

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -

X•⊙V•EX •KIIε Γ:κ:IA :II•X - X:ΦEO:t -



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة أكلي محمد أولحاج
- البويرة -

Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées

كلية العلوم والعلوم التطبيقية

Département de Génie Civil

Polycopie de cours

En : Génie Civil

Spécialité : Construction métallique en génie
civil

Niveau : Master I



Structures Mixtes Acier- Béton

Par : ARBAOUI AHCENE

Année 2021-2022

SOMMAIRE

I PRINCIPE DES CONSTRUCTIONS MIXTES.....	5
1.1 DEFINITION.....	5
1.2 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT.....	5
1.21 Intérêt et matérialisation de la liaison ACIER-BETON.....	6
1.22 Fonctionnement et applications.....	6
1.221 Fonctionnement.....	6
1.222 Applications aux bâtiments.....	7
1.223 Application aux ponts.....	7
1.3 EVOLUTION DES METHODES DE CALCUL.....	8
1.4 REGLEMENTATION.....	8
II EUROCODE 4.....	9
2.1 INTRODUCTION.....	9
2.11 Objet de l'Eurocode 4.....	9
2.12 Définitions.....	10
2.13 Unités S.I.	10
2.14 Symbolisation	10
2.141 Caractères romains majuscules.....	11
2.142 Caractères romains minuscules	11
2.143 Caractères grecs minuscules	11
2.144 Indices	12
2.2. BASES DE CALCULS.....	13
2.21 Exigences fondamentales.....	13
2.22 Définitions et classifications.....	13

2.221 Etas limites.....	13
2.222 Actions.....	13
2.223 Valeurs de calcul des actions.....	14
2.23 Exigences de calcul.....	15
2.231 Généralités	15
2.232 Etats limites ultimes.....	16
2.233 Etats limites de service.....	17
III MATERIAUX.....	18
3.1 BETON.....	18
3.11 Généralités.....	18
3.12 Résistances caractéristiques.....	18
3.13 Déformations du béton.....	18
3.131 Déformations instantanées sous actions de courte durée d'application.....	18
3.132 Déformations à long terme sous actions permanentes (fluage).....	20
3.133 Retrait hydraulique.....	21
3.2 ACIER D'ARMATURE.....	21
3.21 Nuances d'aciers.....	22
3.22 Module de déformation longitudinale.....	22
3.23 Diagramme contraintes-déformations.....	27
3.3 ACIER DE CONSTRUCTION.....	23
3.31 Limite d'élasticité	23
3.32 Valeurs de calcul d'autres coefficients de matériaux.....	23
3.33 Relation contrainte-déformation.....	23
3.4 TOLES D'ACIER PROFILEES POUR DALLES MIXTES.....	24
3.41 Généralités.....	24
3.42 Limite d'élasticité.....	24
3.43 Relation contrainte-déformation.....	25

3.44 Revêtement.....	25
3.5 MOYENS D'ASSEMBLAGES.....	25
IV ANALYSE DES SECTIONS DROITES.....	27
4.1 OBJET.....	27
4.2 LARGEUR DE DALLE PARTICIPANTE.....	27
4.3 ANALYSE PLASTIQUE DES SECTIONS.....	29
4.31 Généralités	29
4.32 Classification des sections transversales de poutres	30
4.321 Définition des classes d'utilisation des sections transversales.....	30
4.322 Classement des semelles comprimées en acier.....	30
4.323 Classement des âmes en acier.....	34
4.324 Domaine d'application pour les différentes classes.....	34
4.33 Expression du moment résistant "ultime" (plastique).....	35
4.331 Hypothèses fondamentales.....	40
4.332 Principe de l'analyse plastique.....	41
4.333 Notations.....	41
4.334 Valeur du moment résistant ultime positif.....	42
4.335 Valeur de l'effort de glissement ultime.....	45
5. Application.....	46
6. Bibliographie.....	47

I. Principe des constructions mixtes

1.1 DEFINITION

L'association de deux ou plusieurs matériaux est complémentaire dans le génie-civil de par leurs propriétés intrinsèques. Dans le présent travail , il s'agit de la poutre mixte constitué d'un profilé laminé ou soudé de nuance déterminée sous forme d'un double I et d'une membrure en béton partiellement ou totalement comprimée.

L'association de ces deux matériaux dans le cas d'un plancher permet par l'entremise d'une connexion considérée idéale de faire conjointement participer ces deux matériaux à la résistance de la section et se répartir les sollicitations selon les capacités respectives à savoir l'acier supporte l'effort de traction et le béton la compression .

Cette association de différents matériaux permet de diminuer l'impact du coût sur la construction, car parfois il s'agit de planchers de ponts qu'on appelle communément les tabliers qui sont de grandes dimensions et nécessite une quantité importante de ces matériaux pour sa réalisation.

1.2 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

1.21 INTERET DE LA SECTION MIXTE ET DE LA LIAISON ACIER - BETON

Pour illustrer cet intérêt de la liaison entre deux sections transversales liées et non liées entre elles , on calcul le module de résistance pour le cas où les sections de hauteur h sont liées et dans le deuxième cas où les sections sont désolidarisées.(**Fig 1.1**)

- éléments non liés :

$$W = \frac{2bh^2}{6} = \frac{bh^2}{3}$$

éléments solidarisés :

$$W = \frac{b(2h)^2}{6} = \frac{2bh^2}{3}$$

d'où les contraintes sur les fibres extrêmes :

- éléments non liés :

- $\sigma = \frac{3M}{bh^2}$

- éléments solidaires : $\sigma = \frac{3M}{2bh^2}$

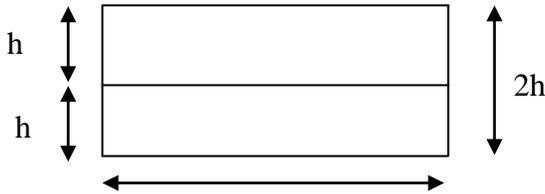


Figure 1.1

La liaison a diminué les contraintes de moitié .

Comme signifié plus haut concernant la solidarisation entre les éléments de différentes propriétés est d'une importance capitale afin de tirer profit de cette liaison et permettre une modélisation proche de la réalité . On réalise cette liaison au moyen de connecteurs de différentes formes géométriques et configurations afin de limiter les déplacements entre les éléments solidarisés ou glissement entre eux et ces connecteurs sont liés à la semelle supérieure du profilé au moyen de soudure généralement.

1.22 FONCTIONNEMENT ET APPLICATIONS

1.221 Fonctionnement

Les tabliers de pont ou planchers mixtes de bâtiments sont en général constitués d'un système de poutres métallique et d'une dalle en béton reposant sur les poutres .

La dalle en relation directe avec le chargement et celle-ci est fléchie localement et transmet cette flexion aux poutres qui lui sont directement liées .

Le cheminement des efforts passe par la dalle et à travers les appuis vers les poutres par flexion locale et par flexion générale de la poutre vers les appuis.

Le béton étant lié à l'acier , il participe à cette flexion générale , au moins dans les zones où il est comprimé et peut jouer le rôle de membre supérieure de la poutre mixte . Son épaisseur est imposée par la flexion locale , et elle est surabondante vis à vis de la flexion d'ensemble .

Remarque : Pour la dalle , elle résiste en général aux efforts locaux et généraux de la section mixte .

1.222 Applications aux bâtiments

1.2221 Planchers mixtes

La liaison entre l'acier et le béton dans le cas d'un plancher mixte offre divers avantages et entre autres :

- La rigidité augmente dans les différentes directions.
- L'association au béton de l'acier protège contre le feu .
- Optimisation et diminution de la hauteur de l'ouvrage à travers la diminution de la hauteur du plancher.

L'utilisation d'éléments de plancher préfabriqués permet en outre un montage très rapide en évitant la mise en place d'échafaudages.

Parfois , on utilise des profilés de tôles et celles-ci ont plusieurs fonctions et entre autres , elles assurent un rôle de contreventement et un rôle de coffrage et peuvent remplacer les armatures en travées dans la partie béton.

1.2222 Poteaux mixtes

Les poteaux mixtes font parties des éléments classés dans la rubrique sections mixtes car ils sont constitués d'un profilé noyé dans le béton , généralement un profilé en I et dans d'autres cas un tube de section carrée ou circulaire rempli de béton et la méthode de calcul diffère de celle des poutres à section mixte..

1.223 Cas de ponts

L'intervention de la dalle dans la résistance d'ensemble d'un pont métallique:

- permet une diminution du poids de la structure métallique.
- assure le contreventement supérieur vis-à-vis des efforts dus au vent.
- prémunir contre le déversement des poutres en double T et en caisson ouvert.

Cependant la dalle simplement armée, soumise à des tractions sur les appuis intermédiaires, se fissure. Si on désire la prendre en compte dans les zones de moment négatif, il est généralement nécessaire de la précontraindre.

La construction des ponts mixtes a pris le pas sur les ponts en béton de par les économies d'échelle réalisées sur la rapidité de réalisation et l'économie des matériaux.

1.3 EVOLUTION DES METHODES DE CALCUL

Au cours des deux dernières décennies, le calcul à l'état-ultime des poutres mixtes du bâtiment a peu à peu pris le pas sur le calcul élastique. Ce dernier demeure cependant nécessaire pour la vérification des contraintes et des déformations sous les charges de services.

Dans le calcul des des ponts mixtes, le calcul élastique conserve son intérêt.

1.4 REGLEMENTATION

Il existe actuellement:

- Eurocode 4 Calcul des Structures mixtes ACIER ET BETON
- **Eurocode 3 Calcul des structures métalliques**

II EUROCODE 4

2.1 INTRODUCTION

2.1.1 OBJET DE L'EUROCODE 4

L'Eurocode 4 est destiné au calcul des structures et particulièrement au calcul des structures mixtes acier-béton fréquente dans la construction de bâtiments soit à usage d'habitation ou à usage industriel ainsi que dans la réalisation de ponts mixtes . Par appellation pont mixte , on comprend le tablier de pont qui est en acier et béton ou béton précontraint dans le cas où les sollicitations à certains endroits l'exigent .

2.1.2 DEFINITIONS

-Poutres mixtes : Elément structural mixte soumis principalement à la flexion. On se contentera dans les paragraphes qui suivent de profilés à section symétriques et de section en forme de I et seulement des poutres isostatiques.

Dans ce qui suit , on calculera la poutre mixte avec profilé en I et symétrique soumise à un chargement uniformément réparti afin de comprendre la répartition des efforts et dans différents cas à savoir le moment fléchissant positif et moment fléchissant négatif ainsi que la vérification de l'effort tranchant et la détermination du nombre de goujons ainsi que le choix de ceux-ci et leur répartition. Deux exemples de calcul acheveront ce travail et une comparaison entre la présente méthode qui est propre à l'auteur de celle-ci (Philippe Grasmuck) et une autre méthode basée sur le calcul classique des sections mixtes qui est aussi fréquemment utilisée.

2.1.3 UNITES S.I.

Les unités ci-après sont recommandées pour les calculs :

- efforts et charges kN, kN/m² (1kN= 100kg)
- masses kg/m³
- poids kN/m³
- contrainte N/mm²
- moment kNm

2.14 SYMBOLISATION

2.141 Caractères romains majuscules

2.142 Caractères romains minuscules

2.143 Caractères grecs minuscules

2.144 Indices

Pour ces symboles et caractères on se contentera d'utiliser ceux recommandés par les EUROCODES .

2.2. BASES DE CALCULS

2.21 Exigences fondamentales

Une structure doit être calculée et réalisée de telle manière :

- Les exigences requises pour une construction donnée (habitation, industrielle, publique ou spéciale) est que celle-ci doit être en mesure et dans des conditions de sécurité en conformité avec la réglementation à supporter les charges auxquelles elle sera soumise et dans les conditions d'exploitation le long sa durée de vie ainsi que pendant sa réalisation et à la hauteur des coûts inhérents à son édification et entretien.

2.22 DEFINITIONS ET CLASSIFICATIONS

2.221 Etats limites

Les états limites sont des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux critères de résistance et d'exploitation auxquels elle a été conçue.

Les états limites sont classées en :

- Etats limites ultimes,
- Etats limites de service.

Les états limites ultimes sont synonymes de rupture , au-delà desquels la structure n'est plus exploitable dans les limites de la sécurité exigée.

Les états limites de service correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits.

2.222 Actions

Une action (F) est :

- Une force (charge) appliquée sur la structure (action directe) , ou
- Une déformation imposée (action indirecte) ; par exemple , effets thermiques , déplacements d'appui , retrait.

Les actions sont classées

1. en fonction de leurs variations dans le temps :
 - actions permanentes (G) , ,
 - actions variables (Q),
 - actions accidentelles (A),.
2. en fonction de leurs variations dans l'espace :

Valeurs caractéristiques des actions

- valeur caractéristique F_k
personnalisée en fonction du type d'actions:
- actions permanentes G_k
(l'action du retrait est une action permanente)
- actions variables Q_k
peuvent être associées à des coefficients ψ suivant leur utilisation
- actions accidentelles A_k

2.223 Valeurs de calcul des actions

- valeur de calcul général $F_d = \gamma_F F_k$
 γ_F représente un coefficient de sécurité partiel pour l'action considérée,

soit pour :

- les actions permanentes $G_d = \gamma_G G_K$
- les actions variables $Q_d = \gamma_Q Q_K$
- les actions accidentelles..... $A_d = \gamma_A a_K$

2.23 EXIGENCES DE CALCUL

2.231 Généralités

Toutes les situations et cas de charges sont à considérer pour assurer une sécurité optimale de la structure et de s'assurer qu'aucun état limite n'est dépassé.

2.232 Etats limites ultimes

2.2321 Conditions de vérification

Lorsque l'on considère un état limite de rupture ou de déformation excessive d'une section transversale , d'un élément ou d'un assemblage (excepté la fatigue) , on doit s'assurer que :

$$S_d \leq R_d$$

où S_d représente la valeur de calcul d'une sollicitation et R_d la résistance de calcul correspondante

2.2322 Combinaisons d'actions

-Situations de calcul permanentes et transitoires :

Avec prise en compte de l'action variable la plus défavorable uniquement,

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables ,

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,9 \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

- Situations de calcul accidentelles :

$$\sum_j \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

2.2323 Coefficients partiels de sécurité pour les états limites ultimes

Tableau 2.1	Coefficients partiels de sécurité pour les actions s'exerçant sur les structures de bâtiments pour les situations de calcul permanentes et transitoires	
	Effet favorable	Effet défavorable
Actions permanentes	$\gamma_G = 1$	$\gamma_G = 1,35$
Actions variables	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,5$

2.2324 Coefficients partiels de sécurité pour les résistances et propriétés des matériaux

Tableau 2.2	Coefficients partiels de sécurité pour résistances et propriétés des matériaux			
Combinaison	Acier de construction γ_a	Béton γ_c	Armature d'acier γ_s	Tôles d'acier profilée γ_{ap}
Fondamentale	1,0 ou 1,10°	1,5	1,15	1,10
Accidentelle (à l'exception des séismes)	1,0	1,15	1,0	1,0

° $\gamma_a = 1.0$ (si le cahier de charge le spécifie)
 $\gamma_a = 1.10$ dans les autres cas.

2.233 Etats limites de service

2.2331 Conditions de vérification

$$E_d \leq R_d$$

E_d représente la valeur de calcul des actions.

2.2332 Situations de calcul

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1}$$
$$\sum_j G_{k,j} + 0,9 \sum_{i>1} Q_{k,i}$$

(les valeurs des coefficients de sécurité γ_M sont prises égales à l'unité).

III MATERIAUX

3.1 BETON

3.11 GENERALITES

Les bétons usuellement utilisés :

- soit des bétons normaux de masse volumique $2\,500\text{ kg/m}^3$
- soit des bétons légers à résistance élevée $f_{ck} \geq 25\text{ MPa}$ et de masse volumique entre $1\,600$ et $1\,800\text{ kg/m}^3$.

3.12 RESISTANCES CARACTERISTIQUES

Les résistances caractéristiques du béton à la compression et à la traction au bout de 28 jours sont , dans les cas courants , définies comme indiquées dans le Tableau 3.1.

Classe de résistance du béton			C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctk\ 0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,9	2,9
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$F_{ctk\ 0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3

Tableau 3.1 - Classes de résistance du béton , résistance caractéristique à la compression f_{ck} (cylindres) et résistances caractéristiques à la traction f_{ctm} du béton en (N/mm^2) . (D.T.R.-BC. 2-4.10 page 20)

Pour les bétons légers, on peut obtenir les résistances à la traction en multipliant les valeurs indiquées dans le tableau par le coefficient :

$$\eta = 0,30 + 0,70 \left(\frac{\rho}{2400} \right)$$

3.13 DEFORMATIONS DU BETON

3.131 Déformations instantanées sous actions de courte durée d'application

La courbe contrainte déformation idéalisée utilisée dans les calculs de béton armé a la forme de la figure 3.1

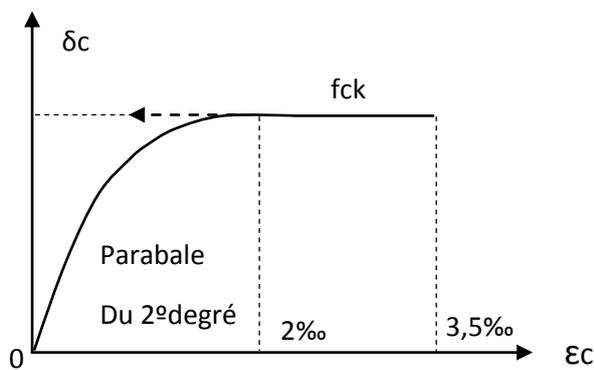


Figure 3.1

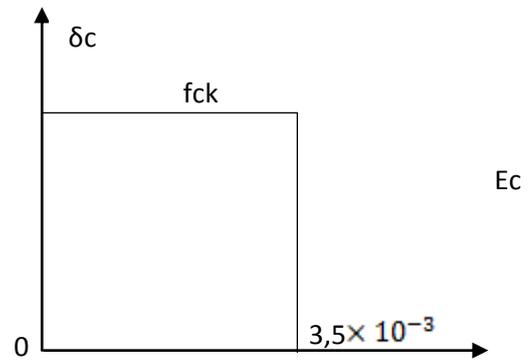


Figure 3.2

Dans les calculs des structures mixtes, on admet un diagramme plastique parfait, correspondant à la résistance f_{ck} (figure 3.2)

Le module de *déformation instantanée* prend les valeurs :

- béton normal : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{ij}}$ si $j \leq 28$ jours

$$E_{cm} = 11355 \sqrt[3]{f_{ck}} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

- bétons légers dans les formules ci-dessus donnant f_{ij} le coefficient 11 000 est remplacé par $11\,000 \left(\frac{\rho}{2400}\right)^2$ où ρ représente la masse volumique sèche du béton léger, exprimée en kg/m^3

Classe de résistance C (ou f_{ck})	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
E_{cm}	29	30,5	32	33,5	35	36	37

Tableau 3 2 - Valeurs du module sécant d'élasticité E_{cm} (en kN/mm^2) (D.T.R.-BC. 2-4.10 page 21)

En référence à la clause 3.1.2.5.2. de l'EC2, la valeur de E_{cm} peut être calculée par l'expression :

$$E_{cm} = 9.5 (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (E_{cm} \text{ est exprimé en kN/mm}^2, f_{ck} \text{ en N/mm}^2)$$

3.132 Déformations à long terme sous actions permanentes (fluage)

Dans le cas des bâtiments , ce phénomène où la déformation varie et les charges et sollicitations sont constantes , on prévoit sa prise en compte en remplaçant les aires de béton A_C par A_C/n où n représente le coefficient d'équivalence défini par $n = E_a/E_C$ où:

E_a est le module d'élasticité de l'acier de construction, et
 E'_c est le module " équivalent" du béton , prenant dans les différents cas les valeurs ($E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ et $E'_c = E_{cm} = 32\,000 \text{ N/mm}^2$ pour un béton de classe C30/37 d'où le coefficient d'équivalence instantané pour les actions de courte durée vaut $n = 6,5$ valeur qui sera retenue) .

3.133 Retrait hydraulique

Dans les cas les plus courants d'une manière générale et sauf prescription ou justification différente pour un projet particulier, on peut affecter à la déformation totale de retrait libre à long terme résultant de la prise du béton les valeurs après, qui constituent une approximation acceptable.

- dans les environnements secs (à l'extérieur ou à l'intérieur de bâtiments , à l'exception des éléments structuraux remplis de béton):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= 300 \times 10^{-6} \text{ pour le béton de poids normal} \\ \varepsilon_{cs} &= 450 \times 10^{-6} \text{ pour le béton léger} \end{aligned}$$

- dans d'autres environnements et pour les éléments structuraux remplis de béton:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= 200 \times 10^{-6} \text{ pour le béton de poids normal} \\ \varepsilon_{cs} &= 300 \times 10^{-6} \text{ pour le béton léger .} \end{aligned}$$

Les facteurs énumérés pour le fluage agissent dans le même sens que le retrait.

3.2 ACIER D'ARMATURE

3.21 NUANCES D'ACIERS

une nuance indique la valeur de la limite d'élasticité caractéristique spécifiée f_{sk} en N/mm^2 (MPa).

3.22 MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE

Pour le calcul des structures mixtes, la valeur nominale du module d'élasticité longitudinale E_s peut pour plus de simplicité, être prise égale à la valeur indiquée dans l'EC3 pour l'acier de construction, c'est-à-dire 210 kN/mm^2 (GPa)

3.23 DIAGRAMME CONTRAINTES - DEFORMATIONS

Pour le calcul des structures mixtes, le diagramme des contraintes-déformations peut, pour plus de simplicité, ne comporter que deux branches :

- Une première branche, partant de l'origine avec une pente égale à E_s jusqu'à f_{sk}/γ_s .
- Une deuxième branche horizontale, ou, pour des raisons d'utilisation pratique d'ordinateurs, supposée avoir une pente très faible de l'ordre $10^{-4} E_s$ et, dans ce dernier cas, limitée à la déformation 0,01.

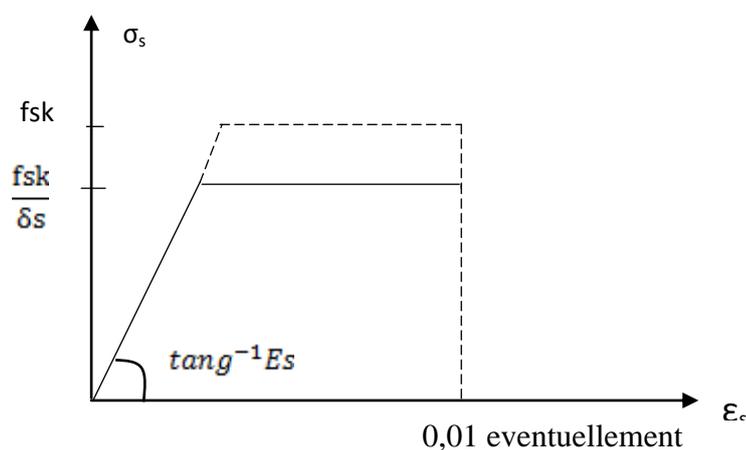


Figure 3.3 Diagramme contraintes-déformations de calcul pour l'armature

3.3 ACIER DE CONSTRUCTION

3.31 LIMITE D'ELASTICITE

Les valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour les éléments structuraux en acier laminé à chaud sont indiqués dans le tableau 3.3 pour les nuances d'acier Fe 360 , Fe 430 , Fe 510 conforme au CCM 97 et à l'EC3.

Nuance nominale d'acier	Limite d'élasticité f_y (N/mm ²)			Résistance à la résistance f_u (N/mm ²)
	Epaisseur nominale (mm)			Epaisseur nominale (mm)
	16	40	63	≤ 100
S 235	35	25	15	340 - 370
S 275	75	65	55	410 - 560
S 355	55	45	35	490 - 630

Tableau 3.3 - Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture pour l'acier de construction

On peut adopter les valeurs indiquées au tableau 3.3 comme valeurs caractéristiques de calcul .

3.32 VALEURS DE CALCUL D'AUTRES COEFFICIENTS DE MATERIAUX

- module d'élasticité $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- module d'élasticité de cisaillement $G_a = E/2(1 + \nu_a)$
- masse volumique $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$

3.33 RELATION CONTRAINTE-DEFORMATION

Conformément à l'article 5.2.1.4 de l'EC3, pour les calculs de conception, la relation existant entre contrainte et déformation de l'acier de construction peut être idéalisée sous forme élastique parfaitement plastique , comme indiquée sur la Fig 3.4.

Afin d'éviter les difficultés éventuelles de calcul sur ordinateur, on peut également utiliser l'autre relation contrainte-déformation bilinéaire sur la Fig3.5

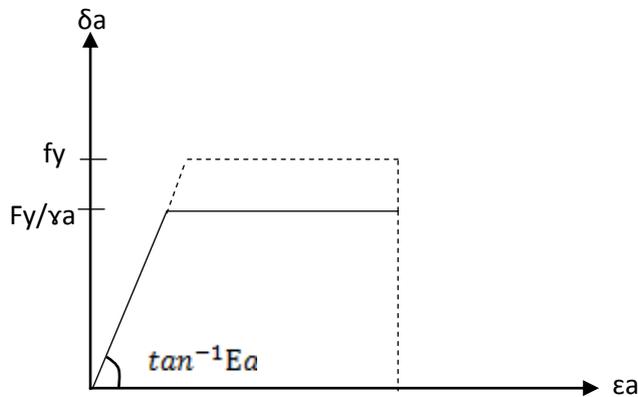


Fig.3.4 Relation contrainte-déformation bilinéaire

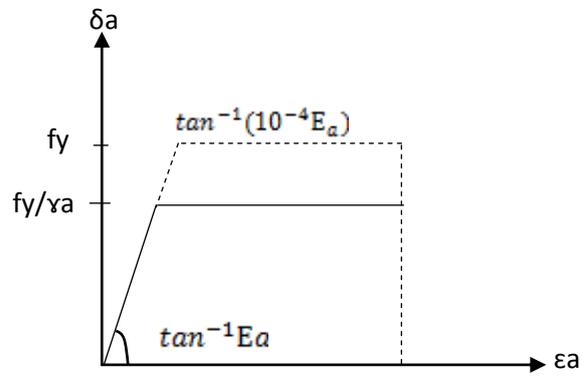


Fig.3.5 Idéalisation pour calcul informatisé

Pour le calcul , il est admis d'idéaliser la relation existant entre contrainte et déformation de l'acier de construction sous forme de élastique parfaitement plastique comme indiqué sur la figure 3.4.

Afin d'éviter les difficultés éventuelles de calcul sur ordinateur , il est également admis d'utiliser l'autre relation contrainte-déformation bilinéaire indiquée sur la figure 3.5.

3.4 TOLES D'ACIER PROFILEES POUR DALLES MIXTES

3.41 GENERALITES

La partie 1.1 de l'EUROCODE 4 couvre le calcul de dalles mixtes comportant des tôles d'acier profilées fabriquées à partir d'acier doux , d'acier à haute résistance ,de tôle d'acier laminée à froid ou de tôles d'acier galvanisée .

Il est recommandé que l'épaisseur du métal nu ne soit pas inférieure à 0,75 mm, sauf lorsque la tôle d'acier n'est utilisée que comme coffrage permanent .

L'utilisation de tôles d'épaisseur moindre n'est pas exclue , à condition qu'il existe une démonstration théorique et des résultats d'essais convenables.

3.42 LIMITE D'ELASTICITE

Les valeurs nominales de limite élastique du matériau de base F_{yb} sont indiquées dans le tableau 3.4.

Norme	Nuance	F_{yb} (N/mm ²)
Norme Française EN 10147	Fe E 222 G	220
	Fe E 250 G	250
	Fe E 280 G	280
	Fe E 320 G	320
	Fe E 350 G	350

Tableau 3.4 Limite élastique du matériau de base F_{yb}

3.43 RELATION CONTRAINTE - DEFORMATION

Les idéalizations de la relation entre contrainte et déformation indiquées en 3.33 pour l'acier de construction laminé à chaud sont applicables aux tôles d'acier profilées.

3.44 REVETEMENT

Les surfaces exposées des tôles d'acier doivent être convenablement protégées afin de résister aux conditions atmosphériques particulières.

Un revêtement de 275 g/m² de masse totale (comprenant les deux faces) est normalement suffisant dans le cas de planchers intérieurs en environnement non agressif, mais cette spécification peut varier en fonction des conditions d'utilisation .

On ne doit pas utiliser d'autres techniques de revêtement que la galvanisation.

3.5 MOYENS D'ASSEMBLAGE

La résistance d'un connecteur est égale à la force maximale appliquée dans la direction considérée (dans la plupart des cas parallèle à l'interface entre la dalle et la poutre d'acier) que peut supporter ce connecteur avant la ruine. Il faut tenir compte du fait que la résistance d'un connecteur peut être différente dans le cas où le sens de la poussée s'inverse.

La résistance caractéristique P_{Rk} est la résistance spécifiée en deça de laquelle on peut considérer que se situe moins de 5% des résultats d'essais sur des échantillons d'une

population homogène. Lorsqu'une résistance minimale garantie minimale est précisée, celle peut être considérée comme la résistance caractéristique.

La résistance de calcul P_{Rd} est la résistance caractéristique P_{Rk} divisée par le coefficient partiel de sécurité γ_v .

Le matériau composant le connecteur doit être d'une qualité tenant compte du comportement exigé et de la méthode de fixation sur la structure d'acier.

Lorsque la fixation se fait par soudage, la qualité du matériau doit tenir compte de la technique de soudage à utiliser. Lorsque l'on utilise des ancrages ou des boucles comme connecteurs, on doit prendre particulièrement soin que leur matériau présente une soudabilité appropriée.

Les caractéristiques mécaniques spécifiées du matériau du connecteur doivent respecter les exigences ci-après :

Connecteurs ductiles :

- Le rapport entre la résistance spécifiée à la rupture en traction f_u et la limite d'élasticité minimale f_y ne doit pas être inférieur à 1,2 .
- L'allongement à la rupture mesuré sur une longueur entre repères de $5,65 \sqrt{A_0}$ (où A_0 es l'aire de la section transversale originale) ne doit pas être inférieure à 12 % .

Connecteurs non ductiles :

- Le rapport entre la résistance spécifiée à la rupture en traction f_u et la limite d'élasticité minimale f_y ne doit pas être inférieur à 1,05.
- L'allongement à la rupture mesuré sur une longueur entre repères de $5,65 \sqrt{A_0}$ (où A_0 es l'aire de la section transversale originale) ne doit pas être inférieure à 8 % .

Selon le type de connecteur utilisé, il convient de se reporter aux normes en vigueur.

La tête des goujons doit avoir un diamètre d'au moins $1,5 d$ et d'une hauteur d'au moins $0,4 d$ où d représente le diamètre du fût du goujon .

IV ANALYSE DES SECTIONS DROITES

4.1 OBJET

L'analyse des sections droites a pour objet la détermination des propriétés des différentes sections de la poutre mixte qui seront utilisées soit pour l'analyse des sollicitations (répartitions des moments fléchissants , efforts tranchants, le long de la poutre), soit pour les vérifications de la résistance ou la détermination des déformations.

4.2 LARGEUR DE LA DALLE PARTICIPANTE

L'étude élastique approfondie d'une poutre mixte fait appel au comportement élastique d'un disque solidaire d'une barre fléchié (figure 4.1 et 4.2)

Pour résoudre ce problème on choisit, comme hyperstatique l'effort rasant V qui agit à l'interface acier-béton. Cet effort rasant provoque dans la dalle des contraintes normales longitudinales σ .

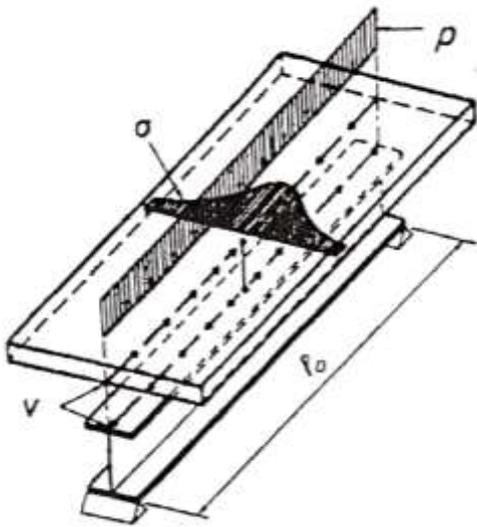


Figure 4.1

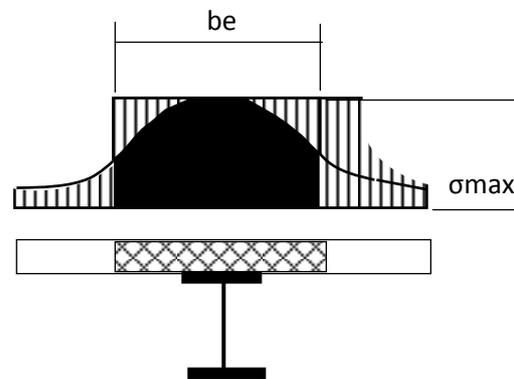


Figure 4.2

Du fait de répartition non uniforme de ces contraintes σ , on définit pour simplifier les calculs une largeur de participation b_e de sorte que

$$\sigma(x)dx = b_e \sigma_{\max}$$

La largeur de participation dépend fortement de la nature des charges. Pour une charge uniforme, on peut l'admettre constante par travée (voir figure 4.3).

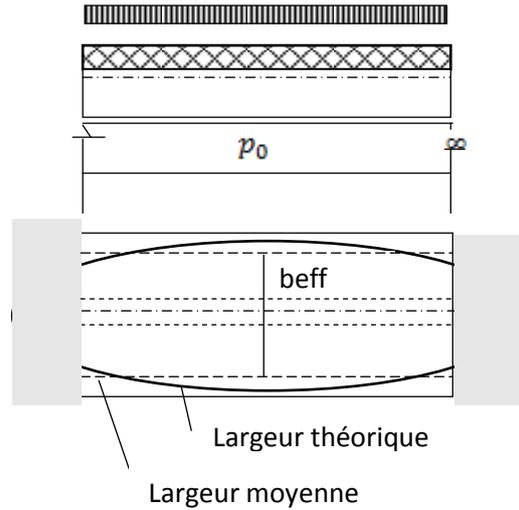


Figure 4.3

Il convient de prendre pour largeur participante totale b_{eff} d'une dalle associée à chaque âme métallique la somme des largeurs participantes b_e de la partie de la dalle située de chaque côté de l'axe moyen de l'âme métallique (voir figure 4.4). Il convient de prendre pour largeur participante de chaque partie la valeur :

$$b_e = \frac{l_0}{8} \leq b$$

l_0 : portée (poutre simple) ou distance entre points de moments nuls (poutre continue)
 b : écartement entre 02 poutres adjacentes ou distance au bord libre de la dalle.

Pour les poutres continues l_0 est définie suivant la figure 4.4.

Pour les sections sollicitées en moment positif , il convient d'utiliser la valeur à mi-travée appropriée.

Pour les sections sollicitées en moment négatif, il convient d'utiliser la valeur appropriée au droit de l'appui concerné.

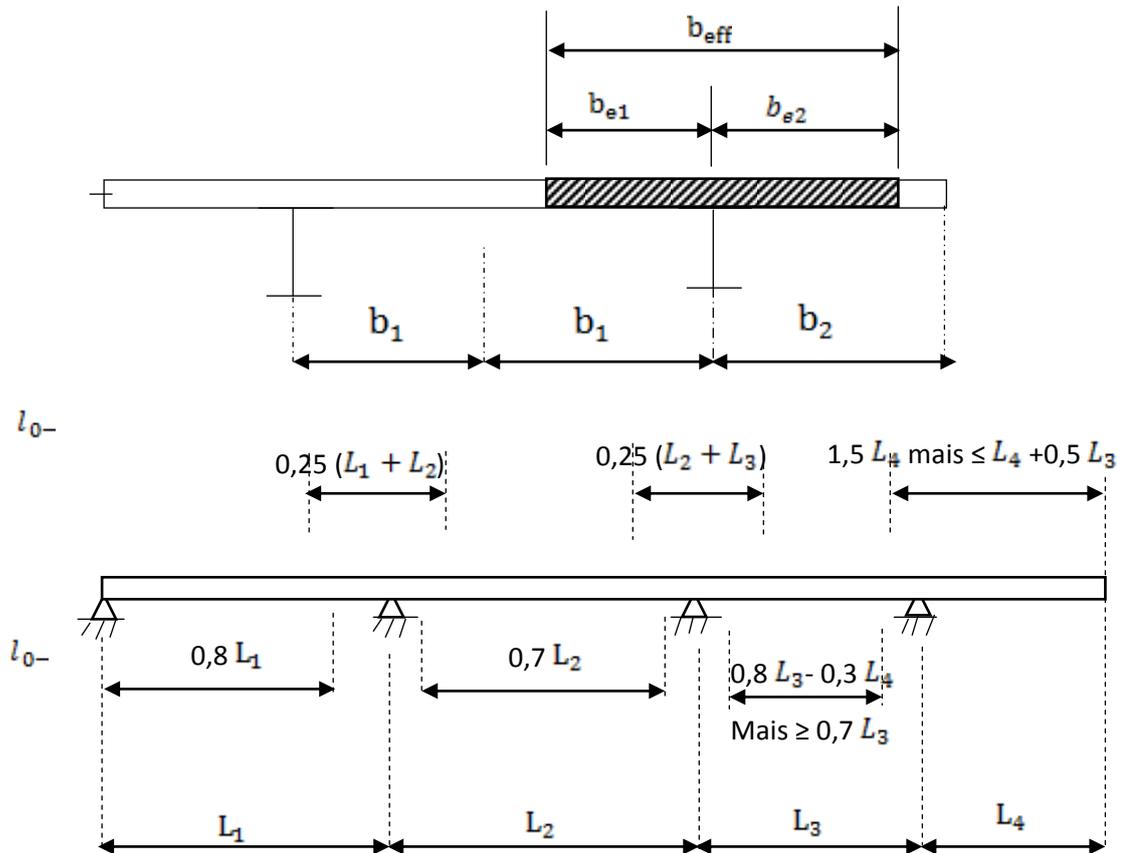


Figure 4.4 – Portées équivalentes pour une largeur utile de semelle béton.

4.3 ANALYSE PLASTIQUE DES SECTIONS

4.31 GENERALITES

Le calcul plastique de la résistance ultime des sections est possible si les matériaux constituant la section ont un comportement plastique.

Pourtant le béton n'a pas un comportement plastique, la rupture du béton non armé est toujours brutale et ne s'accompagne pas de grandes déformations. En fait, le béton non armé a un comportement fragile.

Le calcul plastique de la résistance ultime des sections mixtes est toutefois possible dans le cas des des poutres de bâtiment, car la formation de la rotule plastique commence généralement par la plastification partielle ou totale de la poutrelle. Autrement dit on doit toujours s'assurer que $\epsilon_c \leq \epsilon_a$ et que la résistance de la poutrelle puisse atteindre le domaine plastique (voir figure 4.5).

4.32 CLASSIFICATION DES SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRES

Pour éviter un voilement des éléments comprimés de la poutre acier pendant la formation et le développement de rotules plastiques, leurs rapports *largeur/épaisseur* ne doivent pas dépasser certaines limites en fonction de la classe d'utilisation.

4.321 Définition des classes d'utilisation des sections transversales

Quatre classes de sections transversales sont définies :

- Classe 1 :** sections transversales *plastiques* susceptibles de supporter la formation d'une rotule plastique et dont la capacité de rotation est suffisante pour permettre *une entière redistribution* des moments flexion dans la structure.
- Classe 2 :** sections transversales *compactes* susceptibles de développer un moment résistant plastique bien que le voilement et/ou l'éclatement par compression du béton limite la rotation sous moment constant.
- Classe 3 :** sections transversales *semi-compactes* dans lesquelles les contraintes dans les fibres extrêmes comprimées des éléments en acier de construction sont limitées à la limite d'élasticité , mais le voilement local empêche le moment résistant d'atteindre le moment plastique de la section.
- Classe 4 :** sections transversales *élancées* pour lesquelles la limite d'élasticité dans les fibres extrêmes des éléments en acier de construction ne peut pas être atteinte en raison du voilement local prématuré.

Une allure du diagramme moment-rotation correspondant à chaque classe de section est représentée suivant la figure 4.5 , mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.

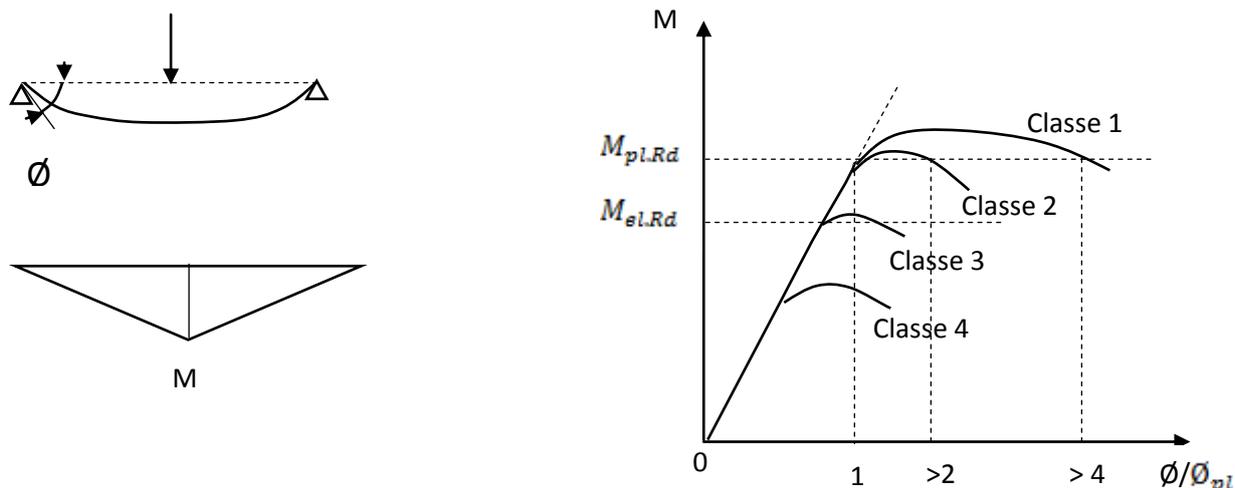


Figure 4.5

Une section transversale est classée en fonction de la classe la plus défavorable de ses éléments d'acier travaillant en compression. La classe d'une section mixte dépend logiquement du signe du moment fléchissant au niveau de cette section.

4.322 Classement des semelles comprimées en acier

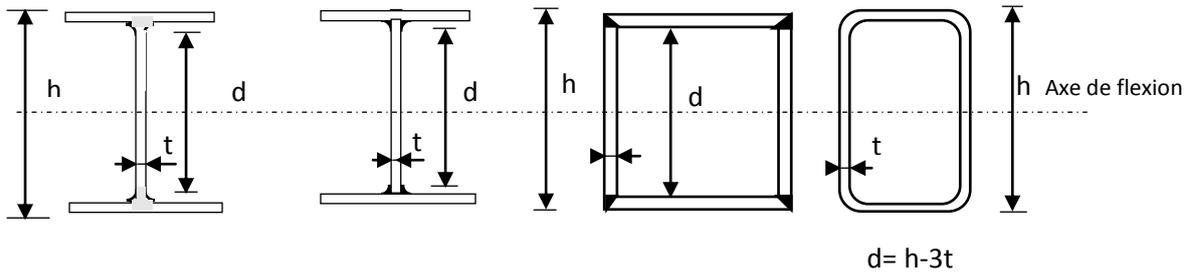
Une semelle comprimée en acier maintenue vis-à-vis du voilement par une fixation effective à une dalle au moyen de connecteurs peut être considérée de classe 1.

Le classement des autres semelles comprimées en acier dans les poutres mixtes doit être conforme aux indications du tableau 4.1 pour les semelles en console, et aux indications du tableau 5.3.1 (feuille 2) de l'EC3 pour les parois internes de semelles.

Classe	Type	Ame non enrobée		Ame enrobée
Répartitions des contraintes (Compression positive)				
1	Laminé	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq 10\epsilon$
	Soudé	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq 9\epsilon$
2	Laminé	$c/t \leq 11\epsilon$		$c/t \leq 15\epsilon$
	Soudé	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq 14\epsilon$
3	Laminé	$c/t \leq 15\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon$
	soudé	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 20\epsilon$
$\epsilon = \sqrt{(235/f_y)}$	$F_y(N/mm^2)$	235	275	355
	ϵ	1,0	0,92	0,81

Tableau 4.1: Rapport largeur-épaisseur maximum pour les semelles en console travaillant en compression

Ame : (Parfois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)



Classe	Ame de flexion		Ame en compression		Ame en flexion et compression	
Répartition des contraintes (compression positive)						
1	$d/t \leq 72\varepsilon$		$d/t \leq 33\varepsilon$		Lorsque $\alpha > 0,5$: $d/t \leq 396\varepsilon / (13\alpha - 1)$ lorsque $\alpha < 0,5$: $d/t \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t \leq 83\varepsilon$		$d/t \leq 38\varepsilon$		Lorsque $\alpha > 0,5$: $d/t \leq 456\varepsilon / (13\alpha - 1)$ lorsque $\alpha < 0,5$: $d/t \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Répartition des contraintes (compression positive)						
3	$d/t < 124\varepsilon$		$d/t \leq 42\varepsilon$		Lorsque $\psi > -1$: $d/t \leq 42 \varepsilon (0,67 + 0,33 \psi)$ lorsque $\psi \leq -1$: $d/t \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{(235/f_v)}$	f_v	235		275	355	
	ε	1		0,92	0,81	

Tableau 4.2 Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les âmes en acier

4.323 Classement des âmes en acier

- Sections dont la semelle comprimée est de classe 1 ou 2

Le classement de l'âme doit être déterminé à partir des indications du tableau 4.2. On doit utiliser la distribution plastique des contraintes sur section mixte efficace, sauf vis-à-vis de la limite entre les Classes 3 et 4, où l'on doit utiliser la distribution élastique des contraintes.

- Sections où la semelle comprimée est de classe 3 ou 4

La classe de l'âme doit être déterminée à partir des indications du tableau 4.2, en utilisant l'axe neutre élastique.

Pour les poutres de bâtiment, il convient de déterminer la position de l'axe neutre élastique pour la largeur participante de la dalle, en négligeant le béton travaillant en traction, et pour la section transversale brute de l'âme en acier. Le coefficient d'équivalence pour le béton travaillant en compression doit être identique à celui utilisé dans l'analyse globale pour les effets à long terme.

4.324 Domaine d'application pour les différentes classes

L'application de la méthode de calcul PLASTIQUE-PLASTIQUE nécessite des sections transversales *plastiques* de classe 1.

Si les sections sont *compactes* de la classe 2, il est admis de mener les calculs par la méthode ELASTIQUE - PLASTIQUE.

Pour les sections des classes 3 et 4, seules les méthodes ELASTIQUES- ELASTIQUES peuvent être appliquées.

Rappel :

- Calcul PLASTIQUE-PLASTIQUE:
les sollicitations et les sections sont déterminées avec les règles de plasticité (redistribution des efforts)
- Calcul ELASTIQUE - PLASTIQUE :
les sollicitations sont déterminées suivant les lois de R.D.M. , les sections sont déterminées par les lois de plasticité.
- Calcul ELASTIQUE-PLASTIQUE :

les sollicitations sont déterminées suivant les lois de R.D.M. ; les sections sont déterminées suivant les lois de l'élasticité.

4.33 EXPRESSION DU MOMENT RESISTANT " ULTIME" (PLASTIQUE)

La résistance ultime par flexion n'est influencée ni par le mode, ni par la durée d'application des charges . Du fait de la redistribution de contraintes qui se produit à l'état-limite ultime plastique, les contraintes dues au retrait, aux différences de température et à la précontrainte sont négligeable. (Toute sollicitation de la structure se traduit par un état de contraintes en phase élastique accompagnée de déformations de la structure : flèches, mais n'influe pas sur la charge ultime). Voir figure 4.6.1 et 4.6.2.

Pour la figure 4.62 :

- l'indication ① représente une poutre métallique étayée pendant la mise en place du béton.
- l'indication ② représente une poutre métallique supportant seule le poids de la dalle.

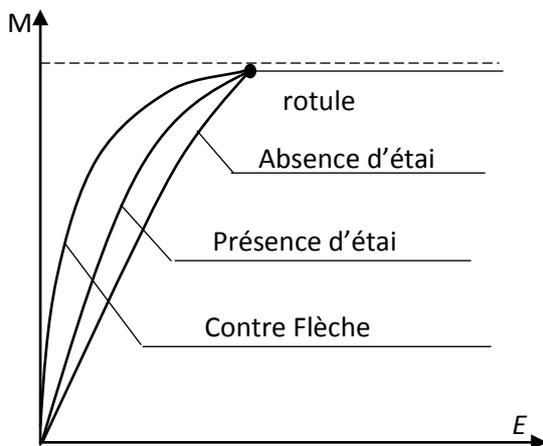


Figure 4.61

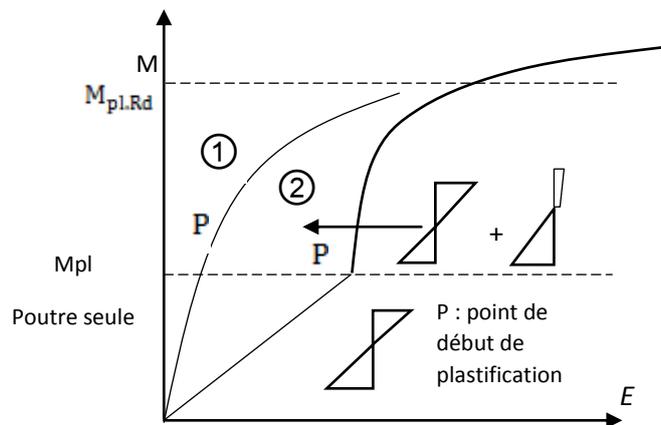


Figure 4.62

4.331 Hypothèses fondamentales

- a. les sections restent planes au cours de la déformation
- b. la résistance à la traction du béton est négligée
- c. aucun glissement ne se produit entre l'acier et le béton (ou plutôt négligé)
- d. toutes les fibres d'acier (y compris donc, celles situées au voisinage de l'axe neutre) sont supposées plastifiées, c'est à dire que leur contrainte est supposée égale à :

$$\pm f_a = \pm \frac{f_y}{\gamma_a}$$

e la distribution des contraintes dans le béton comprimé est uniforme et égale à :

$$f_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Ces hypothèses sont simplificatrices, mais conduisent néanmoins des valeurs du moment ultime très proche de celle observées au cours d'essais au laboratoire.

L'apport de l'armature propre de la dalle dans le calcul du moment résistant ultime M_{RD} , conduit à prendre une contrainte dans l'armature

$$f_s = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

4.332 Principe de l'analyse plastique

Toutes les aires des sections en acier ou en béton sont sollicitées à leur résistance maximale, soit en traction, soit en compression.

Pour le béton, compte tenu de la forme du diagramme contraintes déformations unitaires, on admet forfaitairement une résistance moyenne égale à f_c dans la totalité des parties comprimées et à 0 dans les parties tendues.

La zone comprimée et la zone tendue de la section mixte sont séparées par une droite, appelée axe neutre plastique, dont la position est déterminée de façon que la somme des efforts de compression soit égale à la somme des efforts de traction, en l'absence d'effort normal appliqué à la poutre.

Le moment ultime est la somme du moment des forces de compression par rapport à l'axe neutre plastique et du moment des forces de traction par rapport au même axe.

4.333 Notations

A_a aire de la section droite de la poutre métallique

A'_a aire de la section droite comprimée de la poutre métallique

A_c aire de la section droite de la partie de dalle en béton prise en compte dans la résistance ($A_c = b_e t_c$)

A'_f aire de la section droite de la semelle comprimée de la poutre métallique

A_s aire de la section droite des armatures

G_a centre de gravité de l'aire A_a

G_c centre de gravité de l'aire A_c

G_h	centre de gravité de l'aire A_h (Position de l'axe neutre de la poutre mixte)
G_s	centre de gravité de l'aire A_s
g	distance $G_a G_c$
d_a	distance GG_a
d_c	distance $G_h G_c$
d_b	distance GG_c
x	distance G_a à la fibre supérieure de la poutre mixte
x'	distance G_s à la fibre supérieure de la poutre mixte
y	hauteur de l'axe neutre (distance de G_h à la fibre supérieure de la poutre mixte)
z	distance entre résultante des forces de traction et compression ou distance A'_a à la fibre supérieure de la poutre mixte
g_a	distance de G_a à la fibre supérieure de la poutre métallique
g_c	distance de f_c à la fibre supérieure de la poutre métallique
I_a	moment d'inertie de l'aire A_a par rapport à $G_a z_a$
I_c	moment d'inertie de l'aire A_c par rapport à $G_h z_h$
I_h	moment d'inertie de l'aire A_h par rapport à $G_h z$

4.334 Valeur du moment résistant ultime positif

Deux cas peuvent se produire suivant la position de l'axe neutre plastique.

$$K = \frac{A_c f_c}{A_a f_a}$$

Cas 1: l'axe neutre plastique est à l'intérieur de la dalle. Ce cas se produit lorsque la capacité plastique en compression de la dalle traction de l'acier dépasse la capacité plastique en traction de l'acier, d'où

$$K > 1$$

Cas 2 : L'axe neutre plastique se trouve dans la partie métallique:

$$1 > K > 1 - 2 \frac{A'_f}{A_a}$$

L'axe neutre passe dans la semelle supérieure :

$$1 - 2 \frac{A'_f}{A_a} > K > 1 - 2 \frac{A'_f + 33\varepsilon t_w^2}{A_a}$$

L'axe neutre coupe l'âme ($\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$)

La longueur d'âme comprimée est supérieure à $33\varepsilon t_w$ et la section ne peut plus être compacte .

4.3341 Cas 1 (l'axe neutre tombe dans la dalle, $K > 1$)

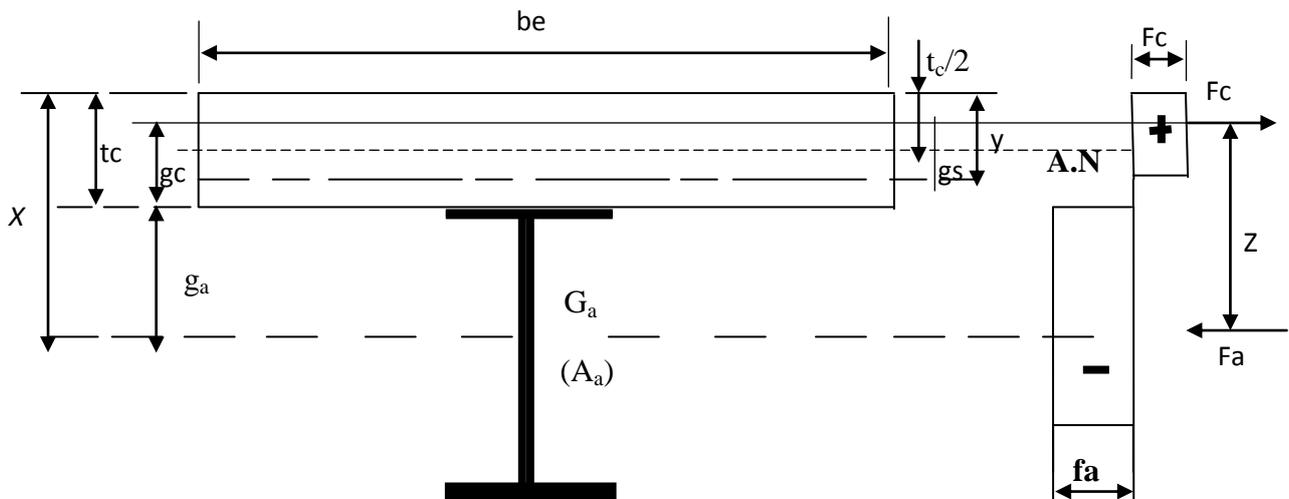


Figure 4.7

$$F_a = A_a \times f_a \text{ et } F_c = b_e \times y \times f_c$$

De la condition $F_a = F_c$, on tire :

$$y = \frac{A_a f_a}{b_e f_c} \text{ et } z = x - y/2$$

d'où le moment ultime par rapport au centre de gravité du béton :

$$M_{Rd} = A_a f_a \left(x - \frac{y}{2} \right) = A_a f_a \left[g_c + g_a + \frac{t_c}{2} - \frac{y}{2} \right]$$

On remarque que :

$$K = \frac{t_c b_e f_c}{A_a f_a}$$

et

$$y = \frac{A_a f_a}{b_e f_c}$$

On déduit que :

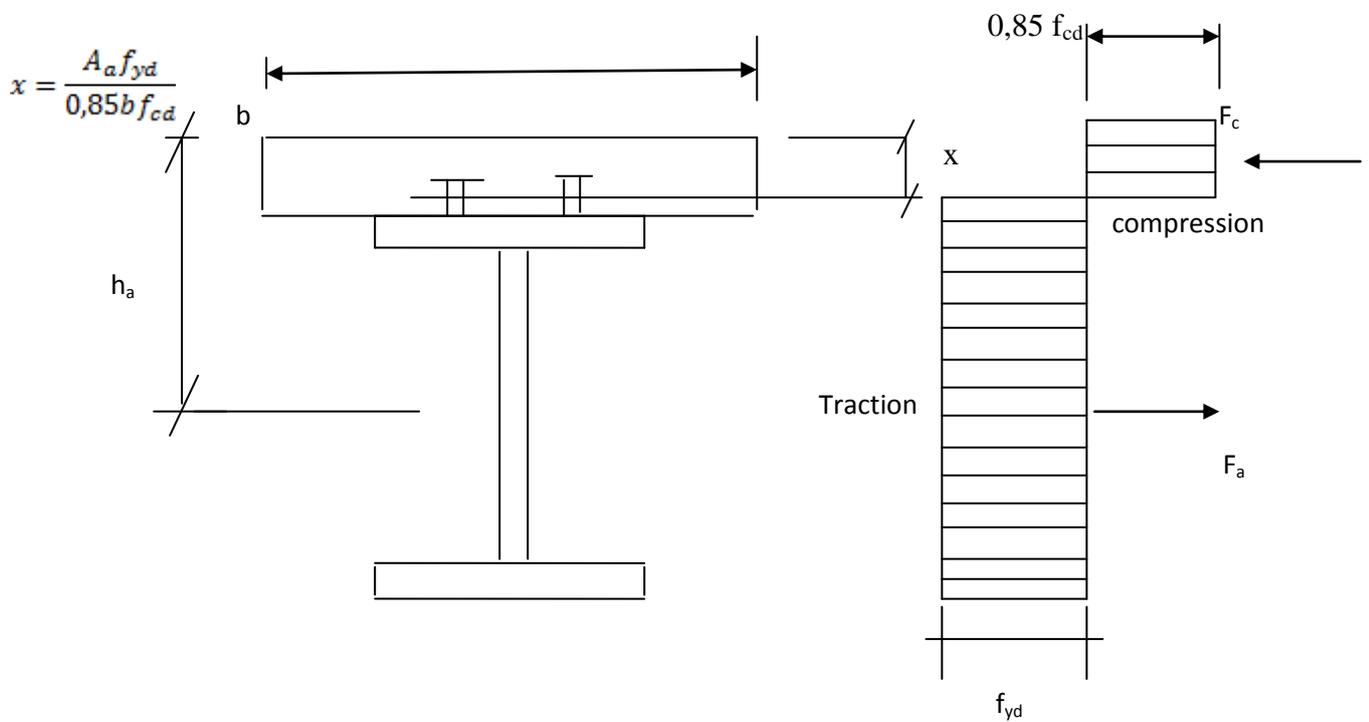
$$y = \frac{t_c}{K}$$

d'où

$$M_{Rd} = A_a f_a \left[g_c + g_a + \frac{t_c}{2} - \frac{t_c}{2K} \right]$$

$$M_{Rd} = A_a f_a \left[g_c + g_a + \frac{t_c}{2} \times \frac{(K-1)}{K} \right]$$

Autres méthodes pour déterminer la position de l'axe neutre sur la surface de la section transversale de la poutre mixte et le calcul du moment de résistance plastique :



$$x = \frac{A_a f_{yd}}{0,85 b f_{cd}}$$

Le moment résistant plastique de calcul est donc :

$$M_{pl,Rd}^+ = A_a f_{yd} \left(h_a - \frac{x}{2} \right)$$

La position de l'axe neutre dans la section du profil métallique:

Les armatures incorporées dans la section du béton et présente dans la largeur efficace vont être soumises à l'effet du moment fléchissant négative .

La section de ces armatures est proportionnelle au nombre d'armatures contenues dans la largeur efficace .

$$A_s = N \frac{\pi d^2}{4}$$

où N est le nombre de barres contenu dans la largeur efficace.

- La résistance en traction du béton n'est pas prise en compte dans la résistance en flexion négative.

- La résistance en traction de l'armature vaut :

$$F_s = A_a f_{sd}$$

- La résistance en compression de la section en acier de profilé métallique:

$$F_{ac} = A_a f_{yd}$$

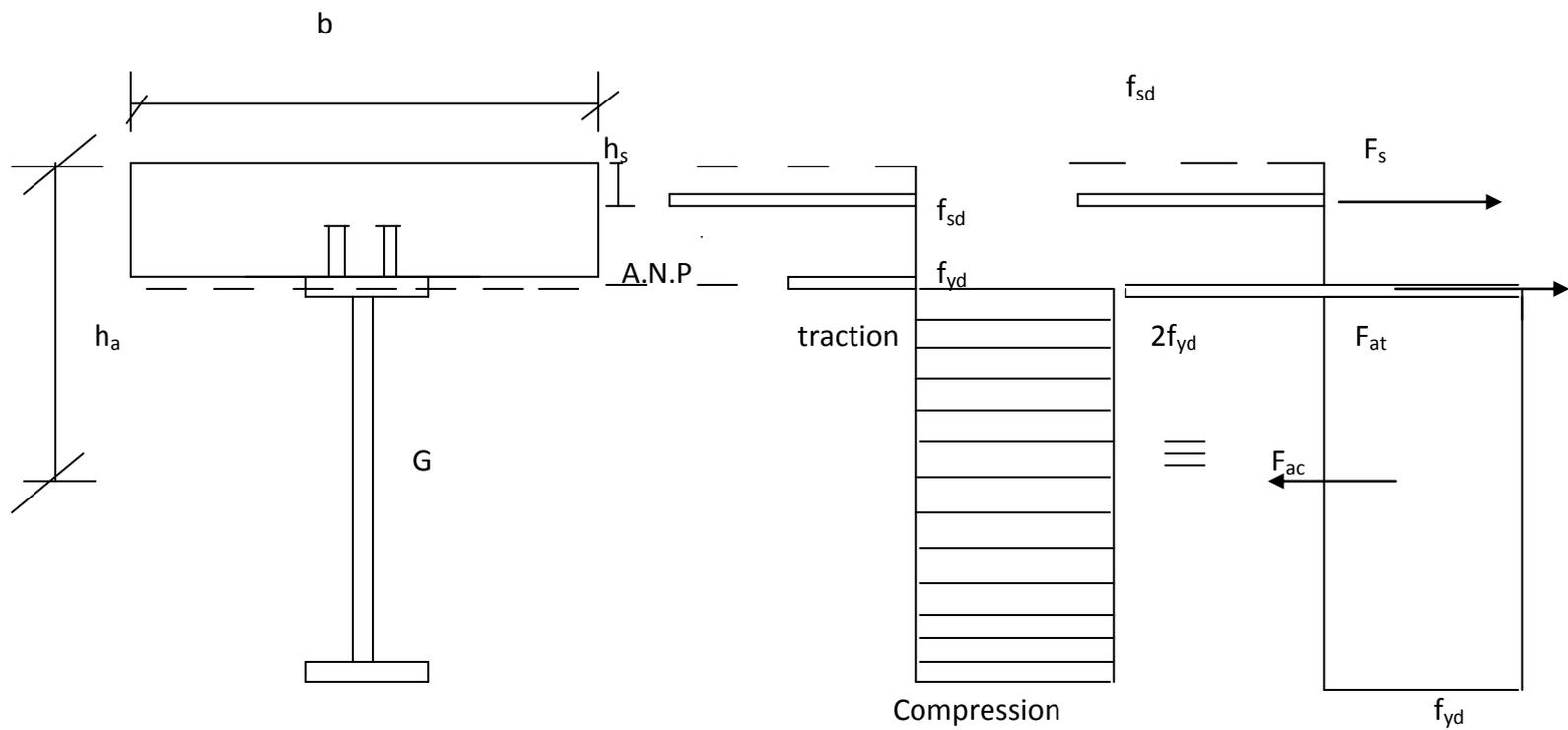
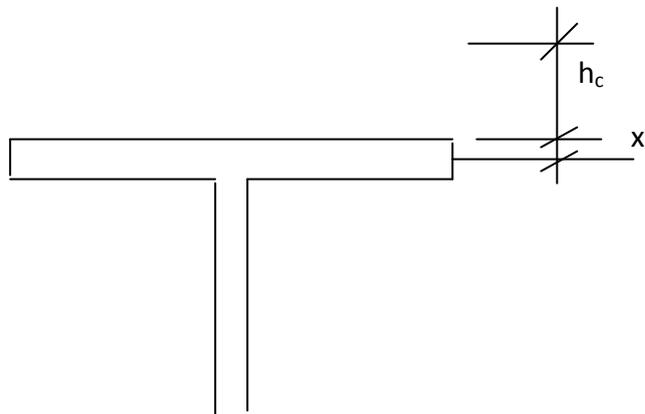
- comparer les deux résistances à savoir la résistance en compression de la section en acier de profilé métallique et la résistance en traction de l'armature nous donnera la position de l'axe neutre dans ce cas (quand celle-ci est supérieure ceci implique que l'axe neutre se situe dans le profilé métallique).

- La partie en traction de la section d'acier correspond à l'aire :

$$A_{at} = \frac{F_{ac} - F_s}{2f_{yd}}$$

Ensuite calculer la section de la semelle supérieure et la comparer avec la valeur de A_{at} calculée plus haut. Dans le cas où celle-ci est supérieure donc l'axe neutre passe donc dans la semelle supérieure.

$$x' = \frac{A_{at}}{b_f}$$



4.335 Valeur de l'effort de glissement ultime

Pour $k > 1$ $F_{Rd} = -A_a f_a$

Pour $k > 1$ $F_{Rd} = -A_a f_c$

4.336 Prise en compte des armatures longitudinales de la dalle

Lorsqu'on utilise une analyse globale rigide-plastique absolue ou une analyse plastique des sections transversales. Il convient d'inclure dans la section efficace seulement les armatures à ductilité élevée, selon la définition de la clause 3.2.4.2 de l'EC2. Il n'y a généralement pas lieu d'inclure de treillis soudé, sauf s'il a été démontré que celui-ci présente, lorsqu'il est incorporé à une dalle, une ductilité suffisante pour garantir qu'une rupture ne se produira pas.

4.337 Prise en compte de l'effort tranchant

L'effort tranchant ultime doit V_{Rd} être supporté par l'âme de la poutre acier :

$$V_{Rd} = \frac{A_v f_a}{\sqrt{3}}$$

Avec A_v Section de l'âme, $A_v = h_w \times t_w$

En réalité on peut augmenter la section de l'âme en tenant compte des congés :

$$A_v = A_a - 2b_f \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

(r représente le rayon du congé)

L'effort de calcul V_{sd} doit vérifier, en faisant l'abstraction de l'éventualité du voilement sous cisaillement (pour une âme non raidie $d/t_w > 69\epsilon$), la relation :

$$V_{sd} < V_{Pl.Rd}$$

On peut négliger l'influence de l'effort tranchant dans la détermination de M_{Rd} si :

$$\frac{V_{sd}}{V_{Pl.Rd}} \leq 0.5$$

Si tel n'est pas le cas alors :

$$0.5 V_{Pl.Rd} < V_{sd} \leq V_{Pl.Rd}$$

(Ce qui est extrêmement rare dans les applications courantes de bâtiment), la courbe d'interaction suivante doit être adoptée :

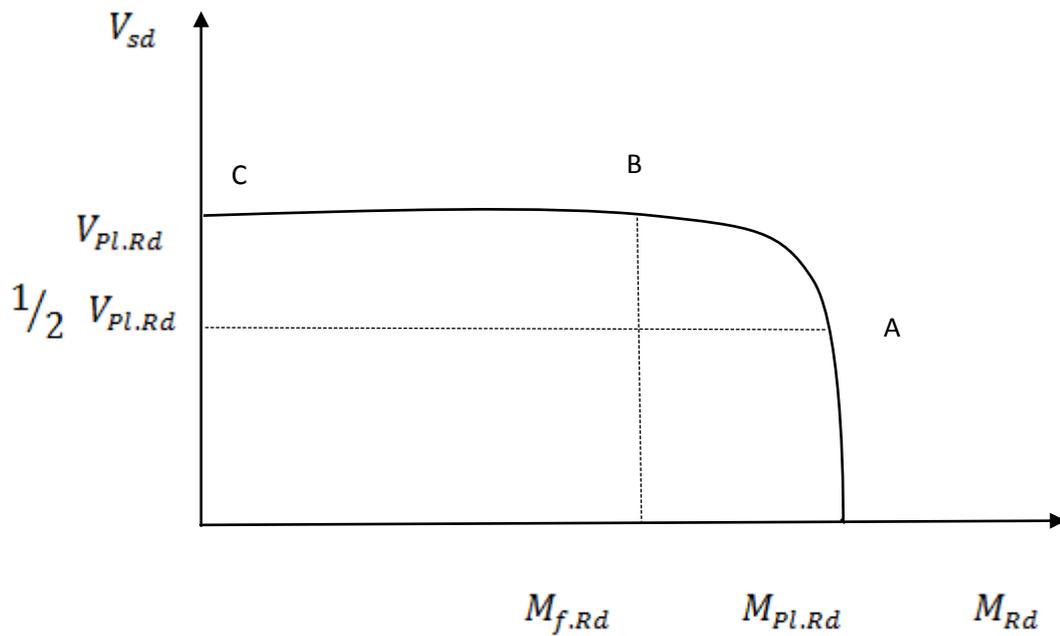


Figure 4.10

Le Segment de droite BC correspond à la résistance :

$$V_{sd} = V_{Pl.Rd}$$

La parabole AB a pour équation :

$$M_{Rd} = M_{f.Rd} + (M_{Pl.Rd} - M_{f.Rd}) \left[1 - \left(\frac{2 V_{sd}}{V_{Pl.Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

$M_{f.Rd}$ = Moment de résistance plastique de la section mixte ne comportant que les membrures (semelles en acier et dalle, la dalle se limitant aux seules armatures)

Application numérique :

Une poutre mixte constituée d'un profilé IPE300 en acier S 235, d'une dalle en béton C30/37 et d'une tôle nervurée. Sa portée l est de 10,0m ($l= 10,0m$), l'écartement un entre deux solives est de 2,0m ($a= 2,0m$).

Question :

1) Calculer la résistance et la rigidité de cette poutre mixte.

1-a) au cours du montage

1-b) au stade définitif

2) déterminer le nombre de goujons à tête de diamètre 16,0mm nécessaire pour assurer la connexion entre l'acier et le béton.

Données :

Caractéristiques de la poutre métallique :

Heure de la section : $A_a = 53,8 \text{ cm}^2$

Moment d'inertie de la section : $I_y = 8356,0 \text{ cm}^4$

Acier S.235: $f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$

Section : de classe 1

Béton normal : de classe c 30/ 37, $f_{ck} = 3,0 \text{ KN/cm}^2$.

Module d'élasticité instantané :

$$E_{cm} = 9500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 9500 \sqrt[3]{30 + 8} = 31940 \text{ N/mm}^2$$

Calcul au stade du montage :

- Charge de montage : 1,50 KN/m²
- Poids propre du profilé : $g_{n,a} = 0,42 \text{ KN/m}$,
- Poids propre de la dalle :

$$g_{d,n} = (h_c + h_p) a \cdot \varphi_c = (0,1 + 0,04) \times 2,0 \times 25 = 7,0 \text{ KN/m}$$

(Épaisseur de la dalle $h_c + h_p = 14 \text{ cm}$)

φ_c = poids spécifique du béton.

$$= 25 \text{ KN/m}^3$$

Charge de montage : $P_{m.n} = 1,50 \times a = 1,5 \times 2 = 3,0$ KN/m

$$\begin{aligned} \text{Charge nominale (ELS)} : q_n &= g_{a.n} + g_{d.a} + P_{m.m} \\ &= 0,42 + 7,0 + 3,0 \\ &= 10,42 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Charge de calcul (ELU) :

$$\begin{aligned} q &= \gamma_g (g_{a.n} + g_{d.n}) + \gamma_p \cdot P_{m.n} \\ &= 1,35 (0,42 + 7) + 1,5 \times 3 = 14,52 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Sollicitation :

$$\begin{aligned} M_s = M_{max} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{14,52 \times 10^2}{8} = 181,5 \text{ KN.m} \\ V_{max} &= q \frac{l}{2} = \frac{14,52 \times 10}{2} = 72,6 \text{ KN} \end{aligned}$$

Au stade de montage la résistance de la structure est assurée par la poutre métallique seule.

Donc :

$$\begin{aligned} M_{sl.a} &= W_{y.sl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \\ M_{sl.a} &= 557 \times \frac{23,5}{1,0} = 13089,5 \text{ kN.m} \\ M_{pl.a} &= W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{628 \cdot 23,5}{1,0} = 131 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

La Flèche maximale de la solive :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \frac{(0,0042 + 0,07) \times 1000^4}{21000 \times 8356} = 5,51 \text{ cm}$$

Qui est supérieur à la flèche admissible :

$$[f] = 1/200 = \frac{1000}{200} = 5,0 \text{ cm}$$

Pour assurer la résistance (voir cours passé...) et la rigidité nécessaire on a besoin soit d'un contreflèche, soit d'un étayage.

Le choix se portera sur l'étage qui est la solution la plus utilisée.

La valeur de calcul du moment de flexion sur l'appui intermédiaire créé par l'état :

$$M_s = M_{max} = \frac{q(l/2)^2}{8} = \frac{14,52 (10/2)^2}{8} = 45,38 \text{ KN.m} < M_{sl.a} = 131 \text{ KN.m}$$

La flèche maximale est :

$$f_{max} = 0,14 \text{ cm (poutre continue)}$$

$$1,4 \text{ mm} < 50 \text{ mm ok}$$

Vérification de la résistance au cisaillement :

$$\begin{aligned} V_{pl} &= 0,58 A_v \frac{f_y}{\gamma_a} = 0,58 \times 1,04 t_w \cdot h \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \\ &= 0,58 \times 1,04 \times 0,71 \times 30 \times \frac{23,5}{1,0} = 300 \text{ KN} \end{aligned}$$

$A_v = 1,04 t_w \cdot h$ est la formule enveloppe pour calculer l'aire d'une âme d'une poutre laminée.

$$\text{Lorsque } 0,5 V_{pl} = 150 \text{ KN} > 1,25 \frac{ql}{2} = 1,25 \times 14,52 \times \frac{10}{2} = 88,75 \text{ KN.}$$

Pas d'influence nu le moment résistant.

Calcul au stage définitif :

Poids propre du profilé et de la dalle : $g_{a.n} + g_{d.n} =$

$$= 0,42 + 7,0 = 7,42 \text{ KN/m}$$

Poids propre des éléments du plancher :

$$g_{pl.n} = 1,5 \times 2,0 = 3,0 \text{ KN/m}$$

Charge permanente totale :

$$g_n = 0,42 + 1,42 + 3,0 = 10,42 \text{ KN/m}$$

Charge d'exploitation :

$$P_{mn} = 2,0 \times a = 2,0 \times 2,0 = 4,0 \text{ KN/m}$$

Charge nominale à l'ELS :

$$q_n = g_n + P_{m.n} = 10,42 + 4,0 = 14,42 \text{ KN/cm}$$

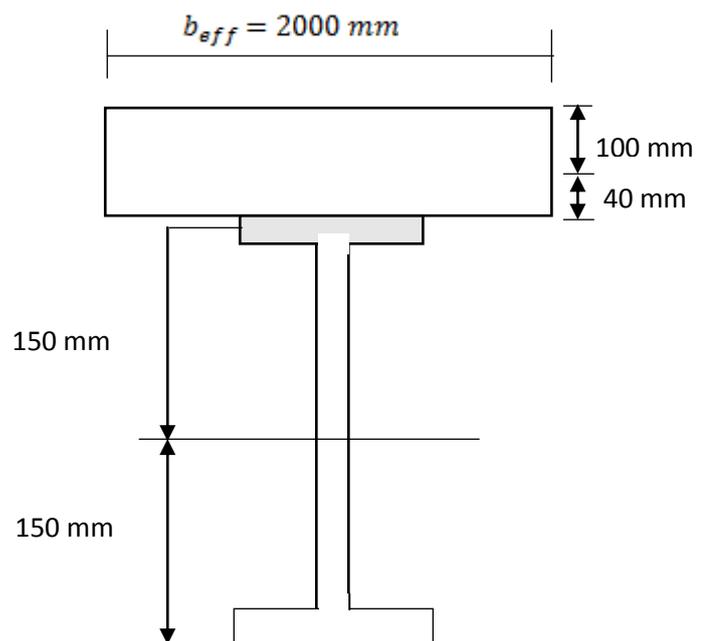
Charge de calcul à l'ELU :

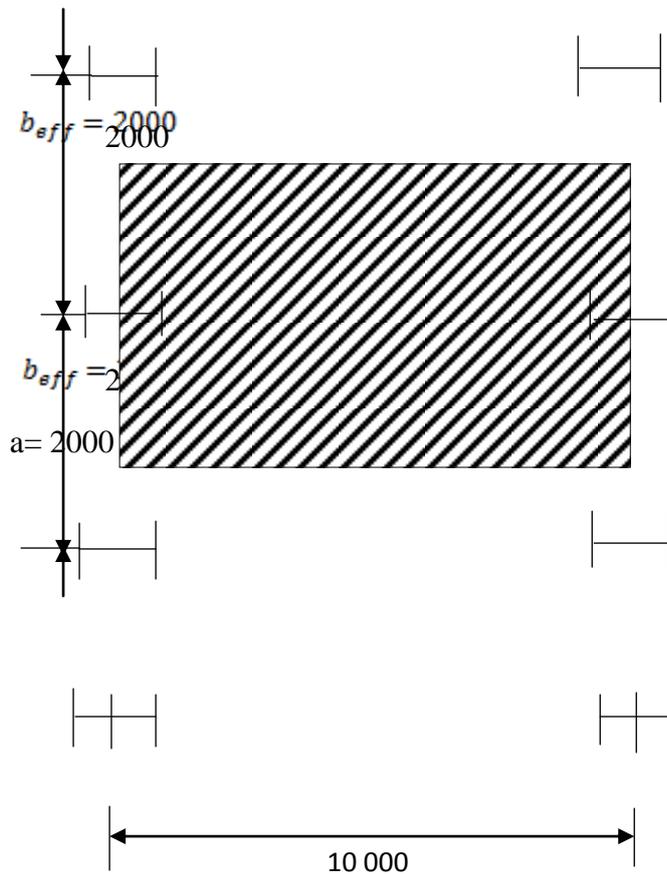
$$q = \gamma_g \cdot g_n + \gamma_p \cdot P_{m.n} = 1,35 \times 10,42 + 1,5 \times 4,0 = 20,07 \text{ KN/m}$$

Sollicitations :

$$M_s = M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{20,07 \times 10^2}{8} = 251,0 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{20,07 \times 10}{2} = 100,35 \text{ KN}$$





- Calcul du coefficient K (voir cours)

$$K = \frac{A_c f_c}{A_a \cdot f_a}$$

A_a = aire de la section droite de l'apôtre métallique

$$A_a = 53,8 \text{ cm}^2$$

A_c = aire de la section droite de la partie de la dalle embêtant prise en compte dans la résistance.

$$A_c = b_e \cdot t_c \text{ avec}$$

$$b_{e_i} = \min = \min \left(\frac{l_e}{8} ; \frac{b_i}{2} \right)$$

$$= \min \left(\frac{10}{8} ; \frac{2}{2} \right) = 1 \text{ m} \rightarrow b_e = b_{e1} + b_{e2} = 1 + 1 = 2 \text{ m}$$

$$f_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ avec } f_{ck} = 3 \text{ KN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\Longrightarrow f_c = 0,85 \times \frac{3}{1,5} = 1,7 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Et } f_a = \pm \frac{f_y}{\gamma_a} \quad \Longrightarrow f_a = \frac{23,5}{1} = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Longrightarrow K = \frac{1,7 \times 200 \times 10}{53,8 \times 23,5} = 2,67 > 1 \quad \Longrightarrow$$

L'axe neutre est à l'intérieur de la dalle, ce cas ne produit lorsque la capacité plastique en compression de la dalle efface la capacité plastique en traction de l'acier, d'où :

$$k > 1$$

Position exacte de l'axe neutre :

$$\chi = \frac{A_a \times f_a}{0,85 \times b_{eff} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{53,8 \times 10^2 \times 23,5}{0,85 \times 2000 \times 20}$$

$$X = 37,19 \text{ mm}$$

Calcul du moment résistant :

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= A_a \cdot f_a \left[g_c + g_a + \frac{t_c}{2} \times \frac{(K-1)}{K} \right] \\ &= 53,8 \times 23,5 \left[5 + 15 + 5 + \frac{1,67}{2,67} \right] \\ &= 29239 \text{ KN.cm} \\ &= 292,4 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

La section est vérifiée car $M_{Rd} > M_{smax}$

avec $M_{Rd} = 292,4 \text{ KN.m}$

$$M_{smax} = 251,0 \text{ KN.m}$$

Calcul des goujons :

La résistance des sections de la poutre est calculée par la méthode plastique, le nombre de goujons nécessaires sera également déterminé à l'aide de cette méthode en considérant le tronçon entre appui et uni-portée ($l_i = 500 \text{ cm}$). L'axe neutre plastique se trouve dans la dalle, l'effort de cisaillement longitudinal à transmettre correspond à la plastification de la section d'acier et cet effort est donné par la relation :

$$F_{Vi} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 53,8 \times \frac{23,5}{1,0} = 1150 \text{ KN}$$

La résistance ultime d'un goujon de diamètre 16mm vaut :

$$P_1 = \frac{1}{\gamma_r} 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} = \frac{1}{1,25} \times 0,29 \times 1 \times 1,6^2 \times \sqrt{3 \times 3149}$$

$$= 58,13 \text{ KN}$$

$$P_2 = \frac{1}{\gamma_r} \cdot 0,8 \text{ Rug} \frac{\pi d^2}{4} = \frac{1}{1,25} \times 0,8 \times \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 57,9 \text{ KN}$$

Lorsque le rapport $\frac{\text{hauteur}}{\text{diamètre}}$ du goujon est supérieur à 4,0 $\rightarrow \alpha = 1,0$

Le nombre de goujons nécessaire nu la demi-portée

$$n = \frac{F_{Vi}}{P_{min}} = \frac{1150}{58} = 20,0 \text{ goujons}$$

Ce qui correspond à un écartement

$$e = \frac{l_i}{n} = \frac{500}{20} = 25,0 \text{ cm}$$

BIBLIOGRAPHIE

- 1- Pratique des constructions métalliques et mixtes.- Eldar Ramazanov . OPU.
- 2- Eurocode 3 et Eurocode 4
- 3- CCM 97
- 4- Planchers à bacs acier collaborants d'après Eurocode 4. CSTB éditions .
- 5- Structural and Stress analysis . T.H.G. Megson. Second Edition
- 6- Metalitcheskiyi Konstrouktsi . Obchi kourss . E .I. Belenia, B.A. Baldin .
1986. Moscou
- 7- Construction mixte Acier-Béton. CSTB éditions.