}{N_1}} = \sqrt[9]{1 + \frac{N_2}{N_1}} = 1,08$$

dans le cas de 2 voies lentes de même trafic.

On notera que $\lambda_{s,4} \geq \lambda_4$ car on ne considère plus l'effet favorable de la répartition transversale des charges.

e) Bilan

Pour l'exemple du guide, le coefficient de dommage équivalent λ_s vaut pour un détail constructif situé :

- en travée de rive (abscisse entre 0 et 51 m ou entre 149 m et 200 m) : $\lambda_s = 1,344$;
- sur appui intermédiaire (abscisse entre 51 m et 72 m ou entre 128 m et 149 m) : $\lambda_s = 1,322$;
- en travée centrale (abscisse entre 72 m et 128 m) : $\lambda_s = 1,388$.

EN1992-2,
NN.2 (101)

EN1992-2,
NN.2 (105)

EN1992-1-1,
tableau 6.3N

EN1992-2,
tableau NN.1

EN1992-2,
NN.2 (106)

EN1992-2,
NN.2 (107)

9.2.2 - Amplitude de contrainte $\Delta\sigma_{s,p}$

L'amplitude de contrainte est donnée par $\Delta\sigma_{s,p} = |\sigma_{s,max,f} - \sigma_{s,min,f}|$ où les contraintes

$\sigma_{s,max,f}$ et $\sigma_{s,min,f}$ sont calculées avec un coefficient d'équivalence à court terme $n_0 = 6,16$, à partir des sollicitations de flexion $M_{Ed,min,f}$ et $M_{Ed,max,f}$. $M_{Ed,min,f}$ et $M_{Ed,max,f}$ sont issus d'une borne (max ou min) de la combinaison de base non cyclique (voir figure 9.3) à laquelle on ajoute l'effet du passage du convoi FLM3 pondéré par 1,75 dans les zones d'appui intermédiaire et par 1,40 ailleurs.

On rappelle que le moment maximal $M_{Ed,max,f}$ est celui qui engendre l'effort de traction maximal dans la dalle.

Comme pour la charpente métallique, trois cas sont à envisager :

- 1^{er} cas

$M_{Ed,max,f}$ et $M_{Ed,min,f}$ induisent des contraintes de traction dans la dalle (béton fissuré). Alors les contraintes dans les armatures s'écrivent :

$$\sigma_{s,max,f} = \sigma_{s,max,f,0} + \Delta\sigma_{s,f}$$

$$\text{avec } \Delta\sigma_{s,f} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \text{ et } \alpha_{st} = \frac{A I}{A_a I_a}$$

$\sigma_{s,max,f,0}$ est la contrainte dans les armatures calculées à partir de $M_{Ed,max,f} = M_{a,Ed,max,f} + M_{c,Ed,max,f}$ en négligeant la participation du béton fissuré à la section résistante : $\sigma_{s,max,f,0} = M_{c,Ed,max,f} \frac{V_2}{I_2}$.

$\Delta\sigma_{s,f}$ traduit l'effet de rigidité du béton tendu entre les fissures. Ce terme est l'équivalent (pour la fatigue) du terme expliqué pour les vérifications à l'ELS d'une section mixte en flexion longitudinale (voir chapitre 10 de cette partie II du guide). A et I (resp. A_a et I_a) sont l'aire et l'inertie de la section mixte fissurée efficace (resp. de charpente seule). ρ_s est le pourcentage d'armatures longitudinales dans l'aire de béton comprise dans la largeur efficace de dalle.

La figure 9.12 montre les valeurs que prend le terme $\Delta\sigma_{s,f}$ le long de l'ouvrage.

La contrainte $\sigma_{s,min,f}$ s'obtient à partir du diagramme de la figure 9.11, en considérant un effet de rigidité du béton tendu entre les fissures, proportionnel à $\Delta\sigma_{s,f}$ calculé pour $\sigma_{s,max,f}$.

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,min,f,0} + \frac{M_{c,Ed,min,f}}{M_{c,Ed,max,f}} \Delta\sigma_{s,f}$$

ou encore :

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{c,Ed,min,f}}{M_{c,Ed,max,f}}$$

EN1992-2,
NN2.1 (101)

EN1994-2, 6.8.5.4(1)

EN1994-2, 6.8.5.4(2)

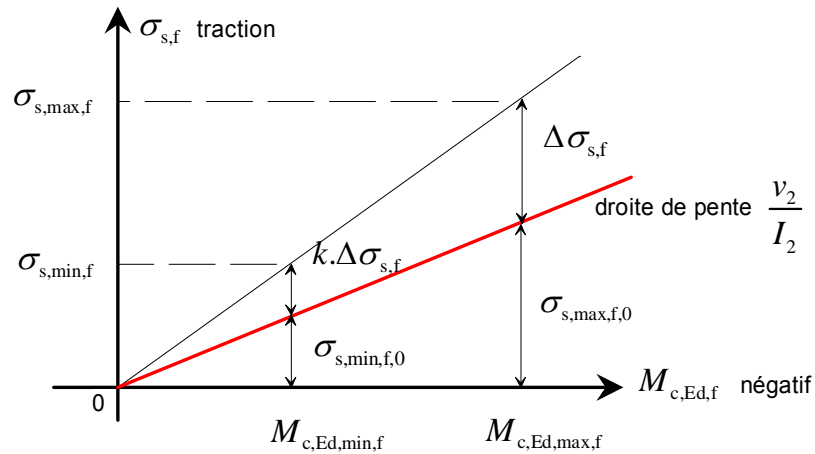


Figure 9.11 : Calcul de la contrainte $\sigma_{s,min,f}$

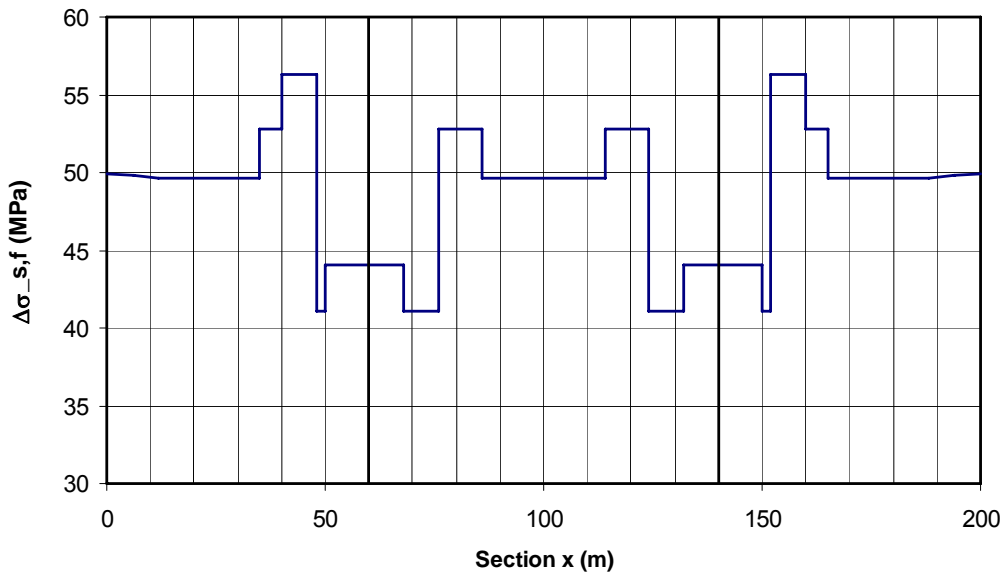


Figure 9.12 : Variation de $\Delta\sigma_{s,f}$ le long du bipoutre

• 2^{ème} cas

$M_{Ed,max,f}$ et $M_{Ed,min,f}$ induisent des contraintes de compression dans la dalle. Alors les contraintes s'écrivent :

$$\sigma_{s,max,f} = M_{c,Ed,max,f} \frac{v_1}{I_1}$$

$$\sigma_{s,min,f} = M_{c,Ed,min,f} \frac{v_1}{I_1}$$

Par différence $\sigma_{s,max,f} - \sigma_{s,min,f}$, l'influence de la combinaison de base non cyclique disparaît et il ne reste que le terme dû au convoi FLM3 calculé avec $n_{eq} = 6,16$:

$$\Delta\sigma_{s,p} = \Delta M_{FLM3} \frac{v_1}{I_1}$$

EN1994-2, 6.8.5.4(3)

- 3^{ème} cas

$M_{Ed,max,f}$ induit des contraintes de traction dans la dalle et $M_{Ed,min,f}$ induit des contraintes de compression dans la dalle. Alors les contraintes s'écrivent :

$$\sigma_{s,max,f} = \sigma_{s,max,f,0} + \Delta\sigma_{s,f} \text{ comme dans le 1^{er} cas,}$$

$$\sigma_{s,min,f} = M_{c,Ed,min,f} \frac{V_1}{I_1} \text{ comme dans le 2^{ème} cas.}$$

Le terme $\Delta\sigma_{s,f}$ est alors beaucoup plus défavorable que dans le premier cas, puisque sa valeur intervient intégralement dans l'amplitude $\Delta\sigma_{s,p}$.

9.2.3 - Justification des armatures passives en fatigue

Comme pour la résistance des sections au chapitre 8 de ce guide, la justification des armatures passives (nappe supérieure seulement dans le cadre de ce guide) en fatigue est traitée pour 2 sections, la section sur appui P1 et la section à mi-travée centrale.

a) Section sur appui P1

Cette section est située en zone fissurée de l'analyse globale, à l'intérieur de l'avant-dernier plot de bétonnage de la dalle. Sous la combinaison de base non cyclique, les armatures sont soumises dans les cas extrêmes, à $M_{c,min} = -9,14$ MN.m ou $M_{c,max} = -23,61$ MN.m.

A partir de ces moments, le passage du convoi FLM3 (pondéré par $0,75 \times 1,75 = 1,3125$, pour tenir compte de la position transversale de la voie lente par rapport à la poutre, et des conditions d'utilisation des abaques de l'EN1992-2, annexe NN) ajoute $M_{FLM3,max} = -4,67$ MN.m ou $M_{FLM3,min} = 0,99$ MN.m. On obtient donc finalement les sollicitations suivantes dans les armatures :

- cas A :

$$M_{c,Ed,max,f} = -23,61 - 4,67 = -28,28 \text{ MN.m}$$

$$M_{c,Ed,min,f} = -23,61 + 0,99 = -22,62 \text{ MN.m}$$

- cas B :

$$M_{c,Ed,max,f} = -9,14 - 4,67 = -13,81 \text{ MN.m}$$

$$M_{c,Ed,min,f} = -9,14 + 0,99 = -8,15 \text{ MN.m}$$

Tous ces moments sont négatifs et les calculs de contraintes dans les armatures se font donc à partir des caractéristiques mécaniques mixtes fissurées. Dans la suite, les valeurs numériques correspondent au cas A. Un calcul identique peut être conduit avec les sollicitations du cas B.

$$\sigma_{s,max,f,0} = M_{c,Ed,max,f} \frac{V_2}{I_2} = -28,28 \times \frac{V_2}{I_2} = -86,9 \text{ MPa}$$

Le terme de "tension stiffening" (effet de rigidité du béton tendu entre les fissures) vaut dans cette section sur P1 : $\Delta\sigma_{s,f} = 44,02$ MPa (voir figure 9.12).

$$\sigma_{s,max,f} = \sigma_{s,max,f,0} + \Delta\sigma_{s,f} = -86,9 - 44,02 = -130,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,min,f,0} = M_{c,Ed,min,f} \frac{V_2}{I_2} = -22,62 \times \frac{V_2}{I_2} = -69,5 \text{ MPa}$$

En utilisant le schéma de la figure 9.11, on déduit :

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,min,f,0} + \frac{M_{c,Ed,min,f}}{M_{c,Ed,max,f}} \Delta\sigma_{s,f} = -69,5 + (-22,62/-28,28) \cdot (-44,02) = -104,7 \text{ MPa}$$

On obtient la même valeur par $\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{c,Ed,min,f}}{M_{c,Ed,max,f}} = (-130,9) \frac{(-22,62/-28,28)}{1} = -104,7 \text{ MPa}$.

L'amplitude de contraintes vaut finalement $\Delta\sigma_{s,p} = 130,9 - 104,7 = 26,2$ MPa. Elle est à multiplier par le coefficient de dommage équivalent $\lambda_s = 1,322$ sur appui intermédiaire (voir paragraphe 9.2.1 de ce chapitre) pour obtenir l'étendue de contraintes maximale.

La justification de la fatigue dans l'armature passive (nappe sup) sur appui P1 est donc assurée :

$$\gamma_{F,fat} \Delta\sigma_{s,eq} (N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk} (N^*)}{\gamma_{S,fat}}$$

soit $1,0 \times 1,322 \times 26,2 = 34,7$ MPa $\ll 162,5 / 1,15 = 141,3$ MPa.

b) Section à mi-travée centrale

Cette section est située à l'extrémité du 5^{ème} plot de bétonnage (à la jonction avec le 6^{ème}), en zone non fissurée de l'analyse globale. Sous la combinaison de base non cyclique, les armatures sont soumises dans les cas extrêmes à $M_{c,min} = 10,96$ MN.m ou $M_{c,max} = -0,14$ MN.m.

A partir de ces moments, le passage du convoi FLM3 (pondéré par $0,75 \times 1,4 = 1,05$, pour tenir compte de la position transversale de la voie lente par rapport à la poutre, et des conditions d'utilisation des abaques de l'EN1992-2, annexe NN) ajoute $M_{FLM3,max} = -0,94$ MN.m ou $M_{FLM3,min} = 5,69$ MN.m

On obtient donc finalement les sollicitations suivantes dans les armatures :

- cas A :

$$M_{c,Ed,max,f} = -0,14 - 0,94 = -1,08 \text{ MN.m}$$

$$M_{c,Ed,min,f} = -0,14 + 5,69 = 5,55 \text{ MN.m}$$

- cas B :

$$M_{c,Ed,max,f} = 10,96 - 0,94 = 10,02 \text{ MN.m}$$

$$M_{c,Ed,min,f} = 10,96 + 5,69 = 16,65 \text{ MN.m}$$

Vérification avec les efforts du cas A

$M_{c,Ed,max,f}$ est négatif donc la contrainte max est calculée à partir des caractéristiques mécaniques mixtes fissurées :

$$\sigma_{s,max,f,0} = M_{c,Ed,max,f} \frac{V_2}{I_2} = -1,08 \times \frac{V_2}{I_2} = -22,1 \text{ MPa}$$

Le terme de "tension stiffening" (effet de rigidité du béton tendu entre les fissures) vaut dans cette section à mi-travée centrale : $\Delta\sigma_{s,f} = 49,6$ MPa (voir figure 9.12).

$$\sigma_{s,max,f} = \sigma_{s,max,f,0} + \Delta\sigma_{s,f} = -22,1 - 49,6 = -71,7 \text{ MPa}$$

$M_{c,Ed,min,f}$ est positif donc la contrainte minimale est calculée à partir des caractéristiques mécaniques mixtes non fissurées. L'expression $\sigma_{s,min,f,0} = M_{c,Ed,min,f} \frac{V_1}{I_1}$ n'est pas aussi simple qu'il y paraît car le

rapport $\frac{V_1}{I_1}$ prend différentes valeurs au cours du phasage de construction. Par simplification, on suppose ici que $\sigma_{s,min,f,0}$ est relatif au passage du convoi FLM3 et est calculé avec $n_{eq} = 6,16$:

$$\sigma_{s,min,f,0} = M_{c,Ed,min,f} \frac{V_1}{I_1} = 5,55 \times \left[\frac{V_1}{I_1} \right]_{n_{eq}=6,16} = 6,86 \text{ MPa}$$

Note : En respectant exactement le phasage de construction, on aurait obtenu ici $\sigma_{s,min,f,0} = 6,75$ MPa. Ce résultat est très proche de celui obtenu par simplification de calcul car la plus grosse partie de $M_{c,Ed,min,f}$ est apportée par le convoi FLM3 (5,69 MN.m à ajouter à -0,14 MN.m à l'issue du phasage de construction).

Finalement, l'amplitude de contraintes est donnée par $\Delta\sigma_{s,p} = |-71,7 - 6,86| = 78,6$ MPa.

Dans la section à mi-travée, le coefficient de dommage équivalent vaut $\lambda_s = 1,388$ (voir paragraphe 9.2.1 de ce chapitre). Donc l'étendue de contrainte équivalente vaut $1,388 \times 78,6 = 109,1$ MPa ce qui est inférieur à 141,3 MPa.

Vérification avec les efforts du cas B

Les 2 moments $M_{c,Ed,min,f}$ et $M_{c,Ed,max,f}$ sont positifs. Donc les contraintes max et min dans les armatures sont calculées à partir des caractéristiques mécaniques mixtes non fissurées avec $n_{eq} = 6,16$:

$$\Delta\sigma_{s,p} = \Delta M_{FLM3} \frac{V_1}{I_1} = (16,65-10,02) \times \left[\frac{V_1}{I_1} \right]_{n_{eq}=6,16} = 8,22 \text{ MPa}$$

Dans la section à mi-travée, le coefficient de dommage équivalent vaut $\lambda_s = 1,388$. Donc l'étendue de contrainte équivalente vaut $1,388 \times 8,22 = 11,41$ MPa ce qui est très largement inférieur à 141,3 MPa.

10 - Justifications des sections aux ELS

Les justifications d'un pont aux ELS permettent (EN1990, 3.4) :

- d'assurer son fonctionnement correct en service,
- d'assurer le confort des personnes,
- de limiter les déformations affectant son aspect,
- de limiter ses vibrations,
- de maîtriser les dommages nuisant à son aspect, sa durabilité ou sa fonction.

Les questions de flèches et de vibrations ne sont pas traitées dans ce guide. Les justifications de ferrailage traitées dans ce chapitre ne concernent que la flexion longitudinale d'ensemble. Pour le ferrailage transversal, ainsi que la flexion longitudinale locale de la dalle, le lecteur est renvoyé au chapitre 12 de cette partie II du guide.

10.1 - Généralités

A l'ELS, en flexion longitudinale générale, il convient de vérifier :

- les limitations sur les contraintes dans la charpente, les aciers passifs et le béton, sous combinaison ELS caractéristique,
- la maîtrise de la fissuration du béton de la dalle,
- la respiration de l'âme.

Pour les vérifications d'ouverture de fissures, les actions sont classées suivant leur origine :

- actions directes,
- actions indirectes (par exemple, un retrait gêné).

On rappelle que les limites retenues pour le calcul des ouvertures de fissures en flexion longitudinale générale valent (voir 3.5.2 de cette partie II) :

- 0,3 mm sous les actions directes de l'ELS fréquent (conformément à l'Annexe Nationale de l'EN1992-2),
- 0,3 mm sous les actions indirectes non calculées, dans les zones tendues à l'ELS caractéristique.

Ces deux types d'actions, directes et indirectes, ne se cumulent pas, et les vérifications correspondantes sont indépendantes. Les actions directes sont généralement dimensionnantes dans les zones d'appui alors que les actions indirectes sont plutôt dimensionnantes en partie courante.

10.2 - Limitation de contraintes

Les contraintes calculées en élastique à l'ELS caractéristique, sont limitées dans la charpente métallique, comme dans le béton du hourdis et dans les armatures passives. Compte tenu des vérifications de l'ELU, cette limitation n'est généralement pas dimensionnante.

10.2.1 - Charpente métallique

Sous la combinaison caractéristique de l'ELS, les contraintes normales et de cisaillement dans la charpente métallique doivent vérifier (avec les notations de l'EN1993-2) :

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$
$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}}$$
$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

Le coefficient partiel $\gamma_{M,ser} = 1,0$ est fixé par l'Annexe Nationale de l'EN1993-2. En toute rigueur, le critère de Von Mises n'a de sens qu'à condition d'être calculé avec des valeurs de contraintes concomitantes.

Contrairement à l'ELU où la simplification est admise, les contraintes sont à considérer sur les faces externes des semelles, et non pas dans leur plan moyen.

Les figures 10.1 à 10.5 montrent la justification de ces critères pour l'exemple numérique de ce guide. Comme ces justifications sont très larges, 2 jeux de courbes sont représentés directement sur chaque figure, suivant que les contraintes ont été calculées avec ou sans prise en compte de la résistance du béton de la dalle. Suivant le signe du moment $M_{c,Ed}$ sollicitant une section mixte donnée, il convient bien sûr de ne justifier dans cette section, que l'un ou l'autre des calculs.

Sur les figures 10.1 et 10.2, on constate que les contraintes normales, calculées dans les semelles sans participation du béton à la résistance, sont logiquement nulles aux extrémités libres du tablier. Par contre, ce n'est pas le cas pour les contraintes calculées avec participation du béton à la résistance. En effet, dans ces dernières, il a été tenu compte des auto-contraintes de retrait (encore dénommées effets isostatiques ou effets primaires du retrait dans l'EN1994-2), auto-équilibrées sur la hauteur de chaque section.

Pour se placer en sécurité sans multiplier les calculs de contraintes (et parce que ce critère est largement vérifié pour l'exemple), le critère de Von Mises a été évalué pour chaque semelle, en considérant la contrainte normale maximale dans cette semelle et le cisaillement maximal de l'âme (non concomitant).

EN1994-2, 7.2.2 (5)
qui renvoie à
EN1993-2, 7.3

EN1993-1-1, 6.2.1 (9)

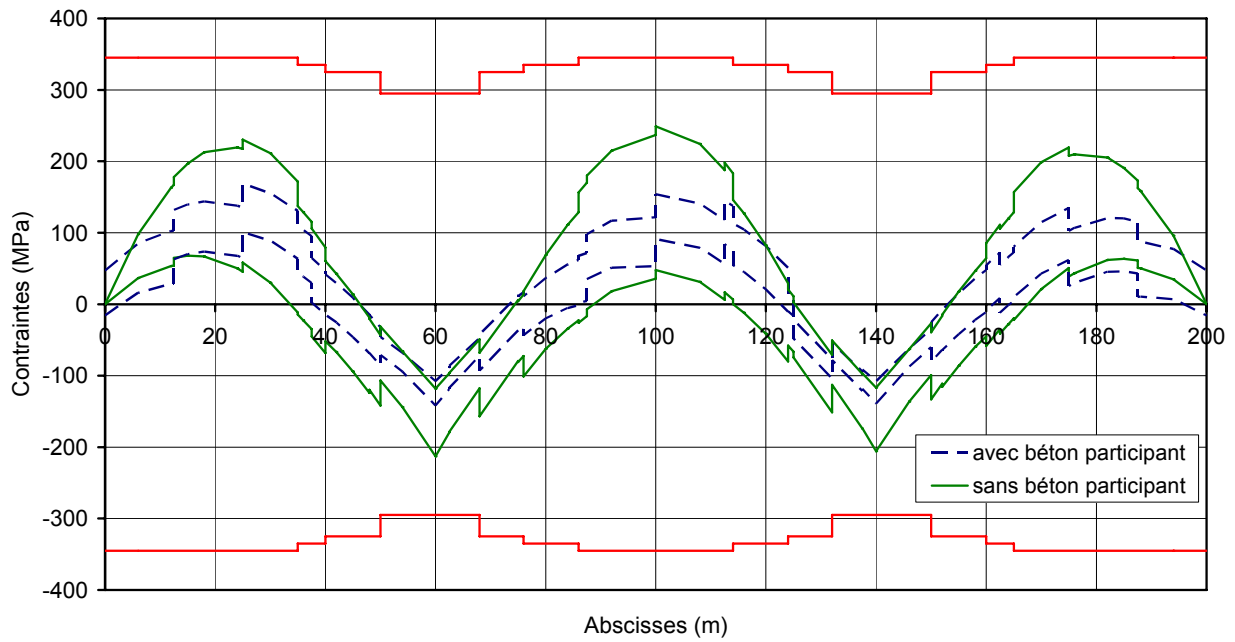


Figure 10. 1 : Justification de la semelle supérieure

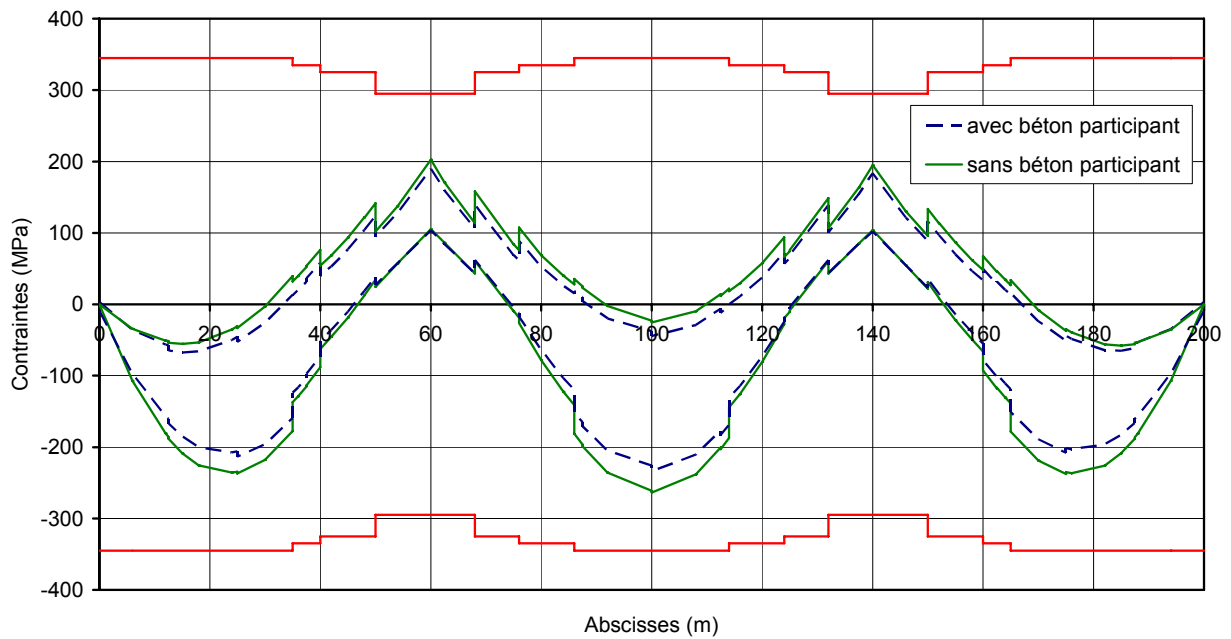


Figure 10. 2 : Justification de la semelle inférieure

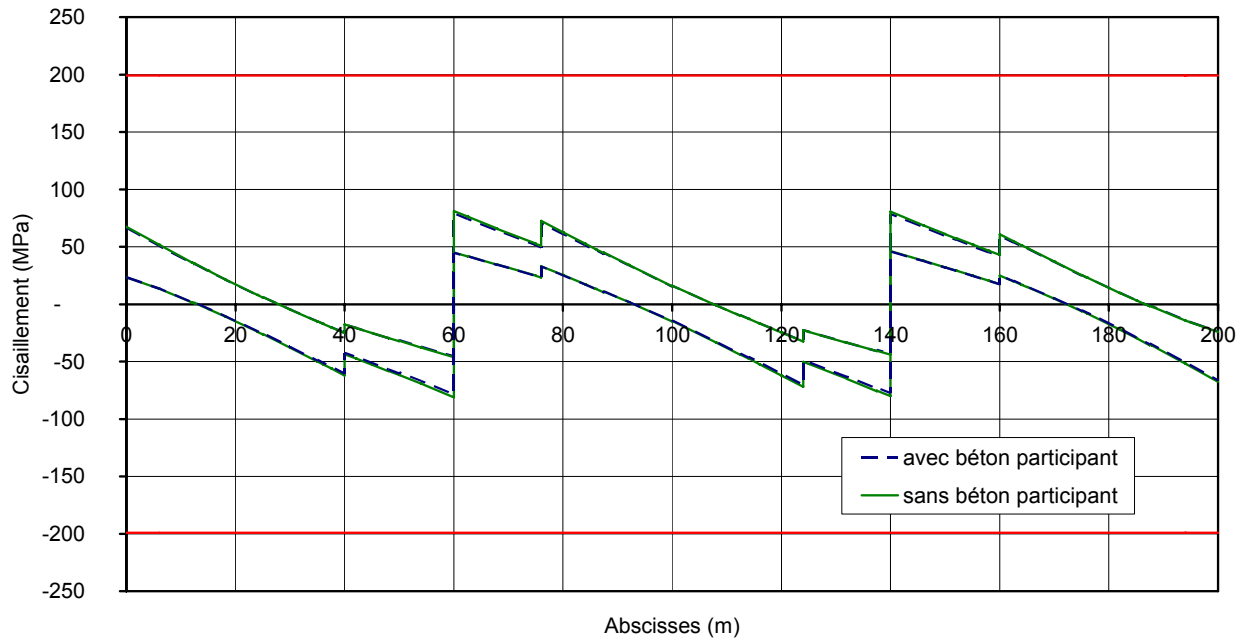


Figure 10. 3 : Justification du cisaillement au niveau du centre de gravité de la section

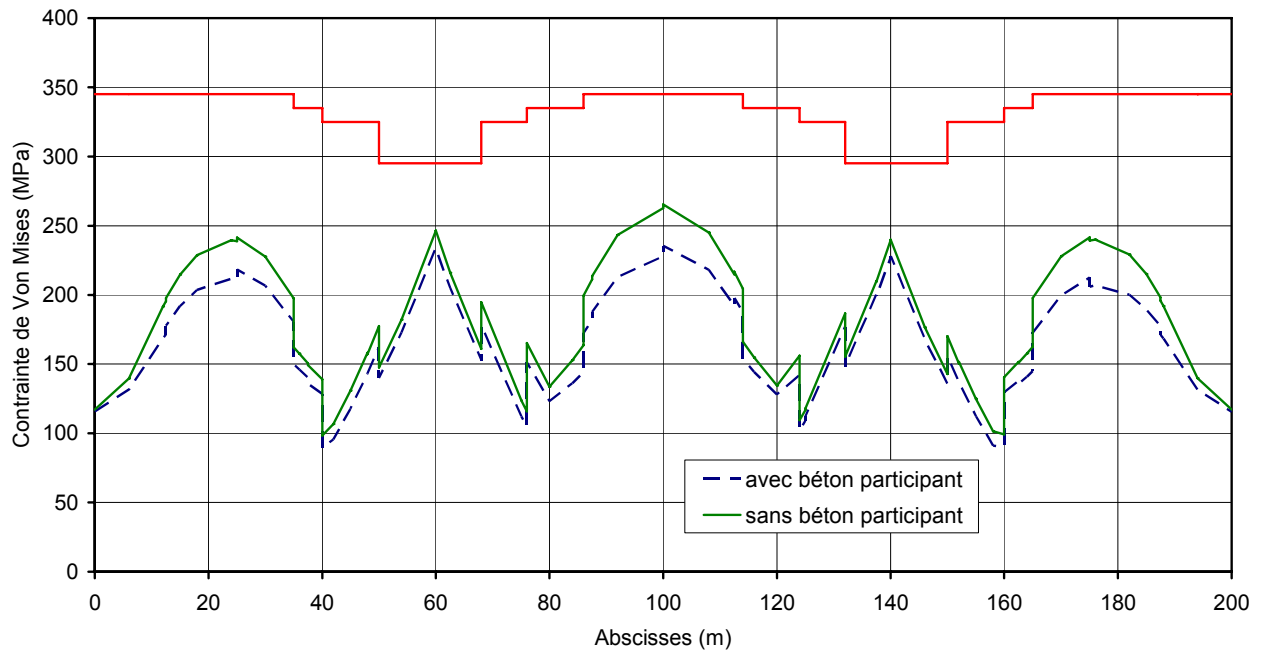


Figure 10. 4 : Justification du critère de Von Mises dans la semelle inférieure

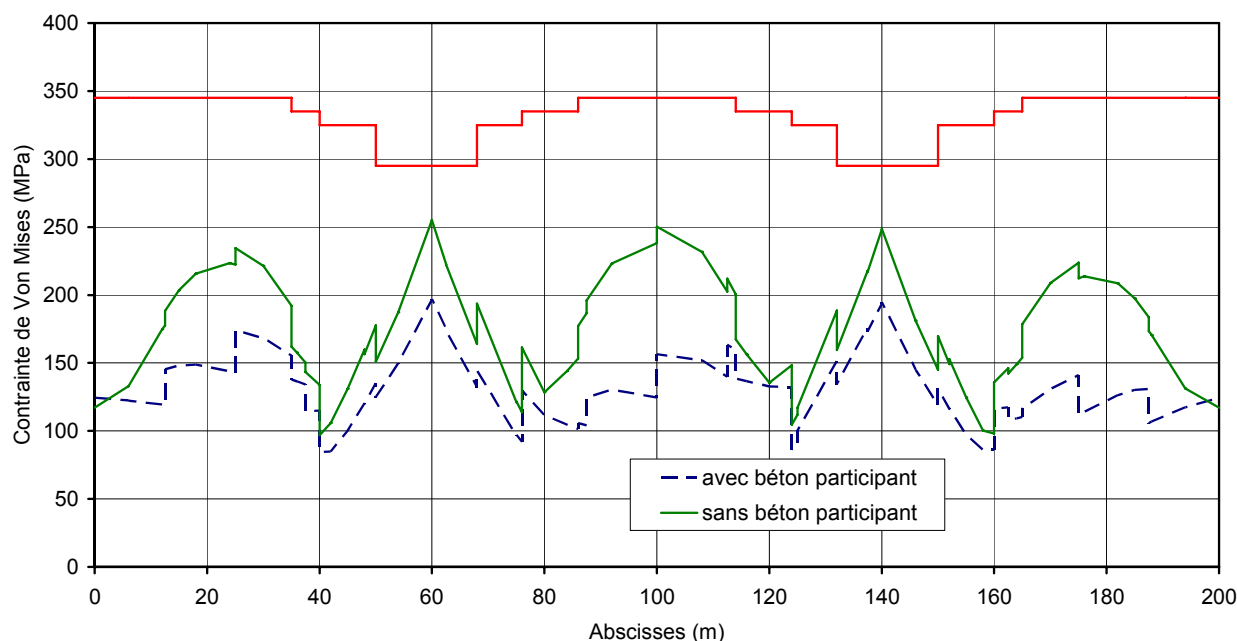


Figure 10. 5 : Justification du critère de Von Mises dans la semelle supérieure

Vérification supplémentaire (fatigue oligo-cyclique) :

On doit s'assurer que la variation de contraintes dans la charpente due aux charges variables, combinées selon l'ELS fréquent, est limitée à :

EN1993-2, 7.3 (2)

$$\Delta\sigma_{\text{fre}} \leq \frac{1,5 f_y}{\gamma_{M,\text{ser}}}$$

Ce critère permet de s'assurer que les variations « fréquentes » restent cantonnées dans la partie strictement linéaire ($\pm 0,75 f_y$) de la loi de comportement de l'acier de charpente. On s'affranchit ainsi d'éventuels problèmes de fatigue sous un petit nombre de cycles.

10.2.2 - Béton du hourdis

On doit limiter la compression dans le béton du hourdis :

- $\sigma_c \leq 0,6.f_{ck}$ sous ELS caractéristique pour limiter la fissuration de flexion longitudinale.

EN1994-2, 7.2.2 (2)
qui renvoie à
EN1992-1-1, 7.2

Note : Ce critère n'est indiqué que pour des parements de béton de classe d'exposition XD, XF et XS. Une dalle de pont mixte sera généralement XC. On choisit de retenir tout de même ce critère qui permet notamment de s'affranchir de tout risque de fatigue du béton de la dalle.

- $\sigma_c \leq 0,45.f_{ck}$ sous ELS quasi-permanent pour ne pas avoir à faire un calcul de fluage non linéaire (le fluage est pris en compte de façon simplifiée par les coefficients d'équivalence qui supposent un fluage linéaire).

Les coefficients $k_1 = 0,6$ et $k_2 = 0,45$ sont soumis au choix de l'Annexe Nationale de l'EN1992-1-1.

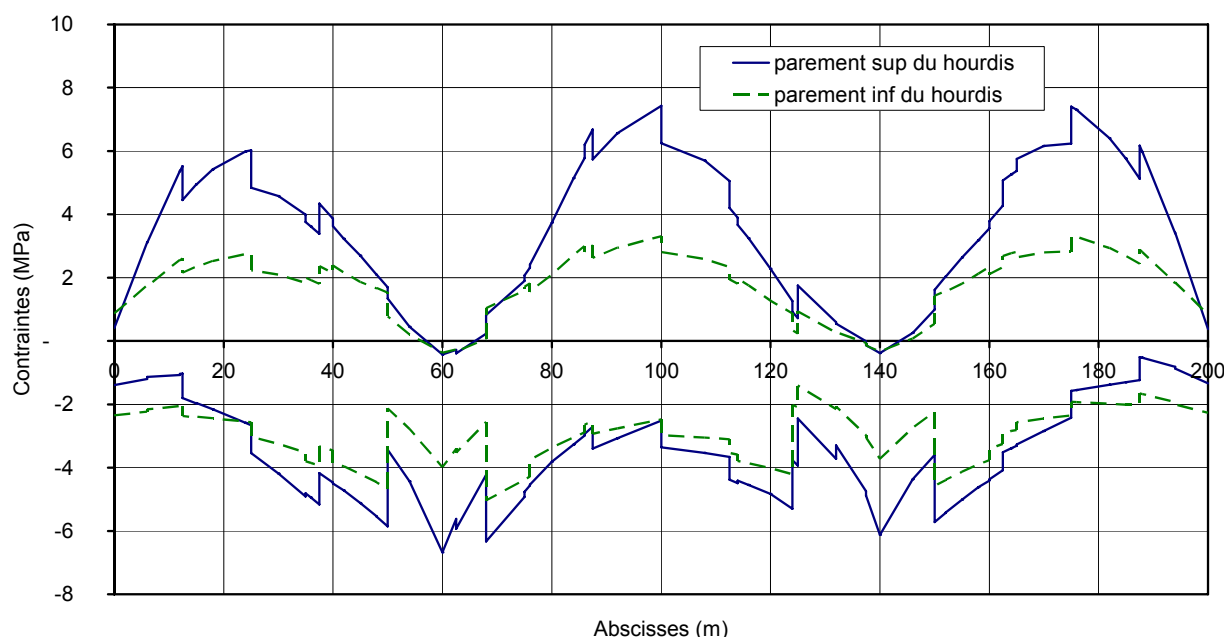


Figure 10. 6 : Contraintes dans la dalle en béton sous ELS caractéristique

La figure 10.6 illustre la courbe des contraintes sur les deux parements de la dalle, calculées en tenant compte de façon systématique de la résistance du béton, même dans les sections où $M_{c,Ed}$ est négatif et tend la dalle. Dans ces dernières sections, la vérification n'est bien sûr pas à faire. On constate sur l'exemple que ces contraintes sont largement inférieures à $0,6 f_{ck} = 21$ MPa.

La contrainte maximale de compression dans la dalle en béton sous ELS quasi-permanent n'atteint que 2,88 MPa pour l'exemple numérique ce qui est très largement inférieur à $0,45.f_{ck} = 15,7$ MPa.

10.2.3 - Armatures passives

On doit limiter la traction dans les armatures passives :

- $\sigma_s \leq 0,8.f_{sk}$ sous ELS caractéristique pour limiter la fissuration de flexion longitudinale ;
- $\sigma_s \leq 1,0.f_{sk}$ sous ELS caractéristique si la traction est créée par des déformations imposées.

EN1994-2, 7.2.2 (4)
qui renvoie à
EN1992-1-1, 7.2 (5)

Les coefficients $k_3 = 0,8$ et $k_4 = 1,0$ sont soumis au choix de l'Annexe Nationale de l'EN1992-1-1.

Comme pour les figures 10.1 à 10.5, la figure 10.7 présente systématiquement les calculs avec et sans participation du béton de la dalle dans la résistance de la section. Il convient de choisir l'une ou l'autre des valeurs suivant le signe du moment $M_{c,Ed}$ sollicitant la section mixte. Les contraintes calculées avec un béton participant ne sont pas nulles aux extrémités libres à cause de l'introduction dans leur calcul des auto-contraintes de retrait.

Lorsque $M_{c,Ed}$ est négatif, il convient aussi d'ajouter aux contraintes de la figure 10.7 calculées sans béton participant, le terme $\Delta\sigma_s$ lié à la rigidité du béton tendu entre les fissures et qui vaut de l'ordre de 100 MPa (voir paragraphe 10.4.3 de ce même chapitre).

Pour l'exemple, le critère $\sigma_s \leq 0,8.f_{sk} = 400$ MPa reste largement vérifié.

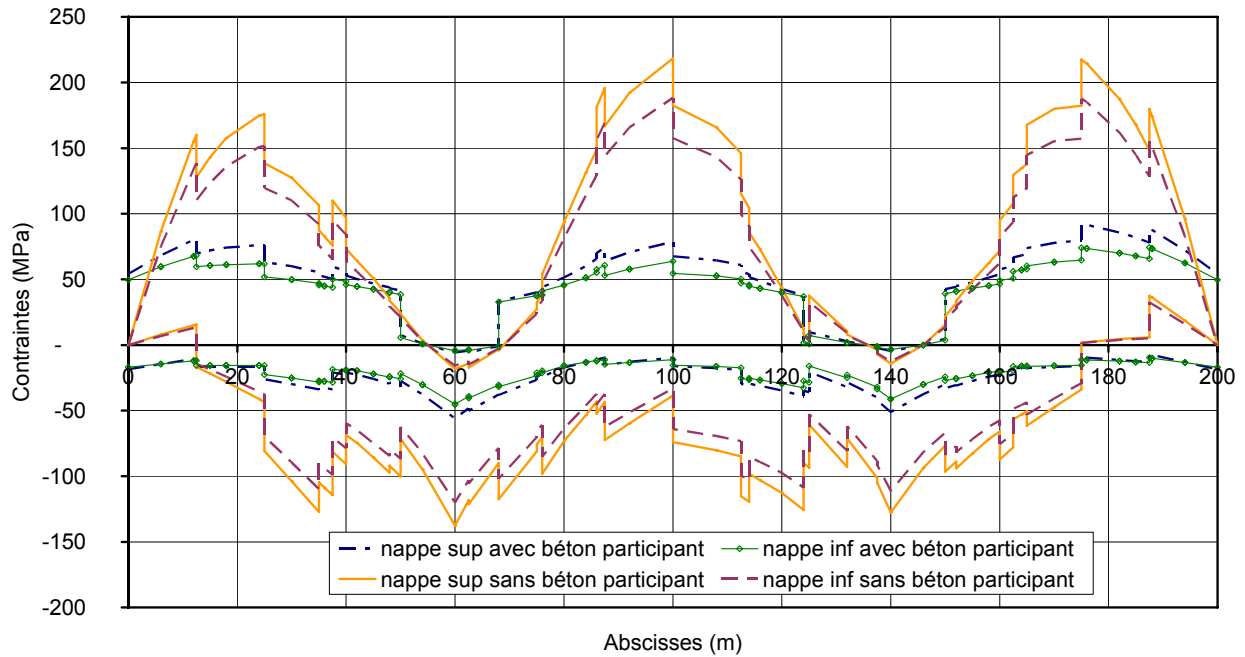


Figure 10.7 : Contraintes dans les armatures passives sous ELS caractéristique

10.3 - Respiration de l'âme

A chaque passage de véhicules sur le pont, l'âme se déforme légèrement hors de son plan, suivant l'allure de la déformée du premier mode critique de voilement, avant de revenir à sa position initiale. Cette déformation répétée, appelée respiration de l'âme, est susceptible de générer des fissures de fatigue à la jonction âme/semelle ou âme/raideur vertical.

Pour les âmes dépourvues de raidisseurs longitudinaux (ou pour un sous-panneau d'âme raidie), les risques de respiration de l'âme sont négligeables si :

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \min[30 + 4L ; 300]$$

où L est la longueur de la travée en m ($L \geq 20$ m).

Pour l'exemple numérique, on a :

- en travée de rive : $h_w/t_w = 151,1 \leq 270$
- en travée centrale : $h_w/t_w = 151,1 \leq 300$

De façon générale, ce critère est largement satisfait pour les ponts routiers. A défaut, l'EN1993-2 définit tout de même un critère plus précis à partir des contraintes critiques de voilement de l'âme non raidie (ou d'un sous-panneau), $\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_E$ et $\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$, et des contraintes sollicitantes $\sigma_{x,Ed,ser}$ et $\tau_{x,Ed,ser}$ sous combinaison ELS fréquente (calculées au niveau d'un point d'amorçage potentiel de la fissure de fatigue) :

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1,1$$

EN1994-2, 7.2.3 (1)
qui renvoie à
EN1993-2, 7.4

10.4 - Maîtrise de la fissuration

10.4.1 - Ferrailage minimum de non-fragilité

Le ferrailage minimum de non-fragilité à mettre en œuvre est le suivant :

EN1994-2, 7.4.2 (1)

$$A_{s,\min} = k_s k_c k_f \frac{A_{ct}}{f_{sk}}$$

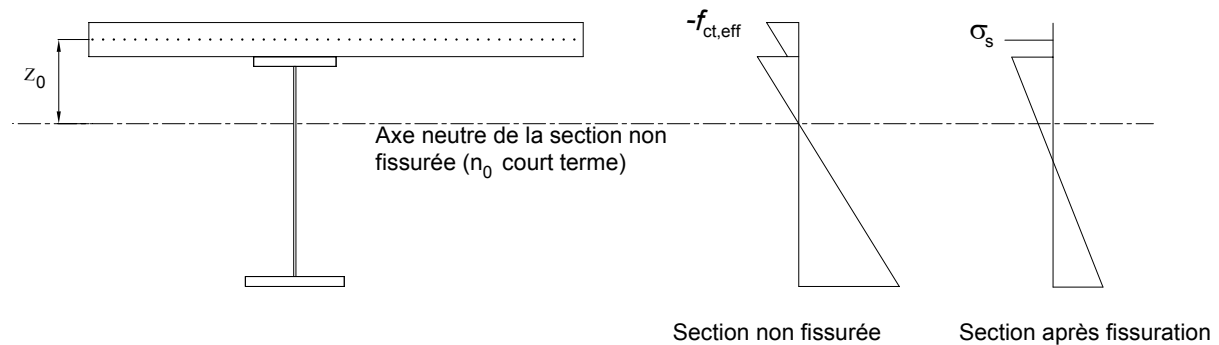


Figure 10. 8 : Diagramme de contraintes avant et après l'instant de fissuration

La quantité $k_c f_{ct,eff} A_{ct}$ est une expression approchée de l'effort dans le béton tendu sous l'effet du moment de fissuration :

- La contrainte au milieu du béton tendu sous l'effet d'un moment de fissuration (moment créant une contrainte $f_{ct,eff}$ en fibre supérieure de la dalle en section non fissurée) est donnée par (voir figure 10.8) :

$$\sigma_c = f_{ct,eff} \frac{z_0}{z_0 + \frac{h_c}{2}} = f_{ct,eff} \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}}$$

$$\text{D'où } k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}}$$

Il convient d'ajouter la traction supplémentaire due au retrait gêné, terme non calculé et évalué forfaitairement à $k_c = 0,3$.

- L'ensemble est plafonné à $k_c = 1,0$ qui correspondrait à un effort de traction uniforme de $f_{ct,eff}$ sur l'ensemble de la dalle.

Note : On obtient souvent $k_c = 1,0$.

Cet effort de traction est ensuite réduit pour tenir compte forfaitairement de différents effets :

- non-uniformité des contraintes dans la dalle, par le coefficient $k = 0,8$;
- transfert d'effort de la dalle vers la charpente au moment de la fissuration, par le coefficient $k_s = 0,9$.

On met donc en place un ferrailage permettant d'équilibrer cet effort, en travaillant à la limite élastique f_{sk} . On obtient ainsi le ferrailage de base à mettre en place dans toute section.

EN1994-2, 7.4.2(5)

On verra aux paragraphes 10.4.2 et 10.4.3 suivants qu'il peut être nécessaire de réduire f_{sk} pour d'autres justifications.

Application numérique au pont bipoutre :

Par simplification, on effectue un calcul en prenant en compte la dalle d'épaisseur e_1 constante.

- L'axe neutre élastique des sections étant situé dans l'âme, la totalité de la dalle est tendue. Donc A_{ct} représente la section de la dalle : $A_{ct} = 1,95 \text{ m}^2$;
- $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$ (on ne peut pas garantir de façon certaine que la fissuration se produira au jeune âge) ;
- $h_c = e_1 = 0,307 \text{ m}$ (épaisseur de la dalle à l'exclusion du renformis) ;
- $z_0 = 0,515 \text{ m}$ (calculé avec un coefficient d'équivalence n_0 à court terme) ;

- $k_c = \min \left[\frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 ; 1,0 \right] = \min (1,07 ; 1,0) = 1,0$;

- $f_{sk} = 500 \text{ Mpa}$.

D'où $A_{s,min} = 89,86 \text{ cm}^2$ (soit un taux de ferrailage minimum de $\rho = 0,46 \%$).

Au moins la moitié de ce ferrailage doit être placée en nappe supérieure.

EN1994-2, 7.4.2 (3)

Par ailleurs, ce ferrailage minimum étant largement respecté, il est inutile de faire un calcul plus raffiné prenant en compte la variation d'épaisseur transversale de la dalle, comme demandé par l'EN1994-2.

EN1994-2, 7.4.2 (4)

10.4.2 - Vérification de l'ouverture des fissures dues aux actions non calculées

Il s'agit de vérifier que l'ouverture des fissures reste inférieure à 0,3 mm par la méthode indirecte (voir paragraphe 3.5.2 de cette partie II du guide) dans les zones tendues de la dalle sous combinaison ELS caractéristique. Cela suppose de connaître la contrainte dans les armatures passives. Sous l'effet des retraits gênés (retrait de dessiccation, retrait endogène, retrait thermique), on ne connaît pas cette contrainte. Le calcul conventionnel suivant est proposé :

EN1994-2, 7.4.2(1)

$$\sigma_s = k_s k_c k_f f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{A_s}$$

On remarque qu'il s'agit en fait de la formule du ferrailage minimum lue à l'envers. Il s'agit donc de la contrainte qui se développe dans les armatures au moment de la fissuration causée par le retrait gêné.

Avec les sections d'aciers choisies pour le ferrailage en section courante ($\rho_s = 0,92 \%$), on obtient :

$$\sigma_s = 0,9 \times 1,0 \times 0,8 \times 3,2 \times 1,95 / (0,92 \times 1,95 / 100) = 250,4 \text{ MPa}.$$

Avec les armatures passives HA16 mises en œuvre, on a $\Phi^* = \Phi \cdot 2,9 / 3,2 = 14,5 \text{ mm}$. La contrainte admissible limite est obtenue par interpolation linéaire dans le tableau 7.1 de l'EN1994-2 :

EN1994-2, 7.4.2(2)

$$\sigma_{s,max} = 255 \text{ MPa} > 250,4 \text{ Mpa}$$

La section est donc vérifiée.

Note :

En supposant $k_c = 1,0$, on peut écrire de façon générale la relation suivante :

$$A_{s,min} = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_{s,max}(\Phi)$$

ou encore $\rho_{min} = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot f_{ct,eff} / \sigma_{s,max}(\Phi)$

Cette expression peut être présentée sous la forme du tableau 10.1 suivant.

ϕ (mm)	$f_{ct,eff} = 2,9$ MPa	$f_{ct,eff} = 3,0$ MPa	$f_{ct,eff} = 3,2$ MPa	$f_{ct,eff} = 3,5$ MPa
12	0,75 %	0,75 %	0,76 %	0,78 %
16	0,87 %	0,88 %	0,90 %	0,94 %
20	0,94 %	0,96 %	1,00 %	1,06 %
25	1,04 %	1,06 %	1,09 %	1,15 %

Tableau 10. 1 : Taux de ferrailage minimal pour la maîtrise de la fissuration

Notes :

Si on avait choisi des aciers HA20, le taux de ferrailage longitudinal minimal aurait été de 1,0% au lieu de 0,90%. Cette condition est bien vérifiée sur appui où sont mis en œuvre à la fois des HA16 et des HA20 pour un taux de ferrailage de 1,20%.

Il est possible d'avoir des zones de dalle comprimées sous combinaison ELS caractéristique (dans une travée isostatique par exemple). On conseille alors de mettre en œuvre uniquement le ferrailage de non-fragilité, en faisant travailler les aciers à leur limite d'élasticité f_{sk} , sans chercher à limiter l'ouverture de fissure à une valeur calculée.

Dans l'exemple traité, toutes les zones sont susceptibles d'être tendues sous combinaison ELS caractéristique, comme le montre la figure 10.6. Le ferrailage minimum calculé précédemment doit alors être mis en œuvre partout.

10.4.3 - Vérification de l'ouverture des fissures dues aux charges extérieures

Le calcul général de flexion longitudinale permet d'obtenir les contraintes dans la nappe supérieure d'armatures passives, en section fissurée, sous l'effet de la combinaison ELS fréquente (voir figure 10.9).

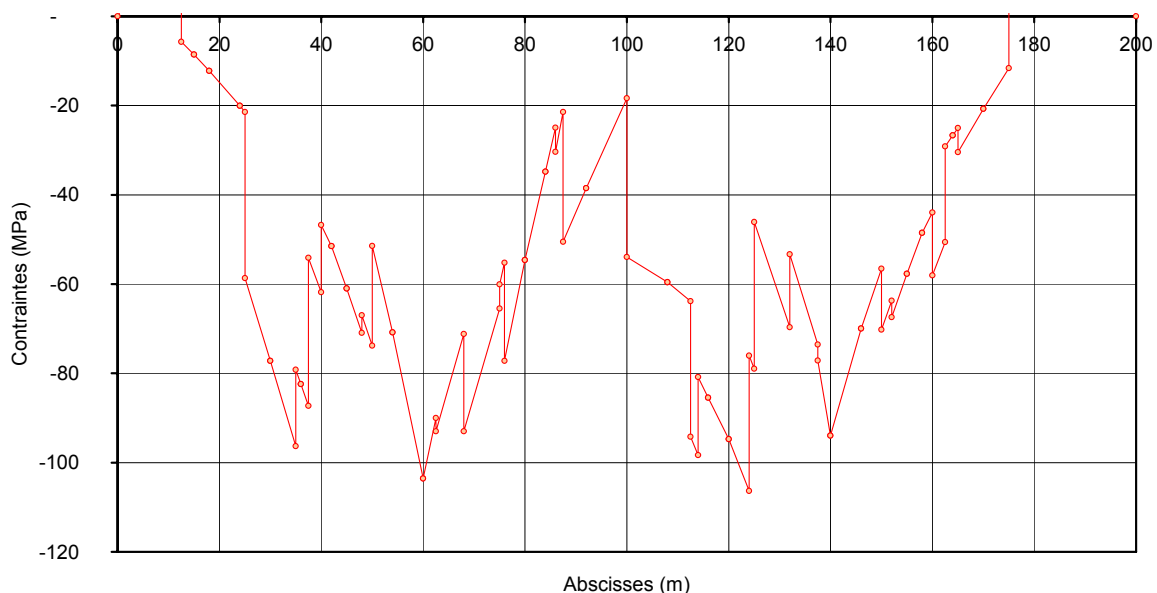


Figure 10. 9 : Contraintes maximales de traction sous ELS fréquent dans la nappe supérieure d'armature

Les valeurs de traction maximales obtenues sont les suivantes :

- 104 MPa sur l'appui P1,
- 94 MPa sur l'appui P2,
- 106 MPa (maximum) à la fin du plot 7.

Les différences observées sont dues à la dissymétrie du phasage de bétonnage (ordre des plots). Il est intéressant de noter que la valeur maximale n'est pas obtenue sur appui.

Ces valeurs doivent être majorées pour tenir compte de la présence de la charpente métallique :

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s$$

où $\sigma_{s,0}$ correspond aux valeurs de la figure 10.9.

L'expression littérale du terme $\Delta\sigma_s$ se démontre à partir de l'équilibre des efforts dans les deux modèles de comportement de la figure 10.10.

EN1994-2, 7.4.3 (3)

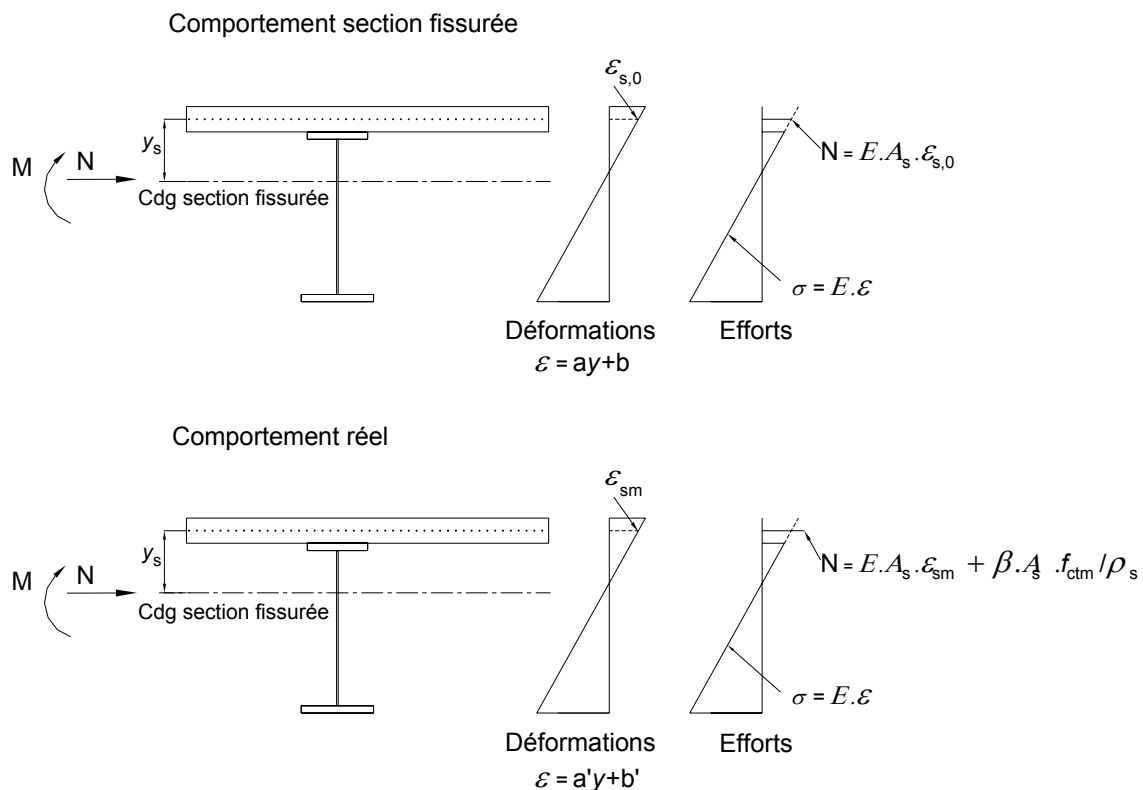


Figure 10. 10 : Origine du terme de contrainte lié à la rigidité du béton tendu entre les fissures

Application numérique pour le pont bipoutre :

On se place dans la section la plus sollicitée (fin du plot 7) :

$$\sigma_{s,0} = 106 \text{ MPa}$$

$\alpha_{st} = \frac{A I}{A_a I_a} = 1,31$ où A et I (resp. A_a et I_a) sont l'aire et l'inertie de la section mixte fissurée (resp. la section de charpente seule).

$$\rho_s = 0,92 \% \text{ (section en zone courante du ferrailage longitudinal)}$$

$$\Delta\sigma_s = 0,4 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_s \alpha_{st}} = 0,4 \times 3,2 / (1,31 \times 0,0092) = 106,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s = 212 \text{ MPa}$$

On obtient le diamètre maximum autorisé pour les barres d'armature par interpolation linéaire dans le tableau 7.1 de l'EN1994-2 (avec une ouverture admissible de 0,3mm) : $\Phi^*_{max} = 22,3 \text{ mm}$

EN1994-2, tableau 7.1

$$\text{D'où } \Phi_{max} = \Phi^*_{max} \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}} = 24,6 \text{ mm}$$

On obtient l'espacement maximum autorisé pour les barres d'armature par interpolation dans le tableau 7.2 de l'EN1994-2 (avec une ouverture admissible de 0,3 mm) : $s = 235 \text{ mm}$.

EN1994-2, tableau 7.2

L'ouverture des fissures est contrôlée :

- si on met en œuvre une section d'acier minimale (vérifié au paragraphe 10.4.2) et des diamètres inférieurs à 24,6 mm, ce qui est le cas puisque les plus grosses barres longitudinales mises en œuvre sont des HA20 (en zone d'appui) ;

ou bien :

- si on met en œuvre une section d'acier minimale (vérifié au paragraphe 10.4.2) et si on espace les barres longitudinales de moins de 235 mm, ce qui est le cas puisque l'espacement utilisé est de 130 mm.

On en déduit que la section la plus sollicitée est vérifiée.

Détermination de la transition entre section sur pile et section courante :

Pour vérifier la validité des limites choisies entre ferrailage d'appui et ferrailage de section courante (voir figure 3.7 de cette partie II du guide), on cherche la contrainte $\sigma_{s,0}$ à partir de laquelle le ferrailage de section courante ne suffit plus pour respecter l'ouverture de fissure sous combinaison ELS fréquente.

Pour des aciers HA16 en zone courante, cette contrainte est déterminée comme suit :

$$\Phi^* = \Phi \frac{f_{ct,0}}{f_{ct,eff}} = 14,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = 255 \text{ MPa (interpolation linéaire dans le tableau 7.1 de l'EN1994-2)}$$

$$\sigma_{s,0} = \sigma_s - \Delta\sigma_s = 255 - 0,4 \times 3,2 / (0,0092 \times 1,22) = 141 \text{ MPa}$$

(en réalité, α_{st} varie de 1,22 à 1,40 le long de l'ouvrage en fonction des changements de section de la charpente et du ferrailage)

La valeur $\sigma_{s,0} = 141 \text{ MPa}$ n'est jamais dépassée le long de l'ouvrage (voir figure 10.9). On aurait donc pu garder des aciers HA16 tout le long de l'ouvrage vis-à-vis des conditions d'ouverture de fissures. Le renforcement du ferrailage sur pile est conditionné par d'autres vérifications : cumul avec la flexion longitudinale locale aux ELU (voir chapitre 12 de cette partie II), vérifications de la semelle supérieure aux ELU notamment.

Le ferrailage retenu au paragraphe 3.5.3 de cette partie II du guide est donc validée vis-à-vis des calculs ELS de flexion longitudinale.

11 - Connexion

11.1 - Généralités

Pour dimensionner la connexion, à l'ELS comme à l'ELU, l'EN1994-2 utilise un calcul élastique, fondé sur l'équilibre d'un bloc de dalle entre 2 sections critiques successives supposées non fissurées, même quand le béton est tendu. Dans les zones comportant des sections de classe 1 ou 2 où au moins une fibre est plastifiée à l'ELU, un calcul élasto-plastique de la connexion est aussi nécessaire. Ce calcul non linéaire est conduit à partir de la construction d'un diagramme d'interaction dans la section en travée (notée B) soumise au moment positif maximum, entre le moment sollicitant M_{Ed} et l'effort de compression F résultant dans la dalle.

L'EN1994-2 traite uniquement les connecteurs de type « goujons ». Les autres types de connecteurs utilisés classiquement en France (cornières en particulier) sont traités dans l'annexe nationale de l'EN1994-2.

Outre les goujons verticaux classiques de connexion d'une dalle horizontale en béton, l'EN1994-2 traite aussi dans son article 6.6.4, les goujons disposés horizontalement dans le sens de l'épaisseur de la dalle, comme par exemple les goujons soudés sur une âme métallique pour la connexion d'un hourdis inférieur de pont. Dans la suite de ce paragraphe, seuls les goujons verticaux sont abordés.

11.2 - Résistance d'un goujon à tête

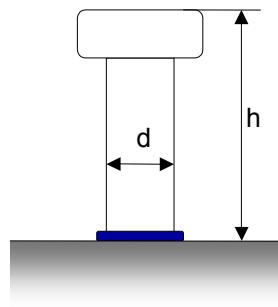
On distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteurs :

- la ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$P_{Rk}^{(1)} = 0,8f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

- la ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$P_{Rk}^{(2)} = 0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}$$



d : diamètre du goujon (compris entre 16 et 25 mm)

h : hauteur du goujon

f_u : résistance ultime à la traction de l'acier du goujon (qui ne doit pas excéder 500 MPa)

f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (qui ne doit pas être inférieure à 17,2 MPa)

E_{cm} : module d'élasticité du béton

$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right)$ si $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$, sinon $\alpha = 1$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$P_{Rk} = \min (P_{Rk}^{(1)} ; P_{Rk}^{(2)})$$

La résistance de calcul P_{Rd} s'obtient en divisant P_{Rk} par le coefficient partiel $\gamma_V = 1,25$. Il s'agit là de la valeur recommandée de ce coefficient, retenue aussi par l'annexe nationale de l'EN1994-2. Finalement, la résistance de calcul vaut :

- à l'ELU, $P_{Rd}^{ELU} = P_{Rd} = 0,8 \cdot P_{Rk}$
- à l'ELS caractéristique, $P_{Rd}^{ELS} = k_s \cdot P_{Rd}$

Le coefficient k_s est soumis au choix de l'annexe nationale, et la valeur recommandée de 0,75 a été modifiée pour celle de 0,6.

EN1994-2, 6.6.3.1(1)

EN1994-2, 7.2.2 (6)
qui renvoie à 6.8.1(3)

Dans le cadre de l'exemple, on choisit des connecteurs de diamètre $d = 22$ mm, et de hauteur $h = 200$ mm. On suppose que les connecteurs sont disposés par rangées de 4. Pour un connecteur élémentaire, on obtient alors :

- $P_{Rk}^{(1)} = 0,1368$ MN ; $P_{Rk}^{(2)} = 0,1533$ MN
- $P_{Rd}^{ELS} = 0,0657$ MN ; $P_{Rd}^{ELU} = 0,1095$ MN

11.3 - Dimensionnement sous ELS caractéristique

11.3.1 - Flux de cisaillement

Lorsque le comportement de la structure demeure élastique dans une section donnée, chaque cas de charge de flexion générale produit un flux de cisaillement longitudinal $v_{L,Ed}$ à l'interface entre la dalle en béton et la charpente métallique (appelé aussi « glissement »). Pour une poutre d'inertie constante soumise à un moment continu (l'accrochage du retrait à l'about sera considéré par ailleurs au paragraphe 11.8), ce flux se déduit aisément des caractéristiques de la section et des efforts généraux auxquels elle est soumise :

$$v_{L,Ed} = \frac{\mu_c V_{Ed}}{I_{mixte}}$$

où :

- μ_c est le moment statique de la dalle en béton par rapport au centre de gravité de la section mixte ;
- I_{mixte} est le moment d'inertie de la section mixte ;
- V_{Ed} est l'effort tranchant sous le cas de charge considéré, issu de l'analyse globale élastique fissurée (voir chapitre 7 de cette partie II).

Pour le calcul des contraintes normales, lorsque la section mixte est soumise, au final (ELS caractéristique dans ce paragraphe), à un moment $M_{c,Ed}$ négatif, on considère que le béton est fissuré et ne participe pas à la résistance de la section. Pour le calcul du flux de cisaillement à l'interface, même si $M_{c,Ed}$ est négatif, on calcule les caractéristiques μ_c et I_{mixte} avec la section mixte non fissurée.

EN1994-2, 6.6.2.1(2)

Le flux de cisaillement final s'obtient en additionnant algébriquement les contributions de chaque cas de charge élémentaire et en respectant le phasage de construction. Comme pour les contraintes normales calculées en comportement mixte non fissuré, le coefficient d'équivalence utilisé pour μ_c et I_{mixte} est le même que celui utilisé pour calculer l'effort tranchant élémentaire correspondant à chaque contribution.

A l'ELS, le comportement de la structure reste entièrement élastique et le calcul de flexion d'ensemble est fait en enveloppe. On détermine donc dans chaque section d'abscisse x une valeur du flux de cisaillement par :

$$v_{L,Ed}^{ELS}(x) = \max[v_{\min}(x); v_{\max}(x)]$$

La figure 11.1 suivante illustre les variations de ce flux de cisaillement longitudinal, à l'ELS, pour l'exemple numérique de ce guide.

11.3.2 - Principe de dimensionnement

Dans toute section du tablier, la densité de connecteurs doit être suffisante pour reprendre intégralement le flux de cisaillement. EN1994-2, 6.8.1 (3)

On doit vérifier alors en tout point x :

$$v_{L,Ed}^{ELS}(x) \leq \frac{N_i}{l_i} P_{Rd}^{ELS}$$

Pour des raisons constructives, il n'est en général pas envisageable de faire évoluer continûment la densité de connecteurs. On divise alors l'ouvrage en n tronçons de longueurs l_i , $i \in [1, n]$, sur chacun desquels on dispose un nombre N_i , $i \in [1, n]$, de connecteurs (densité constante par tronçon). Le choix des tronçons s'effectue en observant les variations de $v_{L,Ed}^{ELS}(x)$, chaque tronçon ayant typiquement une longueur comprise entre 5 et 15 m.

Application numérique

Pour l'exemple de ce guide, on propose de découper la longueur de l'ouvrage en tronçons délimités par les abscisses suivantes (en m) qui correspondent à des nœuds du modèle de calcul :

0,0	6,0	12,5	25,0	35,0	42,0	50,0	62,5
80,0	87,5	100,0	108,0	112,5	120,0	132,0	140,0
150,0	162,5	170,0	176,0	187,5	194,0	200,0	

Par exemple, pour le tronçon [50,0 m ; 62,5 m] autour de l'appui P1, le flux de cisaillement obtenu en valeur absolue sous ELS caractéristique vaut successivement (en MN/m) :

x (m)	50 ⁺	54 ⁻	54 ⁺	60 ⁻	60 ⁺	62,5 ⁻
$v_{L,Ed}(x)$	0,736	0,785	0,785	0,860	0,795	0,765

Le flux de cisaillement ELS maximal à reprendre est donc de 0,86 MN/m, ce qui est assuré à condition de placer les rangées de connecteurs au pas maximal de (4 goujons par rangée) :

$$\frac{4P_{Rd}^{ELS}}{\max(v_{L,Ed})} = 4 \times 0,0657 / 0,86 = 306 \text{ mm}$$

En disposant le nombre entier de rangs de goujons tout juste nécessaires dans chaque tronçon, on peut calculer le flux de cisaillement repris par tronçon. La figure 11.1 illustre ce dimensionnement élastique de la connexion sous ELS caractéristique. La courbe représentant le flux de cisaillement global que les connecteurs sont en mesure de reprendre englobe ainsi complètement celle du flux de cisaillement ELS. Les valeurs correspondantes des espacements des rangées sont récapitulées dans le paragraphe 11.7 de ce chapitre et comparées avec l'ensemble des calculs de connexion pour déduire l'espacement à mettre en œuvre au final.

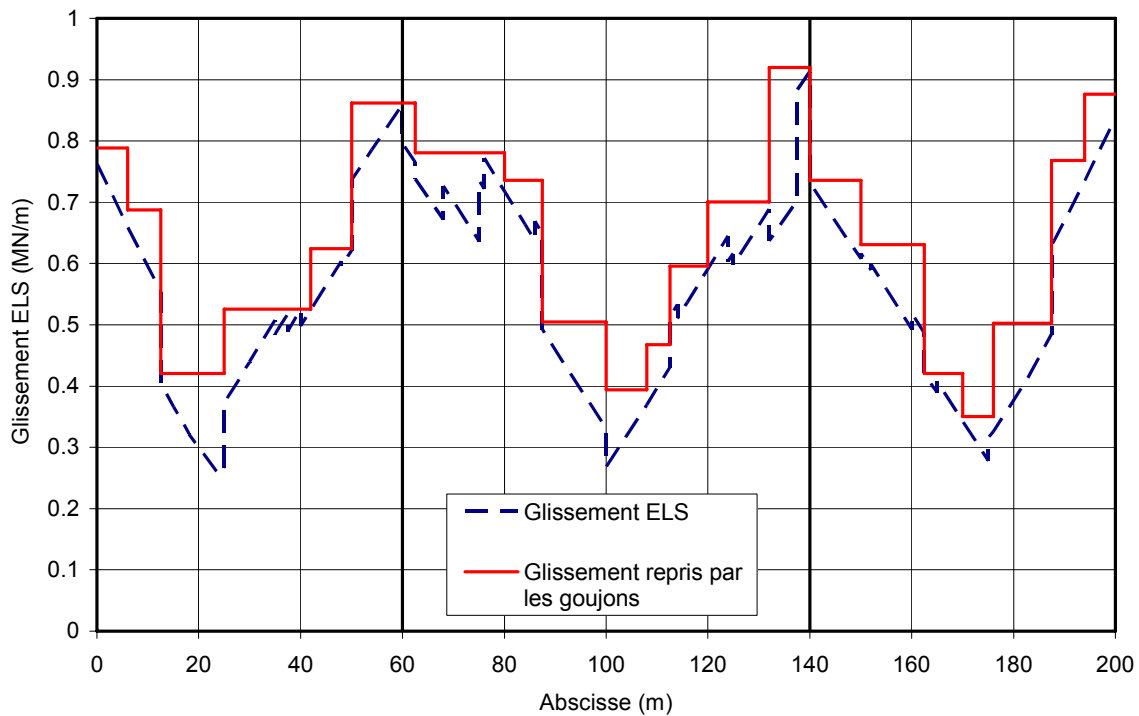


Figure11. 1 : Reprise du glissement à l'ELS (MN/m)

11.4 - Dimensionnement sous ELU fondamental

11.4.1 - Dimensionnement élastique

Quel que soit le comportement de l'ouvrage à l'ELU, élastique dans toutes les sections ou avec certaines sections en comportement élasto-plastique, le dimensionnement de la connexion débute par un calcul élastique du flux de cisaillement, avec la même méthode que pour l'ELS caractéristique (voir paragraphe 11.3.1). Dans chaque section, le flux de cisaillement à l'ELU est donc donné par :

$$v_{L,Ed}^{ELU}(x) = \max \left[v_{\min}(x); v_{\max}(x) \right]$$

calculé à partir des efforts tranchants de l'ELU et des caractéristiques mécaniques d'une section résistante non fissurée, en respectant le phasage de construction.

La densité de connecteurs, constante par tronçon, doit alors vérifier les deux critères suivants :

- localement, le flux de cisaillement ne doit pas dépasser de plus de 10% ce que la densité de connecteurs permet de reprendre :

$$v_{L,Ed}^{ELU}(x) \leq 1,1 \frac{N_i}{I_i} P_{Rd}^{ELU}$$

- par tronçon, le nombre de connecteurs doit être suffisant pour transmettre la totalité de l'effort de cisaillement :

$$\int_{x_i}^{x_{i+1}} v_{L,Ed}^{ELU}(x) dx \leq N_i P_{Rd}^{ELU}$$

où x_i et x_{i+1} désignent les abscisses aux limites du tronçon i .

EN1994-2, 6.6.2.2(4)

EN1994-2, 6.6.1.2(1)

Par simplification, on conserve le même découpage en tronçons que celui défini pour les calculs de l'ELS. Sur l'exemple de ce guide, pour le tronçon [50,0 m ; 62,5 m] autour de l'appui P1, le flux de cisaillement obtenu en valeur absolue sous ELU fondamental vaut successivement (en MN/m) :

EN1994-2, 6.6.2.2(4)

x (m)	50 ⁺	54 ⁻	54 ⁺	60 ⁻	60 ⁺	62,5 ⁻
$v_{L,Ed}(x)$	0,979	1,046	1,046	1,146	1,069	1,028

Le flux de cisaillement ELU maximal à reprendre est donc de 1,146 MN/m.

On calcule par ailleurs $\int_{50}^{62,5} v_{L,Ed}^{ELU}(x) dx = 13,25$ MN.

Finalement, l'écartement maximal des rangées de 4 goujons sur le tronçon [50,0 m ; 62,5 m] pour vérifier les critères de dimensionnement à l'ELU est :

$$\min \left(1,1 \frac{4P_{Rd}^{ELU}}{v_{max}^{ELU}[50;62,5]}, \frac{4P_{Rd}^{ELU}(62,5 - 50)}{\int_{50}^{62,5} v^{ELU}(x) dx} \right) = \min (420 \text{ mm} ; 413 \text{ mm}) = 413 \text{ mm}$$

Sur la figure 11.2, similaire à la figure 11.1, les positions relatives des courbes représentant le flux de cisaillement global que les connecteurs sont en mesure de reprendre et le flux de cisaillement ELU sont différentes de celles du calcul ELS. Voir aussi le récapitulatif au paragraphe 11.7.

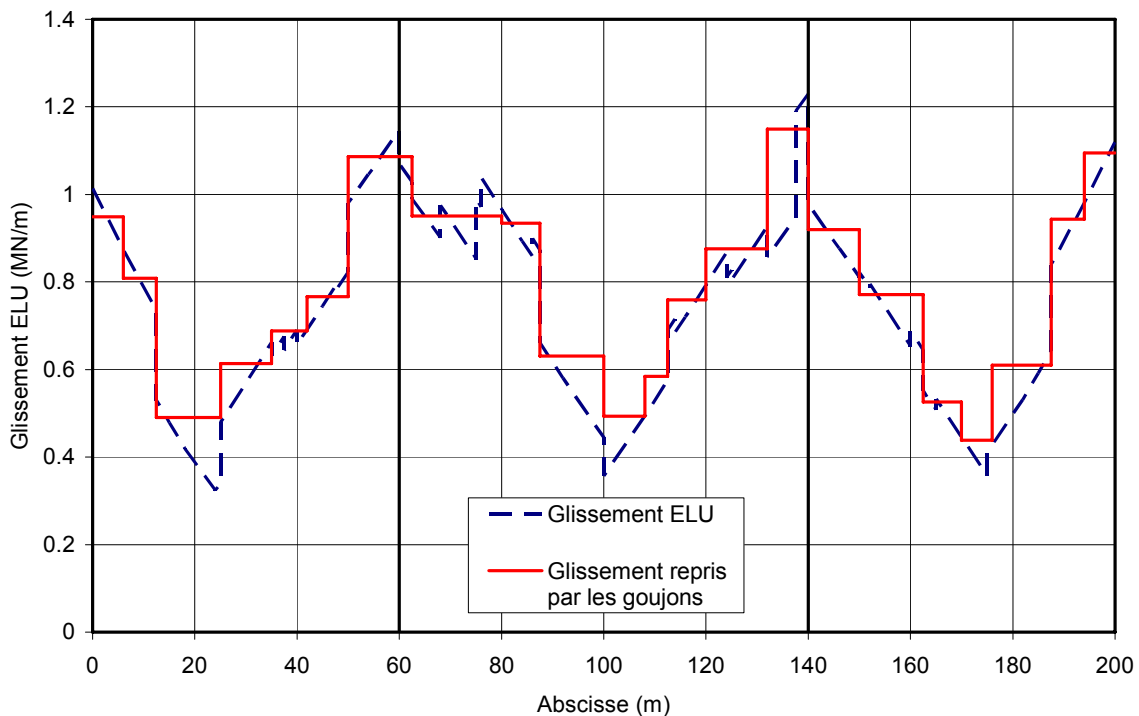


Figure 11. 2 : Reprise du glissement à l'ELU (MN/m)

11.4.2 - Cas des zones plastifiées sous moment positif

Lorsqu'une section soumise à un moment positif est plastifiée, même partiellement, à l'ELU, le calcul précédent doit être complété. En effet, dès lors que le comportement de la structure n'est plus élastique, la loi donnant le flux de cisaillement en fonction des efforts généraux n'est plus linéaire et donc le calcul précédent devient inexact. En zone de plastification, on assiste en général à une sollicitation importante de la connexion et à de fortes redistributions entre sections voisines.

EN1994-2, 6.6.2.2 (1)

Dans l'exemple de ce guide, même si les sections en travée sont de classe 1, il n'y a pas de plastification (voir paragraphe 8.4 de cette partie II). Les calculs présentés ci-dessous n'ont donc pas besoin d'être menés.

a) Délimitation de la zone plastifiée

La première phase est d'identifier les zones où ce calcul non linéaire de la connexion est nécessaire.

On identifie dans un premier temps la section en travée, notée B par l'EN1994-2, et définie comme étant celle soumise à la plastification maximale. En général et en l'absence de variation brutale des caractéristiques de section, la section B est celle soumise au moment M_{Ed} maximal à l'ELU.

EN1994-2, 6.6.2.2 (2)

Les sections aux limites de la zone plastifiée (notées A et C) correspondent aux sections pour lesquelles M_{Ed} à l'ELU est égal au moment résistant élastique (voir figure 11.3) :

$$M_{Ed} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed} = M_{el,Rd}$$

Compte tenu de la définition du moment résistant élastique (voir point c ci-dessous), A et C sont les sections encadrant B où le diagramme des contraintes normales de l'ELU atteint pour la première fois une de ses bornes élastiques au niveau de l'une des fibres de la section (béton ou charpente métallique).

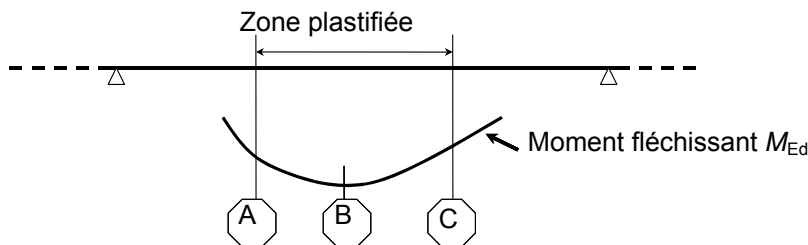


Figure 11.3 : Définition de la zone plastifiée pour le calcul de la connexion

b) Diagramme d'interaction dans la section B

Le calcul élasto-plastique de la connexion se fonde sur la construction du diagramme d'interaction $M-F$ dans la section B, où M est le moment sollicitant la section et F est l'effort de compression résultant dans la dalle. Ce diagramme est défini à partir de 3 points remarquables (voir figure 11.4) :

EN1994-2, 6.2.1.4 (6)

- le point **G** qui caractérise l'état de la section B, pour la phase donnée de construction de la structure qui correspond au bétonnage du plot de dalle comportant cette section B. La section résistante ne comprend alors que la charpente métallique et aucun effort de compression n'est présent dans la dalle, c'est-à-dire $M = M_{a,Ed}$ et $F = 0$;
- le point **H** qui correspond à une section B sollicitée à son maximum en

comportement plastique mixte. Alors, si l'axe neutre plastique est dans la dalle, on a :

$$M = M_{pl,Rd}$$

$$F = F_{pl,B} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} b_{eff} h_c \quad (\text{noté } N_{c,f} \text{ par l'EN1994-2})$$

où b_{eff} est la largeur efficace de la dalle dans la section B et h_c est la hauteur de dalle comprimée.

Voir aussi le chapitre 8 pour des détails sur le calcul de $M_{pl,Rd}$.

- le point **J** qui correspond à l'état de première plastification de la section B pour lequel $M = M_{el,Rd}$. A ce moment M correspond un diagramme de contraintes normales qui atteint une limite élastique sur une des fibres de la section B. En intégrant ce diagramme sur la hauteur de la dalle et dans la largeur efficace, on obtient la résultante $F_{el,B}$ de compression dans la dalle (notée $N_{c,el}$ par l'EN1994-2).

Le diagramme d'interaction $M-F$ dans la section B correspond alors aux 2 droites GJ et JH (voir figure 11.4). Par simplification, il est possible de s'affranchir du calcul de $M_{el,Rd}$ et d'utiliser le diagramme linéaire GH.

EN1994-2, 6.2.2.2 (2)

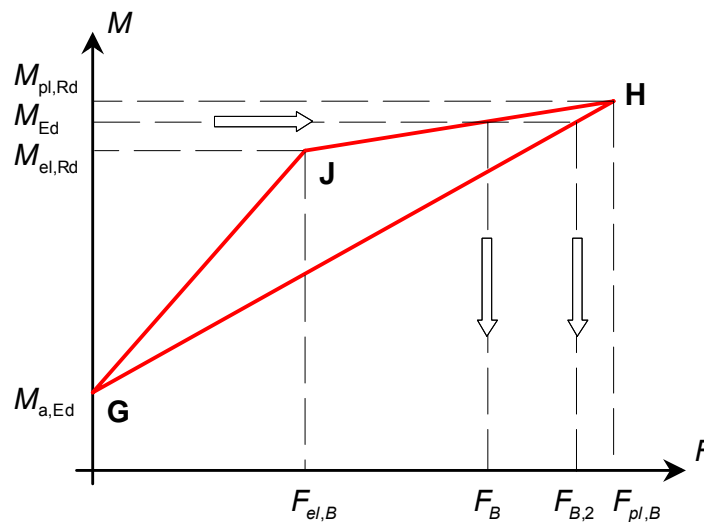


Figure 11. 4 : Diagramme d'interaction M-F dans la section B

c) Calcul du moment résistant élastique $M_{el,Rd}$

La figure 11.5 représente un état possible des contraintes dans la section B déterminé à l'issue de l'analyse globale élastique fissurée, en respectant le phasage de construction. Cette section est de classe 1, justifiée en résistance (sous la flexion) par $M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$. On constate que la contrainte sur la fibre extrême inférieure a dépassé la limite élastique, c'est-à-dire que $M_{Ed} > M_{el,Rd}$. Le moment résistant élastique s'obtient dans ce cas là en appliquant un coefficient $k < 1$ sur le diagramme des contraintes apporté par $M_{c,Ed}$ (comportement mixte de la section B) de façon à ramener le diagramme final sous M_{Ed} dans ses limites élastiques. Pour l'exemple de la figure 11.5, cela donne :

EN1994-2, 6.2.1.4 (6)

$$k = \frac{f_{yd} - \sigma_{ai}^{(1)}}{\sigma_{ai}^{(2)}} \quad \text{puis } M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k.M_{c,Ed}$$

Il est à noter que la plastification de la section B peut aussi être atteinte par excès de compression dans le béton, même si cela est plus rare que la situation de la figure 11.5.

Note : Un cas limite intéressant est à mentionner. Lorsque $k = 1$, cela signifie que la section B est juste à la limite de son comportement élastique, et par conséquent, les sections A, C et B sont confondues.

La résultante de compression $F_{el,B}$ dans la dalle, quand $M = M_{el,Rd}$, est calculée en intégrant le diagramme élastique des contraintes sous $k.M_{c,Ed}$.

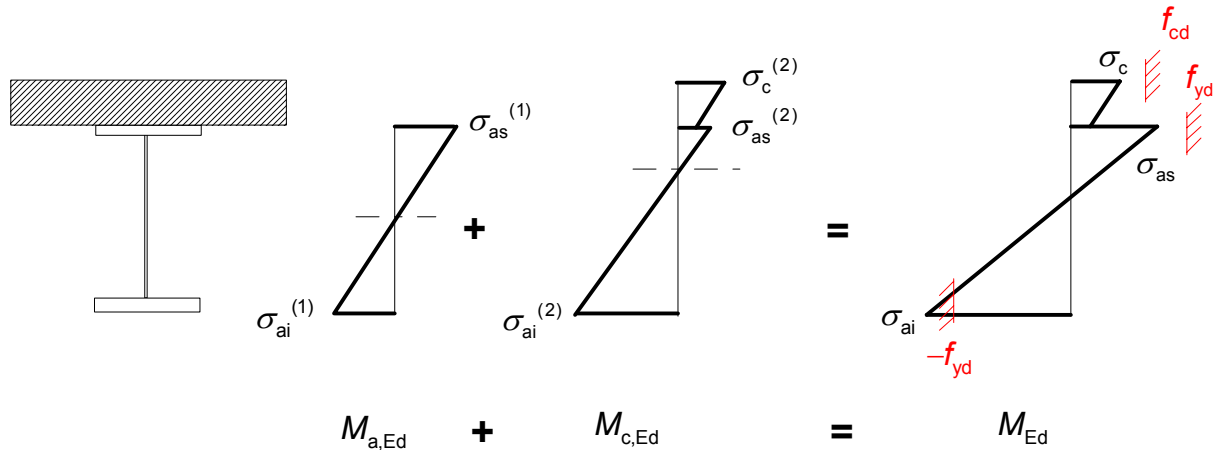


Figure 11. 5 : Calcul de $M_{el,Rd}$

d) Dimensionnement des connecteurs dans la zone plastifiée

Entre les sections A et B (respectivement B et C), le nombre de connecteurs N_{AB} (resp. N_{BC}) doit globalement être suffisant pour reprendre en cisaillement la variation d'effort de compression dans la dalle :

EN1994-2, 6.6.2.2 (2)

$$N_{AB} \geq \frac{F_B - F_A}{P_{Rd}^{ELU}} \quad ; \quad N_{BC} \geq \frac{F_B - F_C}{P_{Rd}^{ELU}}$$

Les connecteurs peuvent être répartis avec une densité constante entre les sections A et B (respectivement B et C).

F_B est lu sur le diagramme d'interaction $M-F$ dans la section B, soit par le diagramme GJH, soit par le diagramme GH (voir figure 11.4). Cet effort dans la dalle correspond au moment M_{Ed} qui sollicite effectivement la section B à l'ELU et qui provient de l'analyse globale élastique fissurée de la structure. L'utilisation du diagramme simplifié GH est en général nettement plus défavorable et peut conduire à surdimensionner le nombre de connecteurs.

En A (respectivement C), l'effort de compression F_A (respectivement F_C) dans la dalle en béton s'obtient par intégration du diagramme élastique des contraintes de l'ELU sur la section de la dalle.

11.5 - Dimensionnement en fatigue

Le dimensionnement en fatigue des connecteurs fait suite au chapitre 9 de cette partie II qui traite la fatigue de façon générale, et les vérifications correspondantes pour la charpente métallique et les armatures passives.

11.5.1 - Effet du convoi de fatigue

Le passage du convoi de fatigue FLM3 (voir paragraphe 9.1.2 pour les conditions de circulation de ce convoi et paragraphe 9.1.5 pour la combinaison d'actions à considérer) crée les variations de contraintes suivantes :

- $\Delta\tau$, variation de contraintes de cisaillement dans le fût du goujon, au niveau de sa soudure sur la semelle supérieure de charpente principale.

Contrairement aux calculs d'amplitude de contraintes normales (voir paragraphe 9.1.5), tous les cisaillements à l'interface acier-béton sont calculés sur une section résistante non fissurée. L'état de cisaillement initial sous combinaison de base non cyclique (EN1992-1-1, 6.8.3) n'intervient donc jamais. $\Delta\tau$ se déduit alors des variations du flux de cisaillement, sous le seul convoi FLM3, $\Delta V_{L,FLM3}$, en tenant compte de sa position transversale sur la chaussée et du coefficient d'équivalence à court terme n_0 . $\Delta\tau$ est aussi fonction de la densité locale de connecteurs et de la section nominale du fût du goujon à sa base :

EN1994-2, 6.8.5.5(1) et (2)

$$\Delta\tau = \frac{\Delta V_{L,FLM3}}{\left(\frac{\pi d^2}{4}\right) \cdot \frac{N_i}{I_i}} \quad (N_i \text{ nombre total de goujons sur le tronçon } l_i)$$

- $\Delta\sigma_p$, variation de contraintes normales dans la semelle supérieure de la charpente sur laquelle sont soudés les goujons (voir paragraphe 9.1.5 pour sa détermination).

11.5.2 - Etendue de contrainte équivalente

Comme pour la charpente et les armatures passives, la méthode simplifiée des étendues de contraintes équivalentes à 2 millions de cycles est utilisée pour les connecteurs :

EN1994-2, 6.8.6.2 (1)

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau$$

où $\lambda_v = \lambda_{v,1} \lambda_{v,2} \lambda_{v,3} \lambda_{v,4}$ est similaire aux facteurs λ et λ_s définis au chapitre 9 pour la charpente et les armatures passives.

$\lambda_{v,1} = 1,55$ pour les ponts routes.

$\lambda_{v,2}$ à $\lambda_{v,4}$ sont définis de la même façon que pour la charpente (voir paragraphe 9.1.3 de cette partie II), mais en tenant compte de la pente $m = 8$ de la courbe de résistance pour les goujons, à la place de la pente $m = 5$ des courbes de résistance d'un détail de charpente soumis à une étendue de contrainte de cisaillement.

EN1994-2, 6.8.6.2(4)

EN1993-1-9, Fig. 7.2

$$\lambda_{v,2} = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{8}} = 0,927$$

$$\lambda_{v,3} = 1,0$$

$$\lambda_{v,4} = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^8 \right]^{\frac{1}{8}} = 1,0$$

On en déduit $\lambda_v = 1,437$ pour l'exemple du guide.

On rappelle aussi le calcul dans la semelle supérieure de charpente $\Delta\sigma_{E,2} = \lambda\Phi\Delta\sigma_p$ (voir chapitre 9 de cette partie II).

11.5.3 - Vérifications à la fatigue

Quel que soit l'état de contraintes dans la semelle supérieure de charpente, tendue ou comprimée, la vérification en fatigue de la connexion commence par s'assurer du critère :

$$\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$$

qui traduit la propagation d'une éventuelle fissure de fatigue dans le fût du goujon.

Le coefficient partiel sur les charges de fatigue est pris égal à $\gamma_{Ff} = 1,0$. La valeur recommandée du coefficient partiel pour la résistance des goujons a été modifiée par l'annexe nationale de l'EN1994-2, $\gamma_{Mf,s} = 1,25$.

La catégorie de détail à 2 millions de cycles est $\Delta\tau_c = 90$ MPa.

Pour l'exemple du guide, on utilise la densité de goujons issue des calculs ELS et ELU des paragraphes précédents, pour calculer $\Delta\tau_c$. La figure 11.6 montre l'évolution de ce cisaillement le long de l'ouvrage. La valeur maximale observée vaut 48,7 MPa. On vérifie donc le critère :

$$\gamma_{Ff} \lambda_v \Delta\tau_c = 70,0 \text{ Mpa} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}} = 72 \text{ MPa}$$

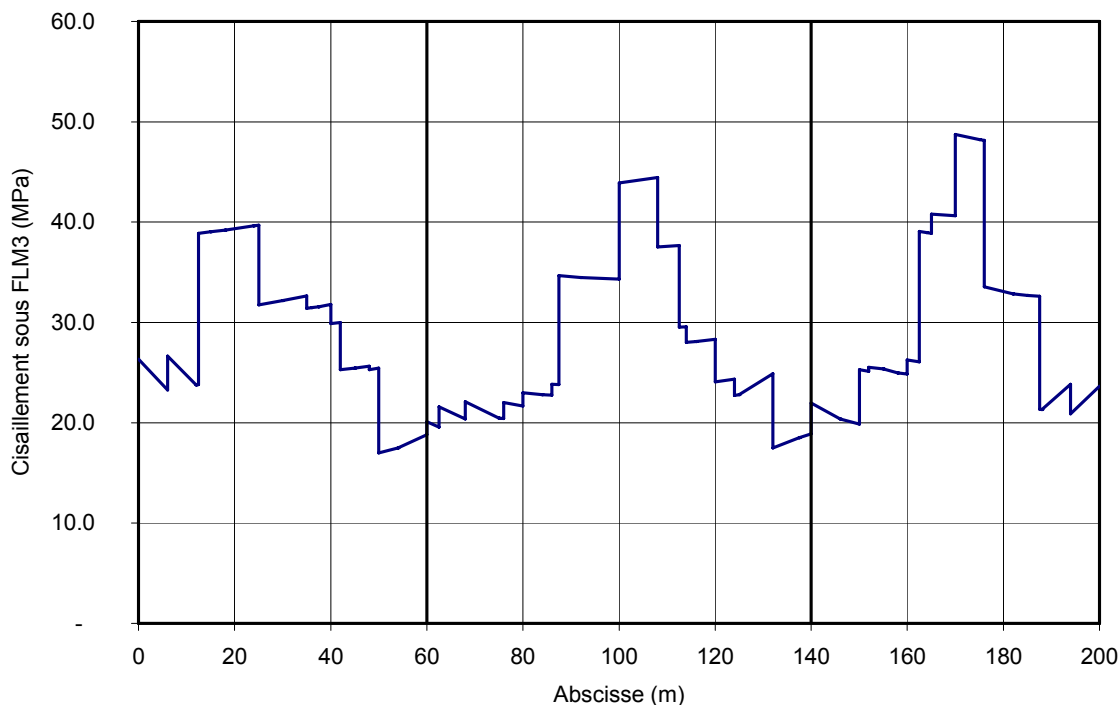


Figure 11. 6 : Variation du cisaillement sous passage du convoi FLM3 (MPa)

Lorsque la semelle supérieure est tendue sous la combinaison ELU de fatigue (voir paragraphe 9.1.5 pour sa définition), des fissures de fatigue sont susceptibles de s'y propager sous les variations de $\Delta\sigma_p$, au niveau du détail que constitue la soudure du goujon sur sa face supérieure. Cela se traduit par

EN1994-2, 6.8.7.2

EN1994-2, 2.4.1.2 (6) + AN

EN1994-2, 6.8.3(3)

EN1994-2, 6.8.7.2(2)

deux vérifications supplémentaires :

- un critère dans la semelle :

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}} \text{ avec } \Delta \sigma_c = 80 \text{ MPa pour la classe du détail.}$$

Le facteur partiel γ_{Mf} est pris égal à 1,35 (concept de durée de vie sûre avec de fortes conséquences suite à la ruine de la semelle supérieure).

- un critère d'interaction entre $\Delta \sigma_{E,2}$ et $\Delta \tau_{E,2}$:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3$$

En toute rigueur, $\Delta \sigma_p$ et $\Delta \tau$ (à l'origine de $\Delta \sigma_{E,2}$ et $\Delta \tau_{E,2}$) doivent être des valeurs concomitantes. Par simplification, on peut utiliser les valeurs maximales ce qui place en sécurité.

La figure 11.7 représente l'évolution des contraintes maximales de traction sur la face supérieure de la semelle supérieure, sous la combinaison ELU de fatigue, c'est-à-dire la combinaison de base non cyclique définie par l'EN1992-1-1, 6.8.3, à laquelle est ajoutée le passage du convoi de fatigue FLM3 pondéré d'un coefficient de répartition transversale ($k=0,75$ pour l'exemple). Deux calculs en enveloppe ont été conduits, avec ou sans participation du béton à la résistance de la section, et pour chaque enveloppe, seule la courbe des tractions maximales est représentée. Le choix entre les 2 courbes est déterminé par le signe du moment $M_{c,Ed}$ sollicitant la dalle sous la combinaison ELU de fatigue.

On constate donc qu'il convient de vérifier les 2 critères précédents dans une zone qui s'étend de l'abscisse $x = 37,5$ m à l'abscisse $x = 86$ m autour de P1, et dans une zone qui s'étend de l'abscisse $x = 116$ m à $x = 162,5$ m autour de P2. Pour cela, on utilise les valeurs de $\Delta \sigma_p$ déjà calculées au chapitre 9, voir figure 9.8. Dans la zone autour de P1, la valeur maximale de $\Delta \sigma_p$ atteint 21,8 MPa (à $x = 37,5$ m où $\lambda = 1,9$ et $\phi = 1,0$), alors que dans la zone autour de P2, elle atteint 18,6 MPa (à $x=116$ m où $\lambda = 1,715$ et $\phi = 1,0$). On en déduit :

$$\max (\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}) = 1,0 \times 1,9 \times 1,0 \times 21,8 = 41,4 \text{ MPa} \leq \Delta \sigma_c / \gamma_{Mf} = 59,3 \text{ MPa}$$

Dans la zone autour de P1, sur la figure 11.6, on note que la valeur maximale de $\Delta \tau$ vaut 31,8 MPa en $x = 40$ m, alors que dans la zone autour de P2, elle vaut 26,2 MPa en $x = 160$ m. On en déduit :

$$\max (\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}) = 1,0 \times 1,437 \times 31,8 = 45,7 \text{ MPa} \leq \Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s} = 72 \text{ MPa}$$

Le critère d'interaction est alors vérifié dans les zones tendues de la semelle supérieure sous ELU de fatigue, sans qu'il soit nécessaire de raffiner le calcul tenir compte des concomitances :

$$41,4 / 59,3 + 45,7 / 72 = 1,3 \leq 1,3$$

Les connecteurs mis en œuvre à l'issue des calculs de l'ELS et de l'ELU autre que la fatigue, sont donc suffisants pour l'ELU de fatigue.

EN1993-1-9, tableau 3.1

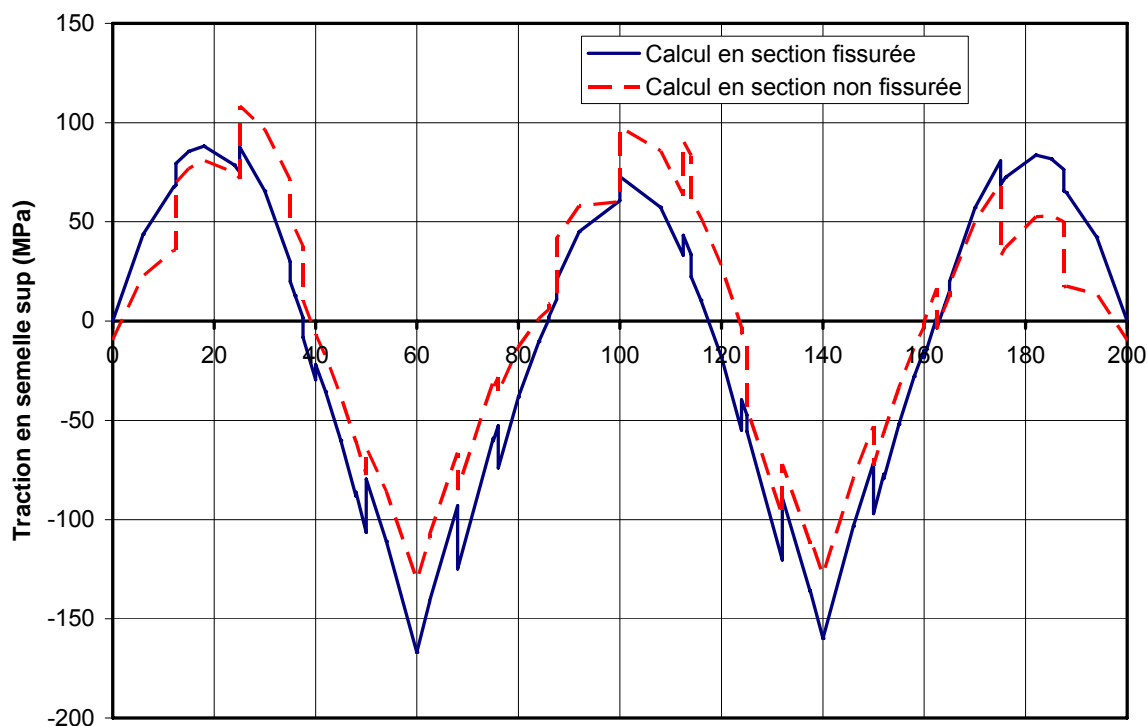


Figure 11.7 : Traction maximale en semelle supérieure sous la combinaison ELU de fatigue

11.6 - Dispositions constructives relatives à la connexion

Les dispositions constructives suivantes s'appliquent pour les dalles coulées en place. Lorsque les dalles sont préfabriquées, ces dispositions peuvent être revues, en portant une attention particulière aux différents problèmes d'instabilité (voilement de la semelle mixte de charpente entre 2 groupes de connecteurs par exemple) et aux questions de non uniformité du flux de cisaillement à l'interface acier-béton.

EN1994-2, 6.6.5

EN1994-2, 6.6.5.5(4)

11.6.1 - Critères liés à la poutre principale de charpente

De manière générale, pour assurer un comportement mixte de la poutre, l'espacement longitudinal maximal entre deux rangées de connecteurs successives est fixé à $e_{\max} = \min(800 \text{ mm} ; 4e)$ où e est l'épaisseur de la dalle.

EN1994-2, 6.6.5.5(3)

Lors de la justification de la section à mi-travée (voir paragraphe 8.4 de cette partie II), on a considéré que la semelle supérieure comprimée de charpente était de classe 1 car elle était connectée à la dalle en béton. Or elle vérifie $c/t_f = 14,9 \varepsilon \geq 14 \varepsilon$ donc sans la dalle, elle aurait été de classe 4. Pour pouvoir la considérer en classe 1, il faut que les rangées de connecteurs soient suffisamment rapprochées pour l'empêcher de voiler entre 2 rangées successives. Cela se traduit par un critère supplémentaire sur e_{\max} :

$$\frac{e_{\max}}{t_f} \leq 22\varepsilon = 22\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

EN1994-2, 6.6.5.5(2)

où t_f est l'épaisseur de la semelle supérieure et f_y est la limite d'élasticité de l'acier de cette semelle.

Ce critère est complété par la donnée d'une distance maximale entre la rangée longitudinale de connecteurs la plus excentrée et le bord libre de la semelle supérieure comprimée, là encore pour éviter le voilement local de cette

semelle le long de son bord libre :

$$\frac{e_D}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

(voir la figure 11.8 pour la définition de e_D).

Cet éventuel voilement ne concerne que les zones où la semelle connectée est comprimée et de classe 3 ou 4. Pour l'exemple du guide où $b_f = 1000$ mm, il s'agit des zones en travée où $t_f = 40$ ou 55 mm. On obtient alors :

- pour $t_f = 40$ mm, $e_{\max} = 726$ mm et $e_{D,\max} = 297$ mm
- pour $t_f = 55$ mm, $e_{\max} = 800$ mm et $e_{D,\max} = 414$ mm

Cette distance e_D ne doit pas non plus être trop faible pour assurer un soudage correct des goujons. Il faut donc vérifier $e_D \geq 25$ mm. Sur l'exemple numérique,

$$e_D = \frac{b_f - b_0}{2} - \frac{d}{2} = 114 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}.$$

Cette valeur de 25 mm s'entend comme une borne inférieure. On pourra être amené au cas par cas à augmenter cette distance pour assurer un soudage correct des goujons.

EN1994-2, 6.6.5.6(2)

11.6.2 - Critères liés à l'ancrage de la connexion dans la dalle

Lorsque la dalle présente un renformis au niveau de la semelle supérieure de la charpente, la distance minimale entre la face inférieure de la tête des connecteurs et la nappe inférieure des armatures passives est de 40 mm. Cette valeur est ramenée à 30 mm lorsqu'il n'y a pas de renformis. Le calcul de l'armature transversale inférieure sous l'effet du cisaillement longitudinal à l'interface acier/béton est exposé aux paragraphes 12.1.7 et 12.1.8 de cette partie II du guide.

En présence d'un renformis, deux exigences supplémentaires sont requises (voir figure 11.8) :

- la distance minimale e_v entre le bord du renformis et le bord extérieur du connecteur le plus excentré est de 50 mm ;
- la droite inclinée à 45° et issue de l'extérieur de la base du connecteur le plus excentré, reste dans le béton.

EN1994-2, 6.6.5.4(2)

EN1994-2, 6.6.5.4(1)

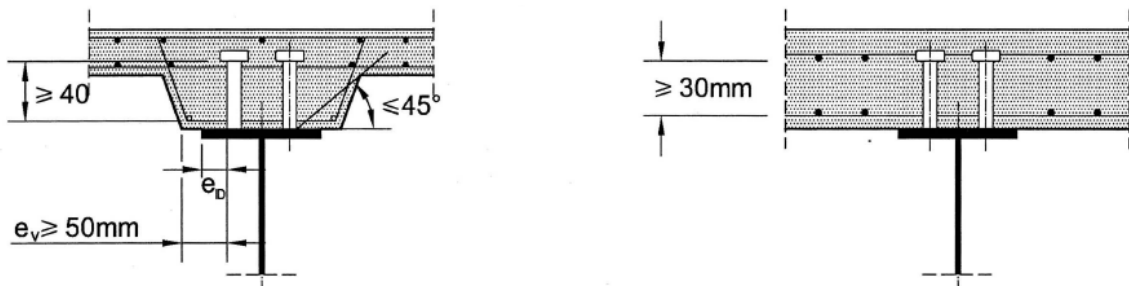


Figure 11. 8 : Dispositions constructives transversales

11.6.3 - Critères liés à la nature du connecteur

L'EN1994-2 ne traitant que les goujons, seuls des critères qui leur sont liés sont définis par la norme :

- $h \geq 3d$ (pour l'exemple, $200 > 3 \times 22 = 66$ mm)
- dimensions de la tête du goujon : $h_{tête} \geq 0,4 d$ et $d_{tête} \geq 1,5.d$
- $d \leq 1,5.t_f$ si la semelle d'épaisseur t_f sur laquelle est soudé le goujon de diamètre d , est tendue sous la combinaison de fatigue. La figure 11.7 permet de constater que $t_f = 55, 80$ ou 120 mm dans les zones où la semelle est tendue, ce qui permet de vérifier largement le critère. La vérification de ce critère permet d'utiliser la catégorie de détail $\Delta\tau_c = 90$ MPa, établie sous cette hypothèse.

EN1994-2, 6.6.5.7 (1) à (3)

Les critères relatifs à la charpente principale donnent des espacements longitudinaux maximum à respecter (voir paragraphe 11.6.1). Il existe aussi des espacements minimum à respecter lorsque des goujons sont utilisés :

- sens longitudinal : $e_{min} \geq 5.d$
- sens transversal : $e_{min} \geq 2,5.d$

EN1994-2, 6.6.5.7(4)

Sur l'exemple, $e = b_0/3 = 250$ mm $\geq 2,5.d = 55$ mm.

11.7 - Récapitulatif pour l'exemple numérique

Les différents espacements maximaux résultant des calculs précédents (ELS, ELU, fatigue et dispositions constructives) sont représentés sur le graphique récapitulatif de la figure 11.9. On constate que la fatigue (pour laquelle seul le critère d'interaction est dessiné) n'est pas dimensionnante pour l'exemple numérique. L'espacement à mettre en œuvre au final se déduit de cette figure.

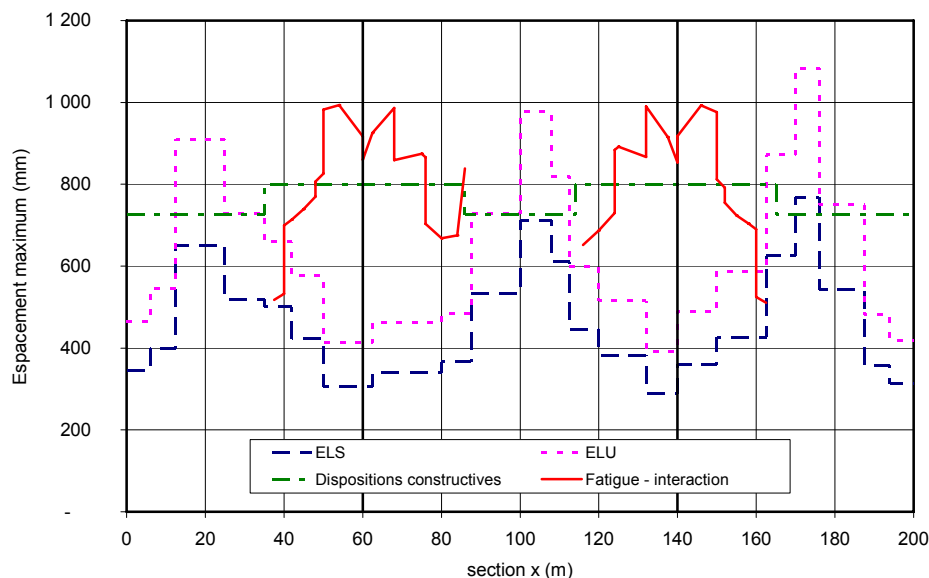


Figure 11. 9 : Espacement maximum des rangées de connecteurs (mm)

On constate que l'ELS est presque toujours dimensionnant, sauf dans les sections proches de la mi-travée. Dans ces zones, l'espacement juste nécessaire pour reprendre le flux de cisaillement de l'ELS, devient trop important pour que le voilement de la semelle entre 2 rangées successives de connecteurs puisse être évité. Les dispositions constructives prennent alors le pas.

11.8 - Accrochage des efforts de retrait et de température aux extrémités

Le flux de cisaillement à l'interface acier/béton, utilisé dans les calculs précédents, ne tient compte que des effets hyperstatiques (ou secondaires) du retrait et de la température. Il est donc nécessaire de vérifier aussi que les connecteurs sont assez nombreux aux extrémités libres du tablier, pour accrocher le flux de cisaillement créé par les effets isostatiques (ou primaires) du retrait et de la température.

EN1994-2, 6.6.2.4(1)

La première étape du calcul consiste à déterminer, dans la section située à une certaine distance L_v de l'about (et appelée longueur de connexion), les contraintes dues aux effets isostatiques du retrait (enveloppe des calculs à court terme et à long terme) et de la température. En sommant ces contraintes sur la hauteur de la dalle, on obtient l'effort horizontal de cisaillement à l'interface acier/béton pour les deux charges envisagées.

Dans un deuxième temps, on détermine l'espacement maximal des rangées de connecteurs sur la longueur L_v , nécessaire pour reprendre le flux correspondant à ces efforts horizontaux. Le calcul n'est conduit que pour la combinaison ELU. Dans ce cas, l'EN1994-2 considère que les goujons sont des connecteurs suffisamment ductiles pour que le flux de cisaillement $v_{L,Ed}$ puisse être supposé constant sur la longueur de connexion. Cette longueur est prise égale à b_{eff} , c'est-à-dire la largeur efficace de dalle de l'analyse globale à mi-travée de rive, soit 6 m dans le cas de l'exemple de ce guide (voir chapitre 7 de cette partie II).

EN1994-2, 6.6.2.4(3)

Tous calculs faits, on obtient au maximum à l'interface acier/béton, un effort horizontal de cisaillement de 2,15 MN pour le retrait (dans le cas du calcul à long terme) et de 1,14 MN pour les effets thermiques.

Sous combinaison ELU, on a donc $V_{L,Ed} = 2,15 + 1,5 \cdot 1,14 = 3,86$ MN. La valeur du flux $v_{L,Ed}^{ELU}$, puis celle de l'espacement maximal e_{max} sur la zone d'accrochage $L_v = b_{eff}$ entre les rangées de goujons, s'en déduisent :

$$v_{L,Ed}^{ELU} = \frac{V_{L,Ed}}{b_{eff}} = 0,64 \text{ MN/m (diagramme rectangulaire)}$$

$$e_{max} = \frac{4P_{Rd}^{ELU}}{v_{L,Ed}^{ELU}} = 681 \text{ mm}$$

Cet espacement est largement supérieur à celui déjà obtenu par les justifications précédentes (voir figure 11.9). Comme c'est généralement le cas, l'accrochage du retrait et de la température aux extrémités n'est pas dimensionnant.

Notes :

- Par simplification, pour l'exemple traité, on ne tient pas compte de l'effet favorable des charges permanentes (poids propre et superstructures) qui créent un flux de cisaillement opposé à celui du retrait et de la température. Cela place de toute façon en sécurité.

On notera que ce n'est pas toujours le cas. Par exemple, pour des pièces de pont en console, l'effet des charges extérieures vient s'ajouter à celui du retrait et de la température et on doit ancrer le cumul à l'extrémité libre de la console.

- A la lecture de l'EN1994-2, 6.6.2.4(3), on pourrait envisager de faire la même vérification avec un flux calculé sous combinaison ELS et une variation triangulaire entre la section d'about et la section située à L_v . Toutefois, cela ne sera jamais dimensionnant et ce n'est pas demandé explicitement par la section 7 de l'EN1994-2 traitant des justifications aux ELS.

Note :

EN1994-2, 6.6.2.4(5)

D'autres situations où des efforts de cisaillement peuvent devoir être accrochés :

EN1994-2, 6.6.2.3

- le retrait et la température doivent être accrochés aux extrémités de chaque plot de dalle, pour chaque phase de construction.

- le retrait et la température ne sont pas les seules actions à créer des efforts locaux de cisaillement longitudinal. Ils peuvent aussi être apportés par des charges extérieures à la poutre mixte comme par exemple, l'ancrage d'un câble de précontrainte dans la dalle ou l'ancrage d'un hauban sur le tablier mixte. L'EN1994-2 propose aussi une méthode pour évaluer la variation locale du flux de cisaillement résultant de ces efforts concentrés extérieurs.

12 - Justifications locales de la dalle en béton

La dalle en béton doit faire l'objet des justifications suivantes :

- la mise en œuvre d'un ferrailage de non-fragilité,
- la limitation des contraintes sous ELS caractéristique,
- la limitation de l'ouverture des fissures sous ELS quasi-permanent,
- la résistance en flexion à l'ELU,
- la résistance au poinçonnement,
- la résistance à l'effort tranchant vertical à l'ELU,
- la résistance à l'effort tranchant longitudinal à l'ELU,
- la résistance au cisaillement au droit des joints de la dalle,
- les règles de cumul d'armatures.

Dans ce chapitre, les vérifications sont présentées pour deux sections caractéristiques de la dalle en béton, au droit de la poutre métallique et à mi-portée transversale de la dalle. L'accent est mis sur les points spécifiques à une dalle de pont mixte, notamment le fait qu'elle est tendue longitudinalement sur appui. Les calculs de béton armé ne sont pas détaillés ; plus d'informations peuvent être trouvées dans le guide Sétra sur les ponts en béton calculés selon l'Eurocode 2.

12.1 - Vérifications portant sur le ferrailage transversal de la dalle

12.1.1 - Calcul des sollicitations de flexion transversale

a) Sollicitations sous charges permanentes

Les sollicitations sous charges permanentes relèvent de la flexion simple et peuvent être calculées à partir d'un modèle à barres. On considère une bande transversale de dalle, d'une largeur égale à un mètre longitudinal de tablier, modélisée comme une poutre isostatique reposant sur deux appuis simples au niveau des âmes métalliques. Cette hypothèse est défavorable par rapport à l'appui partiellement encasté que constitue la semelle supérieure de la charpente. Cette poutre isostatique est soumise aux charges réparties variables selon le schéma de la figure 12.1 pour les superstructures et le poids propre du béton.

Tous calculs faits, on obtient les moments de flexion transversale dessinés sur la figure 12.2.

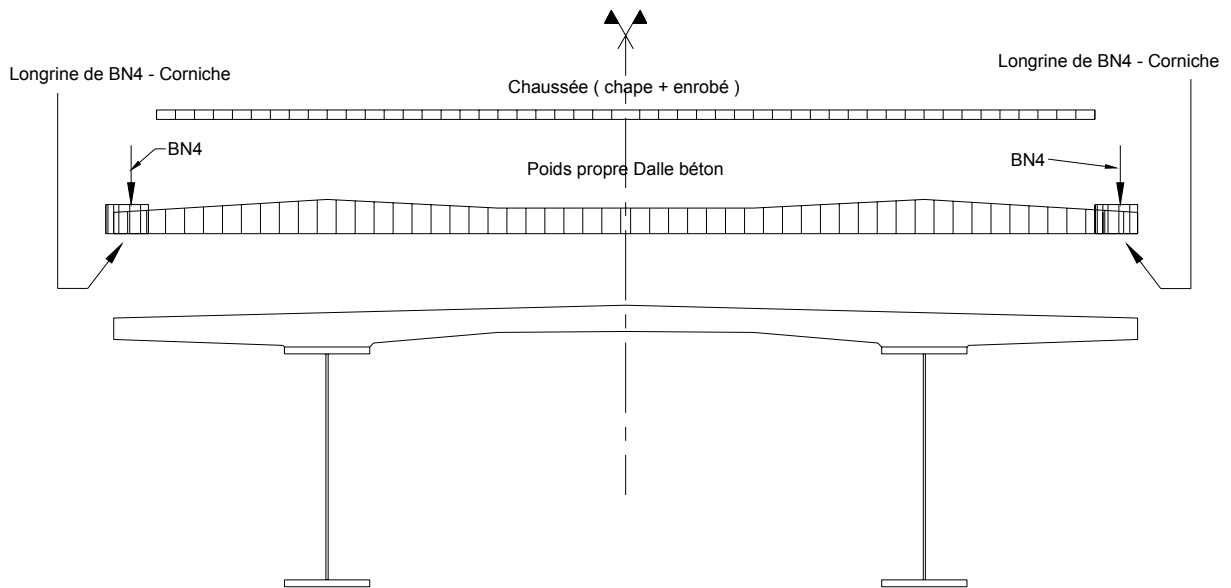


Figure 12. 1 : Distribution transversale des charges permanentes

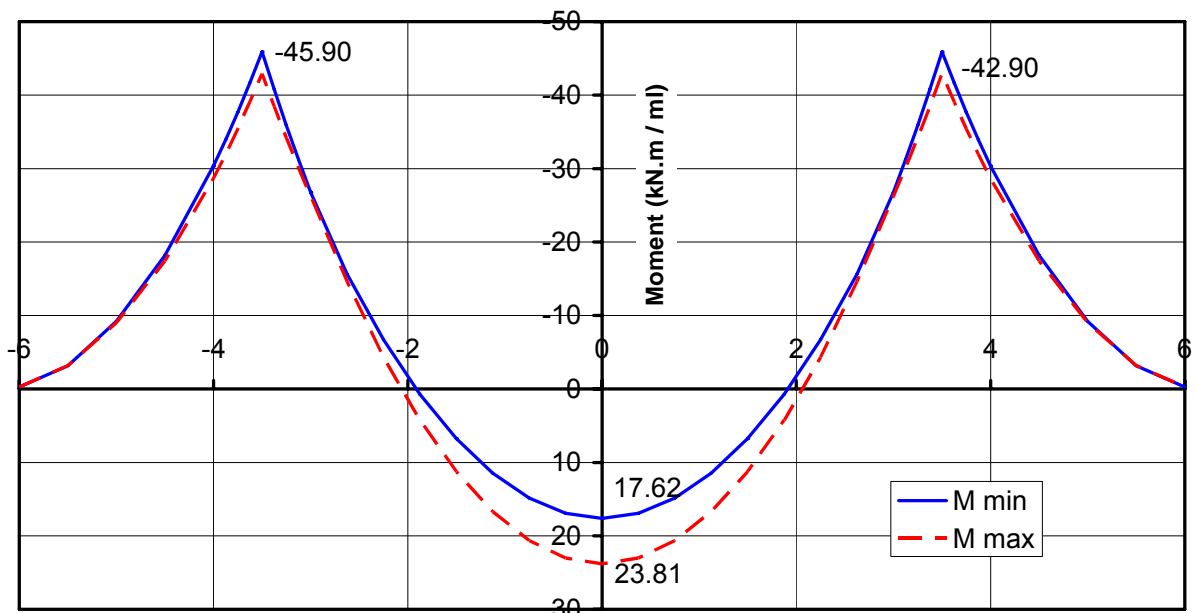


Figure 12. 2 : Enveloppe des moments de flexion transversale dus aux charges permanentes

b) Sollicitations sous charges de trafic

Les sollicitations sont obtenues à l'aide d'abaques qui ont été établis par le Sétra pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretoises. Le modèle de charge LM1 est dimensionnant dans tous les cas.

Pour la section au droit de l'âme métallique, le moment de flexion transversal vaut $M_{LM1} = 135$ kN.m/ml en valeur caractéristique, et $M_{LM1} = 95$ kN.m/ml en valeur fréquente.

Pour la section à mi-portée de la dalle, le moment de flexion transversale vaut $M_{LM1} = 134$ kN.m/ml en valeur caractéristique, et $M_{LM1} = 91$ kN.m/ml en valeur fréquente.

c) Combinaisons d'actions

En respectant les combinaisons explicitées au chapitre 6 de cette partie II du guide, on obtient finalement les valeurs de moment données dans le tableau ci-dessous :

M (kN.m/ml)	ELS QP	ELS fréquent	ELS caractéristique	ELU
Section au droit de l'âme	46	141	181	244
Section à mi-portée	24	115	158	213

12.1.2 - Ferrailage de non-fragilité

L'EN1992-1-1 donne un ferrailage minimum de flexion à mettre en œuvre pour les dalles. La valeur recommandée (soumise au choix de l'Annexe Nationale) est :

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} b_t d \geq 0,0013 \cdot b_t d$$

où b_t est la largeur de la dalle (on raisonne ici par tranche d'un mètre donc $b_t = 1\text{m}$) et d est la hauteur utile de la section (distance du centre de gravité de la nappe d'armature considérée, à la fibre extrême comprimée du béton).

Pour l'exemple numérique, le ferrailage mis en place est largement supérieur au ferrailage de non-fragilité.

EN1992-1-1, 9.3.1
qui renvoie à 9.2.1.1(1)

12.1.3 - Limitation des contraintes sous ELS caractéristique

Il convient de vérifier les limites suivantes :

$$\sigma_s \leq k_3 f_{sk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$$

où k_1 et k_3 sont données par l'Annexe Nationale de l'EN1992-1-1.

Ces calculs de contraintes sont réalisés en négligeant la participation du béton tendu. Pour vérifier les armatures passives, c'est généralement le calcul à long terme, conduit avec un coefficient d'équivalence n (armature/béton) de 15, qui fournit les valeurs les plus défavorables. Pour vérifier la limite de compression dans le béton, c'est généralement le calcul des contraintes à court terme avec $n = E_s / E_{cm} = 5,9$ qui est défavorable. En flexion transversale, le comportement est celui d'une section en béton armé, donc on a retenu $E_s = 200000 \text{ MPa}$ (voir paragraphe 4.3 de cette partie II du guide).

Dans le cas de l'exemple numérique du guide, pour la section au droit des poutres métalliques, on a $d = 0,36 \text{ m}$; $A_s = 18,48 \text{ cm}^2$; $M = 0,181 \text{ MN.m}$.

Avec $n = 15$, on obtient $\sigma_s = 305 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$.

Avec $n = 5,9$, on obtient $\sigma_c = 13,8 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa}$.

Pour la section à mi-portée de la dalle, on a $d = 0,26 \text{ m}$; $A_s = 28,87 \text{ cm}^2$; $M = 0,158 \text{ MN.m}$.

Avec $n = 15$, on obtient $\sigma_s = 250 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$

Avec $n = 5,9$, on obtient $\sigma_c = 17,5 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa}$

Note : Les calculs de contraintes ne sont pas détaillés ici car il s'agit de béton armé, expliqué dans le guide *Sétra de calcul des ponts en béton selon l'Eurocode 2*.

EN1992-1-1, 7.2(5)
et 7.2(2)

12.1.4 - Limitation de l'ouverture des fissures sous ELS fréquent

On choisit de vérifier l'ouverture de fissure par la méthode directe (voir paragraphe 3.5.2 de cette partie II du guide).

EN1992-1-1, 7.3.4

Les calculs ne sont pas détaillés dans le cadre de ce guide et le lecteur est renvoyé au guide Sétra de calcul des ponts en béton selon l'Eurocode 2 pour plus d'informations.

Tous calculs faits, pour l'exemple numérique de ce guide, on obtient les ouvertures de fissures suivantes :

- section au droit des poutres métalliques : $w_k = 0,20 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm}$
- section à mi-portée de la dalle : $w_k = 0,13 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm}$

12.1.5 - Résistance en flexion à l'ELU

On doit vérifier, sous la combinaison fondamentale de l'ELU, que le moment sollicitant est inférieur au moment résistant ultime. Le moment résistant ultime est calculé à partir des diagrammes contraintes-déformations suivants :

EN1992-1-1, 6.1

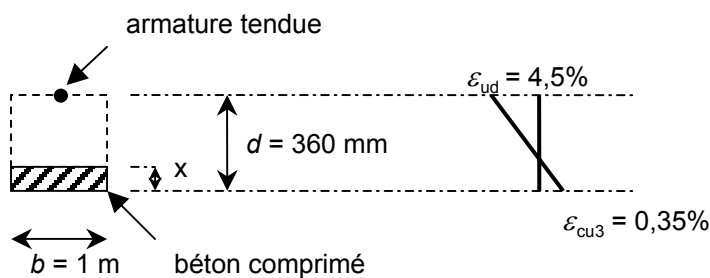
- pour le **béton**, un diagramme rectangulaire simplifié équivalent :
 $\lambda = 0,80$ et $\eta = 1,00$ car $f_{ck} = 35 \text{ MPa} \leq 50 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$ (avec $\alpha_{cc} = 1$, choix de l'Annexe Nationale)
 $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ mm/m}$
- pour les **armatures passives**, un diagramme bilinéaire avec écrouissage (armature de classe B au sens de l'annexe C de l'EN1992-1-1) :
 $f_{sd} = 435 \text{ MPa}$
 $k = 1,08$
 $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk} = 45 \text{ mm/m}$ (choix de l'Annexe Nationale)

EN1992-1-1, 3.1.7(3),
3.1.6(1), tableau 3.1

EN1992-1-1, 3.2.7(2)a
et annexe C

Les armatures comprimées sont négligées.

Pour la section de l'exemple numérique du guide, située au droit des poutres métalliques, on a :



$$M_{Rd} = \lambda x \cdot b \cdot \eta f_{cd} \left(x - \frac{\lambda x}{2} \right) + f_{sd} A_s (d - x) \quad \text{avec} \quad x = \frac{d \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{ud} + \varepsilon_{cu3}}$$

On en déduit $M_{Rd} = 0,285 \text{ MN.m} > M_{ELU} = 0,244 \text{ MN.m}$. De la même façon, pour la section à mi-portée de la dalle, on a $M_{Rd} = 0,292 \text{ MN.m} > M_{ELU} = 0,213 \text{ MN.m}$

Les aciers transversaux de la figure 3.6 sont donc suffisants vis-à-vis de la flexion locale à l'ELU. Pour la section au droit des poutres métalliques, on aurait $M_{Rd} = M_{ELU}$ pour $A_s = 15,6 \text{ cm}^2/\text{m}$. Il est utile de connaître cette valeur pour justifier l'interaction de la flexion locale avec le cisaillement longitudinal (voir paragraphe 12.1.8).

12.1.6 - Résistance à l'effort tranchant vertical

Le calcul des sollicitations d'effort tranchant n'est pas détaillé. L'effort tranchant maximal à l'ELU est obtenu au droit des âmes métalliques, côté intérieur, en appliquant le modèle de charge LM1 entre les deux poutres. La valeur numérique obtenue est $V_{ELU} = 210 \text{ kN / ml}$.

Dans le sens transversal, la dalle n'est pas tendue. Elle a un comportement de type « béton armé » et sa résistance en l'absence d'armatures d'effort tranchant s'obtient donc directement en appliquant la formule (6.2a) de l'EN1992-2, avec les modifications qui y ont été apportées par l'Annexe Nationale de l'EN1992-2 :

$$V_{Rd,c} = b_w d \left\{ k_1 \sigma_{cp} + \max \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}; v_{\min} \right] \right\}$$

où :

- f_{ck} est donné en MPa

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ avec d en mm

- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$

A_{sl} est l'aire des armatures tendues (voir figure 6.3 de l'EN1992-2 pour les dispositions que doivent vérifier ces armatures). Dans le cas de l'exemple du guide, A_{sl} correspond aux armatures transversales en nappe supérieure au niveau des poutres. b_w est la plus petite largeur de la section droite tendue. Pour la dalle, $b_w = 1000 \text{ mm}$ de façon à calculer un effort résistant $V_{Rd,c}$ par mètre linéaire.

- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd}$ en MPa. Cette contrainte est nulle en l'absence d'effort normal (ce qui est le cas dans le sens transversal de la dalle de l'exemple).

- Les valeurs de $C_{Rd,c}$ et k_1 sont fournies par l'Annexe Nationale de l'EN1992-2. On utilise les valeurs recommandées :

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

- v_{\min} a été modifié par l'Annexe Nationale de l'EN1992-2 :

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ pour les poutres}$$

$$v_{\min} = (0,34 / \gamma_c) \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ pour les dalles}$$

Application numérique

L'application numérique dans le cas de la section de dalle située au droit de la poutre principale donne successivement :

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,75$$

$$A_{sl} = 1848 \text{ mm}^2 \text{ (HA20 espacés de 170 mm).}$$

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$\rho_1 = \frac{1848}{1000 \cdot 360} = 0,51 \%$$

$$C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$v_{\min} = (0,34 / 1,5) \cdot 35^{1/2} = 1,34 \text{ MPa} > 0,55 \text{ MPa}$$

EN1992-2, 6.2.2

EN1992-2, fig. 6.3

On vérifie donc bien $V_{Rd,c} = v_{min} b_w d = 483 \text{ kN / ml} > V_{ELU} = 210 \text{ kN / ml}$.

Il n'est donc pas nécessaire d'ajouter des armatures d'effort tranchant dans la dalle, autres que celles résultant des dispositions constructives (recouvrement, poussée au vide,...). Un minimum de 3 à 4 cadres par m^2 est nécessaire pour maintenir les aciers pendant le bétonnage.

12.1.7 - Résistance au cisaillement longitudinal

Au chapitre 11 de cette partie II du guide, on a déterminé un flux de cisaillement longitudinal à l'interface entre la dalle en béton et la charpente métallique, par une analyse élastique à l'ELS caractéristique et à l'ELU. Le nombre de connecteurs a été dimensionné en conséquence, pour reprendre ce flux et assurer ainsi le comportement mixte des sections du tablier.

A l'ELU, ce flux de cisaillement doit aussi être équilibré sur les différentes surfaces de rupture possibles dans la dalle en béton. Cela revient à s'assurer que les armatures passives qui traversent ces surfaces sont suffisantes pour éviter toute ruine par cisaillement du béton, ou toute rupture par fendage longitudinal de la dalle.

EN1994-2, 6.6.6.1(2)

L'EN1994-2 considère 2 surfaces potentielles de rupture (voir figure 12.3(a)) :

EN1994-2, figure 6.15

- surface a-a traversée une seule fois par les deux nappes d'armatures transversales, $A_s = A_{sup} + A_{inf}$
- surface b-b traversée deux fois par la nappe d'armature inférieure, $A_s = 2.A_{inf}$

D'après la figure 11.2, le flux maximal de cisaillement v_{Ed} repris par les connecteurs est égal à 1,15 MN/m, valeur que l'on retient ici pour la vérification dans la dalle.

EN1994-2, 6.6.6.1(4)

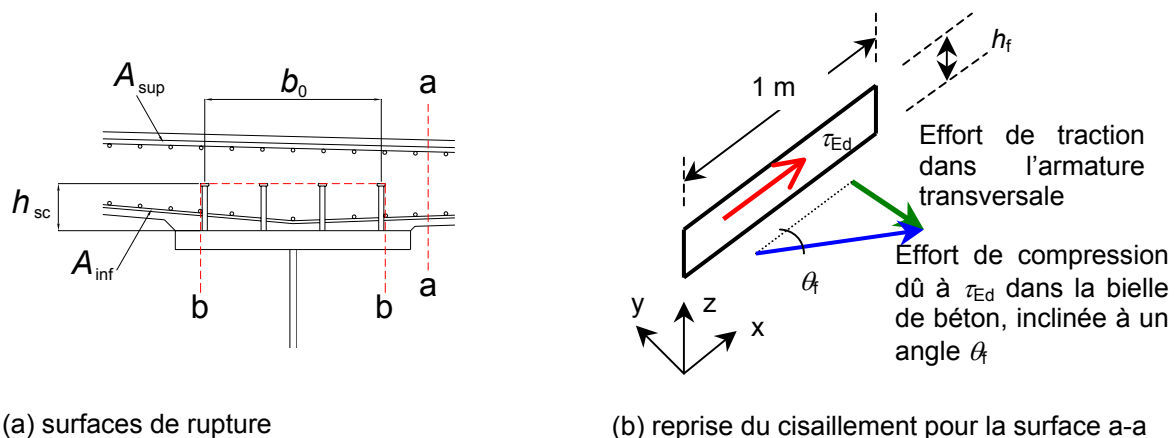


Figure 12. 3 : Surfaces potentielles de rupture de la dalle en béton

Surface de rupture a-a

Le flux de cisaillement longitudinal à équilibrer dans la section a-a est égal à $v_{Ed,a} = 1,15/2 = 0,57 \text{ MN/m}$ (car il y a 2 sections a-a de part et d'autre de la poutre principale). A ce flux, correspond une contrainte de cisaillement $\tau_{Ed} = v_{Ed,a}/h_f$ où h_f est la hauteur de la surface de rupture. Cette contrainte est reprise par des bielles de compression dans le béton, inclinées en plan d'un angle θ_f par rapport à l'axe longitudinal du tablier, et cousues entre elles par les

EN1992-1-1, figure 6.7

armatures transversales (voir figure 12.3(b)).

Il faut alors procéder à deux vérifications :

- reprise de l'effort de traction par les aciers passifs :

$$\tau_{Ed} h_f \tan \theta_f \leq \frac{A_s}{s} f_{sd}$$

où s est le pas des barres transversales d'armature dont la section totale pour un mètre linéaire longitudinal de tablier vaut A_s .

- résistance en compression des bielles de béton :

$$\tau_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f$$

avec $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ avec f_{ck} en MPa (facteur de réduction pour la résistance du béton fissuré en cisaillement)

La dalle étant tendue dans le sens longitudinal, on doit limiter l'inclinaison des bielles à $\cotan \theta_f = 1,25$ c'est-à-dire $\theta_f = 38,65^\circ$.

Dans le cas de l'exemple numérique de ce guide, sur poutre, le ferrailage transversal est constitué de HA20 en nappe supérieure et de HA16 en nappe inférieure (voir figure 3.6 de cette partie II) avec un pas de $s = 170$ mm, soit $A_s/s = 30,3$ cm²/m. Et on vérifie bien :

$$\frac{A_s}{s} \geq \frac{\tau_{Ed} h_f}{f_{sd} \cdot \cotan(\theta_f)} = 0,57 / (435 \cdot 1,25) = 10,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$v = 0,516$$

On considère une épaisseur de dalle $h_f = 0,4$ m pour la surface a-a.

$$\tau_{Ed} = 0,57 / 0,4 = 1,425 \text{ MPa} \leq v \cdot f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 6,02 \text{ MPa}$$

Les deux critères sont donc vérifiés. Le ferrailage minimum nécessaire pour reprendre les cisaillements sur la surface a-a est de 10,8 cm²/m.

Surface de rupture b-b

Le flux de cisaillement longitudinal à équilibrer dans la section b-b est égal à $v_{Ed,b} = 1,15$ MN/m. La hauteur de cette surface de rupture se calcule en entourant les goujons au plus près (voir figure 12.3(a)) :

$$h_f = 2h_{sc} + b_0 + \phi_{tête} = 2 \cdot 0,200 + 0,75 + 0,035 = 1,185 \text{ m}$$

On en déduit la contrainte de cisaillement sur la surface de rupture b-b :

$$\tau_{Ed} = 1,15 / 1,185 = 0,97 \text{ MPa}$$

Pour l'exemple numérique du guide, on vérifie successivement les deux critères :

$A_s/s = 23,65$ cm²/m (2 rangées de HA16 au pas $s = 170$ mm)

$$\frac{A_s}{s} \geq \frac{\tau_{Ed} h_f}{f_{sd} \cdot \cotan(\theta_f)} = 1,15 / (435 \cdot 1,25) = 21,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\tau_{Ed} = 0,97 \text{ MPa} \leq v \cdot f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 6,02 \text{ MPa}$$

EN1994-2, 6.6.6.2(2) qui renvoie à EN1992-1-1, 6.2.4(4)

EN1992-1-1, 6.2.2(6) + AN

EN1992-1-1, 6.2.4(4) + AN

12.1.8 - Interaction du cisaillement longitudinal avec la flexion transversale

Les charges de l'Eurocode sont telles qu'on peut les disposer pour avoir simultanément un maximum de flux de cisaillement longitudinal et un maximum de moment de flexion transversale. Pour tenir compte de cette concomitance, l'EN1992-2 fixe les règles suivantes :

EN1992-2, 6.2.4(105)

- la vérification de la compression dans les bielles se fait avec une hauteur h_f réduite de la profondeur de la zone comprimée en flexion transversale (ce béton étant épuisé en compression, il ne peut pas simultanément reprendre du cisaillement) ;
- l'aire totale d'acier doit être supérieure à $A_{flex} + A_{cis}/2$ où A_{flex} est la section d'acier nécessaire vis-à-vis de la flexion et A_{cis} la section nécessaire vis-à-vis des cisaillements longitudinaux.

Résistance des bielles en compression

Dans le paragraphe 12.1.7 précédent, on constate que la compression dans les bielles est largement inférieure à la limite admissible. La réduction ne pose donc pas de problème.

- section a-a :

$$h_{f,red} = h_f - x_{ELU} = 0,40 - 0,05 = 0,35 \text{ m}$$

$$\tau_{Ed,red} = \tau_{Ed} \cdot \frac{h_f}{h_{f,red}} = 0,57/0,35 = 1,63 \text{ MPa} \leq 6,02 \text{ MPa}$$

- section b-b :

$$h_{f,red} = h_f - 2x_{ELU} = 1,185 - 2 \cdot 0,05 = 1,085 \text{ m}$$

$$\tau_{Ed,red} = \tau_{Ed} \cdot \frac{h_f}{h_{f,red}} = 1,15/1,085 = 1,06 \text{ MPa} \leq 6,02 \text{ MPa}$$

Cumul d'armatures

Pour les armatures, la question du cumul ne se pose que pour la section a-a où les aciers supérieurs équilibrent à la fois la flexion et les cisaillements.

Dans la section sur poutre principale, la section d'acier $A_{flex,sup}$ nécessaire vis-à-vis de la flexion transversale de l'ELU est égale à 15,6 cm²/m (voir paragraphe 12.1.5). La section d'acier A_{cis} nécessaire vis-à-vis des cisaillements longitudinaux est égale à 10,8 cm²/m.

De façon générale, il convient de vérifier que :

$$A_{sup} \geq A_{flex,sup}$$

$$A_{inf} \geq A_{flex,inf}$$

$$A_{inf} + A_{sup} \geq \max \left\{ A_{cis} \cdot \frac{A_{cis}}{2} + A_{flex,sup}; \frac{A_{cis}}{2} + A_{flex,inf} \right\}$$

L'Eurocode ne précise pas la façon de répartir les aciers de couture entre les deux faces. On recommande d'adopter la règle de répartition proposée dans le guide Sétra de calcul des ponts selon l'Eurocode 2 :

$$A_{sup} \geq \frac{A_{cis}}{4} + A_{flex,sup}$$

$$A_{inf} \geq \frac{A_{cis}}{4} + A_{flex,inf}$$

$$A_{sup} + A_{inf} \geq A_{cis}$$

Application numérique

$$\begin{aligned}A_{\text{flex,sup}} &= 15,6 \text{ cm}^2/\text{m} ; A_{\text{flex,inf}} = 0 ; A_{\text{cis}} = 10,8 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{A_{\text{cis}}}{4} + A_{\text{flex,sup}} &= \frac{10,8}{4} + 15,6 = 18,3 \leq A_{\text{sup}} = 18,5 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{A_{\text{cis}}}{4} + A_{\text{flex,inf}} &= \frac{10,8}{4} = 2,7 \leq A_{\text{inf}} = 11,8 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{\text{cis}} &= 10,8 \leq A_{\text{inf}} + A_{\text{sup}} = 30,3 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

La règle de cumul est ici dimensionnante pour la nappe supérieure d'armatures.

12.2 - Vérifications portant sur le ferrailage longitudinal de la dalle

12.2.1 - Résistance en flexion locale - Cumul avec la flexion générale

Le moment de flexion longitudinale locale à l'ELU en milieu de dalle, à mi-distance des poutres principales, est estimé à $M_{\text{loc}} = 90 \text{ kN.m/ml}$. Il comprime la nappe d'armature supérieure (au droit de l'impact d'une roue par exemple).

Les sollicitations de flexion générale à l'ELU créent en milieu de dalle, dans la section transversale au droit de la pile P1, des contraintes de 171 MPa en nappe supérieure et 149 MPa en fibre inférieure (voir figure 8.5 pour les valeurs des contraintes dans les aciers). Les sollicitations correspondantes dans la dalle sont :

$$\begin{aligned}N_{\text{glob}} &= A_{\text{s,sup}} \sigma_{\text{s,sup}} + A_{\text{s,inf}} \sigma_{\text{s,inf}} \\ &= 24,2 \text{ cm}^2/\text{m} * 171 \text{ MPa} + 15,5 \text{ cm}^2/\text{m} * 149 \text{ MPa} \\ &= 645 \text{ kN/ml}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\text{glob}} &= -A_{\text{s,sup}} \sigma_{\text{s,sup}} \left(\frac{h}{2} - d_{\text{sup}} \right) + A_{\text{s,inf}} \sigma_{\text{s,inf}} \left(d_{\text{inf}} - \frac{h}{2} \right) \\ &= -24,2 \text{ cm}^2/\text{m} * 171 \text{ MPa} * (308/2 - 60) \text{ mm} + \\ &15,5 \text{ cm}^2/\text{m} * 149 \text{ MPa} * (240 - 308/2) \text{ mm} \\ &= -19,0 \text{ kN.m/ml}\end{aligned}$$

Les aciers longitudinaux dans la zone sur appui doivent être dimensionnés pour reprendre ces deux effets. Les effets locaux (M_{loc}) et globaux ($N_{\text{glob}} + M_{\text{glob}}$) doivent être combinés suivant l'annexe E de l'EN1993-2. Les combinaisons suivantes sont à prendre en compte :

EN1994-2, 5.4.4 + AN

$$(N_{\text{glob}} + M_{\text{glob}}) + \psi \cdot M_{\text{loc}} \text{ et } M_{\text{loc}} + \psi (N_{\text{glob}} + M_{\text{glob}})$$

où ψ est un coefficient de combinaison qui vaut 0,7 pour des portées supérieures à 40m.

Premier calcul : $(N_{\text{glob}} + M_{\text{glob}}) + \psi \cdot M_{\text{loc}}$

$$N = N_{\text{glob}} = 645 \text{ kN/ml}$$

$$M = M_{\text{glob}} + \psi M_{\text{loc}} = -19 + 0,7 \cdot 90 = 44 \text{ kN.ml}$$

Sous cette combinaison, la dalle est entièrement tendue et les contraintes de traction dans les nappes supérieures et inférieures (qui valent respectivement sous N_{glob} seul -171,2 MPa et -149,2 MPa) deviennent :

$$\sigma_{s,\text{sup}} = -26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,\text{inf}} = -375 \text{ MPa}$$

qui restent inférieures à $f_{sd} = 435 \text{ MPa}$.

Deuxième calcul : $M_{\text{loc}} + \Psi (N_{\text{glob}} + M_{\text{glob}})$

$$N = \psi N_{\text{glob}} = 0,7 \cdot 645 = 452 \text{ kN/m}$$

$$M = M_{\text{loc}} + \psi M_{\text{glob}} = 90 + 0,7 \cdot (-19) = 77 \text{ kN.m/ml.}$$

Sous cette combinaison, la fibre supérieure est comprimée et la contrainte de traction dans la nappe inférieure vaut :

$$\sigma_{s,\text{inf}} = 401 \text{ MPa}$$

qui reste inférieure à $f_{sd} = 435 \text{ MPa}$.

La résistance est donc assurée. Et on note que c'est cette condition qui dimensionne le ferrailage longitudinal sur appui, d'où l'intérêt de choisir une forte section pour la nappe inférieure (voisine de la moitié de la section totale) dans le cas d'une structure à entretoises.

12.2.2 - Cisaillement le long des surfaces de reprise

La dalle étant bétonnée en plusieurs phases, il convient d'effectuer une vérification des cisaillements le long des surfaces de reprise :

EN1992-1-1, 6.2.5(1)

$$\tau_{\text{Ed},i} \leq \tau_{\text{Rd},i} = \min \{ c f_{\text{ctd}} + \mu \sigma_n + \mu \rho f_{\text{sd}}; 0,5 v f_{\text{cd}} \}$$

où

- $\tau_{\text{Ed},i}$ est le cisaillement à l'interface,
- σ_n est la contrainte normale à l'interface (négative en traction),
- ρ est le pourcentage d'aciers traversant l'interface (supposés ici perpendiculaires au joint),
- μ , c sont des paramètres dépendant de la qualité de la surface de reprise (rugosité). Il est précisé que dans le cas d'une surface de reprise tendue, $c = 0$.
- $v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250} \right)$ avec f_{ck} en MPa (facteur de réduction pour la résistance du béton fissuré en cisaillement).

Les cisaillements le long d'une surface de reprise sont faibles (de l'ordre de 0,2 MPa). Mais une application directe de la formule peut poser problème, puisqu'on obtient $\tau_{\text{Rd},i} < 0$ dès que $\sigma_n + \rho f_{\text{sd}} < 0$, c'est-à-dire dans le cas de l'exemple numérique de ce guide, $\sigma_n < -1,19\% \cdot 435 \text{ MPa} = -5,18 \text{ MPa}$. Or un calcul à l'ELU en section non fissurée montre que sur appui, cette contrainte de traction est dépassée.

En réalité, la dalle étant fissurée à l'ELU, il convient de prendre $A_c \sigma_n$ égal à l'effort de traction passant dans les armatures en section fissurée, soit :

$$\sigma_n = \frac{A_{s,\text{sup}} \sigma_{s,\text{sup}} + A_{s,\text{inf}} \sigma_{s,\text{inf}}}{A_c}$$

(s'agissant de l'ELU, on ne prend pas en compte les effets du « tension stiffening »)

Dans le cas de l'exemple numérique de ce guide, au droit du joint situé près de l'appui P1, on obtient ainsi :

$$\sigma_n = 0,73\% * (-171,2 \text{ MPa}) + 0,46\% * (-149,2 \text{ MPa}) = -1,94 \text{ MPa}$$

(voir figure 8.5 pour les valeurs des contraintes dans les aciers)

La résistance $\tau_{Rd,i}$ s'en déduit :

$$\tau_{Rd,i} = \mu(\sigma_n + \rho f_{sd}) = \mu(-1,94 + 5,18) = \mu \cdot 3,24 \text{ MPa}$$

En supposant une qualité d'interface rugueuse, on a $\mu = 0,7$ d'où $\tau_{Rd,i} = 2,27 \text{ MPa}$. La résistance de la surface de reprise au cisaillement est donc assurée.

EN1992-1-1, 6.2.5(2)

12.3 - Résistance au poinçonnement (ELU)

12.3.1 - Principe pour une dalle de pont mixte

La vérification au poinçonnement est une justification réalisée à l'ELU. Il s'agit de vérifier que le cisaillement engendré sous l'effet d'une charge concentrée reste admissible. Le cas échéant, il faut alors déterminer la quantité d'acier d'effort tranchant à mettre en place pour assurer la résistance de la dalle.

EN1992-1-1, 6.4

EN1992-1-1, 6.4.5

Cette justification est réalisée sous l'effet de la roue LM2, qui représente une charge très localisée.

Contour de contrôle de référence

La diffusion des efforts dans le béton a pour effet de répartir les effets des charges. Pour tenir compte de cet effet favorable, l'EN1992-1-1 définit des contours de contrôle de référence. Il est alors considéré que la charge se répartit de manière uniforme dans la zone située à l'intérieur de ce périmètre u_1 (voir figure 12.4).

EN1992-1-1, 6.4.2

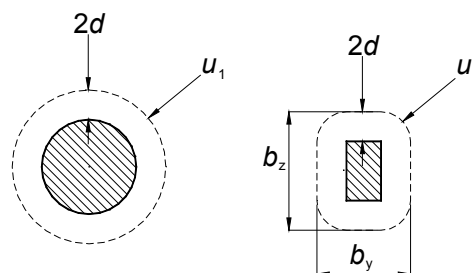


Figure 12. 4 : Contours de contrôle de référence

d correspond à la moyenne des bras de levier des aciers longitudinaux (d_y) et transversaux (d_z) de la nappe inférieure, par rapport au plan de la surface

$$\text{d'impact } d = \frac{d_y + d_z}{2}.$$

Il est important de noter que la diffusion de la charge se produit sur toute la hauteur de béton, mais aussi à 45° sur l'épaisseur d'enrobé et de couche d'étanchéité. Aussi, le contour de contrôle de référence doit tenir compte de ces $8+3 = 11 \text{ cm}$ supplémentaires.

Calcul du cisaillement τ_{Ed} sur le contour de référence

Le cisaillement se développe sur une surface de béton $u_1 h$. L'expression du cisaillement est donnée par :

$$\tau_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \text{ où :}$$

- V_{Ed} est l'effort de poinçonnement
- β est un facteur qui traduit l'excentrement de la charge, on prendra $\beta = 1$ dans le cas d'une charge centrée.

EN1992-1-1, 6.4.3(3)

Calcul du cisaillement résistant $\tau_{Rd,c}$ du béton seul

$\tau_{Rd,c} = \beta \frac{V_{Rd,c}}{u_1 d}$ où $V_{Rd,c}$ est la résistance ELU à l'effort tranchant du béton seul, donnée par :

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left(C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right) u_1 d; (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) u_1 d \right\}$$

où :

- f_{ck} est donné en MPa
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ avec d en mm
- $\rho_l = \sqrt{\rho_y \rho_z} \leq 0,02$ est le pourcentage d'armatures tendues (nappe inférieure) dans les directions y et z
- $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$ (MPa) avec une valeur minimale de -1,85 Mpa

EN1992-1-1, 6.4.4(1)

Dans une dalle de pont mixte, près d'un appui intermédiaire, la contrainte est nulle dans le sens transversal, mais dans le sens longitudinal, la traction est très importante (environ -9 MPa dans l'exemple traité). Donc en pratique, on aura :

$$\sigma_{cp} = \max \left(\frac{\sigma_{c, \text{long}}}{2}; -1,85 \right) = -1,85 \text{ MPa.}$$

EN1994-2, 6.2.2.5(3)

- Les valeurs de $C_{Rd,c}$ et k_1 sont fournies par l'Annexe Nationale de l'EN1994-2 :

$$C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c} = 0,15/1,5 = 0,10$$

$$k_1 = 0,12$$

On remarquera que la note de l'EN1994-2, 6.2.2.5(3) ne concerne que les semelles tendues ($\sigma_{cp} < 0$) en béton d'éléments mixtes, ce qui est le cas ici. Pour une dalle fléchie ou comprimée, on appliquerait les valeurs de $C_{Rd,c}$ et de k_1 fournies par l'Annexe Nationale de l'EN1992-1-1. Voir aussi le paragraphe 12.1.5 de ce chapitre.

EN1994-2, 6.2.2.5(3),
note

- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$

12.3.2 - Application numérique

La charge de roue LM2 a pour intensité :

$$V_{Ed} = \frac{\beta_Q \cdot Q_{ak}}{2} = 0,9 \cdot 400 / 2 = 180 \text{ kN}$$

Sa zone d'impact est un rectangle de $0,35 \times 0,6 \text{ m}^2$.

Note : Dans l'attente de l'Annexe Nationale de l'EN1991-2, non disponible à la date de rédaction de ce guide, on reprend le coefficient d'ajustement β_Q du DAN français de l'ENV1991-3.

Pour calculer la hauteur d , on place le chargement LM2 dans la position la plus excentrée possible sur la dalle en encorbellement. Le centre de gravité de la charge se situe donc à $0,5 + 0,6/2 = 0,8 \text{ m}$ du bord libre de la dalle. A ce niveau, l'épaisseur de béton de la dalle vaut $0,30 \text{ m}$. On en déduit :

$$d = 0,5 \cdot [(0,30 - 0,035 - 0,016/2) + (0,30 - 0,035 - 0,016 - 0,016/2)] = 0,249 \text{ m}$$

Le périmètre de contrôle de référence est défini à partir de la zone d'impact. On obtient $u_1 = 2 \cdot (0,35 + 0,6 + 4 \cdot 0,11) + 4\pi d = 5,91 \text{ m}$

Le long du contour, le cisaillement vaut donc :

$$\tau_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 0,12 \text{ MPa (avec } \beta = 1)$$

La résistance au poinçonnement se calcule comme suit :

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} = \sqrt{0,394\% \cdot 0,52\%} = 0,45\%$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{249}} = 1,90 \leq 2,0$$

$$\sigma_{cp} = -1,85 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0,10$$

$$k_1 = 0,12$$

$$C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,90^{3/2} \cdot 35^{1/2} = 0,54 \text{ MPa} > 0,48 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd,c} = v_{min} + k_1 \sigma_{cp} = 0,32 \text{ MPa}$$

On vérifie donc bien le poinçonnement :

$$\tau_{Ed} = 0,13 \text{ MPa} \leq \tau_{Rd,c} = 0,32 \text{ MPa.}$$

Il n'y a pas besoin d'ajouter d'aciers d'efforts tranchants.

EN1991-2, 4.3.3 + AN

EN1992-1-1, figure 6.13

Partie III

Particularités du caisson mixte



Page laissée blanche intentionnellement

L'objectif de cette partie III n'est pas de refaire tous les calculs conduits pour le pont bipoutre mixte en les transposant sur une section en caisson, mais d'aborder les particularités de calcul du caisson. L'accent est donc mis sur le traînage de cisaillement de la tôle métallique de fond (selon l'EN1993-1-5), les justifications des plaques raidies,... Les justifications du caisson en torsion ne sont pas abordées dans ce guide.

1 - Description du caisson mixte

1.1 - Principales caractéristiques

Le pont traité dans cette partie III du guide est un pont mixte symétrique de type caisson ouvert connecté à une dalle en béton. Les données générales (longueurs des travées, profil en travers, hypothèses de charges, phasage de construction du hourdis en béton) sont identiques à celles du pont bipoutre traité dans la partie II (voir les chapitres 2 à 5). Seule la structure porteuse métallique est modifiée : les deux poutres en I sont remplacées par un caisson à âmes inclinées.

Le hourdis en béton est connecté à un caisson ouvert dont les dimensions sont (voir figure 1.1) :

- hauteur totale du caisson métallique : 2,60 m
- entraxe des âmes en partie supérieure (identique à celui du bipoutre) : 7,00 m
- entraxe des âmes en partie inférieure : 5,60 m
- largeur des membrures supérieures : 1,10 m
- largeur de la membrure inférieure : 5,80 m

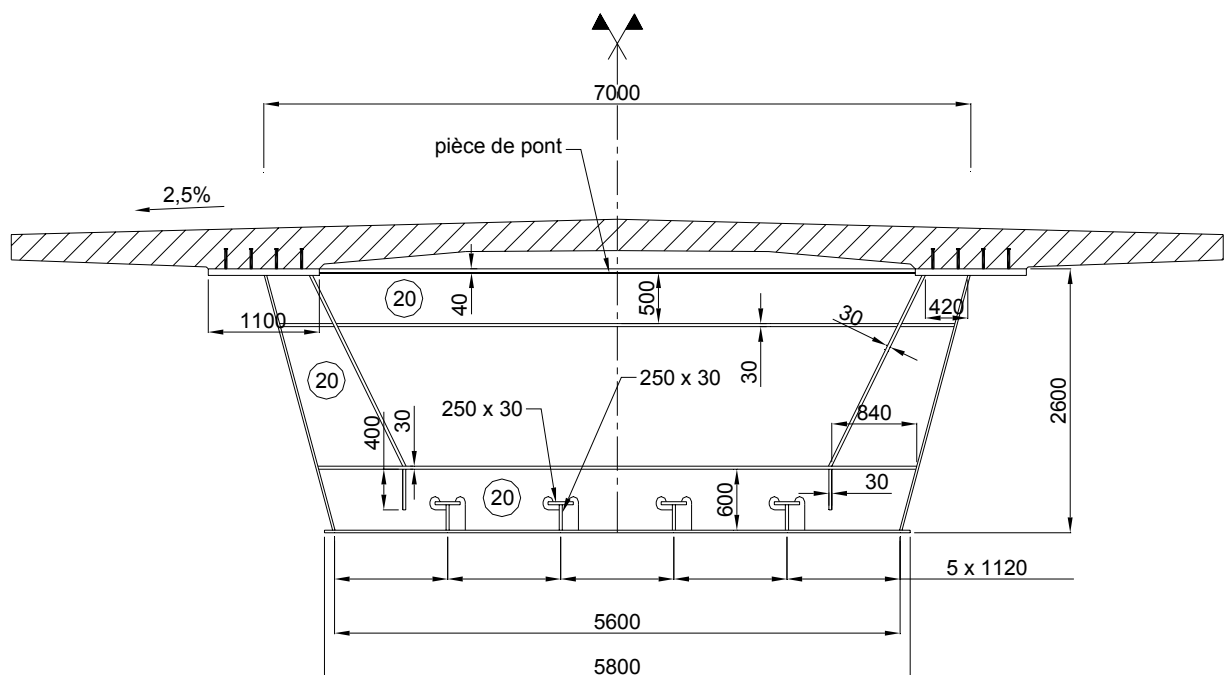


Figure 1.1 : Section transversale du caisson mixte

Comme la membrure supérieure est plus large pour le caisson ($b_{fs} = 1100$ mm) que pour le bipoutre ($b_{fs} = 1000$ mm), la géométrie de la dalle doit être légèrement retravaillée. Les calculs pour le caisson se font donc avec des épaisseurs équivalentes de :

$e_1 = 31,3$ cm (pour représenter la dalle principale)
 $e_2 = 10,2$ cm (pour représenter le renformis)

La figure 1.2 illustre cette nouvelle dalle équivalente.

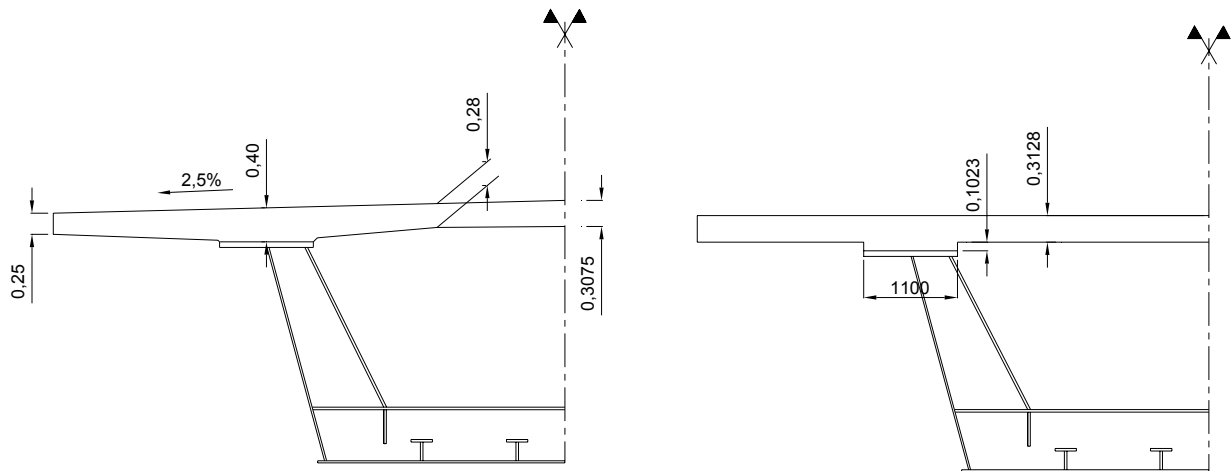


Figure 1.2 : Modélisation du hourdis en béton pour la flexion longitudinale

Le ferrailage longitudinal et transversal décrit sur les figures 3.6 et 3.7 de la partie II, est conservé pour les calculs du caisson présentés dans cette partie III.

Pour les calculs de flexion longitudinale, le ferrailage est modélisé par un acier ponctuel de même section, placé au droit du point de jonction de l'âme métallique principale avec la semelle supérieure du caisson. De la même façon que pour le bipoutre (voir paragraphe 3.5.4 de la partie II), les sections d'aciers passifs sont introduites dans le modèle de calcul sous forme de pourcentages d'armature ramenés à la section totale de la dalle en béton :

- Nappe supérieure en section courante : $\rho_s = 0,46\%$ placé à la distance $y = 0,061$ m
- Nappe inférieure en section courante : $\rho_s = 0,46\%$ placé à la distance $y = 0,021$ m
- Nappe supérieure en zone d'appui : $\rho_s = 0,73\%$ placé à la distance $y = 0,063$ m
- Nappe inférieure en zone d'appui : $\rho_s = 0,46\%$ placé à la distance $y = 0,021$ m

Pour l'ensemble des aciers passifs d'une section transversale, cela correspond à une section de 0,92% en section courante et de 1,19% en zone d'appui (voir la figure 3.7 de la partie II pour la distinction entre zone courante et zone d'appui).

1.2 - Répartition des matières

La répartition des matières (semelle supérieure, tôle de fond et âme principale) est présentée sur la figure 1.4. Seules les dimensions de la section sur pile ont fait l'objet de justifications à l'ELU (voir paragraphe 5 de cette partie III). Dans cette section, la membrure supérieure a 125 mm d'épaisseur contre 40 mm pour la membrure inférieure. L'épaisseur de l'âme est de 23 mm.

Le raidissage de la charpente principale est constitué de cadres transversaux régulièrement espacés tous les 4,0 m. Ces cadres sont formés de raidisseurs transversaux en Té sur la tôle de fond et les âmes. La tôle de fond est également raidie par quatre raidisseurs longitudinaux en Té comme le montre la figure 1.3 suivante. L'âme et la semelle de chaque raidisseur longitudinal en Té est un plat de dimension 250 x 30 mm².

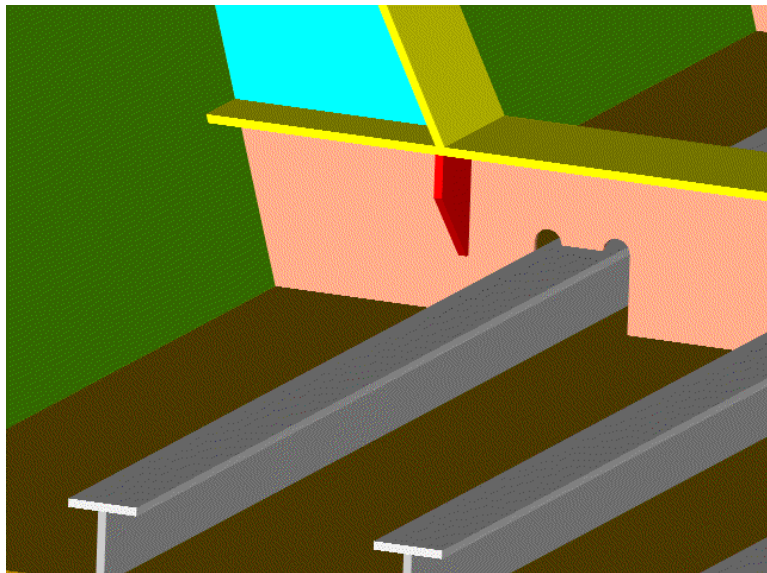
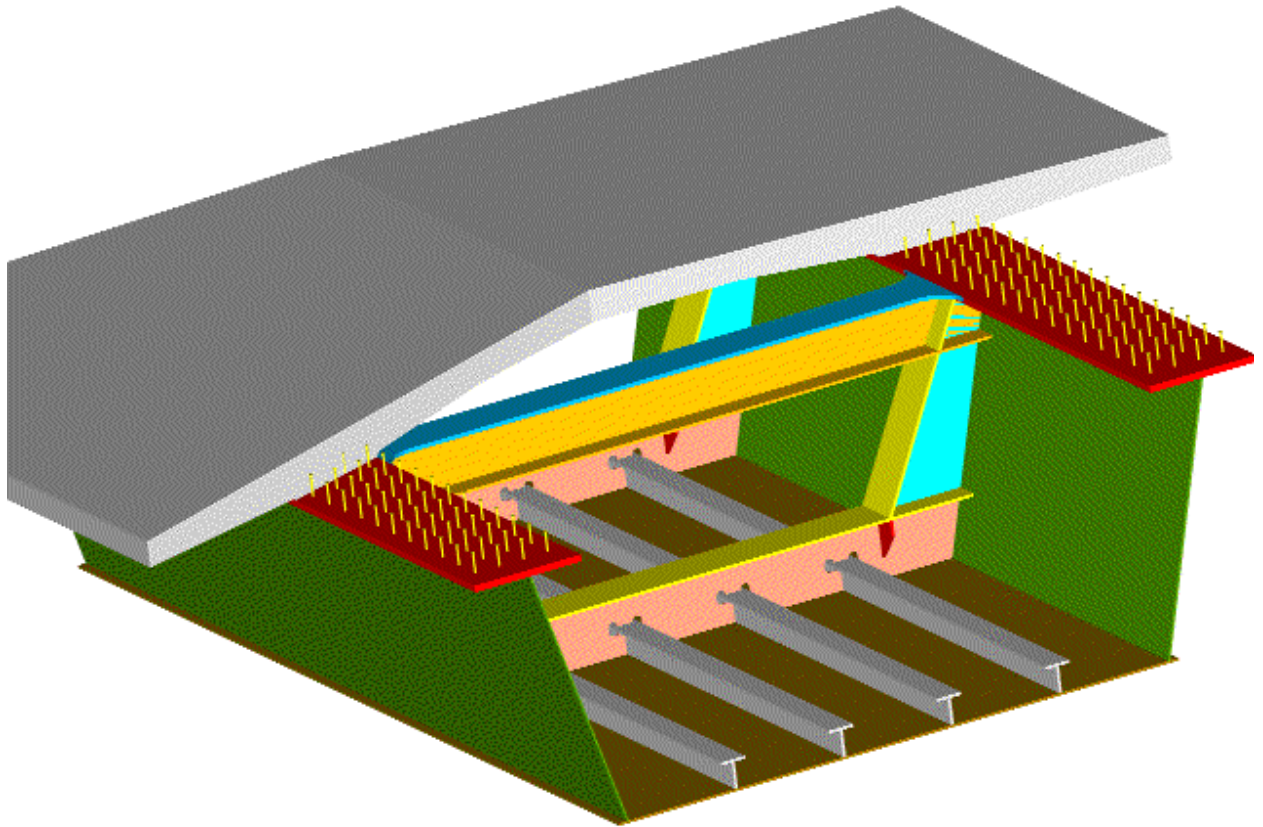


Figure 1.3 : Raidissage du caisson métallique

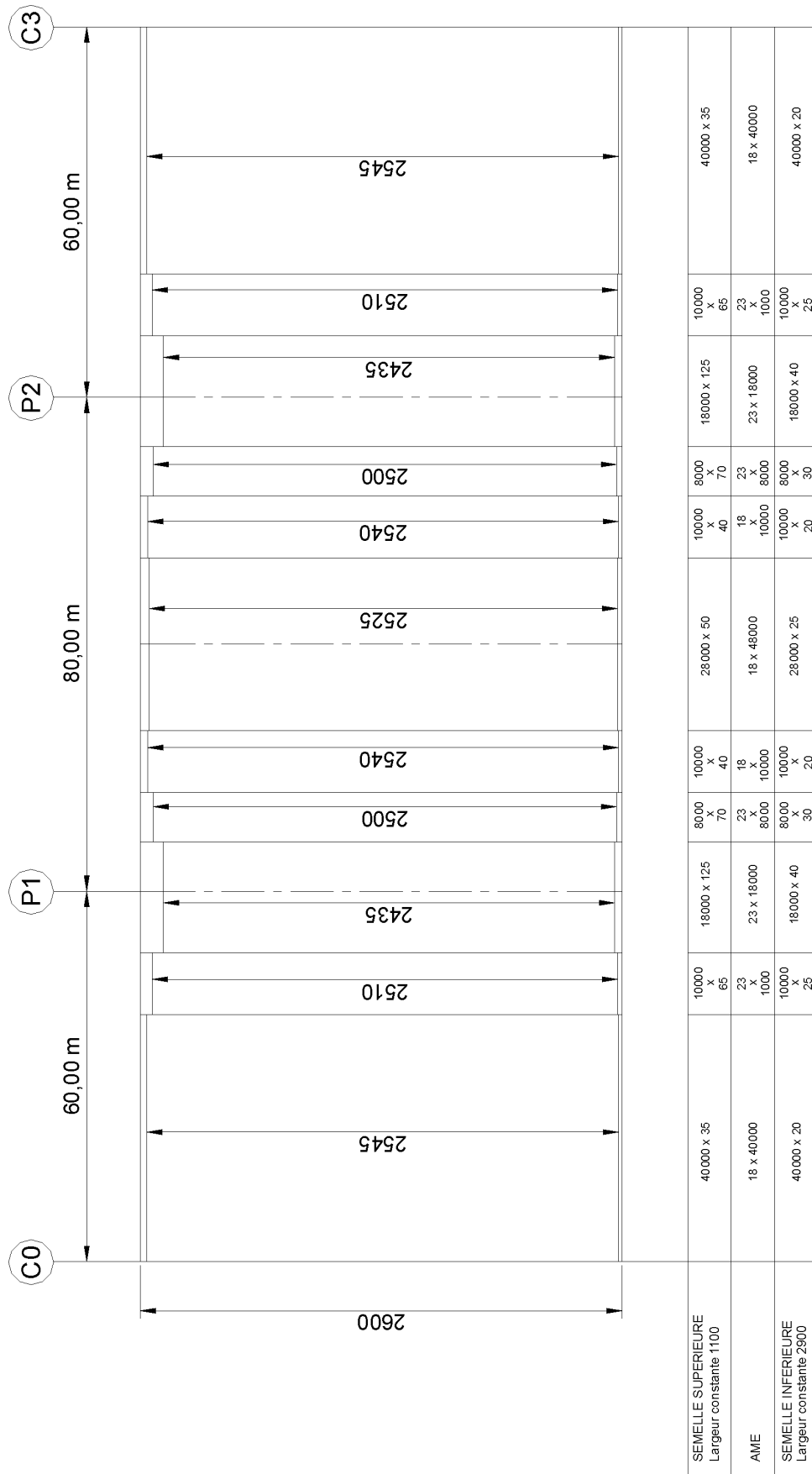


Figure 1.4 : Répartition des matières d'un demi-caisson

2 - Actions et combinaisons d'actions

Pour le caisson, les actions envisagées sont les mêmes que celles décrites pour le bipoutre au chapitre 5 de la partie II. Toutes les combinaisons d'actions du chapitre 6 de la partie II restent aussi valables ici.

2.1 - Actions permanentes

2.1.1 - Poids propre

Sur la base de la répartition des matières de la figure 1.4, le poids de la charpente principale d'une demi-section (sur une longueur de 200 m de tablier) s'élève à 2946 kN.

Pour le calcul des efforts et des contraintes dans les poutres principales, le poids des cadres transversaux et des raidisseurs longitudinaux de la tôle de fond est supposé uniformément réparti. Il est estimé sur la base des dimensions proposées sur la figure 1.1. On obtient ainsi une charge de 4,5 kN/ml pour un demi-caisson. Pour l'exemple numérique, le raidissage représente donc 23,4% du poids total du caisson (charpente principale + raidissage), ou encore 30,5% du poids de la charpente principale seule.

La section de dalle modélisée est représentée sur la figure 1.2. Son poids volumique est $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ (béton armé).

2.1.2 - Superstructures

Les superstructures du caisson mixte sont les mêmes que celles du pont bipoutre (voir paragraphe 5.1.2 de la partie II).

2.2 - Retrait du béton

Les retraites au jeune âge et à long terme sont calculés sur le même principe que celui développé au paragraphe 5.2 de la partie II de ce guide.

La seule modification réside dans la valeur du rayon moyen $h_0 = 703 \text{ mm}$ qui est modifiée du fait de la nouvelle section du hourdis en béton. Le coefficient k_f ne s'en trouve pas changé pour autant et seule la valeur de $\beta_{ds}(t, t_s)$ passe de 0,10 à 0,095. La conséquence sur la valeur du retrait au jeune âge est minime ($\varepsilon_{cs} = 6,9 \cdot 10^{-5}$ au lieu de $7 \cdot 10^{-5}$) et n'a pas été considérée dans l'analyse globale du caisson mixte.

La déformation de retrait considérée vaut donc $1,7 \cdot 10^{-4}$ à la mise en service, et $2,4 \cdot 10^{-4}$ au temps infini.

2.3 - Fluage du béton – Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence pour les calculs à la mise en service, déterminé au paragraphe 5.3 de la partie II pour le pont bipoutre reste valable pour le caisson : $n_0 = 6,1625$.

Au temps infini, la modification du rayon moyen $h_0 = 703 \text{ mm}$ (au lieu de 674 mm) fait évoluer très légèrement les valeurs des coefficients d'équivalence. Ce changement est sans incidence sur les résultats de l'analyse globale et on a donc conservé pour les calculs du caisson mixte, les coefficients d'équivalence calculés pour le pont bipoutre.

2.4 - Actions variables

Les actions climatiques (vent et température) sont identiques à celles déjà définies pour le pont bipoutre aux paragraphes 5.4.6 et 5.4.7 de la partie II. Concernant les charges de trafic, le positionnement des voies est le même que celui décrit au paragraphe 5.4.2 de la partie II. En supposant le raidissage suffisant pour assurer l'indéformabilité des sections transversales, on traite l'excentrement des charges Q et q de trafic en les modélisant par des charges Q et q centrées et des charges de torsion (M_Q concentré et m_q réparti). La figure 2.1 présente cette décomposition. Le point C est le centre de cisaillement de la section transversale.

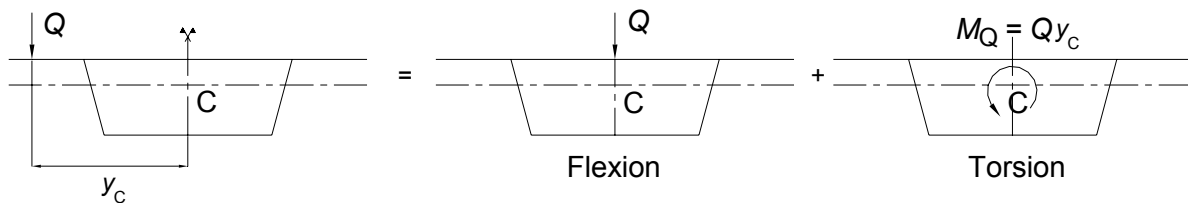


Figure 2.1 : Calcul du caisson sous charge concentrée excentrée

Les actions horizontales excentrées (comme le vent transversal par exemple) sont à traiter de la même façon. Toutefois dans les calculs conduits pour cette partie III, il n'en a pas été tenu compte. On rappelle aussi que les justifications en torsion de la section de caisson située sur appui P1 ne sont pas abordées dans ce guide.

2.4.1 - Tandem TS

Deux cas de chargement défavorables sont à envisager suivant que l'on étudie le comportement en flexion ou le comportement en torsion :

- cas 1 : un chargement sur les 3 voies de circulation (charge verticale la plus défavorable pour la flexion) ;
- cas 2 : un chargement sur les voies n°1 et n°2 (moment de torsion le plus défavorable).

Pour le cas 1, en reprenant les positions et les charges des tandems TS de la figure 5.3 de la partie II, on déduit que la charge verticale concentrée due aux charges TS et appliquée dans l'axe du caisson vaut $Q = 270 + 160 + 80 = 510$ kN, et que le moment de torsion concentré dû aux charges TS vaut $M_Q = 270 \times 4 + 160 \times 1 - 80 \times 2 = 1080$ kN.m.

Pour le cas 2, on a une charge verticale concentrée de $270 + 160 = 430$ kN et un moment de torsion concentré de 1240 kN.m.

2.4.2 - Charge uniformément répartie UDL

Comme pour les tandems TS, deux cas de chargement défavorables sont à envisager :

- cas 1 : un chargement sur les 3 voies de circulation et sur l'aire résiduelle (charge verticale la plus défavorable pour la flexion), voir figure 2.2 ;
- cas 2 : un chargement total de la voie n°1 et partiel de la voie n°2 jusqu'à l'axe du caisson (moment de torsion le plus défavorable).

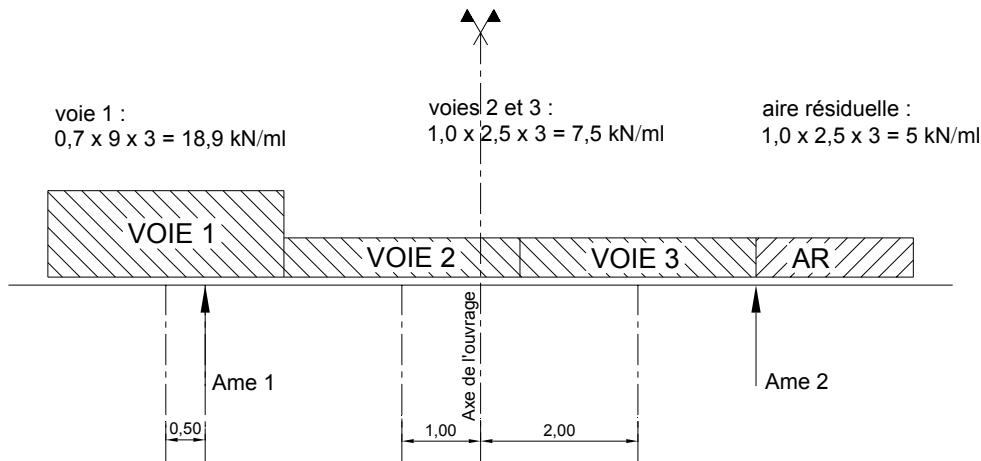


Figure 2.2 : Disposition des charges UDL pour le cas défavorable n°1

Pour le cas 1, on a une charge verticale répartie appliquée dans l'axe du caisson de $q = 18,9 + 7,5 \times 2 + 5 = 38,9$ kN/ml et un moment de torsion réparti de $m_q = 18,9 \times 4 + 7,5 \times 1 - 7,5 \times 2 - 5 \times 4,5 = 45,6$ kN.m/ml.

Pour le cas 2, on a une charge verticale répartie de $18,9 + 1,0 \times 2,5 \times 2,5 = 25,15$ kN/ml et un moment de torsion réparti de $m_q = 18,9 \times 4 + 6,25 \times (2,5/2) = 83,4$ kN.m/ml.

2.4.3 - Charges climatiques

Comme pour le pont bipoutre, on considère les effets de la température avec un gradient thermique de $\pm 10^\circ\text{C}$ dans la dalle en béton par rapport à la charpente métallique.

L'action du vent a été décrite au paragraphe 5.4.7 de la partie II mais n'est pas prise en compte dans l'analyse globale.

3 - Analyse globale

3.1 - Généralités

Les méthodes d'analyse globale exposées au paragraphe 7.1 de la partie II restent valables pour le caisson mixte. Comme la dalle en béton du bipoutre, la tôle métallique de fond a une largeur non négligeable devant les longueurs des travées. Il faut donc tenir compte de son traînage de cisaillement dans l'analyse globale. Comme pour la dalle, on utilise le concept de largeur efficace.

EN1993-1-5, 2.2(1)

Toutefois, contrairement au cas de la dalle, on distinguera ici :

- la largeur efficace résultant du traînage de cisaillement désignée par « largeur efficace^s » (s pour « shear lag » qui signifie traînage de cisaillement en anglais) ;
- la largeur efficace résultant du voilement local et/ou d'ensemble de la plaque raidie désignée par « largeur efficace^p » (p pour « plate buckling » qui signifie voilement en anglais).

La largeur efficace^s est prise en compte dans l'analyse globale. La largeur efficace^p sera à considérer dans l'analyse globale, uniquement dans les cas rares où elle conduirait à une section efficace^p de la tôle de fond raidie, inférieure à la moitié de la section brute de cette même tôle raidie. Il est à noter que cela impliquerait alors une analyse globale itérative, la détermination de la section efficace^p nécessitant de connaître les sollicitations de l'ELU.

EN1993-1-5, 2.2(5)

3.2 - Traînage de cisaillement

Pour l'analyse globale du caisson, le traînage de cisaillement est pris en compte par :

- une largeur efficace de la dalle en béton qui est identique à celle déterminée pour le pont bipoutre (voir paragraphe 7.2.2 de la partie II) ;
- une largeur efficace^s de la tôle de fond, égale à la plus petite des valeurs entre la largeur totale réelle et $L/8$ par côté de l'âme, où L représente la portée, ou deux fois la distance entre l'appui et l'extrémité pour une console.

EN1993-1-5, 2.2(3)

Dans cet exemple de calcul, compte tenu des portées relativement grandes, le traînage de cisaillement ne conduit à aucune réduction de largeur, que ce soit pour la dalle en béton ou pour la tôle de fond.

En effet, pour la tôle de fond qui a une demi-largeur $b_0 = 2800$ mm, on obtient :

- pour les travées de rive, $b_{\text{eff}} = \min(b_0; L_1/8) = b_0$ avec $L_1 = 60$ m ;
- pour la travée centrale, $b_{\text{eff}} = \min(b_0; L_2/8) = b_0$ avec $L_2 = 80$ m.

3.3 - Sollicitations dans le caisson mixte

Les sollicitations dans le caisson mixte ont été calculées à l'aide d'un modèle à barres, en respectant le phasage de construction défini au paragraphe 3.4 de la partie II. Le modèle est posé sur des appuis simples au niveau des culées et des piles.

Comme pour le bipoutre, on réalise une analyse globale fissurée où la résistance du béton est négligée dans les zones fissurées entourant les appuis intermédiaires P1 et P2. Par rapport au pont bipoutre où la position excentrée de la voie conventionnelle n°1 conduit à des charges plus importantes dans la poutre la plus proche de cette voie, les charges variables de trafic sont maintenant reprises de façon équivalente par les deux âmes du caisson. La part due au trafic dans la valeur des contraintes s'en trouve diminuée. A l'issue de l'analyse globale non fissurée, les contraintes de traction dans la dalle en béton sous combinaison ELS caractéristique (voir figure 3.1) sont donc plus faibles en valeur absolue (par comparaison avec la figure 7.2 de la partie II) et les zones fissurées du caisson mixte sont réduites par rapport à celles du pont bipoutre :

- pour l'appui P1, la zone fissurée s'étend de l'abscisse 54,8 m à l'abscisse 67,1 m, soit 8,6% de la travée de rive et 8,9% de la travée centrale;
- pour l'appui P2, la zone fissurée s'étend de l'abscisse 135,0 m à l'abscisse 145,4 m, soit 9,1% de la travée de rive et 6,2% de la travée centrale.

L'asymétrie des zones fissurées entre les 2 appuis est liée aux phases de bétonnage. Les pourcentages obtenus sont nettement plus faibles que ceux que l'on aurait pu considérer par l'utilisation de la méthode de calcul forfaitaire (15% des portées de part et d'autre de chaque appui).

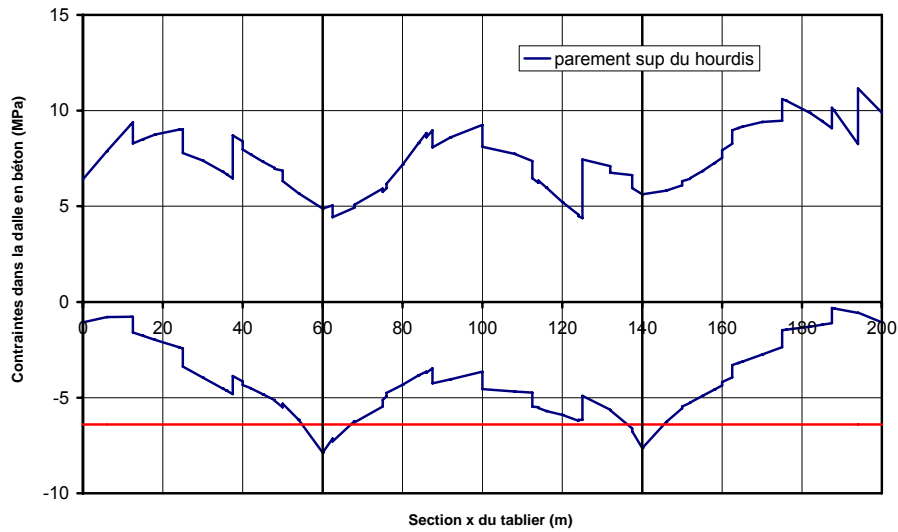


Figure 3.1 : Zones fissurées de l'analyse globale

Les contraintes (sous combinaison ELS caractéristique) de la figure 3.1 ont été calculées en pondérant les sollicitations de l'analyse globale non fissurée (obtenues en tenant compte des largeurs efficaces^s de l'analyse globale, voir paragraphe 3.2 précédent) par les caractéristiques mécaniques des sections (en tenant compte des largeurs efficaces^s de l'analyse des sections, expliquées au paragraphe 4.1 de cette partie III).

Les figures 3.2 et 3.3 présentent les courbes de sollicitations enveloppes (moment de flexion et effort tranchant) obtenues à l'ELS caractéristique et à l'ELU, après analyse fissurée complète.

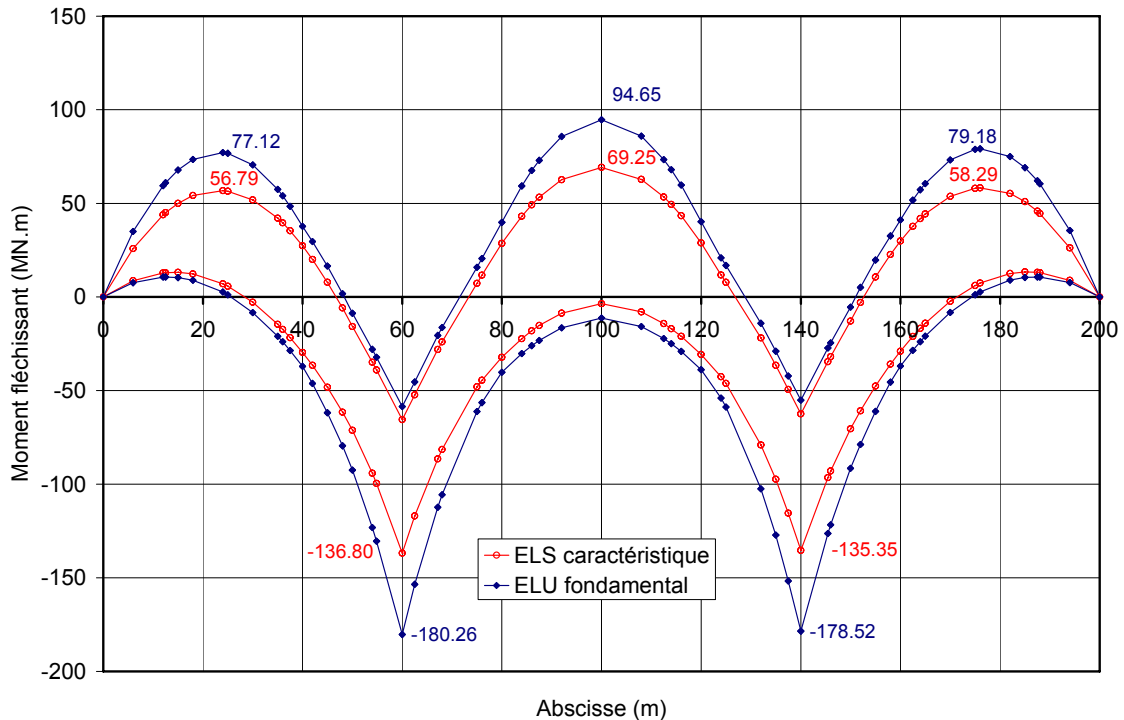


Figure 3.2 : Moments sous les enveloppes finales ELU et ELS caractéristique

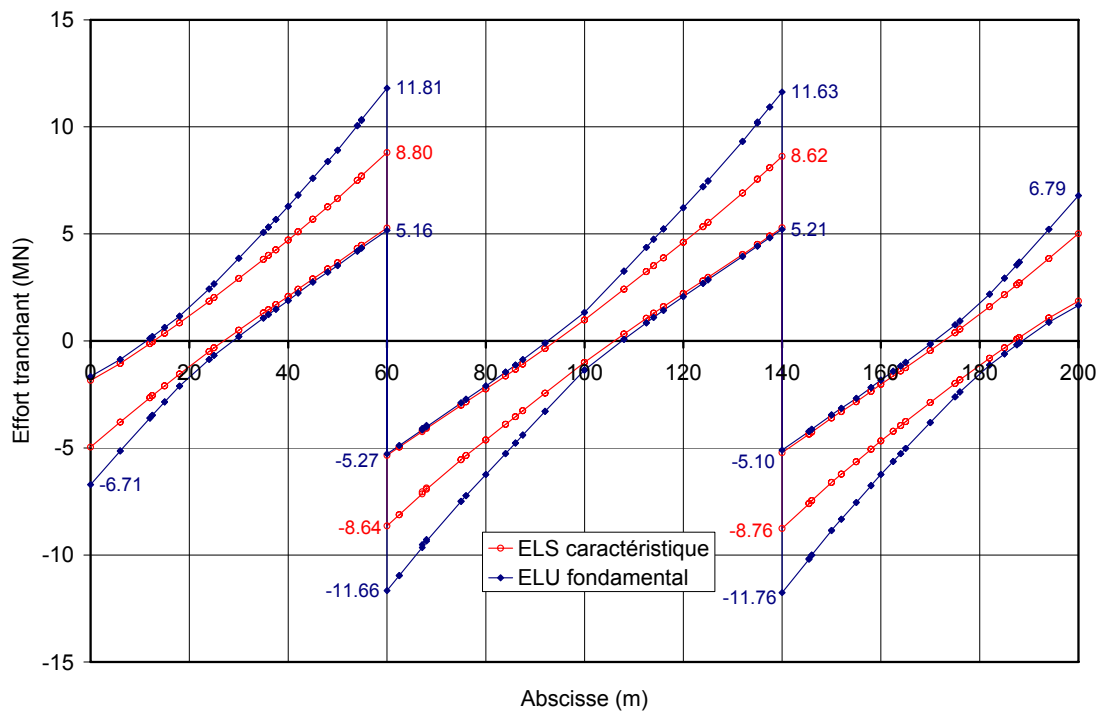


Figure 3.3 : Efforts tranchants sous les enveloppes finales ELU et ELS caractéristique

4 - Analyse des sections

A l'aide des sollicitations déterminées au paragraphe précédent, pour chaque cas de charge, on calcule les contraintes (normales et de cisaillement) dans la charpente, la dalle en béton et dans les armatures passives.

La seule différence avec ce qui a déjà été présenté pour le pont bipoutre, réside dans la prise en compte de la section efficace de la tôle de fond. On distingue les effets du traînage de cisaillement pour le calcul des contraintes aux ELS et à l'ELU de fatigue, de ceux pour le calcul des contraintes à l'ELU fondamental.

EN1993-1-5, 3.1(2)

4.1 - Traînage de cisaillement (ELS et ELU de fatigue)

La largeur efficace^s est déterminée par l'application d'un facteur réducteur $\beta \leq 1,0$ sur la largeur réelle b_0 de la tôle de fond : $b_{\text{eff}} = \beta \cdot b_0$

EN1993-1-5, 3.2.1(1)

Le facteur β est donné en fonction de κ dans le tableau 3.1 de l'EN1993-1-5. Le coefficient κ est calculé au moyen de l'expression suivante :

EN1993-1.5, tableau 3.1

$$\kappa = \frac{\alpha_0 b_0}{L_e} \quad \text{où} \quad \alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}}$$

et où L_e est la portée équivalente de chaque travée.

A_{sl} représente l'aire de tous les raidisseurs longitudinaux à l'intérieur de la largeur réelle b_0 (voir figure 4.1) et t est l'épaisseur de la membrure.

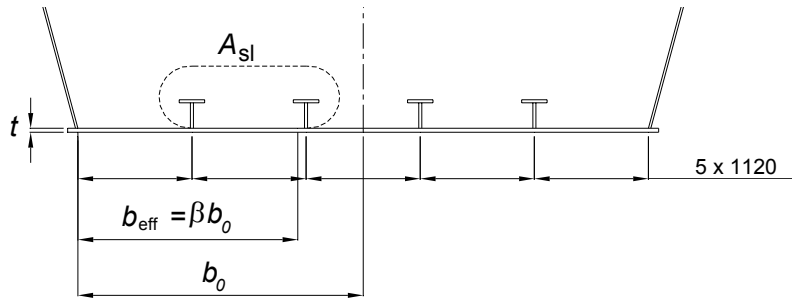


Figure 4.1 : Définition de A_{sl} , b_0 , t et de b_{eff}

Pour l'exemple de ce guide, on a :
 $A_{sl} = 2 \times [2 \times (250 \times 30)] = 30000 \text{ mm}^2$ et $b_0 = 2800 \text{ mm}$

L'épaisseur t de la tôle de fond varie tout le long de l'ouvrage (voir figure 1.4). On calcule donc les coefficients α_0 avec l'épaisseur dans la section considérée, c'est-à-dire à mi-portée pour les calculs en travée (facteur β_1) et sur appui pour les calculs en zone d'appui (facteurs β_0 et β_2). Pour l'exemple numérique du guide, cela donne :

- à mi-travée de rive et sur culées : $t = 20 \text{ mm}$ donc $\alpha_0 = 1,239$
- à mi-travée centrale : $t = 25 \text{ mm}$ donc $\alpha_0 = 1,195$
- sur pile intermédiaire : $t = 40 \text{ mm}$ donc $\alpha_0 = 1,126$

Les portées équivalentes L_e valent :

- en travées de rive et sur culées : $L_e = 0,85.L_1 = 51 \text{ m}$
- en travée centrale : $L_e = 0,7.L_2 = 56 \text{ m}$
- sur pile intermédiaire : $L_e = 0,25.(L_1+L_2) = 35 \text{ m}$

On obtient ainsi les valeurs de κ :

- en travées de rive et sur culées : $\kappa = 0,068$
- en travée centrale : $\kappa = 0,060$
- sur pile intermédiaire : $\kappa = 0,090$

D'où les valeurs du facteur de réduction β :

- en travées de rive (zone $M > 0$) :

$$0,02 \leq \kappa = 0,068 \leq 0,70$$

$$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4\kappa^2} = 0,971$$

- en travée centrale (zone $M > 0$) :

$$0,02 \leq \kappa = 0,060 \leq 0,70$$

$$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4\kappa^2} = 0,977$$

- sur pile intermédiaire (zone $M < 0$) :

$$0,02 \leq \kappa = 0,090 \leq 0,70$$

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500\kappa} \right) + 1,6\kappa^2} = 0,655$$

EN1993-1-5, tableau 3.1

EN1993-1-5, figure 3.1

EN1993-1-5, 3.2.1(2)

EN1993-1-5, tableau 3.1

- sur culées :

$$\kappa = 0,068$$

$$\beta = \beta_0 = \left(0,55 + \frac{0,025}{\kappa} \right) \beta_1 \leq \beta_1 \text{ avec } \beta_1 = 0,971 \text{ (travée de rive)}$$

$$\text{d'où } \beta_0 = 0,891$$

EN1993-1-5, tableau 3.1

On obtient finalement les largeurs efficaces suivantes :

- en travées de rive : $b_{\text{eff}} = \beta_1 \cdot b_0 = 2719 \text{ mm}$;
- en travée centrale : $b_{\text{eff}} = \beta_1 \cdot b_0 = 2736 \text{ mm}$;
- sur pile intermédiaire : $b_{\text{eff}} = \beta_2 \cdot b_0 = 1834 \text{ mm}$; sur culées : $b_{\text{eff}} = \beta_0 \cdot b_0 = 2495 \text{ mm}$.

La figure 4.2 illustre la partie de tôle de fond de caisson qui devrait être prise en compte pour le calcul des contraintes à l'ELS et à l'ELU de fatigue. Comme pour la largeur efficace de la dalle en béton, la largeur efficace^s de la tôle métallique de fond varie par quart de travée à partir des valeurs ponctuelles calculées ci-dessus.

EN1993-1-5, figure 3.1

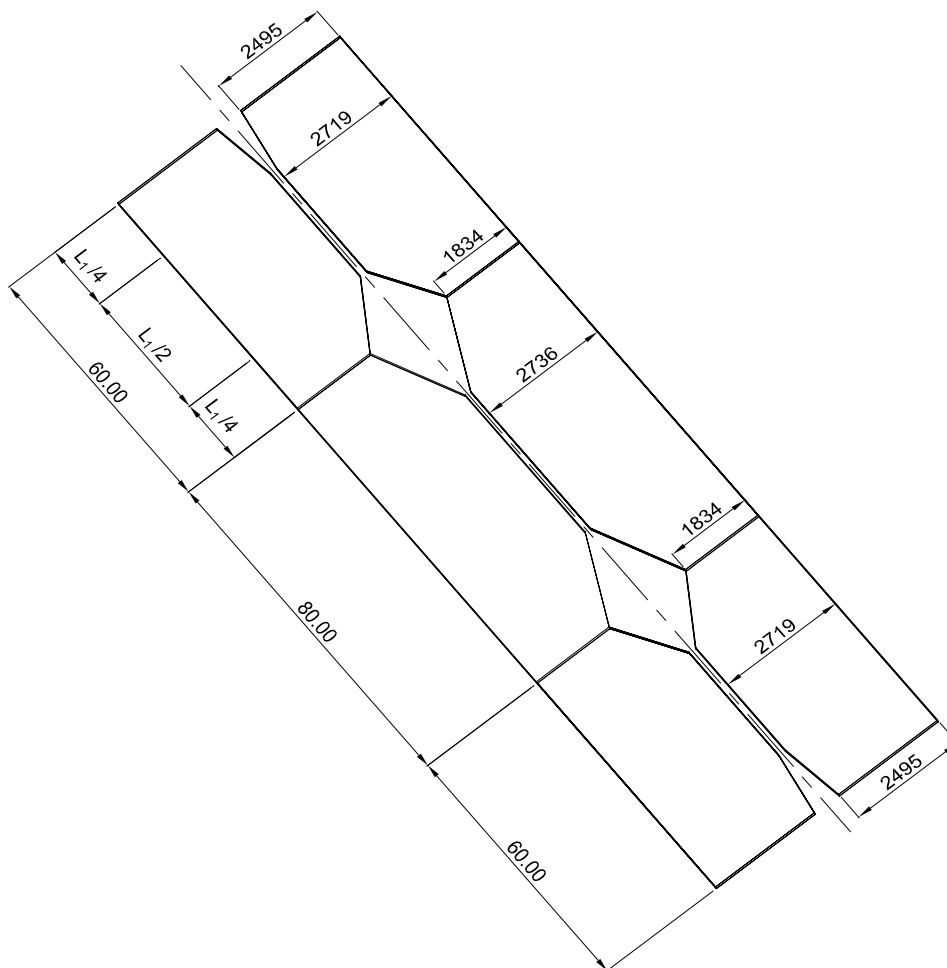


Figure 4.2 : Largeur efficace^s pour l'analyse des sections à l'ELS ou à l'ELU de fatigue

Dans le cas d'une tôle munie de raidisseurs longitudinaux, pour éviter les variations longitudinales discontinues des caractéristiques mécaniques de la section (raidisseur non considéré si son point de fixation se situe dans la partie négligée de la tôle de fond), on choisit de réduire les dimensions dans le sens transversal des tôles (épaisseur de la tôle de fond, épaisseur des âmes des

raidisseurs et épaisseur des semelles des raidisseurs) par β , plutôt que de réduire seulement la largeur b_0 (comme sur la figure 4.2). Les caractéristiques mécaniques des sections transversales obtenues avec ces dimensions réduites conservent la position des plans moyens initiaux des différentes plaques, et sont variables par quart de travée. Elles sont utilisées pour calculer les contraintes à l'ELS et à l'ELU de fatigue, à partir des efforts issus de l'analyse globale.

4.2 - Traînage de cisaillement (ELU)

A l'ELU, trois méthodes de calcul de la largeur efficace^s due aux effets du traînage de cisaillement sont proposées par l'EN1993-1-5, 3.3, au choix de l'Annexe Nationale. On retient ici la méthode recommandée qui figure dans la note 3 du paragraphe 3.3(1) de l'EN1993-1-5. Les effets du traînage sont alors élastiques-plastiques permettant des déformations plastiques limitées.

EN1993-1-5, 3.3(1)
note 3 + AN

Le traînage de cisaillement est pris en compte à l'ELU au moyen du facteur de réduction β^κ où β est le facteur élastique déterminé au paragraphe précédent. Le coefficient κ est aussi déterminé suivant la méthode présentée au paragraphe précédent.

Par exemple, pour la section sur pile intermédiaire, on obtient $\beta^\kappa = 0,655^{0,09}$ soit $0,9626 \geq \beta = 0,655$

Ce coefficient est ensuite appliqué sur la section efficace^p $A_{c,eff}$ obtenue en réduisant la section brute A_c de la tôle de fond **comprimée** pour tenir compte de son voilement (voir l'exemple numérique du paragraphe 5 de cette partie III pour plus de détails). La section efficace résistante finale A_{eff} de la tôle de fond, utilisée pour calculer les contraintes de l'ELU (à justifier), est donc égale à $\beta^\kappa A_{c,eff}$.

Dans le cas où la tôle de fond est **tendue** (en travée), le coefficient β^κ s'applique alors directement sur la section brute de la tôle de fond raidie (pas de risque de voilement) pour obtenir la section efficace résistante finale.

Comme il sera expliqué plus loin dans le cas de la tôle de fond **comprimée** (sur appui), voir figure 5-5, on a choisi d'appliquer le coefficient β^κ sur toutes les épaisseurs des plats élémentaires, plutôt que sur la seule largeur globale de la tôle de fond.

5 - Justifications de la section sur pile P1 à l'ELU

5.1 - Caractéristiques de la section brute

Le caisson métallique a une hauteur de 2600 mm. Il est constitué des éléments suivants (voir figure 5.1) :

- membrures supérieures de largeur 1100 mm et d'épaisseur 125 mm,
- âme de hauteur 2522 mm (en suivant l'inclinaison) et d'épaisseur 23 mm,
- membrure inférieure de largeur 5800 mm et d'épaisseur 40 mm.

La membrure inférieure est raidie par 4 raidisseurs longitudinaux en T :

- âme des raidisseurs de hauteur 250 mm et d'épaisseur 30 mm,
- semelle des raidisseurs de largeur 250 mm et d'épaisseur 30 mm.

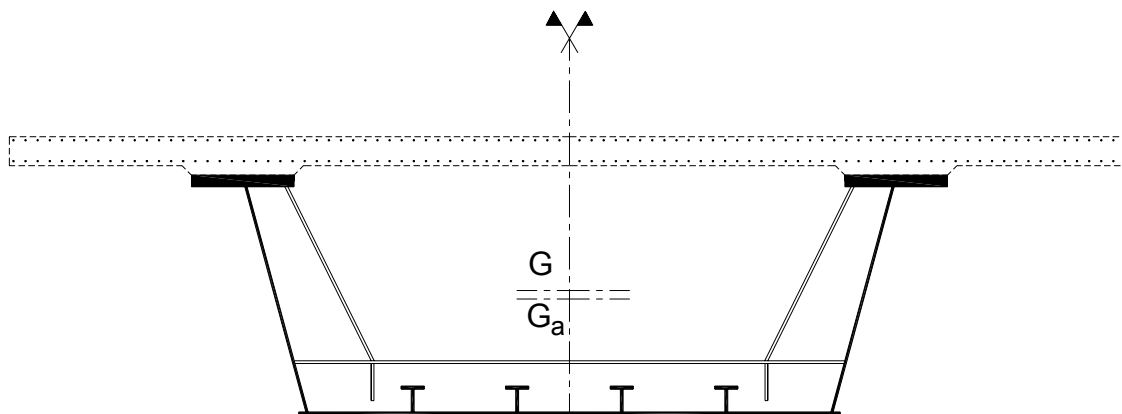


Figure 5.1 : Section brute sur pile P1

Le béton étant tendu sur appui P1, il n'est pas pris en compte pour les justifications de la section. Seules les armatures longitudinales de la dalle sont considérées.

Les caractéristiques mécaniques du caisson métallique seul (y compris les 4 raidisseurs longitudinaux) valent donc :

- aire : $A_a = 0,6830 \text{ m}^2$
- inertie : $I_a = 0,9267 \text{ m}^4$
- distance entre le centre de gravité G_a et la face supérieure de la semelle supérieure : $v_{s,a} = 1337 \text{ mm}$
- distance entre le centre de gravité G_a et la face inférieure de la semelle inférieure : $v_{i,a} = 1263 \text{ mm}$

Les caractéristiques mécaniques de la section mixte (charpente et armatures passives) valent donc :

- aire : $A = 0,7298 \text{ m}^2$
- inertie : $I = 1,0394 \text{ m}^4$
- distance entre le centre de gravité G et la face supérieure de la semelle supérieure : $v_s = 1235 \text{ mm}$
- distance entre G et la face inférieure de la semelle inférieure : $v_i = 1365 \text{ mm}$
- distance entre G et la nappe d'armature supérieure : $v_{arma} = 1587 \text{ mm}$

5.2 - Sollicitations

Les efforts obtenus à l'ELU par le modèle de calcul à barres, après analyse fissurée et en respectant le phasage de construction, valent pour le caisson entier (voir figures 3.2 et 3.3) :

$$M_{Ed} = -180,26 \text{ MN.m}$$

$$V_{Ed} = 11,81 \text{ MN soit } 6,11 \text{ MN par âme en tenant compte de son inclinaison}$$

Le moment M_{Ed} est la somme du moment $M_a = -102,12 \text{ MN.m}$ repris par la charpente seule (fonctionnement en caisson métallique avant bétonnage du plot de dalle contenant la section sur appui P1) et du moment $M_c = -78,14 \text{ MN.m}$ repris par la section mixte (caisson + armatures passives).

5.3 - Aire efficace de la membrure inférieure

La membrure inférieure est une plaque raidie représentée sur la figure 5.2. Elle est raidie longitudinalement par les 4 raidisseurs en T décrits précédemment et transversalement, par des raidisseurs espacés tous les 4 m. Comme elle est comprimée à l'ELU dans la section étudiée sur l'appui P1, il convient de porter attention à son éventuel voilement.

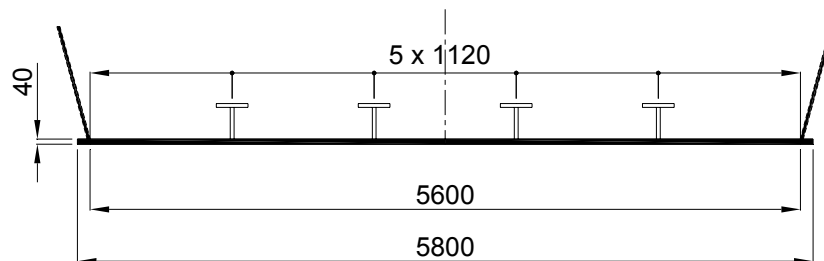


Figure 5.2 : Tôle de fond raidie longitudinalement

5.3.1 - Voilement des sous-panneaux élémentaires

On s'assure dans un premier temps que les sous-panneaux élémentaires composant la tôle de fond ne voilent pas (ce qui correspondrait à un voilement local de la tôle raidie dans son ensemble). Dans la section sur P1, ces sous-panneaux sont tous uniformément comprimés ($\psi = 1$) :

- sous-panneau de tôle de fond : $1090 \times 40 \text{ mm}^2$
 $c/t = 27,25 = 33,02 \cdot \varepsilon \leq 38 \cdot \varepsilon$ donc classe 2
- âme des raidisseurs : $250 \times 30 \text{ mm}^2$
 $c/t = 8,33 = 10,1 \cdot \varepsilon \leq 33 \cdot \varepsilon$ donc classe 1
- semelle en console des raidisseurs : $110 \times 30 \text{ mm}^2$
 $c/t = 3,66 = 4,44 \cdot \varepsilon \leq 9 \cdot \varepsilon$ donc classe 1

EN1993-1-1, tableau 5.2
(feuille 1/3)

EN1993-1-1, tableau 5.2
(feuille 2/3)

Tous ces sous-panneaux ne présentent donc aucun risque de voilement et sont pleinement efficaces : $\rho = 1$ où ρ est le facteur de réduction appliqué sur l'aire brute pour obtenir l'aire efficace^p.

Si l'un d'eux avait été de classe 4, il aurait fallu déterminer sa section efficace^p à l'aide de l'EN1993-1-5, 4.4 (voir Annexe II en fin de guide pour un exemple d'application dans ce cas-là).

5.3.2 - Voilement d'ensemble de la plaque raidie

On s'assure dans un deuxième temps que la tôle de fond raidie (et éventuellement efficace^p pour cause de voilement de sous-panneaux) ne voile pas dans son ensemble.

L'aire efficace^p $A_{c,eff}$ correspondante est calculée à l'aide de l'expression :

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,milieu} + A_{c,eff,bords}$$

EN1993-1-5, 4.5.1(3)

où :

- $A_{c,eff,milieu}$ est l'aire efficace^p de la partie centrale de la plaque raidie en tenant compte du voilement des sous-panneaux (voir figure 5.3) ;
- $A_{c,eff,bords}$ est l'aire efficace^p des bords de la plaque raidie en tenant compte du voilement des sous-panneaux (voir figure 5.3) ;
- ρ_c est le facteur de réduction de la plaque raidie déterminé en examinant son comportement d'ensemble. Ce facteur affecte uniquement la partie centrale de la plaque raidie.

La figure 5.3 schématise ces aires efficaces^p dans le cas de la géométrie étudiée, en faisant l'hypothèse qu'il y aurait eu réduction de section pour voilement des sous-panneaux élémentaires uniformément comprimés.

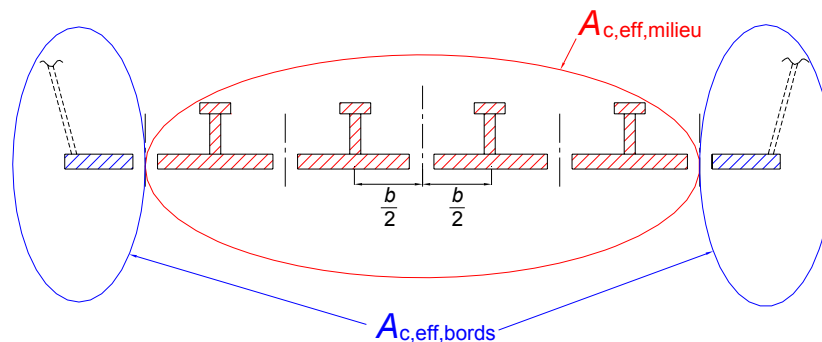


Figure 5.3 : Distinction milieu / bord pour une tôle de fond raidie longitudinalement

L'aire efficace^p $A_{c,eff}$ ainsi déterminée est ensuite affectée du coefficient de réduction pour le traînage de cisaillement (voir paragraphe 4.2 de cette partie III).

EN1993-1-5, 3.3(1)
note 3

Le facteur de réduction ρ_c est déterminé par interpolation entre les facteurs de réduction déterminés pour le flambement d'un raidisseur associé à une largeur participante de la tôle de fond (comportement de colonne χ_c), et pour le voilement de la plaque dans son ensemble (comportement de plaque ρ) :

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c$$

EN1993-1-5, 4.5.4(1)

Le coefficient ξ est défini plus loin.

a) Comportement de colonne (facteur χ_c)

La section de colonne à considérer est composée de la section efficace (vis-à-vis du voilement des sous-panneaux) d'un raidisseur longitudinal et de la section efficace (vis-à-vis du voilement des sous-panneaux) de tôle de fond entourant le raidisseur (voir figure 5.4). Pour l'exemple, cette section est entièrement comprimée ($\psi = 1$).

EN1993-1-5, figure A-1

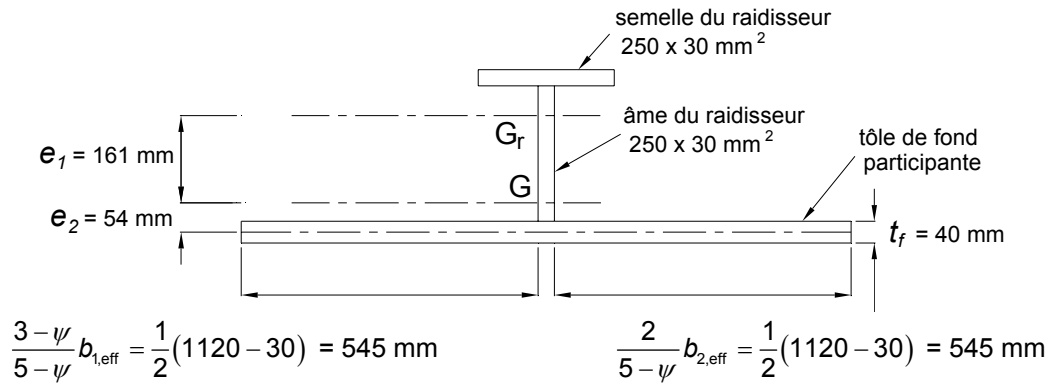


Figure 5.4 : Section transversale de la colonne

Les caractéristiques mécaniques de cette colonne sont les suivantes :

- $e_1 = 161$ mm (distance entre centre de gravité de la colonne et centre de gravité du raidisseur seul) ;
- $e_2 = 54$ mm (distance entre centre de gravité de la colonne et centre de gravité de la tôle de fond collaborante)
- $A_{sl,1} = 59800$ mm²
- $I_{sl,1} = 6,385 \cdot 10^8$ mm⁴

La contrainte critique de flambement de la colonne vaut :

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E_a I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} = 1383 \text{ MPa}$$

(avec $a = 4$ m, longueur de la colonne entre cadres transversaux du caisson).

Le coefficient d'efficacité de la colonne vis-à-vis du voilement local (voir paragraphe 5.3.1) vaut :

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}} = 1,0$$

On en déduit l'élançement réduit de la colonne :

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} = 0,5$$

Le facteur de réduction χ_c se calcule en retenant la courbe c de flambement pour les raidisseurs ouverts. Dans le cas de raidisseurs fermés, il faudrait retenir la courbe b de flambement. Le facteur d'imperfection usuel $\alpha = 0,49$ de la courbe c est remplacé par :

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e} = 0,63$$

où $i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} = 103,3$ mm et $e = \max(e_1; e_2) = 161$ mm

On obtient ainsi :

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_e (\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2 \right] = 0,72$$

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_c^2}} = 0,808$$

EN1993-1-5, 4.5.3(3)

EN1993-1-5, 4.5.3(4)

EN1993-1-5, 4.5.3(5)

EN1993-1-1, 6.3.1.2

b) Comportement de plaque (facteur ρ)

La contrainte critique élastique de voilement de la plaque raidie vaut :

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \sigma_E \text{ avec } \sigma_E = \frac{\pi^2 E_a t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 9,68 \text{ MPa}$$

Le coefficient de voilement $k_{\sigma,p}$ s'obtient à l'aide de logiciels spécifiques ou d'abaques de calcul. L'annexe A1 de l'EN1993-1-5 donne une formulation approchée dans le cas où la plaque est munie d'au moins 3 raidisseurs longitudinaux également espacés :

$$\psi = 1$$

$$\alpha = a/b = 0,714 \geq 0,5$$

$$\delta = \frac{\sum A_{sl}}{bt_f} = 0,268$$

$$\gamma = I_{sl} \frac{12(1-\nu^2)}{bt_f^3} \text{ où } I_{sl} = 2,67 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \text{ est l'inertie de la plaque raidie.}$$

$$\text{D'où } \gamma = 81,35$$

Comme $\alpha \leq \sqrt[4]{\gamma} = 3,003$, on a :

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \left[(1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha^2 (\psi + 1) (1 + \delta)} = 127,83$$

On en déduit $\sigma_{cr,p} = 1237,4 \text{ MPa}$.

Le coefficient d'efficacité de la plaque vis-à-vis du voilement local (voir paragraphe 5.3.1) vaut $\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,milieu}}{A_c} = 1,0$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} = 0,528$$

Comme $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$, le facteur de réduction pour le comportement de plaque vaut $\rho = 1$.

c) Facteur de réduction ρ_c

L'interpolation entre comportement de colonne et comportement de plaque se fait par :

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c \text{ où } 0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1$$

On a $\frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = -0,105$ donc $\xi = 0$ c'est à dire que la tôle de fond a un comportement pur de colonne : $\rho_c = \chi_c = 0,808$.

EN1993-1-5, annexe A

EN1993-1-5, annexe A1, note 4

EN1993-1-5, 4.5.2(1)

EN1993-1-5, 4.4(2)

EN1993-1-5, 4.5.4(1)

d) Aire efficace de la plaque raidie

L'aire efficace^{S+p} de la plaque raidie en tenant compte du voilement et du traînage de cisaillement s'obtient par : EN1993-1-5, 4.5.1(3)

$$A_{c,eff}^* = \beta^k A_{c,eff} = \beta^k [\rho_c A_{c,eff,milieu} + A_{c,eff,bords}]$$

$\beta^k = 0,9626$ d'après le paragraphe 4.2 de cette partie III

$\rho_c = 0,808$ d'après le paragraphe précédent

Dans le cas de l'exemple traité, il n'y a aucune réduction pour le voilement local, donc $A_{c,eff,milieu}$ et $A_{c,eff,bords}$ correspondent aux sections brutes des parties "milieu" et "bords" définies sur la figure 5.3 :

$$A_{c,eff,milieu} = 239200 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,eff,bords} = (5800 - 4 \times 1120) \times 40 = 52800 \text{ mm}^2$$

On en déduit $A_{c,eff}^* = 236870,45 \text{ mm}^2$ que l'on peut comparer à l'aire brute comprimée initiale de la tôle de fond raidie $A_c = 292000 \text{ mm}^2$. Cela correspond à une réduction de 19% de la section de la membrure inférieure.

La figure 5.5 présente la géométrie de la section efficace^{S+p} de la tôle de fond EN1993-1-5, 4.5.1(7)

$t_{st,f} = 0,78 \times 30 \text{ mm}$; $t_{st,w} = 0,78 \times 30 \text{ mm}$

$t_{f,milieu} = 0,78 \times 40 \text{ mm}$; $t_{f,bords} = 0,96 \times 40 \text{ mm}$

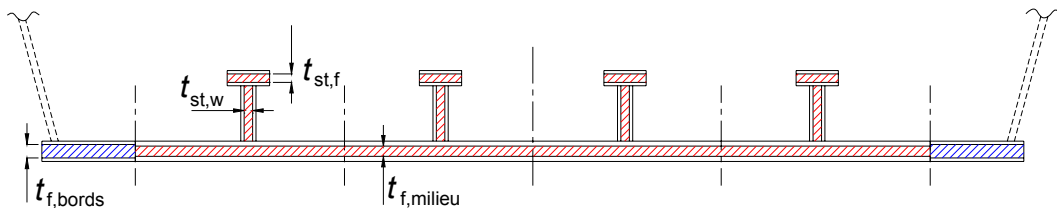


Figure 5.5 : Section efficace de la tôle de fond raidie

On calcule alors les nouvelles caractéristiques mécaniques de la section en remplaçant l'aire brute de la membrure inférieure par son aire efficace, selon le principe de la figure 5.5.

La forme de la membrure inférieure est conservée. Les épaisseurs des différents éléments de la partie "milieu" sont affectées d'un coefficient $k_1 = \rho_c \beta^k$ alors que les épaisseurs des éléments de la partie "bord" sont affectées d'un coefficient $k_2 = \beta^k$.

Les nouvelles caractéristiques mécaniques du caisson métallique seul valent alors :

- aire : $A_a = 0,626 \text{ m}^2$
- inertie : $I_a = 0,840 \text{ m}^4$
- distance entre le centre de gravité G_a et la face supérieure de la semelle supérieure : $v_{s,a} = 1230 \text{ mm}$
- distance entre le centre de gravité G_a et la face inférieure de la semelle inférieure : $v_{i,a} = 1370 \text{ mm}$

Les nouvelles caractéristiques mécaniques de la section mixte (charpente et armatures passives) valent :

- aire : $A = 0,666 \text{ m}^2$
- inertie : $I = 0,927 \text{ m}^4$
- distance entre le centre de gravité G et la face supérieure de la semelle

supérieure : $v_s = 1138$ mm

- distance entre le centre de gravité G et la face inférieure de la semelle inférieure : $v_i = 1462$ mm

5.4 - Aire efficace de l'âme

A partir des valeurs des moments M_a et M_c (voir paragraphe 5.2) et des caractéristiques mécaniques du paragraphe 5.3 précédent, on peut déterminer les contraintes normales extrêmes sollicitant l'âme à l'ELU :

$$\sigma_{\text{inf}} = M_a \cdot \frac{v_{i,a} - t_{fi}}{I_a} + M_c \cdot \frac{v_i - t_{fi}}{I} = 280,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M_a \cdot \frac{v_{s,a} - t_{fs}}{I_a} + M_c \cdot \frac{v_s - t_{fs}}{I} = -218,40 \text{ MPa}$$

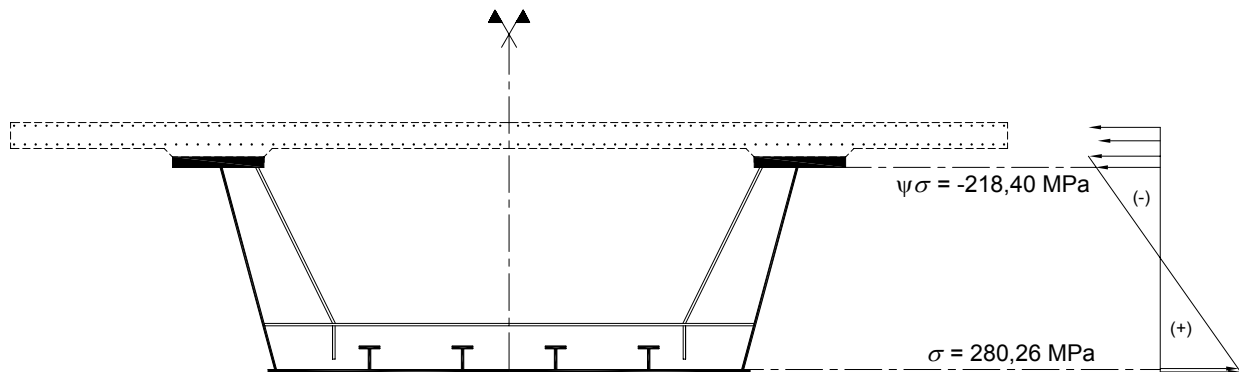


Figure 5.6 : Contraintes dans l'âme pour l'étude de son voilement

$$\psi = \sigma_{\text{sup}} / \sigma_{\text{inf}} = -0,78 > -1$$

$$h_w / t_w = 2521 / 23 = 109,6 \geq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = 84,0$$

Donc l'âme est de classe 4 et on doit chercher sa section efficace.

Comme $0 > \psi > -1$, la contrainte critique de voilement de l'âme s'obtient par :

$$k_\sigma = 7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2 = 18,67$$

$$\sigma_{\text{cr}} = k_\sigma \cdot \sigma_E = k_\sigma \cdot \frac{\pi^2 E_a}{12[1 - \nu^2]} \left[\frac{t_w}{h_w} \right]^2 = 295,02 \text{ MPa}$$

L'élançement réduit de l'âme vaut alors :

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\sigma_{\text{cr}}}} = 1,081 \geq 0,673$$

Le coefficient de réduction pour voilement de l'âme s'obtient alors par :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055[3 + \psi]}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,821$$

A partir de ce coefficient ρ et de la hauteur comprimée de l'âme $h_{w,c} = h_w / (1 - \psi) = 1416$ mm, on déduit la hauteur comprimée efficace $h_{w,\text{eff}} = \rho h_{w,c} = 1163$ mm qui est composée de 2 portions d'âme :

EN 1993-1-1,
tableau 5.2

EN 1993-1-5,
tableau 4.1

EN 1993-1-5, 4.4 (2)

- au contact de la semelle inférieure, sur une hauteur de :
 $h_{w,eff,1} = 0,4 \cdot h_{w,eff} = 465 \text{ mm}$
- au dessus du "trou de voilement", sur une hauteur de :
 $h_{w,eff,2} = 0,6 \cdot h_{w,eff} = 698 \text{ mm}$

EN 1993-1-5,
tableau 4.1

La figure 5.7 illustre la position de ce « trou de voilement » dans les âmes.

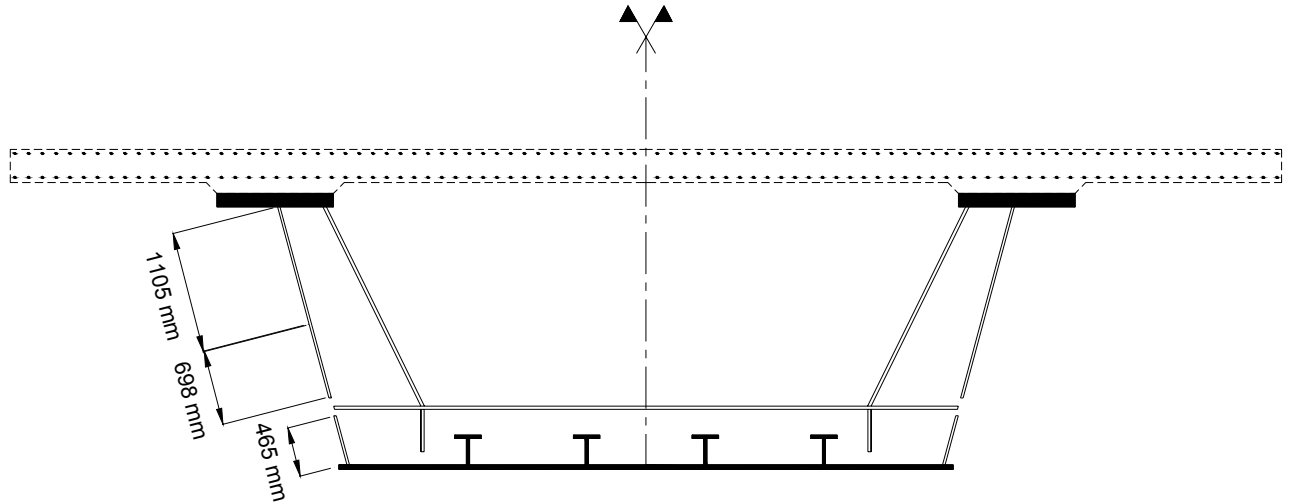


Figure 5.7 : Section efficace des âmes de la section sur P1

Il convient de remarquer que l'aire efficace des âmes du caisson est déterminée après celle de sa tôle de fond raidie. Le calcul inverse ne conduirait pas à la même aire efficace de la section sur P1, mais il ne serait pas conforme à l'EN1993-1-5.

EN1993-1-5, 4.4(3)

5.5 - Caractéristiques efficaces de la section

Les caractéristiques mécaniques finales de la section efficace (tôle de fond et âme) du caisson métallique seul valent alors :

- aire : $A_{a,eff} = 0,6162 \text{ m}^2$
- inertie : $I_{a,eff} = 0,8343 \text{ m}^4$
- distance entre le centre de gravité G_a et la face supérieure de la semelle supérieure :
 $v_{s,a,eff} = 1218,5 \text{ mm}$
- distance entre le centre de gravité G_a et la face inférieure de la semelle inférieure :
 $v_{i,a,eff} = 1381,5 \text{ mm}$

Les caractéristiques mécaniques finales de la section efficace mixte (charpente et armatures passives) valent alors :

- aire : $A_{eff} = 0,6621 \text{ m}^2$
- inertie : $I_{eff} = 0,9285 \text{ m}^4$
- distance entre le centre de gravité G et la face supérieure de la semelle supérieure :
 $v_{s,eff} = 1116 \text{ mm}$
- distance entre le centre de gravité G et la face inférieure de la semelle inférieure :
 $v_{i,eff} = 1484 \text{ mm}$
- distance entre G et la nappe d'armature supérieure : $v_{arma,eff} = 1468 \text{ mm}$

5.6 - Justification de la section sous moment fléchissant

A partir des valeurs des moments M_a et M_c (voir paragraphe 5.2) et des caractéristiques mécaniques du paragraphe 5.5 précédent, on peut déterminer les contraintes normales extrêmes à l'ELU :

$$\sigma_{s,inf} = M_a \frac{V_{i,a,eff}}{I_{a,eff}} + M_c \frac{V_{i,eff}}{I_{eff}} = 294,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,sup} = M_a \frac{V_{s,a,eff}}{I_{a,eff}} + M_c \frac{V_{s,eff}}{I_{eff}} = -243,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,arma} = M_c \frac{V_{arma,eff}}{I_{eff}} = -123,5 \text{ MPa}$$

On vérifie alors bien que :

$$\sigma_{s,inf} \leq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ MPa, soit } \eta_{1,inf} = 0,852 \leq 1,0$$

$$\sigma_{s,sup} \geq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = -295 \text{ MPa, soit } \eta_{1,sup} = 0,824 \leq 1,0$$

$$\sigma_{s,arma} \geq \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = -434,8 \text{ MPa}$$

EN 1993-1-5, 4.6(1)

La justification de la section efficace^{S+P} a été faite ici avec le moment calculé dans la section sur pile P1. On doit normalement la faire avec une valeur plus faible du moment, calculé dans la section située à la distance $\min [0,4.a ; 0,5.h_w] = 1217,5 \text{ mm}$ de la pile P1.

EN 1993-1-5, 4.6(3)

Enfin, on rappelle qu'il est possible de calculer les contraintes dans le plan moyen des semelles au lieu des fibres extrêmes.

EN 1993-1-1, 6.2.1(9)

5.7 - Justification de la section sous effort tranchant

5.7.1 - Cisaillement dans les âmes du caisson

L'âme du caisson est raidie transversalement tous les 4 m :

$$\frac{h_w}{t_w} = 2521/23 = 109,6 > \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = 56,13 \text{ (avec } \eta = 1,2)$$

EN 1993-1-5, 5.1(2) + AN

En effet, les raidisseurs transversaux qui bordent le panneau d'âme proche de l'appui P1, au niveau des cadres d'entretoisement, sont supposés rigides (à vérifier à l'aide de la section 9 de l'EN1993-1-5, voir aussi 8.5.1 de la partie II de ce guide).

$$\alpha = \frac{a}{h_w} \geq 1 \text{ donc } k_\tau = 5,34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 6,93$$

EN1993-1-5, A.3(1)

On en déduit que l'âme doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement.

La résistance maximale à l'effort tranchant s'obtient par $V_{Rd} = \min (V_{b,Rd} ; V_{pl,a,Rd})$ avec $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd}$ en négligeant la participation des semelles à la résistance (voir paragraphe 8.3.4 de la partie II de ce guide).

La contrainte critique de cisaillement vaut $\tau_{cr} = k_{\tau} \sigma_E = 109,5 \text{ MPa}$ car EN1993-1-5, 5.3(3)

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E_a t_w^2}{12 [1 - \nu^2] h_w^2} = 15,80 \text{ MPa.}$$

On en déduit l'élancement réduit $\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr} \sqrt{3}}} = 1,35 \geq 1,08$, puis le facteur de

EN1993-1-5, tableau 5.1

réduction $\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,669$.

On en déduit $V_{bw,Rd} = \min \left[\frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}}; \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \right] = 7,024 \text{ MN.}$

EN1993-1-5, 5.2(1)

Par ailleurs, on a $V_{pl,a,Rd} = \eta \frac{h_w t_w f_{yw}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 13,86 \text{ MN.}$

EN 1993-1-1, 6.2.6

Finalement, on vérifie bien : $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 6,11/7,024 = 0,87 \leq 1,0$.

EN 1993-1-5, 5.5

5.7.2 - Cisaillement dans la tôle de fond du caisson

a) Calcul du cisaillement sollicitant la tôle de fond

Le cisaillement dans la tôle de fond varie de $\tau_{Ed,min} = 0$ sur l'axe vertical de symétrie de la section à $\tau_{Ed,max}$ au niveau de la jonction de la tôle de fond avec l'âme principale. Le calcul de $\tau_{Ed,max}$ est conduit en respectant le phasage de construction, sur la section brute initiale.

L'effort tranchant $V_{Ed} = 11,8 \text{ MN}$ sur P1 se décompose en :

- $V_{Ed,a} = 6,7 \text{ MN}$ repris par la section de charpente seule ($I_a = 0,9267 \text{ m}^4$; $v_{i,a} = 1243 \text{ mm}$) et qui correspond à un cisaillement de la tôle de fond égal à $\frac{V_{Ed,a} \mu_{f,a}}{I_a t_f}$ où $\mu_{f,a} = \frac{b_f}{2} t_f v_{i,a}$ est le moment statique de la tôle de fond par rapport à l'axe neutre élastique de la section, soit $\tau_{Ed,a} = 25,2 \text{ Mpa}$;
- $V_{Ed,c} = 5,1 \text{ MN}$ repris par la section mixte ($I = 1,0394 \text{ m}^4$; $v_i = 1345 \text{ mm}$) et qui correspond à un cisaillement de la tôle de fond égal à $\frac{V_{Ed,c} \mu_{f,c}}{I t_f}$ où $\mu_{f,c} = \frac{b_f}{2} t_f v_i$, soit $\tau_{Ed,c} = 18,5 \text{ MPa}$.

On en déduit $\tau_{Ed,max} = 43,7 \text{ MPa}$. On notera aussi qu'il faudrait ajouter à cette valeur le cisaillement dû à la torsion (non considérée dans ce guide).

b) Vérification du cisaillement de la tôle de fond globale raidie

La tôle de fond est raidie tous les 4 m transversalement et tous les 1120 mm longitudinalement par 4 raidisseurs en T régulièrement espacés :

EN 1993-1-5, 5.1 (2) + AN

$$\frac{b_f}{t_f} = 5600/40 = 140,0 < \frac{31\epsilon}{\eta} \sqrt{k_{\tau}} = 202,5 \text{ (avec } \eta = 1,2)$$

En effet, le coefficient de voilement sous cisaillement k_{τ} de la tôle de fond raidie est donné par ($\frac{a}{b_f} = \frac{4}{5,6} < 1$) :

EN1993-1-5, annexe A3 (1)

$$k_{\tau} = 4 + 5,34 \left(\frac{b_f}{a} \right)^2 + k_{\tau,sl} \text{ où } k_{\tau,sl} = 9 \left(\frac{b_f}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t_f^3 b_f} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t_f} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{b_f}}$$

L'inertie d'un seul raidisseur longitudinal (avec une partie d'âme collaborante de demi-largeur en console $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f = 495 \text{ mm} < (1120-30)/2 = 545 \text{ mm}$) vaut $I_{st} = 625,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$. Donc on retient $I_{sl} = 4 \cdot I_{st}$ pour le calcul de k_τ . On en déduit $k_{\tau,sl} = 75,76 \geq 4,01$, puis $k_\tau = 90,2$.

Note : La formule analytique utilisée pour le coefficient de voilement suppose que le panneau raidi est soumis à un cisaillement uniforme moyen sur ses bords. Les raidisseurs transversaux qui bordent la tôle de fond au niveau des cadres d'entretoisement, sont aussi supposés rigides (à vérifier à l'aide de la section 9 de l'EN1993-1-5, voir aussi 8.5.1 de la partie II de ce guide).

On en déduit donc qu'il n'y a pas de risque de voilement global sous cisaillement de la tôle de fond raidie et on vérifie bien :

$$\tau_{Ed,max} \leq \tau_{Rd} = \tau_{b,Rd} = \frac{\eta f_{yf}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} = 217,3 \text{ MPa (avec } \eta = 1,2),$$

soit $\eta_3 = 0,20 < 1$.

c) Vérification du cisaillement de chaque sous-panneau de la tôle de fond

Les raidisseurs longitudinaux sont supposés rigides. Dans la tôle de fond, ils délimitent des sous-panneaux de taille $a = 4000 \text{ mm}$ et $b = 1090 \text{ mm}$. Ces sous-panneaux doivent être justifiés individuellement sous cisaillement. La vérification n'est conduite que dans le sous-panneau le plus sollicité, à savoir celui qui borde l'âme principale du caisson, où le cisaillement moyen atteint

EN1993-1-5, 7.1(5)

$$\tau_{Ed} = \tau_{Ed,max} \frac{5600/2 - 1120/2}{5600/2} = 35,0 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{a}{b_f} = 3,67 \geq 1 \text{ donc } k_\tau = 5,34 + 4 \left(\frac{b_f}{a} \right)^2 = 5,64$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E_a t_f^2}{12 [1 - \nu^2] b_f^2} = 255,6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = 1441,6 \text{ MPa}$$

On en déduit l'élanement réduit $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_{yf}}{\tau_{cr} \sqrt{3}}} = 0,37 \leq \frac{0,83}{\eta} = 0,69$, puis

$\chi = \eta = 1,2$. Donc il n'y a pas de risque de voilement par cisaillement des sous-panneaux et on vérifie bien :

$$\tau_{Ed} = 35 \text{ MPa} \leq \tau_{Rd} = \tau_{b,Rd} = \chi \frac{f_{yf}}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 217,3 \text{ MPa.}$$

5.8 - Interaction moment – effort tranchant

5.8.1 - Interaction M-V dans les âmes du caisson

On se place à la distance $h_w/2$ de l'appui P1, soit 1,261 m. Dans cette section, les efforts valent $M_{Ed} = -166,73 \text{ MN.m}$ et $V_{Ed} = 5,853 \text{ MN}$ (avec l'inclinaison de l'âme).

EN1993-1-5, 7.1(2)

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0,833 \geq 0,5$$

Donc il faut considérer l'interaction moment / effort tranchant en justifiant dans les âmes du caisson, le critère suivant : EN 1993-1-5, 7.1(1)

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(2\bar{\eta}_3 - 1\right)^2 \leq 1,0 \text{ si } M_{Ed} \geq M_{f,Rd}$$

Sur le principe des figures 8.6 et 8.7 de la partie II de ce guide, on calcule le moment résistant plastique de la section ainsi que le moment résistant plastique des semelles seules. Pour cela, on utilise les sections efficaces des semelles (en considérant le traînage de cisaillement et le voilement éventuel) et l'aire brute de l'âme (sans considération de sa classe). Tous calculs faits, on obtient :

$$M_{f,Rd} = 212,47 \text{ MN.m et } M_{pl,Rd} = 262,03 \text{ MN.m}$$

$$\text{Puis } \bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 166,73/262,03 = 0,6363$$

Comme $M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$ (en valeur absolue), le critère d'interaction n'a finalement pas besoin d'être vérifié. L'application numérique dans le cas de l'exemple traité donnerait :

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(2\bar{\eta}_3 - 1\right)^2 = 0,72 \leq 1,0$$

5.8.2 - Interaction M-V dans la tôle de fond de caisson

Le critère du paragraphe 5.8.1 doit aussi être vérifié dans la tôle de fond de caisson en forçant la valeur du moment résistant plastique des semelles $M_{f,Rd}$ à 0, en prenant $\bar{\eta}_1 = \eta_1$ calculé au paragraphe 5.6 précédent, et en considérant un cisaillement moyen τ_{Ed} dans la tôle de fond. EN 1993-1-5, 7.1(5)

Dans le cas du caisson symétrique de cet exemple, le cisaillement moyen dans la tôle de fond est nul, mais le critère doit tout de même être vérifié pour un cisaillement non inférieur à $\tau_{Ed,max}/2 = 43,7/2 = 21,8 \text{ MPa}$.

Note : En toute rigueur, il faudrait recalculer la valeur de $\tau_{Ed,max}$ à partir de l'effort tranchant dans la section à la distance $h_w/2$ de l'appui P1.

On a déjà calculé au paragraphe 5.7.2 la valeur $\eta_3 = 0,20$. On a donc $\eta_3 \leq 0,5$ et il n'est alors pas nécessaire de vérifier l'interaction dans la tôle de fond.

5.9 - Conclusion

La section de caisson sur pile P1 est justifiée à l'ELU sous moment fléchissant, sous effort tranchant et sous l'interaction moment fléchissant – effort tranchant.

6 - Justification de la section sur pile P1 à l'ELS

Comme le traînage de cisaillement de la tôle de fond est nettement plus défavorable à l'ELS qu'à l'ELU pour le calcul des contraintes (voir paragraphes 4.1 et 4.2 de cette partie III), il se peut que la section de charpente soit dimensionnée par les limitations de contraintes de l'ELS (voir chapitre 10 de la partie II pour plus de détails).

Pour l'exemple traité, on vérifie bien :

$$\sigma_{Ed,ser} = -199,2 \text{ MPa} \geq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M,ser}} = -295 \text{ MPa} \text{ dans la semelle supérieure,}$$

$$\sigma_{Ed,ser} = 283,2 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M,ser}} = 345 \text{ MPa} \text{ dans la semelle inférieure efficace,}$$

$$\tau_{Ed,ser} = 108,5 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yw}}{\gamma_{M,ser} \sqrt{3}} = 199 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} = 339,9 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 355 \text{ MPa} \text{ (sans tenir compte des concomitances)}$$

Annexes



Page laissée blanche intentionnellement

Annexe I - Références

Lorsqu'une norme EN est publiée par l'AFNOR, elle devient une norme NF EN. Son numéro européen reste inchangé, et l'AFNOR lui ajoute un « indice de classement ». Les normes utilisées dans ce guide appartiennent par exemple aux séries P22, P18 ou P06. Les Annexes Nationales dont le contenu est figé mais qui ne sont pas encore publiées à la date de parution de ce guide, sont mentionnées en italique.

Eurocode 0

- [1] NF EN 1990 (P06-100-1) : Eurocodes structuraux, Bases de calcul des structures. Mars 2003.
- [2] NF P06-100-2 : Annexe Nationale de la norme NF EN 1990. Juin 2004.
- [3] NF EN 1990/A1 (P06-100-1/A1) : Eurocodes structuraux, Bases de calcul des structures. Annexe A2, Application aux ponts. Juillet 2006.
- [4] NF EN 1990/A1/NA (P06-100-1/A1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1990/A1. Publication prévue en août 2007.

Eurocode 1

- [5] NF EN 1991-1-1 (P06-111-1) : Eurocode 1, Actions sur les structures. Partie 1-1, Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments. Mars 2003.
- [6] NF P06-111-2 : Annexe Nationale de la norme NF EN 1991-1-1. Juin 2004.
- [7] NF EN 1991-1-4 (P06-114-1) : Eurocode 1, Actions sur les structures. Partie 1-4, Actions générales – Actions du vent. Novembre 2005.
- [8] NF EN 1991-1-4/NA (P06-114-1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1991-1-4. Publication prévue en septembre 2007.
- [9] NF EN 1991-1-5 (P06-115-1) : Eurocode 1, Actions sur les structures. Partie 1-5, Actions générales – Actions thermiques. Mai 2004.
- [10] NF EN 1991-2 (P06-120-1) : Eurocode 1, Actions sur les structures. Partie 2, Actions sur les ponts, dues au trafic. Mars 2004.
- [11] NF EN 1991-2/NA (P06-120-1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1991-2. Publication prévue en août 2007.

Eurocode 2

- [12] NF EN 1992-1-1 (P18-711-1) : Eurocode 2, Calcul des structures en béton. Partie 1-1, Règles générales et règles pour les bâtiments. Octobre 2005.
- [13] NF EN 1992-1-1/NA (P18-711-1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1. Mars 2007
- [14] NF EN 1992-2 (P18-720-1) : Eurocode 2, Calcul des structures en béton. Partie 2, Ponts en béton, Calcul des dispositions constructives. Mai 2006.
- [15] NF EN 1992-2/NA (P18-720-1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-2. Avril 2007.

Eurocode 3

- [16] NF EN 1993-1-1 (P22-311-1) : Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. Octobre 2005.
- [17] NF EN 1993-1-1/NA (P22-311-1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1993-1-1. Mai 2007.

- [18] NF EN 1993-1-5 (P22-315) : Eurocode 3, Calcul des structures en acier. Partie 1-5 : Plaques planes. Mars 2007.
- [19] NF EN 1993-1-5/NA (P22-315/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1993-1-5. Publication prévue en septembre 2007.
- [20] NF EN 1993-1-9 (P22-319-1) : Eurocode 3, Calcul des structures en acier. Partie 1-9 : Fatigue. Décembre 2005.
- [21] NF EN 1993-1-9/NA (P22-319-1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1993-1-9. Avril 2007.
- [22] NF EN 1993-1-10 (P22-380-1) : Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1-10 : Choix des qualités d'acier. Décembre 2005.
- [23] NF EN 1993-1-10/NA (P22-380-1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1993-1-10. Avril 2007.
- [24] NF EN 1993-2 (P22-320) : Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 2 : Ponts métalliques. Mars 2007.
- [25] NF EN 1993-2/NA (P22-320/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1993-2. Publication prévue en septembre 2007.

Eurocode 4

- [26] NF EN 1994-1-1 (P22-411-1) : Eurocode 4, Calcul des structures mixtes acier/béton. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. Juin 2005.
- [27] NF EN 1994-1-1/NA (P22-411-1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1994-1-1. Avril 2007.
- [28] NF EN 1994-2 (P22-420-1) : Eurocode 4, Calcul des structures mixtes acier/béton. Partie 2 : Règles générales et règles pour les ponts. Février 2006.
- [29] NF EN 1994-2/NA (P22-420-1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1994-2. Mai 2007.

Autres références normatives

- [30] NF EN 206-1 (P18-325-1) : Béton. Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité. Avril 2004.
- [31] NF EN 206-1/A1 (P18-325-1/A1) : Amendement A1 à la norme NF EN 206-1. Avril 2005.
- [32] NF EN 206-1/A2 (P18-325-1/A2) : Amendement A2 à la norme NF EN 206-1. Octobre 2005.
- [33] NF EN 10025-1 (A35-501-1) : Produits laminés à chaud en aciers de construction. Partie 1 : Conditions techniques générales de livraison. Mars 2005.
- [34] NF EN 10025-2 (A35-501-2) : Produits laminés à chaud en aciers de construction. Partie 2 : Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction non alliés. Mars 2005.
- [35] NF EN 10025-3 (A35-501-3) : Produits laminés à chaud en aciers de construction. Partie 3 : Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction soudables à grains fins à l'état normalisé / laminage normalisé. Mars 2005.
- [36] NF EN 10025-4 (A35-501-4) : Produits laminés à chaud en aciers de construction. Partie 4 : Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction soudables à grains fins obtenus par laminage thermomécanique. Mars 2005.
- [37] NF EN 10025-5 (A35-501-5) : Produits laminés à chaud en aciers de construction. Partie 5 : Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique. Mars 2005.
- [38] NF EN 10025-6 (A35-501-6) : Produits laminés à chaud en aciers de construction. Partie 6 : Conditions techniques de livraison pour produits plats des aciers à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu. Mars 2005.

Guides, Livres, Articles

- [39] « Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles », Guide Sétra pour le calcul des ponts mixtes. Septembre 1995.
- [40] « Ponts métalliques et mixtes ; Résistance à la fatigue », Guide Sétra/CTICM/SNCF de conception et de justifications. Mai 1996.
- [41] J. ROCHE & J. FOUCRIAT, « Conception et calcul des éléments transversaux dans les ponts-routes mixtes », Bulletin Ponts Métalliques n°11, OTUA, 1985.
- [42] S. BRISARD, « Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretoises », Bulletin Ouvrages d'Art n°54 du Sétra, Mars 2007.

Annexe II - Section en I de classe 4

Dans cette annexe, on considère que l'âme du pont bipoutre servant d'exemple numérique pour ce guide, est d'épaisseur constante égale à 18 mm sur toute la longueur de l'ouvrage (voir figure 3.2 de la partie II). En recalculant les contraintes de flexion longitudinale en conséquence, on reprend les justifications de l'ELU du paragraphe 8.3 de la partie II pour cette nouvelle section sur l'appui intermédiaire P1.

Note : Cette nouvelle âme n'est pas vérifiée, mais l'annexe a pour objectif de présenter un exemple de calcul de section en I de classe 4.

1 - Géométrie et contraintes

Sur l'appui intermédiaire P1, à l'ELU, la dalle en béton est tendue sur toute sa hauteur. Sa participation est donc négligée dans la résistance de la section. Les contraintes de la figure II.1 sont calculées en conséquence et obtenues par sommation des différents états en respectant le phasage de construction.

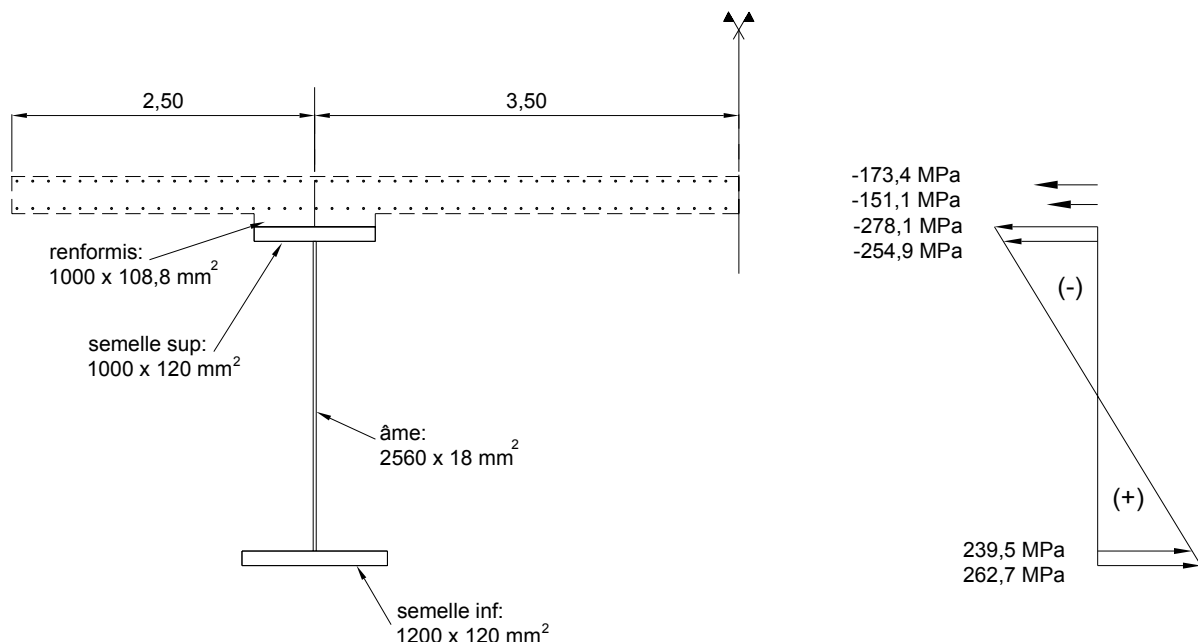


Figure II.1 : Contraintes à l'ELU dans la section sur P1

Les sollicitations dans cette section valent :

$$M_{Ed} = 102,6 \text{ MN.m}$$

$$V_{Ed} = 7,4 \text{ MN}$$

Les caractéristiques mécaniques de la section mixte (charpente métallique et armatures passives) tenant compte du traînage de cisaillement dans la dalle (qui n'a pas d'influence dans cet exemple car la largeur efficace du hourdis est égale à la largeur réelle) valent :

$$A = 333266 \text{ mm}^2$$

$$I = 5640,5 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$y_G = 1796 \text{ mm}$ (position du centre de gravité mixte par rapport à la fibre supérieure de la dalle béton)

2 - Détermination de la classe

- Semelle supérieure tendue donc de classe 1

- Semelle inférieure comprimée :

$$\frac{b_{fi} - t_w}{2t_{fi}} = 5,52\varepsilon \leq 9\varepsilon$$

donc la semelle inférieure est de classe 1.

- Ame tendue en partie haute et comprimée en partie basse :

On cherche la position de l'axe neutre plastique (ANP).

Résistance plastique des armatures : $F_{ap} = A_s f_{sk} / \gamma_S = 10,08 \text{ MN}$

Résistance plastique de la semelle supérieure : $F_{fs} = A_{fs} f_{yf} / \gamma_{M0} = 35,40 \text{ MN}$

Résistance plastique de la semelle inférieure : $F_{fi} = A_{fi} f_{yf} / \gamma_{M0} = 42,48 \text{ MN}$

Résistance plastique de l'âme entièrement comprimée :

$$F_w = A_w f_{yw} / \gamma_{M0} = 15,90 \text{ MN}$$

Comme on a $F_{ap} + F_{fs} \leq F_w + F_{fi}$ et $F_{ap} + F_{fs} + F_w \geq F_{fi}$, on en déduit que l'ANP est dans l'âme à une certaine distance x de la soudure âme/semelle supérieure. En écrivant l'équilibre des efforts autour de l'ANP, on déduit :

$$x = \frac{F_w + F_{fi} - (F_{ap} + F_{fs})}{2t_w f_{yw}} = 1039 \text{ mm}$$

Plus de la moitié de la hauteur de l'âme est comprimée :

$$\alpha = \frac{h_w - x}{h_w} = 0,594 > 0,5$$

donc l'éclatement limite entre la classe 2 et la classe 3 est donné par :

$$\frac{h_w}{t_w} = 142,22 \geq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1} = 55,98$$

On en déduit que l'âme est au moins de classe 3 et on raisonne donc maintenant sur le diagramme des contraintes ELU de la figure II.1 :

$$\psi = -254,9/239,5 = -1,064 \leq -1$$

donc l'éclatement limite entre la classe 3 et la classe 4 est donné par :

$$\frac{h_w}{t_w} = 142,22 \geq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi} = 108,94$$

On en déduit que l'âme est de classe 4.

Conclusion : La section sur P1 est de classe 4 et est justifiée par une analyse élastique sur une section réduite efficace pour tenir compte du voilement de l'âme.

EN 1993-1-1,
tableau 5.2 (feuille 2/3)

EN 1993-1-1,
tableau 5.2 (feuille 1/3)

3 - Détermination de la section efficace

On raisonne sur le diagramme des contraintes de la figure II.1 (section brute initiale tenant compte du traînage de cisaillement).

EN1994-2, 6.2.1.5(7)

$\psi = -1,064$ est compris entre -1 et -3. Donc le coefficient de voilement de l'âme vaut $k_\sigma = 5,98(1 - \psi)^2 = 25,475$.

EN1993-1-5, tableau 4.1

Alors l'élancement réduit pour le voilement de l'âme est égal à :

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{h_w/t_w}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} = 1,202 > 0,673$$

On en déduit le coefficient de réduction de la section d'âme :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,758 \leq 1,0$$

Les hauteurs efficaces de la hauteur comprimée de l'âme

$$(h_{w,c} = \frac{h_w}{1 - \psi} = 1240,1 \text{ mm}) \text{ valent donc :}$$

- au contact de la semelle inférieure comprimée :

$$b_{e1} = 0,4b_{\text{eff}} = 0,4\rho\frac{h_w}{1 - \psi} = 376,1 \text{ mm}$$

- au contact de l'axe neutre élastique (ANE) :

$$b_{e2} = 0,6b_{\text{eff}} = 0,6\rho\frac{h_w}{1 - \psi} = 564,1 \text{ mm}$$

La figure II.2 illustre la section efficace et la position de la partie négligée de l'âme.

EN1993-1-5, 4.4(2)

EN1993-1-5, tableau 4.1

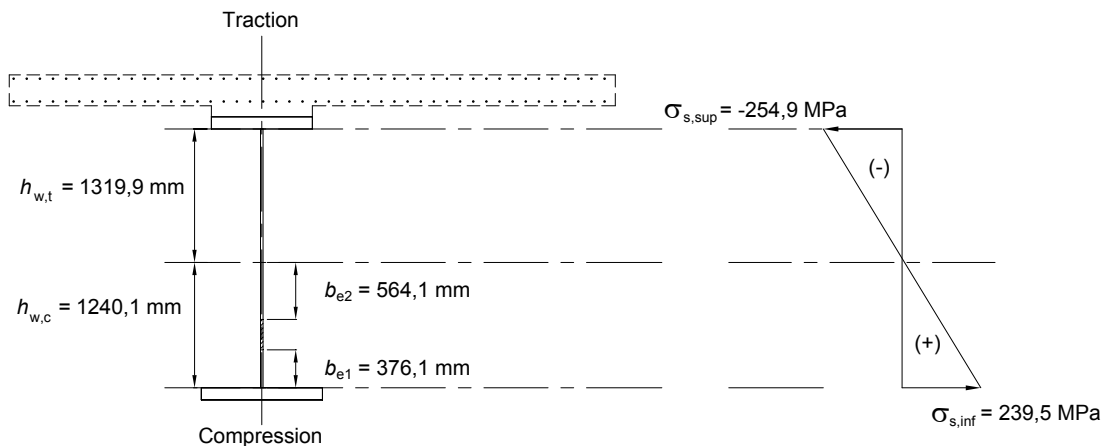


Figure II.2 : Section efficace de l'âme de classe 4

Pour le recalcul des contraintes à l'ELU sur la section efficace de la figure II.2 , on a besoin :

- des caractéristiques mécaniques mixtes (charpente efficace + armatures) :

$$A_{\text{eff}} = 327869 \text{ mm}^2$$

$$I_{\text{eff}} = 5607 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$y_{G,\text{eff}} = 1783 \text{ mm (par rapport à la fibre extrême supérieure de la dalle en béton)}$$

Note : Le centre de gravité s'est décalé vers le haut de $e_N = 13 \text{ mm}$ par rapport à la section brute initiale. Cela n'ajoute pas de moment $N_{Ed}e_N$ car il n'y a pas d'effort normal sollicitant dans cet exemple.

- des caractéristiques mécaniques de la charpente efficace seule :

$$A_{a,\text{eff}} = 304682 \text{ mm}^2$$

$$I_{a,\text{eff}} = 4938 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$y_{G,a,\text{eff}} = 1908 \text{ mm (par rapport à la fibre extrême supérieure de la dalle en béton)}$$

4 - Justification en flexion

En suivant le phasage de construction, une partie de M_{Ed} notée M_a est reprise dans un premier temps par la charpente seule. A partir de l'instant où est bétonné le plot de dalle dans lequel se situe la section sur P1, cette section devient mixte et le complément de moment $M_{Ed}-M_a$, noté M_c , est repris par la section mixte.

Sous l'action de M_c seul, le diagramme des contraintes est linéaire sur toute la hauteur de la poutre mixte (voir figure II.3). Les contraintes dans les armatures passives sont donc uniquement dues au moment M_c . Cela permet de déterminer facilement les valeurs M_a et M_c à partir des résultats en fin de calcul.

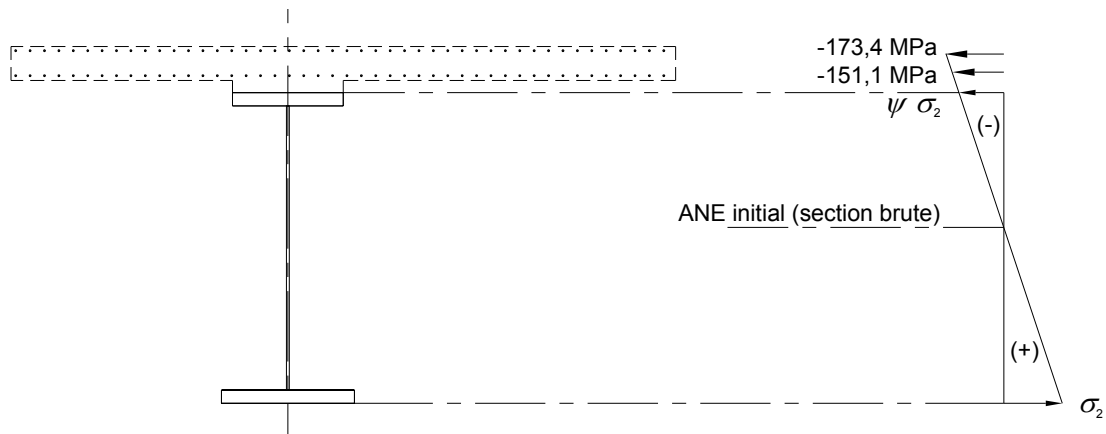


Figure II.3 : diagramme des contraintes sous M_c seul

Comme $\frac{M_c v}{I} = -173,4$ MPa avec $v = 1796-61 = 1735$ mm en tenant compte de l'enrobage des armatures, on en déduit $M_c = -56,4$ MN.m. Puis on a $M_a = M_{Ed} - M_c = -46,2$ MN.m. On reproduit alors ce phasage de construction pour calculer les contraintes sur la section efficace. Sous M_a avec les caractéristiques efficaces calculées sur la charpente seule, on obtient :

$$\begin{aligned}\sigma_{s,sup}^{eff(1)} &= -139,6 \text{ MPa pour la fibre extrême supérieure de la charpente,} \\ \sigma_{s,inf}^{eff(1)} &= 122,3 \text{ MPa pour la fibre extrême inférieure de la charpente.}\end{aligned}$$

Sous M_c avec les caractéristiques efficaces calculées sur la section mixte, on obtient :

$$\begin{aligned}\sigma_{s,sup}^{eff(2)} &= -137,7 \text{ MPa pour la fibre extrême supérieure de la charpente,} \\ \sigma_{s,inf}^{eff(2)} &= 144,2 \text{ MPa pour la fibre extrême inférieure de la charpente,} \\ \sigma_{arma,max}^{eff(2)} &= -173,1 \text{ MPa pour la nappe supérieure d'armatures passives.}\end{aligned}$$

On vérifie alors successivement :

$$\begin{aligned}\sigma_{s,inf} &= 266,5 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 295 \text{ MPa} \\ \sigma_{s,sup} &= -277,3 \text{ MPa} \geq -\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = -295 \text{ MPa} \\ \sigma_{arma,sup}^{eff} &= -173,1 \text{ MPa} \geq -\frac{f_{sk}}{\gamma_s} = -434,8 \text{ MPa}\end{aligned}$$

La section de classe 4 sur P1 est donc justifiée en flexion à l'ELU.

EN1994-2, 6.2.1.5(2)

5 - Justification à l'effort tranchant

Le fait que la section soit de classe 4 en flexion n'affecte aucunement les vérifications à l'effort tranchant. Elles sont tout de même menées sur cet exemple. Pour plus de détails sur les calculs, on peut se reporter au paragraphe 8.3.4 de la partie II.

$$\frac{h_w}{t_w} = 142,22 \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = 51,1$$

EN1993-1-5, 5.1(2)

En effet, les raidisseurs verticaux bordant les panneaux d'âme sont supposés rigides :

EN1993-1-5, annexe A3

$$\alpha = \frac{a}{h_w} \geq 1 \text{ donc } k_\tau = 5,34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 5,75$$

L'âme doit donc être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement.

La résistance maximale à l'effort tranchant s'obtient par $V_{Rd} = \min(V_{b,Rd}; V_{pl,a,Rd})$ où :

EN1993-1-1, 6.2.6

- $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} = 10,0 \text{ MN}$
- $V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta h_w t_w f_{yw}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 11,0 \text{ MN}$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t_w^2}{12(1-\nu^2) h_w^2} = 9,4 \text{ MPa}$$

EN1993-1-5, 5.3(3)

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{k_\tau \sigma_E \sqrt{3}}} = 1,92 \geq 1,08$$

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,523 \leq \eta = 1,2$$

EN1993-1-5, tableau 5.1

On en déduit : $V_{Rd} = V_{bw,Rd} = 4,4 \text{ MN}$.

$$\text{On constate que : } \eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{7,4}{4,4} = 1,68 \geq 1,0$$

La section sur P1 n'est donc pas justifiée sous effort tranchant lorsque l'épaisseur de l'âme est réduite de 26 mm à 18 mm.

La solution consiste bien sûr à épaissir l'âme (voir paragraphe 8.3.4 de la partie II de ce guide). Toutefois, à titre d'exemple d'application de l'EN1993-1-5 (même si ce n'est ni très économique, ni très efficace), deux raidisseurs longitudinaux en simple plat de section 300x30, situés au tiers et aux deux tiers de la hauteur de l'âme, ont été ajoutés sur les panneaux d'âme bordant l'appui P1.

Ajout de raidisseurs longitudinaux

Le coefficient de voilement k_τ de ce nouveau panneau raidi peut être calculé par les formules de l'annexe A.3 de l'EN1993-1-5 (dont l'application est laissée au choix de l'Annexe Nationale). Ces formules intègrent déjà la réduction par 3 de l'inertie du raidisseur :

EN1993-1-5, 5.3(3)

note 1

EN1993-1-5, 5.3(4)

$$\frac{a}{h_w} = 3,125 \geq 3 \text{ donc on peut calculer } k_\tau \text{ avec l'expression :}$$

EN1993-1-5, annexe

A3 (2)

$$k_{\tau} = 5,34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau,sl} \text{ où } k_{\tau,sl} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t_w} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}$$

L'inertie d'un seul raidisseur avec une partie d'âme collaborante vaut :
 $I_{st} = 70,258 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$. Donc on retient $I_{sl} = 2 I_{st}$ pour le calcul de k_{τ} .

On en déduit $k_{\tau,sl} = 4,95 \geq 4,43$, puis $k_{\tau} = 10,7$.

$$\frac{h_w}{t_w} = 142,2 \geq \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_{\tau}} = 69,7$$

Donc l'âme doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement.

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{k_{\tau} \sigma_E \sqrt{3}}} = 1,41$$

$\bar{\lambda}_w$ doit être supérieur au maximum des élancements calculés par sous-panneaux. Tous les sous-panneaux sont identiques pour l'exemple et ont un élancement de :

$$\frac{a}{h_{w,i}} = 3 \frac{a}{h_w} = 9,375 \geq 3$$

$$k_{\tau,i} = 5,34 + 4 \left(\frac{h_{w,i}}{a} \right)^2 = 5,386 \text{ et } \sigma_{E,i} = 9 \sigma_E = 84,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_{w,i} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{k_{\tau,i} \sigma_{E,i} \sqrt{3}}} = 0,66$$

On vérifie bien $\bar{\lambda}_w \geq \bar{\lambda}_{w,i}$. Comme $\bar{\lambda}_w \geq 1,08$, on en déduit :

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,65$$

$V_{bw,Rd} = 5,42 \text{ MN}$ (ce qui est bien supérieur à la valeur déterminée sans raidisseurs longitudinaux).

$V_{pl,a,Rd} = 11,0 \text{ MN}$ est conservé.

Donc l'âme, même raidie, n'est toujours pas vérifiée sous effort tranchant :

$$V_{Ed} = 7,4 \text{ MN} \geq V_{Rd} = 5,42 \text{ MN}.$$

Note : L'utilisation du raidissage longitudinal impliquerait une nouvelle composition de sous-panneaux pour la détermination de la classe de la section. La justification en flexion devrait alors être reconduite.

EN1993-1-5, annexe A3
(1)

EN1993-1-5, 5.1(2)

EN1993-1-5, 5.3(5)

EN1993-1-5, tableau 5.1

EN1993-1-5, 5.5(1)

6 - Justification sous l'interaction M,V

Même si le panneau n'est pas justifié sous effort tranchant, on poursuit les calculs de justification de section sous interaction.

$$V_{Ed} = 7,4 \text{ MN} \geq 0,5.V_{Rd}$$

EN1994-2, 6.2.2.4(1)

Donc il faut considérer l'interaction flexion / effort tranchant. La section sur P1 est de classe 4 donc la vérification de l'interaction est faite selon le critère de l'EN1993-1-5, 7.1 :

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1) \leq 1,0$$

EN1993-1-5, 7.1(1)

On se place à la distance $h_w/2$ de l'appui P1 où les efforts à considérer valent $V_{Ed} = 7,2 \text{ MN}$ et $M_{Ed} = 94,1 \text{ MN.m}$.

Le moment résistant plastique est calculé sans considération de la classe de l'âme, sur sa section brute initiale. En se rappelant que l'ANP est situé à la distance $x = 1039 \text{ mm}$ de la jonction âme/semelle supérieure, on en déduit (voir figure II.4) $M_{pl,Rd} = 131,0 \text{ MN.m}$.

En négligeant l'âme dans le calcul du moment résistant plastique, l'ANP se décale vers le haut, dans la semelle supérieure à la distance $x = 114,9 \text{ mm}$ de la fibre extrême supérieure de cette semelle (voir figure II.5). On en déduit $M_{f,Rd} = 117,3 \text{ MN.m}$.

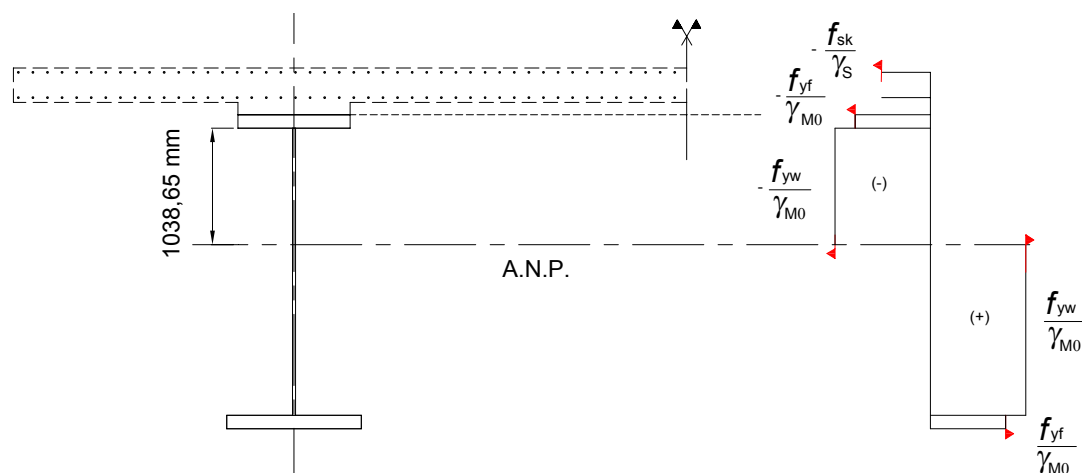


Figure II.4 : Calcul du moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$

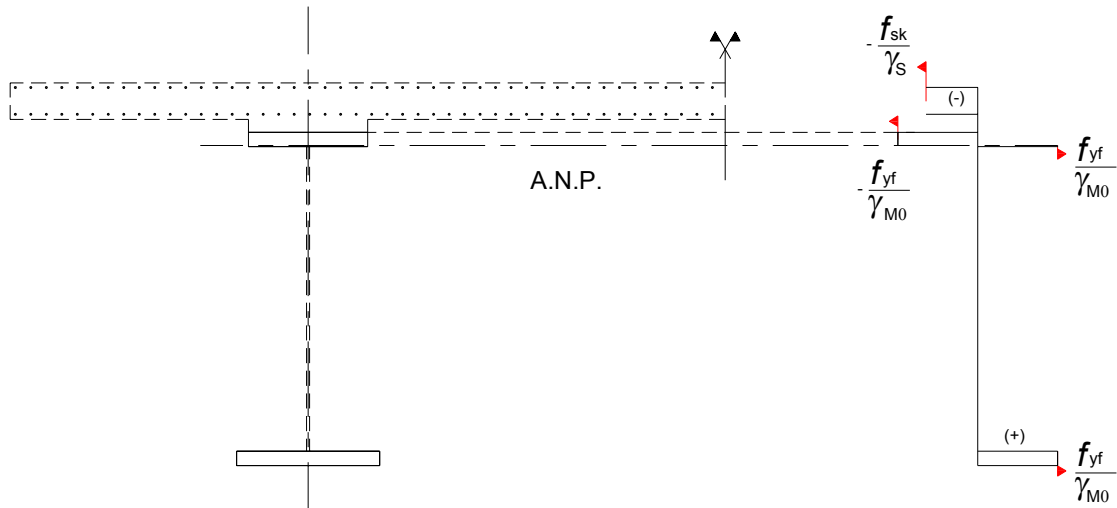


Figure II.5 : Calcul du moment résistant plastique des semelles seules $M_{f,Rd}$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed} \text{ (à } h_w/2)}{V_{Rd}} = 1,636 \geq 1 \text{ (non vérifié)}$$

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed} \text{ (à } h_w/2)}{M_{pl,Rd}} = 0,718$$

Comme $\bar{\eta}_1 \leq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 0,896$, on peut considérer que la flexion est reprise

entièrement par les semelles. Comme l'effort tranchant est repris par l'âme, il n'y a plus d'interaction à vérifier.

EN1993-1-5, 7.1(1)

46 avenue
Aristide Briand
BP 100
92225 Bagneux Cedex
France
téléphone :
33 (0)1 46 11 31 31
télécopie :
33 (0)1 46 11 31 69
internet : www.setra.equipement.gouv.fr

Ce guide méthodologique déroule deux exemples numériques de calcul de ponts en ossature mixte selon les Eurocodes (un bipoutre entretoisé et un caisson ouvert). Toutes les principales justifications sont abordées avec des références précises aux nouvelles normes appliquées. L'accent est mis sur les différences ou les nouveautés de ces normes par rapport à la pratique française.

Ce document est destiné à accompagner la mise en œuvre des Eurocodes en France. Il est particulièrement destiné aux maîtres d'œuvre, aux bureaux d'études et aux entreprises responsables de la construction de ponts en ossature mixte.



Document disponible au bureau de vente du Sétra
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **0720** - Prix de vente : **23 €**

*Couverture - crédit photos : Gérard Forquet (Sétra)
Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2007 Sétra - Dépôt légal : 3^{ème} trimestre 2007 - ISBN : 978-2-11-094622-5*



Ce document participe à la protection de l'environnement.
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabélisé PEFC.
CTBA/06-00743

Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique
de l'Équipement

