

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique  
**Université Hassiba Benbouali de Chlef**  
**Faculté de Génie Civil et d'Architecture**  
**Département de Génie civil**



## **Mémoire de Master**

*Filière : Génie civil*

*Spécialité : Structures*

*Civiles et Industrielles*

*Thème*

---

**Etude de poutre cellulaires acier et mixte en  
condition normale et incendie**

---

*Présenté par :*

**BENYETTOU ORIBI Sabrina**

**BAHI Karima**

*Dirigé par :*

**Mr. KADA Abdelhak**

**Année universitaire : 2015 - 2016**

## REMERCIEMENTS

Avant tout propos, nous remercions **Allah** le tout puissant qui nous a donné la sagesse et la santé de faire ce modeste travail.

Comme guise de reconnaissance nous adressons mes sincères remerciements, nos grand respect et nos noble gratitude à notre encadreur Monsieur **KADA Abdelhak**, pour son ai de, ses encouragements et l'aide précieuse qu'elle m'a apportée en faisant profiter largement de ses connaissances. Nous ne serons oubliés sa constante disponibilité.

Je remercie également Monsieur **MEROUANI Mohammed Redha** pour tous ses encouragements et ses efforts afin que nous puissions réaliser ce travail.

Nous vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants de l'université Hassiba Benbouali de Chlef qui ont contribué à notre formation, en particulier du département de génie civil.

Je tiens à remercier tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont participé à la réalisation de ce travail.

## *DEDICASES*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- + A Mes très chers parents pour leurs : amour, sacrifices, patiences, soutiens morale et matériel depuis mon enfance jusqu'à ce jour.*
- + A Mes frères et sœurs.*
- + A Mes amis et collègues.*
- + A ma famille*
- + A toute la promotion 2016 et en particulier la filière Génie Civil.*
- + Ceux que j'aime et je respect.*

*Sabrina*

## *DEDICACES*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- + Ma mère que Dieu ait son âme*
- + Mon père et sa femme aïcha*
- + Mes sœurs : nasira (et son mari mohamed), siham (et son mari youcef et leur fille alaa), nour el houda et nesrine*
- + Mes frères : mohamed (et sa femme et leur fils loai), zohir et salah el dine.*
- + Ma sœur et mon compagnon dans ce travail ben yetto oribi sabrina*
- + Mes amies : nour el houda, sakina, linda, keltoum, yasmîna, fozia, ghanîa, sara et amîna*
- + A tous qui ont contribués de près ou de loin à ma réussite.*

*Karîma*

**Table des matières**

**Remerciements**

**Dédicaces**

**Liste des tableaux**

**Liste des figures**

**Nomenclature**

**Résumé**

**Chapitre I : Considérations générales**

1 INTRODUCTION.....	2
2 Caractéristiques des matériaux.....	2
2.1 Acier de construction.....	3
2.2 Acier d’armature.....	3
2.3 Tôle profilée.....	4
2.4 Connecteurs de cisaillement.....	4
2.5 Béton.....	4
3 Combinaisons des actions.....	6
4 Définition d’une poutre ajourée.....	7
5 Historique des poutres ajourées.....	8
5.1 Poutres à ouvertures d’âme –conception traditionnelle-.....	8
5.2 Poutres à ouvertures d’âme –conception moderne-.....	8
6 Procédé de fabrication des poutres ajourées.....	9
6.1 Traditionnelle.....	9
6.2 Moderne.....	9
7 Poutres cellulaires pour plancher à plateau libre.....	11
7.1 Poutres à inertie variable.....	12
7.2 Poutres cellulaires cintrées ou contre fléchées.....	13
7.3 Poutres dissymétriques.....	14
7.4 Différentes formes d’ouvertures.....	14
7.5 Applications particulières.....	15
8 Synthèse de la recherche bibliographique.....	15
8.1 Les Poutres cellulaires.....	15
8.2 Les Poutres mixtes cellulaires.....	17
9 Normes et guides de conception.....	18
10 Objectif de travail d’investigation de la thèse.....	19
Références du chapitre I.....	20

**Chapitre II : Poutres cellulaires à ouvertures d’âme**

II.1 Poutre cellulaire en acier à ouverture d’âme isolée.....	24
1.1 Géométrie.....	24
1.2 Classification des sections transversales.....	25
1.3 Modes de ruine.....	<b>27</b>
1.4 Etat limite ultime.....	28

1.4.1	Résistance des sections au droit des ouvertures isolées.....	28
1.4.2	Règles de conception.....	31
1.4.3	Organigrammes illustratif de la méthode de Chung.....	33
1.5	Etat limite de service.....	33
1.6	Calcul préliminaire.....	34
II.2	Poutre cellulaire en acier à ouvertures d'âme multiples.....	37.
2.1	Conditions géométriques.....	37
2.1.1	Le long de la travée.....	37
2.1.2	En section transversal.....	40
2.2	Les modes de ruine.....	45
2.3	Modèles simplifiés de pré-dimensionnement.....	47
2.4	Critères de résistances à l'état limite ultime.....	48
2.4.1	Critère de résistance plastique.....	49
a.	Résistance de la section brute.....	49
b.	Résistance du montant.....	50
c.	Résistance de la section nette (au droit des ouvertures).....	50
2.4.2	Critère de résistance à l'instabilité de la section brute.....	56
a.	Résistance au voilement par cisaillement.....	56
b.	Flambement du montant.....	58
2.5	Critère de déformation a l'état limite de service.....	62
2.5.1	Modèles analytique pour le calcul des flèches des poutres ajourées en acier...	62
a.	Modèles analytiques de référence.....	62
b.	Principe.....	63
2.5.2	Décomposition de la poutre en modules.....	64
2.5.3	Modèle analytique amélioré du CTICM.....	67
	Références du chapitre II.....	72
<b>Chapitre III</b> : Elaboration d'un outil de calcul pour les poutres cellulaires		
III.1	Automatisation des vérifications aux états limite ELU et ELS.....	74

1.1 Introduction.....	74
1.2 Les données préliminaires.....	74
1.3 Description des étapes-Organigrammes.....	75
1.4 Présentation des feuilles EXCEL.....	79
1.5 Cas d'étude.....	85
III.2 Outil de conception ACB+.....	90
2.1 Présentation.....	90
2.2 Domaine d'application.....	91
2.3 Conditions géométriques.....	92
2.4 Etapes de vérification de la résistance d'une poutre cellulaire par ACB+.....	93
2.5 Présentation des résultats d'ACB+.....	94
III.3 Etude paramétrique.....	97
Références du chapitre III.....	101
<b>Chapitre IV : Poutre cellulaire mixte</b>	
1 Introduction.....	103
2 Généralités.....	103
3 Poutre mixte à aîme pleine.....	105
3.1 Comportement d'une poutre mixte à aîme pleine.....	105
3.2 Le contexte réglementaire.....	106
3.3 Poutre simplement appuyée.....	106
4 Poutre mixte cellulaire à ouverture d'âme.....	116
4.1 Comportement mécanique à température ambiante.....	116
4.2 Le contexte réglementaire.....	117
4.3 La méthode du SCI.....	117
4.3.1 Champ d'application.....	118
4.3.2 Normes de conception.....	118
4.4 Procédé de vérification.....	118
4.4.1 Etat limite ultime.....	118

a. Résistance au cisaillement des connecteurs.....	118
b. La largeur participant.....	120
c. Connexion partielle .....	120
d. Ouvertures circulaires et ouvertures allongées.....	121
e. Résistance plastique des sections au moment fléchissant .....	121
f. Largeur effective de la dalle au niveau d'une ouverture.....	124
g. Résistance au cisaillement .....	124
h. La résistance à l'effort tranchant de la dalle .....	125
i. Résistance en flexion des Tés.....	126
4.4.2 Etat limite de service .....	129
4.4.3 Organigrammes de calcul pour les poutres cellulaires mixtes ....	131
4.5 Cas d'étude.....	133
A : Conception et calcul de poutre mixte avec ouverture d'âme isolée	133
B : Conception et calcul pour les poutres à ouverture isolé par des feuilles EXCEL	148
C : Conception et calcul de poutre mixte avec ouverture d'âme multiple	153
Références du chapitre IV.....	162
<b>Chapitre V : Résistance au feu des poutres à ouverture d'âme</b>	
1 Introduction.....	164
2 Terminologie feu et incendie.....	164
3 Déroulement d'un incendie.....	164
3.1 Le triangle du feu.....	164
3.2 Le développement d'un incendie.....	165
4 Incendie normalisé, Norme ISO834.....	166
5 Caractéristiques de l'acier et du béton .....	167
5.1 Propriétés thermiques.....	167
6 Conditions initiales et conditions limites.....	172
7 Propriétés mécaniques.....	172
a. Acier.....	172
b. Béton.....	174



8 Action mécaniques.....	175
9 Température critique.....	176
Références du chapitre V.....	180
<b>Conclusion</b>	

## *LISTE DES FIGURES*

<b>Chapitre I : Considérations générales</b>	
<b>Figure 1.1 :</b> Hall industriel.....	2
<b>Figure 1.2 :</b> Immeuble de bureaux.....	2
<b>Figure 2.1:</b> Contraintes déformation spécifique aciers Fe E235 & Fe E355[18].....	3
<b>Figure 2.2 :</b> Courbes contraintes-déformation spécifique des aciers [18].....	3
<b>Figure 2.3 :</b> Exemples de connecteurs [5].....	4
<b>Figure 2.4:</b> Contrainte-déformation spécifique d'un béton mesuré sur cube [18].....	5
<b>Figure 4.1 :</b> Utilisation des évidements dans les poutres ajourées. [17].....	7
<b>Figure 5.1 :</b> Poutres à ouvertures d'âme traditionnelle.....	8
<b>Figure 5.2 :</b> Poutre cellulaire produite par ArcelorMittal[6].....	8
<b>Figure 5.3:</b> poutrelle Angelina produite par ArcelorMittal.....	9
<b>Figure 6.1 :</b> processus de poutre alvéolaire. [1].....	9
<b>Figure 6.2 :</b> processus de poutre cellulaire selon Westok(a) et ArcelorMittal (b).....	10
<b>Figure 7.1 :</b> parking.....	12
<b>Figure 7.2:</b> Poutre ACB®(a) de couverture et (b) élément de façade.....	12
<b>Figure 7.3 :</b> poutres à inertie variable.....	13
<b>Figure 7.4 :</b> Hall sportif.....	13
<b>Figure 7.5 :</b> Structure de toit avec des poutres cellulaires cintrées.....	13
<b>Figure 7.6 :</b> Poutre dissymétrique.....	14
<b>Figure 7.8 :</b> Configuration géométrique des ouvertures d'âme.....	15
<b>Figure 7.9:</b> Rénovation à l'aide de poutrelles cellulaires ACB®.....	15
<b>Chapitre II: Poutres cellulaires à ouvertures d'âme</b>	
<b>Figure 1.1 :</b> Position et dimensions d'une ouverture.....	24
<b>Figure 1.2 :</b> Classification des sections transversales en fonction du moment résistant et de la capacité de rotation.....	25
<b>Figure 1.3 :</b> Voilement local au niveau d'un Té supérieur non raidi.....	26
<b>Figure 1.4 :</b> Géométrie des sections transversales ajourées.....	27
<b>Figure 1.5 :</b> Notations pour la classification des âmes des Tés non raidis.....	27
<b>Figure 1.6 :</b> les principaux modes de ruines dans une poutre cellulaires à âme isolé.....	28
<b>Figure 1.7 :</b> zone d'influence d'une ouverture.....	29
<b>Figure 2.1 :</b> Ouvertures d'âme polygonales multiples.....	38
<b>Figure 2.2:</b> Ouvertures d'âme circulaires multiples.....	39
<b>Figure 2.3 :</b> dimensions d'ouvertures d'âme multiples.....	39
<b>Figure 2.4 :</b> Description géométrique de la section transversale brute.....	40
<b>Figure 2.5 :</b> Aire de cisaillement de la section brute.....	41
<b>Figure 2.6:</b> Emplacement de la section nette.....	42
<b>Figure 2.7 :</b> Aire de cisaillement d'un té.....	43
<b>Figure 2.8 :</b> Section inclinée à l'endroit d'une ouverture.....	43
<b>Figure 2.9 :</b> Décomposition de la section en 'T'.....	44
<b>Figure 2.10 :</b> Section d'ouverture avec l'angle $\Phi_{max}$ .....	45
<b>Figure 2.11 :</b> Flexion vierendeel selon (a, b) Redwood, (c) Bitar.....	46
<b>Figure 2.12 :</b> Flambement du montant.....	47
<b>Figure 2.13:</b> Section dissymétrique.....	48
<b>Figure 2.14 :</b> Répartition des efforts dans une poutre cellulaire en acier à température ambiante.....	51
<b>Figure 2.15 :</b> répartition de l'effort tranchant entre membrures de la poutre.....	51

<b>Figure 2.16:</b> courbe de $\eta$ en fonction de $\alpha$ .....	52
<b>Figure 2.17:</b> Sollicitations au droit d'une ouverture et au niveau de la section.....	53
<b>Figure 2.18 :</b> Critères pour les raidisseurs d'extrémité.....	57
<b>Figure 2.19 :</b> Âme comportant des raidisseurs transversaux et longitudinaux.....	57
<b>Figure 2.20:</b> principe de la vérification de la stabilité du montant.....	58
<b>Figure 2.21:</b> courbe $\xi$ en fonction de $\alpha$ .....	60
<b>Figure 2.22:</b> mode d'instabilité des membrures.....	61
<b>Figure 2.23:</b> Modèles d'analyse Vierendeel.....	62
<b>Figure 2.24 :</b> Application de la force unitaire au nœud dont la flèche globale est recherchée.....	63
<b>Figure 2.25:</b> Modules d'une poutre cellulaire acier.....	64
<b>Figure 2.26:</b> Modèle de référence- Décomposition d'un module X.....	65
<b>Figure 2.27:</b> Modèle de référence-Sollicitations dans les éléments d'un module X.....	66
<b>Figure 2.28:</b> Sollicitations sur les éléments d'un module X.....	68
<b>Figure 2.29 :</b> Poutre acier- Module C.....	69
<b>Chapitre III:</b> Elaboration d'un outil de calcul pour les poutres cellulaires	
<b>Figure 3.1 :</b> variation de la charge vs $\alpha$ .....	97
<b>Figure 3.2 :</b> variation de la flèche vs $\alpha$ .....	97
<b>Figure 3.3 :</b> variation de la flèche vs $\beta$ .....	97
<b>Figure 3.4 :</b> Histogramme variation de la flèche vs $\alpha$ .....	98
<b>Figure 3.5 :</b> Variation de la résistance au cisaillement par rapport à $\alpha$ .....	98
<b>Figure 3.6 :</b> Variation de la résistance à l'interaction MNV par rapport à $\beta$ .....	98
<b>Chapitre IV :</b> Poutre mixte cellulaire	
<b>Figure 1.1:</b> Poutre mixte à aîme pleine.....	103
<b>Figure 1.2:</b> Poutre mixte à aîme ajourée. [4].....	103
<b>Figure 2.1:</b> Composant d'une poutre mixte.....	103
<b>Figure 2.2 :</b> Exemple de poutre mixte.....	104
<b>Figure 2.3:</b> Différents types de poutre mixtes.....	104
<b>Figure 2.4:</b> Forme typique de liaison dans les dalles mixtes.....	105
<b>Figure 3.1:</b> Principe de fonctionnement de poutre mixte fléchie.....	106
<b>Figure 3.2 :</b> Largeur participante de la dalle pour une poutre.....	106
<b>Figure 3.3 :</b> Distribution plastique des contraintes normales Cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).....	108
<b>Figure 3.4 :</b> Distribution plastique des contraintes normales Cas de l'axe neutre plastique dans la semelle (flexion positive).....	108
<b>Figure 3.5 :</b> Distribution plastique des contraintes normales Cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive).....	109

<b>Figure 3.6 :</b> Aire de cisaillement.....	111
<b>Figure 3.7 :</b> Diagramme d'interaction.....	111
<b>Figure 3.8 :</b> Tôle profilée à nervures perpendiculaires à la poutre porteuse.....	113
<b>Figure 3.9 :</b> Longueurs critiques des poutres simplement appuyées.....	113
<b>Figure 4.1 :</b> Modes de ruine au niveau d'ouvertures rapprochées de grandes dimensions.[11].....	117
<b>Figure 4.2 :</b> Distribution plastique des contraintes normales d'une poutre mixte ajourée..	122
<b>Figure 4.3 :</b> Aire de cisaillement des Tés pour section laminé (à gauche) et soudé (à droite).....	125
<b>Figure 4.4 :</b> contrainte dues aux flexions Vierendeel autour de l'ouverture.....	128
<b>Chapitre V : Résistance au feu des poutres à ouverture d'âme</b>	
<b>Figure 3.1 :</b> triangle du feu.....	165
<b>Figure 3.2:</b> phases de développement d'un incendie [8].....	166
<b>Figure 4.1 :</b> Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu.....	167
<b>Figure 5.1:</b> Formules pour le calcul du facteur de massivité d'éléments en acier non protégés.....	168
<b>Figure 5.2:</b> Représentation de la notion de la valeur en caisson du facteur de massivité	169
<b>Figure 5.3:</b> Configuration de l'exposition au feu.....	170
<b>Figure 7.1 :</b> Coefficients de réduction pour les relations contraintes déformation de l'acier aux températures élevées. [7] [6].....	173
<b>Figure 7.2:</b> Relations contrainte-déformation du béton siliceux à température élevée...	174
<b>Figure 7.3:</b> Coefficient de réduction du béton.....	175
<b>Figure 9.1 :</b> variation de température vs t au droit des ouvertures.....	177

## *LISTE DES TABLEAUX*

<b>Chapitre I : Considérations générales</b>	
<b>Tableau 2.1 :</b> Caractéristique des principaux aciers de construction [18].....	3
<b>Tableau 2.2 :</b> Caractéristiques mécaniques des bétons.....	5
<b>Tableau 3.1 :</b> Combinaisons d’actions aux états limites ultimes.....	6
<b>Tableau 3.2 :</b> Combinaisons d’actions aux états limites de service.....	6
<b>Tableau 3.3 :</b> Valeurs recommandées des coefficients $\psi$ pour les bâtiments.....	7
<b>Chapitre II : Poutres cellulaires à ouvertures d’âme</b>	
<b>Tableau 1.1 :</b> Distance minimale par rapport à la charge ponctuelle.....	29
<b>Tableau 1.2 :</b> Résistance au cisaillement de la section ajourée.....	30
<b>Tableau 1.3 :</b> Moment résistant plastique, élastique de la section ajourée.....	31
<b>Tableau 1.4 :</b> Flèches admissibles selon l’EC3.....	34
<b>Tableau 2.1 :</b> formulations des caractéristiques des sections élémentaires.....	41
<b>Tableau 2.2:</b> caractéristiques des sections élémentaires d’âme d’une section nette...	42
<b>Tableau 2.3:</b> caractéristiques des sections élémentaires d'une section inclinée.....	44
<b>Tableau 2.4 :</b> Formulation des sollicitations selon le classement de la section.....	54
<b>Tableau 2.5 :</b> contribution de l’âme $\chi_w$ à la résistance au voilement par cisaillement.....	56
<b>Tableau 2.6:</b> Contribution des éléments d’un module X à section symétrique.....	67
<b>Tableau 2.7 :</b> Nouveau modèle analytique-contribution des éléments d’un module X.	69
<b>Tableau 2.8:</b> Nouveau modèle analytique-contribution des éléments d’un module C.	70
<b>Chapitre V: Résistance au feu des poutres à ouverture d’âme</b>	
<b>Tableau 5.1 :</b> propriétés thermiques des protections.....	171
<b>Tableau 7.1 :</b> Coefficients de réduction pour les relations contraintes-déformation de l’acier aux températures élevées. [7] [6].....	173
<b>Tableau 7.2:</b> Valeurs des coefficients de réduction du béton armé.....	174
<b>Tableau 9.1 :</b> variations des températures au droit des ouvertures.....	176
<b>Tableau 9.2 :</b> variation des températures au niveau du montant.....	177

**NOMENCLATURE****Poutre cellulaire en acier seul**

- $A$  Aire de la section transversale de la poutre en acier sans ouverture
- $A_f$  Aire de section transversale de la semelle
- $A_w$  Aire de section transversale de l'âme du Té
- $A_v$  Aire de cisaillement
- $b_f$  Largeur de la semelle
- $b_w$  Hauteur libre de l'âme (libre entre rayons de congé ou cordons de soudure âme semelle)
- $d$  Hauteur de l'âme
- $a_o$  Diamètre de l'ouverture circulaire
- $d_w$  Hauteur hors tout de l'âme
- $w$  Largeur du montant d'âme
- $h$  Hauteur totale de la poutre
- $h_c$  Distance entre les centres de gravité des tés à mi-longueur de l'ouverture d'âme.
- $I_y$  Moment d'inertie de flexion de la section transversale non perforée
- $l_o$  Longueur efficace de l'ouverture
- $t_f$  Epaisseur de la semelle
- $t_w$  Épaisseur de l'âme
- $M_{el,Rd}$  Moment de résistance élastique de la section transversale non perforée
- $M_{el,Rd,T}$  Résistance à la flexion élastique du Té
- $M_{o,Rd}$  Moment de résistance d'une poutre au milieu de l'ouverture
- $M_{o,Sd}$  Moment fléchissant de calcul au centre de l'ouverture
- $M_{pl,Rd}$  Moment de résistance plastique de la section transversale non perforée

$M_{pl,Rd,b}$  Moment de résistance plastique du Té inférieur

$M_{pl,Rd,t}$  Moment de résistance plastique du Té supérieur

$M_{pl,Rd,T}$  Résistance à la flexion plastique du Té

$M_{v,Sd}$  Moment Vierendeel appliqué

$M_{v,Rd}$  Résistance totale au moment Vierendeel

$M_{v,Rd,T}$  Résistance à la flexion réduite du Té

$M_{wp,Sd}$  Moment fléchissant au niveau de la section transversale critique dans le montant d'âme

$M_{\phi,Rd}$  Moment de résistance réduit pour le cisaillement sur une section inclinée d'un angle  $\phi$

$M_{\phi,Sd}$  Moment interne sur une section inclinée d'un angle  $\phi$

$N_{T,Sd}$  Effort de traction ou de compression axiale dans les Tés

$N_{el,Rd,T}$  Résistance élastique à l'effort normal du Té

$N_{pl,Rd,T}$  Résistance plastique à l'effort normal du Té

$N_{\phi,Rd}$  Résistance à l'effort normal réduite pour le cisaillement d'une section inclinée d'un angle  $\phi$

$N_{\phi,Sd}$  Effort normal perpendiculaire à une section inclinée d'un angle  $\phi$

$V_{ba,Rd}$  Résistance au voilement par cisaillement de l'âme sans ouverture

$V_{o,Rd}$  Résistance au cisaillement

$V_{o,Sd}$  Effort tranchant de calcul au centre de l'ouverture

$V_{oba,Rd}$  Résistance au voilement par cisaillement d'une section transversale perforée

$V_{opl,Rd}$  Effort tranchant résistant au centre de l'ouverture

$V_{T,Sd}$  Effort tranchant dans le Té

$V_{\phi,Sd}$  Effort tranchant parallèle à une section inclinée d'un angle  $\phi$

$\sigma_{wEd}$  La contrainte principale de compression dans le demi-montant étudié

$\sigma_{w,Rd}$  La contrainte principale résistante

E Module de Young du matériau

$f_y$  Limite élastique de l'acier des semelles

$f_{yw}$  Limite d'élasticité de l'acier de l'âme

G Module de cisaillement du matériau

$W_{pl}$  Module plastique de la section transversale non perforée.

$y_e$  Axe neutre élastique au niveau du Té

$y_p$  Axe neutre plastique au niveau du Té

$\gamma_{Mo}$  Coefficient partiel de sécurité

$\gamma_a$  Coefficient partiel de sécurité

$\delta$  Caractéristique du déplacement

$\varepsilon$  Précision de la norme

$\eta$  Coefficient qui tient compte de l'influence de l'excentricité de l'ouverture sur la résistance au cisaillement

$\lambda$  Multiplicateur plastique

$\lambda_c$  Valeur propre concernant le problème de flambement

$\nu$  Coefficient de Poisson du matériau

$\phi$  Angle d'inclinaison des sections dans l'âme autour d'une ouverture circulaire

### **Poutre cellulaire mixte**

$P_{Rd}$  La résistance de calcul d'un goujon à l'effort de cisaillement

$E_{cm}$  Le module sécant d'élasticité du béton à considérer pour les actions à court terme

$\gamma_v$  Coefficient partiel de sécurité est pris égal à 1.25.

$z_c$  La hauteur de béton comprimé

$N_{a,Rd}$  Résistance à la traction de la section d'acier



- $N_{c,Rd}$  Résistance à la traction de la section d'acier
- $N_{c,max}$  L'effort de compression dans la dalle
- $N_{c,s,Rd}$  Résistance axiale plastique de la dalle en béton (en compression)
- $M_{bT,NV,Rd}$  La résistance à la flexion de Té inférieure.
- $M_{iT,NV,Rd}$  La résistance à la flexion de Té supérieure.
- $M_{ve,Rd}$  La résistance à la flexion Vierendeel due à l'action mixte locale de la dalle.
- $M_{pl,N,Rd}$  La résistance plastique réduite du té en tenant compte des efforts axiaux

## RESUME

Le matériau acier est de plus en plus utilisé dans la construction pour sa bonne ductilité en zones sismiques cependant les éléments métalliques sont vulnérables à l'incendie et nécessitent généralement une protection en conséquence. Notre étude traite les poutres métalliques cellulaires qui ont un comportement déjà complexe en condition normale et plus en condition d'incendie. En condition normale nous avons établi un protocole de vérification de la résistance globale, de la stabilité locale et la déformation à mi-travée en fonction des Euro codes 3 et 4 de par leur ANNEX qui sont avérés insuffisant et nous à conduit à l'utilisation des guides CTICM pour l'acier seul et le SCI pour le mixte avec béton.

**Mots clé :** poutre à ouverture d'âme, poutre ajourée, poutre cellulaire, ouverture circulaire, poutre mixte cellulaire, Euro code, CTICM, SCI, critère de résistance, incendie, température critique, feuille Excel.

## ABSTRACT

Steel as a construction material is being widely used in buildings due to its good ductility in earthquake areas however structural elements are vulnerable to fire and require further protection. This study aims to investigate the complex behavior of cellular beams at room temperature as well as high temperatures due to fire. In the former case concerns are related to establish a checking protocol for global resistance, local instability and mid-span deflection and for the later concerns are related to critical temperature in each steel beam case. Codes of practice EC3 and EC4 and ANNEXES do not treat adequately the issue of cellular steel beams either at room temperature or under fire condition which made us rely on CTICM and SCI guides as a complement.

**Key words:** beams with web-opening, cellular beam, circular opening, composite beam with cellular openings, euro code, CTICM, SCI, the criterion for resistance, critical temperature, Excel.

**Chapitre I :**  
**Considérations générales**

## Chapitre I : Considérations générales

### 1 INTRODUCTION

Les structures métalliques sont très répandues en raison des demandes architecturales et techniques que se soit pour les bâtiments d'habitations ou industriels figure 1.1 et figure 1.2



**Figure 1.1** : Hall industriel



**Figure 1.2** : Immeuble de bureaux

En Algérie le système de construction acier ou mixte commence à faire partie de la conception adopté par les ingénieurs en quête de moyens novateurs pour optimiser le coût des structures en acier. Une des solutions novatrice consiste à choisir les poutres ajourées pour réaliser des structures à grandes portées tel que les bureaux, les parkings, les toitures de stades, les aéroports...etc. les ouvertures au niveau des âmes des sections permettent de faire passer les gaines de services réalisant ainsi un gain de hauteur sous plafond.

### 2 Caractéristiques des matériaux:

Pour permettre une bonne analyse des phénomènes, il est important de bien comprendre le fonctionnement de base de tous les matériaux utilisés dans la réalisation de ce contexte travail c'est pour cela qu'un petit rappel des bases est effectué. [17]

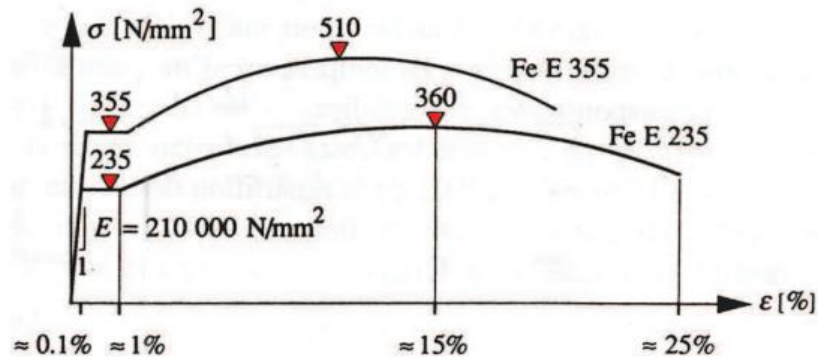
#### 2.1 Acier de construction :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone qui détermine la nuance d'acier (le pourcentage du carbone est généralement inférieur à 1%). Les caractéristiques mécaniques des aciers couramment employés données sur la figure 2.1 sont :

Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPa}$

Module de cisaillement :  $G = E/2 (1 + \nu_a)$

Masse volumique :  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$



**Figure 2.1:** Contraintes déformation spécifique aciers Fe E235 & Fe E355 [18]

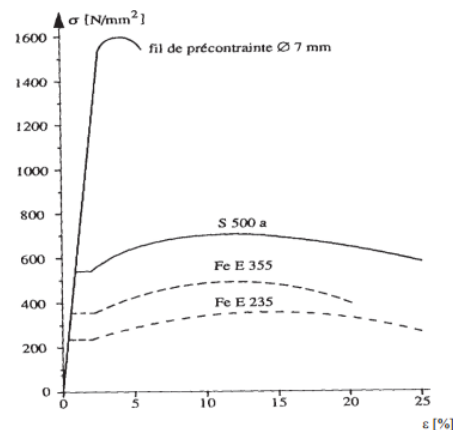
Il existe plusieurs types de classification des aciers basée soit sur leur composition chimique, soit sur leurs caractéristiques mécaniques. La classification couramment utilisée en construction métallique est la nuance d'acier qui est définie par sa limite d'élasticité  $f_y$ . (Tableau 2.1).

**Tableau 2.1 :** Caractéristique des principaux aciers de construction [18]

	Nuance d'acier selon EN (1992)	Limite d'élasticité $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Allongement de rupture $\epsilon_r$ (%)	Désignations ou utilisation
Fe E 235	S235	235	26	Acier doux
Fe E 275	S275	275	22	Acier pour profilés creux
Fe E 355	S355	355	22	Acier à haute résistance
Fe E 460	S460	460	17	Acier à grain fin

## 2.2 Acier d'armature:

Sont caractérisés par leur limite supérieure d'élasticité  $f_{ys}$  correspondant à un allongement de 0.2 %. La figure 2.2 présente les courbes de contraintes-déformations spécifique pour l'acier d'armature S500 et Fe E235 et Fe E355.



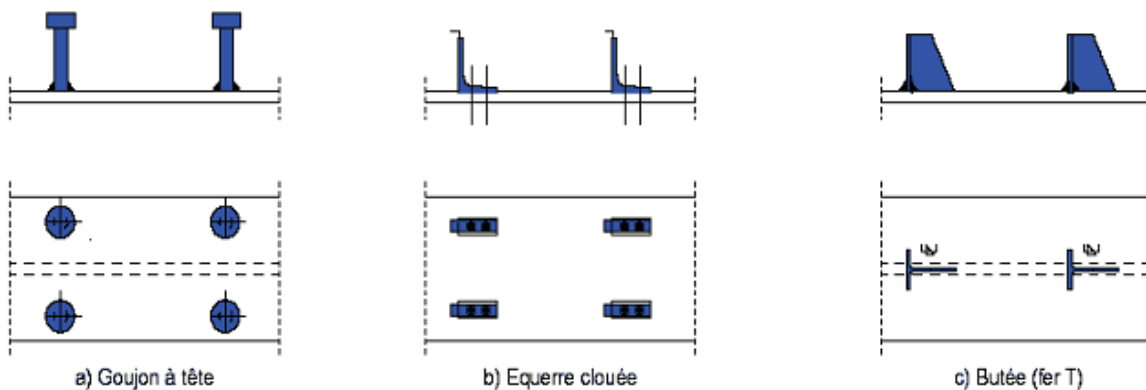
**Figure 2.2 :** Courbes contraintes-déformation spécifique des aciers [18]

### 2.3 Tôle profilée :

Les tôles nervurées ou tôles profilées sont des feuilles en acier laminées à chaud et façonnées à froid pour obtenir des formes très variées. Ces tôles sont généralement galvanisées à chaud pour améliorer leur résistance à la corrosion. Les tôles jouent le rôle de plate forme de travail pendant la construction de l'ouvrage, de coffrage lors de bétonnage de la dalle et comme armature inférieure de la dalle mixte.

### 2.4 Connecteurs de cisaillement:

Constituent des organes de liaison placé à l'interface entre le profilé métallique et la dalle en béton afin de diminuer ou d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact ou le soulèvement éventuel de la dalle.



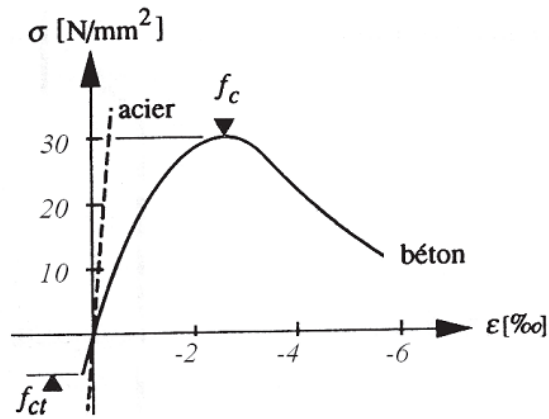
**Figure 2.3 :** Exemples de connecteurs [5]

La figure 2.3 montre quelques exemples de connecteurs, ils sont classés selon leurs mode de comportement : ductiles, semi-ductiles et rigides. Dans certaines modélisations les connecteurs ont même été considérés rigide-plastique parfait [7]. Les connecteurs ductiles sont les plus utilisés, car ils assurent une bonne redistribution des efforts de cisaillement grâce à leur flexibilité, particulièrement quand une connexion partielle est recherchée.

### 2-5 Béton :

Le béton utilisé en construction mixte peut être soit du béton de masse volumique normale ( $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ ), soit du béton léger ( $\rho = 1600 \text{ à } 1800 \text{ kg/m}^3$ )

On s'intéresse uniquement à sa résistance mécanique à la compression qui est définie par  $f_{c28}$ . Sa résistance à la traction est négligeable. La figure 2.4 présente le diagramme contrainte-déformation spécifique d'un béton normal ayant une résistance à la compression à 28 jours sur cube de  $f_{ck}=30 \text{ MPa}$ .



**Figure 2.4:** Contrainte-déformation spécifique d'un béton mesuré sur cube [18]

Il y a lieu de baser le calcul sur une classe de résistance du béton correspondant à une valeur de  $f_{ck}$  spécifique le tableau 2.2 indique pour les différentes classe de résistance selon l'EC4 et le règlement Algérien de construction mixtes [16].

**Tableau 2.2 :** Caractéristiques mécaniques des bétons.

Classe de résistance de béton	C20/25	S C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}$ (compression) [N/mm <sup>2</sup> ]	20	25	30	35	40	45	50
$f_{cm}$ (traction)[N/mm <sup>2</sup> ]	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$E_{ctm}$ (élasticité)[KN/mm <sup>2</sup> ]	29	30.5	32	33.5	35	36	37

-Le classement du béton (exemple C20/25) correspond à la résistance sur cylindre/cube.

-En référence à la clause 3.1.2.5.2 de l'Eurocode 2, il est admis de calculer la valeur de  $E_{cm}$  par l'expression :

$$\eta = \frac{E_a}{E'_c} \quad \text{Ou}$$

$E_a$  : est le module d'élasticité de l'acier de la construction

$E'_c$  : est le module « équivalent » du béton :

- Pour tous les cas et pour les bâtiments destinés principalement au stockage
  - $E'_c = E_{cm}$  pour les effets à court terme.
  - $E'_c = E_{cm} / 3$  pour les effets à long terme (pour tenir compte les effets du fluage dus aux actions à long terme).

- Dans les autres cas :  $E'_c = E_{cm} / 2$  (valable à la fois pour les actions à court terme et celles à long terme, clause 3.1.4.2(4) de l'Eurocode 4.

### 3 Combinaisons des actions

#### -Combinaisons aux états limites ultimes

**Tableau 3.1 :** Combinaisons d'actions aux états limites ultimes.

Situations de projet durables et transitoires	Actions permanentes		Actions variable dominante	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principale(le cas échéant)	Autres
	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}$

Avec  $\gamma_{Gj,sup} = 1.35$  et  $\gamma_{Gj,inf} = 1.00$

Et  $\gamma_{Q,1} = 1.50$  Si défavorable et  $\gamma_{Q,1} = 0$  si favorable ;

$\gamma_{Q,i} = 1.50$  Si défavorable et  $\gamma_{Q,i} = 0$  si favorable.

Le tableau 3.1 donne les combinaisons d'actions à utiliser aux états limites ultimes.

#### -Combinaisons aux états limites de service

**Tableau 3.2 :** Combinaisons d'actions aux états limites de service.

Combinaison	Actions permanentes G		Actions variables Q	
	Défavorable	Favorable	Dominante	Autres
Caractéristique	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{o,i} Q_{k,i}$
Fréquente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{1,i} Q_{k,i}$
Quasi-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Le tableau 3.2 donne les combinaisons d'actions aux états limites de service à prendre en compte.

Pour les états limites de service, il convient de prendre pour les coefficients partiels des actions une valeur égale à 1,0.

Le tableau 3.3 ci-dessous donne la valeur des coefficients  $\psi$ .



-Valeurs des coefficients  $\psi$ **Tableau 3.3** : Valeurs recommandées des coefficients  $\psi$  pour les bâtiments

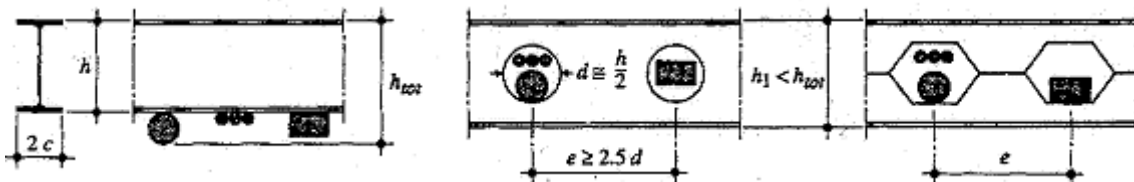
Action	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Charges d'exploitations des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1-1) :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0.7	0.5	0.3
Catégorie B : bureaux	0.7	0.5	0.3
Catégorie C : lieux de réunion	0.7	0.7	0.6
Catégorie D : commerces	0.7	0.7	0.6
Catégorie E : stockage	1.0	0.9	0.8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids $\leq 30$ KN	0.7	0.7	0.6
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 et 160 KN	0.7	0.5	0.3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) :			
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0.7	0.5	0.2
Autres Etats Membres CEN, pour lieux situé à une altitude $H > 1000$ m a. n.m	0.7	0.5	0.2
Autres Etats Membres CEN, pour lieux situé à une altitude $H \leq 1000$ m a. n.m	0.5	0.2	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

**4 Définition d'une poutre ajourée :**

C'est une poutre présentant un ou plusieurs ouvertures dans l'âme. Ces ouvertures peuvent être de formes divers réalisant ainsi des poutres dites alvéolaires, cellulaires, etc.....

Les poutres ajourées sont utilisées essentiellement dans le bâtiment, en tant que poutres de planchers (sommiers, solives), et parfois dans les halls pour constituer des pannes ou des traverses de cadre. [17]

L'idée de base de la conception des poutres ajourées est de réaliser, dans l'âme, des ouvertures pour le passage de conduites (eau, chauffage, ventilation, installations sanitaires, etc.) sous le plafond d'un bâtiment ou d'une halle (figure 4.1). Pour une quantité de matière identique à celle d'un profilé laminé, on obtient ainsi une hauteur statique et une rigidité plus élevées. [17]

**Figure 4.1** : Utilisation des évidements dans les poutres ajourées. [17]

En peut classée les poutres ajourées en deux catégories :

- Les poutres alvéolaires, dont les ouvertures polygonales ;
- Les poutres cellulaires, dont les ouvertures circulaires ou arrondis.

## 5 Historique des poutres ajourées

### 5.1 Poutres à ouvertures d'âme –conception traditionnelle-

En 1910, Horton, qui était membre du pont de Chicago et œuvres de fer, pour la première fois proposé de couper l'âme de la poutre et de remonter les deux moitiés pour augmenter le module de section, (Das et Seimaini, 1985). L'idée de poutre alvéolaire a été proposée plus tard en 1935 par Geoffrey Boyd qui été un ingénieur dans la société britannique de l'acier de construction (Knowles, 1991). Invention de poutrelles qui étaient auparavant connus comme des «poutres de Boyd», lui à apporté l'attribution de brevet britannique en 1939. [10]

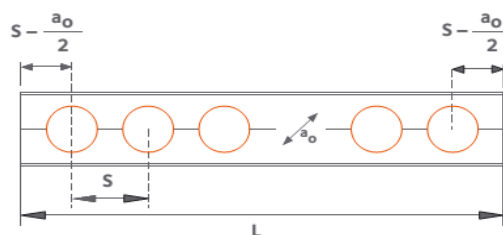


**Figure 5.1 :** Poutres à ouvertures d'âme traditionnelle.

### 5.2 Poutres à ouvertures d'âme –conception moderne-

Après des développements, les poutres cellulaires ont été introduites à l'industrie de la construction en acier en 1987 par le sidérurgiste (fabricant d'acier) Westok (Westok, 1985) qui sont les détenteurs de brevets mondiaux actuels de poutres cellulaires.

Ces poutres semblent être un développement important dans la construction de l'acier ces 20 dernières années. Depuis 1997, ces poutres ont été utilisés dans plus de 4000 projets innover et 20 pays. [10]



**Figure 5.2 :** Poutre cellulaire produite par ArcelorMittal [6]

Dans cette gamme ArcelorMittal (ArcelorMittal, 2001) a également introduit un autre produit appelé "poutre Angelina" qui est similaire aux poutrelles, mais avec une coupe légèrement différente comme le montre la figure 5-3. A côté de ces poutres, qui sont la catégorie des poutres avec des ouvertures multiples, il est également fréquent d'avoir des

poutres avec des ouvertures simples ou multiples, mais isolées, des ouvertures dans lesquelles elles sont trop éloignées à se soucier de l'échec d'âme ou les interactions entre les ouvertures.

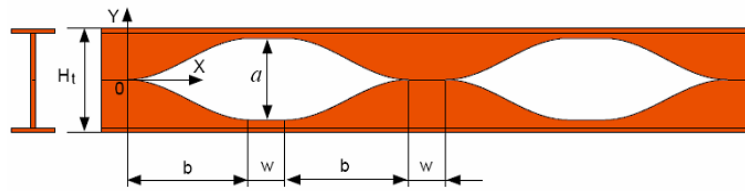


Figure 5.3: poutrelle Angelina produite par ArcelorMittal.

## 6 Procédé de fabrication des poutres ajourées

### 6.1 Traditionnelle :

Les poutres alvéolaires sont préparées à partir des profilés I en acier laminé. L'âme de poutre en I est coupée en zigzag le long de la ligne médiane en forme d'ouverture désirée, puis réassembler les deux moitiés sur l'autre au moyen d'un soudage. Le processus de crénelure est illustré sur la Figure 6.1. [01]

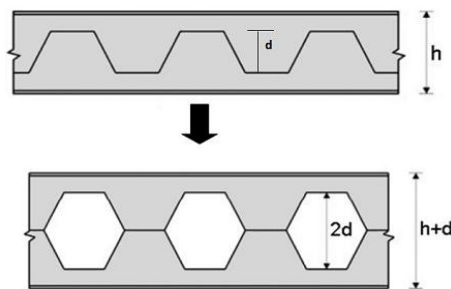


Figure 6.1 : processus de poutre alvéolaire. [1]

### 6.2 Moderne :

Les poutres cellulaires sont actuellement fabriquées à l'aide de deux méthodes. Dans la première méthode qui est utilisée dans Westok Company (Westok, 1985), ils sont fabriqués par la coupe et la soudure d'une poutre solide dont lequel les poutres cellulaires peuvent être entraînées jusqu'à 1,6 fois plus profond que sa section d'origine. Cette procédure est similaire à la manière dont les poutrelles sont fabriquées. Alternativement, les poutres cellulaires sont fabriquées sous forme de sections construites à partir de plaques d'acier en utilisant des techniques de soudage et découpage à base de flamme automatisés. Les plaques d'âme et d'aile sont soudées ensemble par un procédé de double-face avec un fil de fer mince à l'arc submergé qui crée une soudure d'angle 7 mm en un seul passage. Cette méthode est utilisée dans les autres grandes entreprise producteur de poutre cellulaire au Royaume-Uni à appelé Fabsec (Fabsec, 2004). [10]

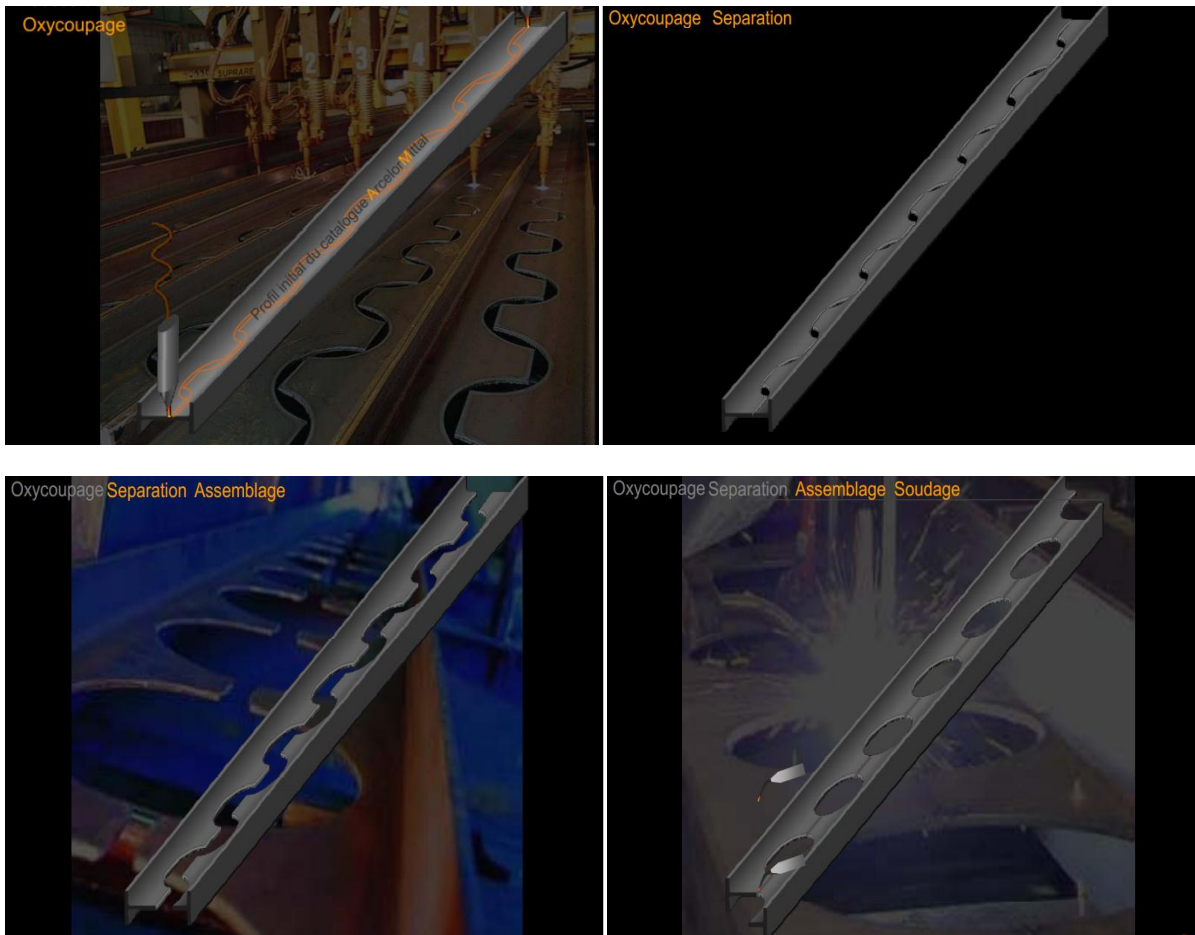


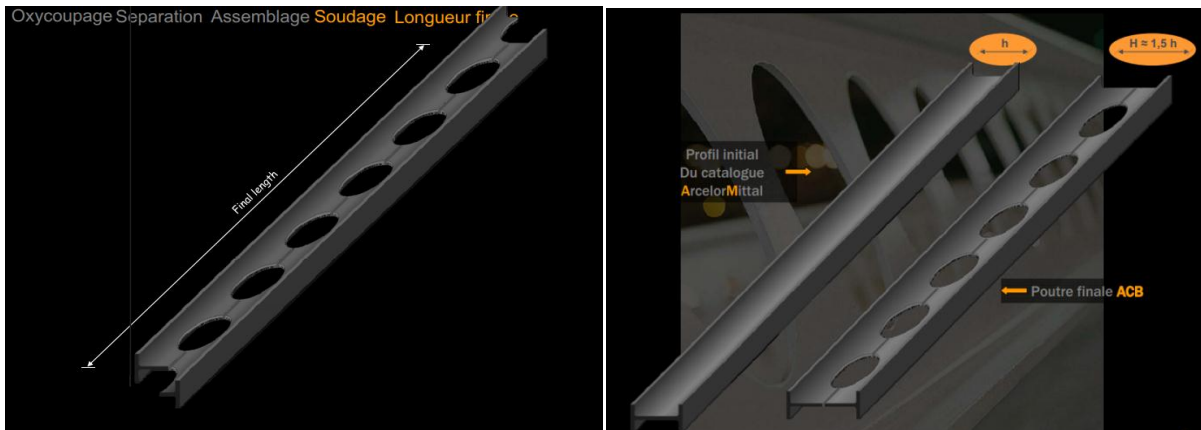
(a)

(b)

Figure 6.2 : processus de poutre cellulaire selon Westok(a) et ArcelorMittal (b).

Les différentes étapes de fabrication des poutres cellulaires ArcelorMittal : [6]

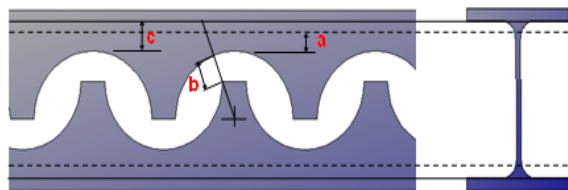




### Limitations de coupe

Les trois critères suivants régissent la coupe de la poutre:

- La distance le long de la bande entre-racine de rayon âme / semelle et l'ouverture doit être au moins  $a = 10$  mm,
- La distance entre la face interne et le bord de l'ouverture doit être au moins  $c = 30$  mm,
- À l'étape de coupe des profilés de base, une distance minimale égale à  $b = 8$  mm est considérée entre les bords comme indiqué dans la figure suivante :



### 7 Poutres cellulaires pour plancher à plateau libre :

Les constructions modernes exigent de plus en plus l'aménagement d'installations techniques (chauffage, ventilation, conditionnement d'air, etc.) à l'intérieur du plénum disponible. [6]

L'utilisation de poutrelles cellulaires ACB® apporte actuellement des réponses efficaces à la demande des maîtres d'ouvrage. Cette solution autorise de grands plateaux libres (figure 7.1) sur une distance pouvant aller jusqu'à 18 mètres ou avoisinant les 40 mètres si utilisés comme élément de couverture.



Figure 7.1 : parking.



(a)



(b)

Figure 7.2: Poutre ACB®(a) de couverture et (b) élément de façade.

Ces poutres peuvent être à inertie constante ou variable, sans ou avec contre fléchés possédant des sections symétriques ou dissymétriques avec différentes formes d'ouvertures et sont présentées successivement comme suits :

**a. Poutres à inertie variable :**

Sont réalisées en inclinant l'axe de découpe et en retournant un des deux tés. Ces formes trouvent leurs applications les plus fréquentes dans les cas de : [6]

- Consoles longues (tribune de stade, ...)
- Poutres continues (passerelles, ...)
- Traverses de portiques.

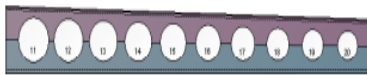
**Diamètre constant**



**Diamètre variable**



**Pente simple**



**Double pente**



**Figure 7.3** : poutres à inertie variable.

**b. Poutres cellulaires cintrées ou contre fléchées :**

Galber les 2 tés avant reconstitution pour obtenir sans surcoût notable une poutre cellulaire contre fléchée ou cintrée .La contre-flèche est suffisamment marquée pour éviter tout risque d’emploi à contresens .Elle est particulièrement indiquée pour l’optimisation des poutres de plancher. [6]



**Figure 7.4** : Hall sportif



**Figure 7.5** : Structure de toit avec des poutres cellulaires cintrées

**c. Poutres dissymétriques**

Sont obtenues en réassemblant des tés de sections ou nuances différentes. Les poutres dissymétriques, particulièrement bien adaptées au fonctionnement mixte (en combinaison avec la dalle de plancher). [6]

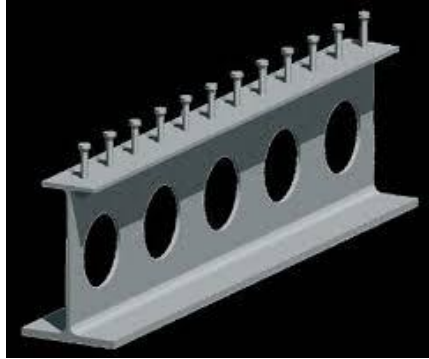
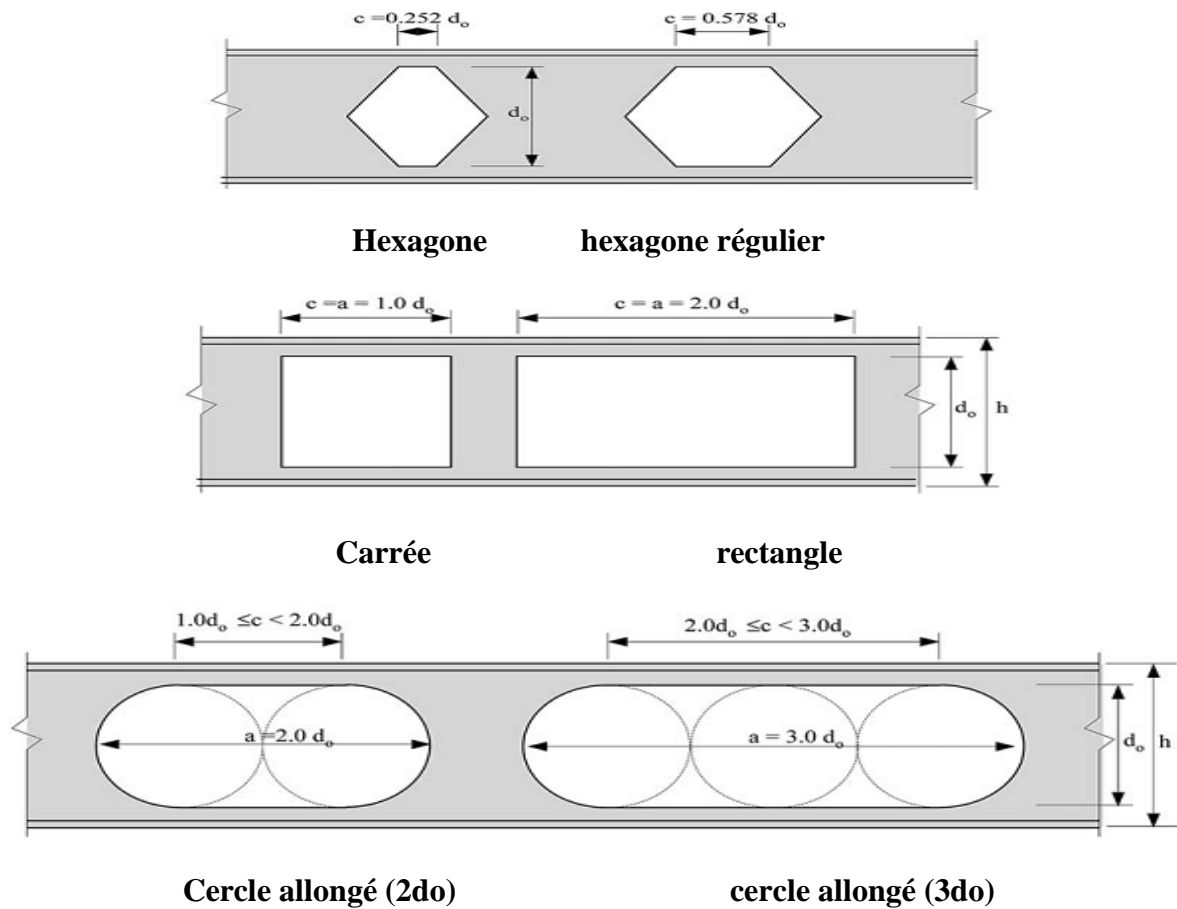


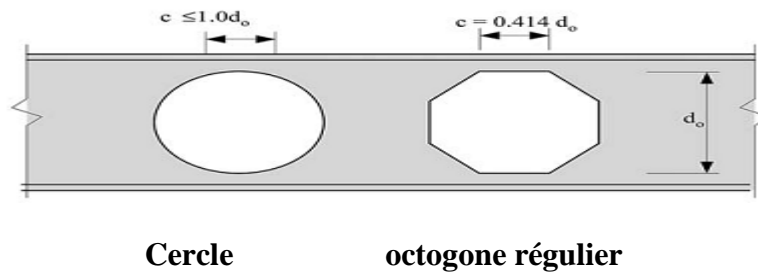
Figure 7.6 : Poutre dissymétrique

**d. D'efférentes formes d'ouvertures:**

Selon le type et le fonctionnement des poutres, les ouvertures sont varies considérablement à des défférentes formes qui sont les suivants : Cellulaire, Hexagonal, Angelina, octogonale, Rectangulaire, Circulaire Allongée.







**Figure 7.8 :** Configuration géométrique des ouvertures d'âme.

### e. Applications particulières

Afin de préserver l'héritage architectural, les structures légères et flexibles sur base des poutrelles cellulaires ACB® sont utilisées pour consolider (rénovation), réutiliser ou moderniser d'anciens bâtiments (figure 7.9). [6]



**Figure 7.9:** Rénovation à l'aide de poutrelles cellulaires ACB®.

## 8 Synthèse de la recherche bibliographique :

### 8.1 Les Poutres cellulaires :

La tenue mécanique des poutres cellulaires est différente de celle des poutres normales. L'existence d'ouvertures implique modes de défaillance spécifiques en plus des poutres d'âme solides communes. Les principaux modes de défaillance spécifiques rapportés par différents auteurs (Kerdal et Nethercot 1982, 1984 [12] [13], Gandomi et al. 2011 [3], Lagaros et al., 2008), pour les poutres alvéolaires ou cellulaires sont le mécanisme Vierendeel, la rupture de joint de soudure dans l'âme, cisaillement flambage du montant d'âme, flambement de compression du montant d'âme et le flambage Tee de compression.

Ces modes spécifiques définissent les défaillances locales qui peuvent apparaître autour d'une ouverture. Dans les zones de forces de cisaillement internes élevées, le transfert de ces forces autour des ouvertures implique deux principaux modes de défaillance locale : le

mécanisme Vierendeel (Redwood, 1978) [28] et flambement du montant d'âme (Nadjai et al. 2007[2], Soltani et al. 2012) [24].

La performance et le mode de défaillance de poutres cellulaires varient en fonction des détails géométriques de la poutre. Diverses méthodes de conception simples ont été présentées pour les poutres cellulaires dans le but de développer des modèles analytiques capables de prédire de manière réaliste à la résistance ultime de ces poutres.

Des chercheurs tel que rapporté par Bower 1968[8] Redwood et McCutcheon 1968[27] Lawson 1987[29]; Darwin 1990[14]; Redwood et Cho 1993[30]; Oehlers Bradford et al 1995[26], ont indiqué que la présence d'ouvertures dans les âmes peuvent avoir une pénalité grave sur le support de charge des capacités des éléments de structure, en fonction de la forme des ouvertures dans les âmes. De nombreux chercheurs ont étudié expérimentalement les poutres en acier et mixte perforées avec diverses formes d'ouverture d'âmes standard, ces études ont déjà pu être menées afin de comprendre et d'analyser l'impact de ces ouvertures sur la résistance de la poutre. Notamment, Redwood(1978) [28] a été un des premiers auteurs à proposer un modèle de calcul de ces poutres à l'état limite ultime.

K.F. Chung , T.C.H. Liu, A.C.H. Ko,( 2001)[19], ont enquêté sur le mécanisme Vierendeel en poutres d'acier avec des ouvertures circulaires d'âme basées sur des études analytiques et numériques, Un moment de cisaillement courbe empirique de l'interaction au niveau des sections perforées est également suggéré pour la conception pratique de poutres d'acier avec des ouvertures circulaires d'âme contre le mécanisme Vierendeel.

Dans le même cadre et pour une étude significative Sébastien Durif, Olivier Vassart, Abdelhamid Bouchaïr, Jean Pierre Muzeau (2001) [33] des études expérimentales et numériques sont menées pour maîtriser le comportement des poutres a large ouvertures d'âme de sections variables (poutre ANGELINA). Les résultats expérimentaux permettent de comprendre le fonctionnement mécanique de ces poutres et de calibrer le modèle numérique. Le modèle numérique validé servira de base à une étude paramétrique qui permettra de développer une nouvelle méthode de calcul analytique généralisable à des formes d'ouvertures variables.

Chung et T.C.H. Liu, A.C.H. Ko en (2003)[20], mis au point une méthode de calcul empirique pour poutre en acier avec de grandes ouvertures dans les âmes de différentes tailles et formes à l'aide de la courbe d'interaction instant cisaillement généralisé. La méthode de conception est entièrement présentée dans ce document complété avec des exemples.

K. D. Tsavdaridis, et C. D'Mello(2009)[21] ont étudié et comparé à travers une étude analytique, le comportement des poutres d'acier perforées avec des configurations et tailles d'ouvertures d'âme de forme différente dont les mécanismes virendeel sont examinés à travers une étude par éléments finis.

Pachpor P.D, Gupta L.M, Deshpande N.V (2014) [36] a étudié Le comportement de poutre cellulaire en utilisant des méthodes de conception selon le code BS: 5950 [9] dont ces méthodes sont basées sur l'analyse plastique de section de poutre à charges ultimes et analyse

élastique à des charges d'exploitations. Un tel comportement est dérivé de l'étude paramétrique impliquant analyse par éléments finis utilisant le logiciel ANSYS.

Samadhan G. Morkhade, Laxmikant M. Gupta (2015)[34] ont réalisé une étude expérimentale sur des poutres simplement appuyées et chargées à mi-travée avec des ouvertures circulaire ou rectangulaire, Toutes les poutres ont été analysés par la méthode des éléments finis en utilisant un logiciel d'analyse général par éléments finis ANSYS et les résultats ont été comparés à ceux obtenus expérimentalement.

Domi khiereddine, Toutache othman (2015)[22] à étudié les poutres métalliques ajourées à plusieurs formes d'ouvertures d'âme en condition normal et sous incendie en utilisant des feuilles de calcul EXAL et vérifié les résultats avec des logiciels développés.

## 8.2 Les Poutres mixtes cellulaires :

Les poutres mixtes sont constituées d'un profilé en acier et d'une dalle en béton qui est connectée au profilé au moyen de goujons qui travaillent en cisaillement. La dalle en béton est en général une dalle mixte, mais il existe aussi des systèmes utilisant des éléments en béton préfabriqués. La résistance à la flexion ainsi que la rigidité flexionnelle sont donc augmentées de 50 à 100% par rapport à celle d'un profilé en acier seul.

Plusieurs guides ont déjà été élaborés pour le dimensionnement de poutres cellulaires en acier seul. Ces guides ont permis l'établissement d'une norme européenne de dimensionnement, l'Annexe N de la version ENV des Eurocodes. En revanche, ce n'est pas le cas des poutres alvéolaires mixtes. [31]

En effet aucun règlement européen n'a encore été proposé pour le dimensionnement de telles poutres. [31]

Darwin et Clawson[11] ont été parmi les premiers à adapter au mixte les modèles de calcul de Redwood sur les poutres à acier seul. Leurs travaux ont permis d'intégrer la dalle dans la résistance au cisaillement de la poutre mixte. Puis Lawson et al. ont développé les modèles basés sur l'analyse des efforts locaux autour d'une ouverture. [31] et [23]

Daniel BITAR(2005) [15] a étudié les planchers mixtes à poutrelles ajourées, cette étude a permis le développement d'un modèle valable pour les poutres cellulaires en acier seul ou mixtes acier-béton.

V. Y. Bernice Wong, Ian W. Burgess et Roger J. Plank(2010) [35] ont été présenté un modèle analytique simplifié pour poutre de plancher composite cellulaire, basée sur des méthodes actuellement disponibles de conception, à été achevée dans des conditions de température ambiante et élevé. Ceci a été vérifié par comparaison avec les résultats obtenus à partir des essais disponible au feu expérimental et modélisation par éléments finis.

Olivier Vassart (2010)[4] à prendre en compte le développement de nouveaux types de poutres cellulaires courbes et à inertie variable, dont le dimensionnement est fait avec Le nouveau outil de calcul ACB+.

Merouani Mohammed Redha , Larabi Abdelhamid (2014)[25] , à réaliser une étude sur les planchers mixtes à température ambiante et sous influence d'incendies. En vue en plus de détaille sur la résistance de ces poutres a des mêmes conditions précédents ; une étude a été réalisé par des feuilles de calcul Excel et validée par les Logiciels ABC+ et MACS+.

## 9 Normes et guides de conception :

L'étude de la littérature permet d'identifier les paramètres importants qui entrent en jeu et d'établir les exigences nécessaires pour modéliser de manière aussi réaliste que possible le comportement des poutres en acier et mixte avec ouvertures dans l'âme.

Actuellement, les Eurocodes ne prévoient pas le calcul des poutres à âmes ajourées, qu'elles soient mixtes ou en acier. Le calcul des poutres en acier avec ouvertures dans l'âme était prévu dans l'Annexe N de la version ENV de l'EC3 partie 1-1, mais cette annexe n'a pas été retenue dans la version définitive. Elle demeure cependant un document de référence pour le calcul de ce type de poutres.

Des publications du SCI, telles que la publication P068«Design of openings in the web», ainsi que la publication P100«Design of composite and non-composite cellular beams» donnent d'autres approches de calcul pour ce même problème.

C'est en référence à ces documents ainsi qu'à des résultats expérimentaux que le « Guide de dimensionnement des poutres mixtes comportant des ouvertures d'âme de grandes dimensions » a été établi. Il est compatible avec les Eurocodes 3 et 4 ainsi qu'avec la BS5950-1 et -3. Ce guide permet le calcul de poutres en acier ou mixtes.

Nous allons traiter dans une première partie le calcul des poutres en acier en adoptant l'approche de l'Eurocode 3 partie 1-1(Annexe N), partie 1-2 et partie 1-5. Puis dans une deuxième partie, en traitera le calcul des poutres mixtes d'après le guide de dimensionnement tout en expliquant en parallèle la démarche donnée dans l'Eurocode 4 partie 1-1 et partie 1-2, les articles de CTICM inspiré de l'Annexe N et SCI.

**10 Objectif de travail d'investigation de la thèse :**

Le but de ce projet est d'étudier les poutres ajourées cellulaires en condition normale et sous l'effet d'incendie. Suite à un travail de recherche bibliographique présenté dans cette thèse nous avons recensé l'existence d'un nombre important de formules analytiques de vérification à l'ELU et l'ELS pour la résistance globale sous différents sollicitations et pour les instabilités locales particulière à ce genre de poutre.

Les concepteurs par souci de simplification de la tâche de calcul ont développés des logiciels tels qu'ACB+ entièrement dédiés aux poutres cellulaires. Ces logiciels comportent beaucoup de « boîtes noires » que nous avons essayé de faire apparaitre sous forme de feuilles EXCEL complémentaires regroupant toutes les formulations de vérifications nécessaires pour une bonne compréhension de différentes étapes. Une étude paramétrique à été faite en tenant compte de l'influence du nombre d'ouvertures et de leurs dimensions sur le comportement des poutres cellulaires et pour investiguer la résistance, la flèche en condition normale et les températures critiques. Dans ce contexte l'étude concerne les poutres cellulaires en acier et mixtes.

**Références du chapitre I :**

- [1] A. M. Jamadar., P. D. Kumbhar, Finite Element Analysis of Castellated Beam: A Review, International Journal of Innovative Research in Advanced Engineering (IJIRAE) ISSN: 2349-2163 Volume 1 Issue 9, October 2014.
- [2] A. Nadjai, O. Vassart, Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures, Fire safety journal n°42 pp 489-497, 2007
- [3] A. H. Gandomi, S. M. Tabatubai, M. O. MORADIAN, A. RADFAR, A. H. ALAVI, "A new prediction model for the load capacity of castellated steel beams", Journal of Constructional Steel Research, vol.67, pp.1096-1105, 2011.
- [4] Arcelor Mittal ,DR Ir Olivier Vassart, Développement de nouveaux types de poutres cellulaires courbes et à inertie variable, 2010.
- [5] Arcelor: Construction mixte Acier –béton à base de poutrelles laminées. Arcelor Sections Commercial S.A. 66, rue de Luxembourg. www.sections.arcelor.com
- [6] Arcelor Mittal , ACB® Poutres alvéolaires.
- [7] Aribert J. -M., : Analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance de l'acier du profilé sur le degré minimum de la connexion partielle d'une poutre mixte. p. 39-55, Revue Construction Métallique n°3-1997.
- [8] Bower J.E. "Design of beams with web openings." Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1968.
- [9] BS EN 1993-1-5 : Eurocode 3- Design of steel structures-part 1-5 : Plated structural elements ; 2006.
- [10] Cellular beams at ambient and elevated temperatures.
- [11] Clawson, W.C., and Darwin, D. Strength of Composite Beams at Web Openings, ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 108, No.ST3, March, 1982
- [12] D Kerdal ;Lateral-torsional buckling strength of castellated beams. University of Sheffield, Nov1982.
- [13] D Kerdal., & Nethercot, D.A., Failure modes for castellated beams. Journal of constructional Steel Research, 4, 295-315,1984.
- [14] Darwin D, Steel and composite beams with web openings. American Institute of Steel Construction, Steel Design Guide Series No. 2. Chicago, IL, 1990.
- [15] Daniel BITAR, PLANCHERS MIXTES À POUTRELLES AJOURÉES, Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM), 2005.

- [16] ENV 94-1-1 Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des constructions mixtes acier-béton.
- [17] Julien HAURY, Développement d'une approche de calcul pour poutre mixte avec ouverture d'âme, thèse d'ingénierie, juin 2008.
- [18] Hirt M., Bez R., Traité de génie civil- Construction métallique, "Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement"- Volume 10 ; Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1996.
- [19] K.F. Chung., T.C.H. Liu., A.C.H. Ko, investigation on vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings. Journal of constructional steel research, vol 5, pp. 467-490, 2001.
- [20] K.F.Chung et T.C.H. Liu, A.C.H. Ko en (2003) "Steel beams with large web openings of various shapes and sizes : an empirical design method using a generalized moment shear interaction curve", Journal of constructional steel research, vol.59, pp. 1177-1200, 2003.
- [21] KD Tsavdaridis, D'Mello C, Hawes M. Experimental study of ultra shallow floor beams with perforated steel sections. Research report, National Specialist Contractors' Council, NSCC2009; 2009. p. 312-9.
- [22] Khreireddine Doumi ,Touache Othman, Etude de poutres métalliques ajourées à plusieurs formes d'ouvertures d'âme en conditions normales et sous incendie, thèse de master, 2015.
- [23] M. VELJKOVIC ET AL., "Large web openings for service integration in composite floors", CECA projects, 120 pages, 2006.
- [24] MR Soltani, Bouchaïr A, Mimoune M, Nonlinear FE analysis of the ultimate behavior of steel castellated beams. J Constr Steel Res;70:101-14, 2012.
- [25] Mohammed Redha Merouani, Larbi Abdelhamid, Etude des planchers mixtes à température ambiante et sous l'effet d'incendie, thèse de master, 2014.
- [26] Oehlers DJ., Bradford MA, Composite steel and concrete structural members: fundamental behaviour. Pergamon, 1995.
- [27] Redwood et Mc Cutcheon JO, Beam tests with unreinforced web openings. J struct Div Proc ASCE ;94(ST1) :1-17, 1968.
- [28] Redwood RG, Baranda H, Daly MJ, Tests of thin-webbed beams with unreinforced holes. J struct Div ASCE ; 104(ST3),577-95, 1978.
- [29] RM Lawson , Design for openings in the webs of composite beams. SCI/CIRIA Publication P068 .p.1-44, 1987.

[30] Redwood RG, Cho SH, Design of steel and composite beams with web openings. J Construct Steel Res;25:23–41, 1993.

[31] R.M Lawson, J. LIM J, S.J. HICKS, W.I. SIMMS, “Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings”, Journal of Constructional Steel Research, vol 6(62), pp. 614-629, 2005.

[32] R.M Lawson and Hicks S. J., Design of composite beams with large openings, SCI P355, SCI Publication, Berkshire UK, 2011.

[33] Sébastien Durif, Olivier Vassart, Abdelhamid Bouchaïr, Jean Pierre Muzeau , Modèle mécanique pour les poutres à larges ouvertures d’âmes de section variable, Mai 2001.

[34]Samadhan G. Morkhade, Laxmikant M. Gupta, An experimental and parametric study on steel beams with web openings, int J Adv Struct Eng 7 :249-260, 2015.

[35] V.Y. Bernice Wong, Ian W. Burgess and Roger J. Plank, BEHAVIOUR OF COMPOSITE FLOOR BEAM WITH WEB OPENINGS AT HIGH TEMPERATURES, SDSS’Rio 2010 STABILITY AND DUCTILITY OF STEEL STRUCTURES E. Batista, P. Vellasco, L. de Lima (Eds.) Rio de Janeiro, Brazil, September 2010.

[36] P D Pachpor, Gupta L M, Deshpande N V, Analysis and design of cellular beam and its verification, 2014.



**Chapitre II :**  
**Poutres cellulaires à ouvertures**  
**d'âme**

## Chapitre II : Poutres cellulaires à ouvertures d'âme

### II.1 Poutre cellulaire en acier à ouverture d'âme isolée

#### 1.1 Géométrie :

Des ouvertures peuvent être considérées comme isolées lorsque leur espacement bord à bord est supérieur au diamètre  $d_o$  des ouvertures circulaires ou à la largeur  $10$  des ouvertures rectangulaires ou oblongues. Dans ce cas les effets d'interaction dans le montant d'âme peuvent être négligés.

Les dimensions d'une ouverture d'âme isolée, voir Figure 1.1, satisfasse les limites suivantes:

- $h_o \leq 0.75 d_w$  pour une ouverture polygonale ou  $0.80 d_w$  pour une ouverture circulaire ;
- $d_1 \geq 0.10 d_w$
- $d_2 \geq 0.10 d_w$
- $a_o \leq 3h_o$
- $r_c \geq 2t_w$  mais  $r_c \geq 15\text{mm}$ .

L'excentricité  $e_o$  d'une ouverture ne doit pas supérieure à  $0.125 d_w$  en direction de la semelle comprimée figure 1.1.

La largeur libre minimum  $w$  de l'âme formant un montant d'âme efficace entre deux ouvertures adjacentes satisfasse les conditions suivantes :

Pour les ouvertures rectangulaires :

$$w \geq a_o V_{sd} / (V_{c,Rd} - V_{sd}) \quad \text{mais} \quad w \geq h_o$$

Pour les ouvertures circulaires :

$$w \geq d_o V_{sd} / (V_{c,Rd} - V_{sd}) \quad \text{mais} \quad w \geq 1.5 d_o$$

Où la résistance au cisaillement  $V_{c,Rd}$  de l'âme non ajourée est la plus faible entre la résistance au cisaillement plastique  $W_{pl,Rd}$  et la résistance au voilement par cisaillement  $V_{ba,Rd}$ .

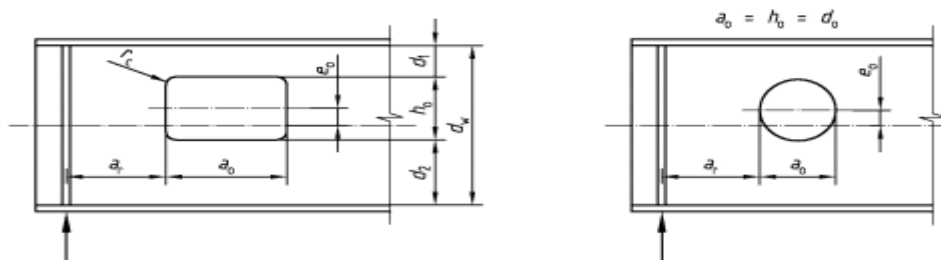


Figure 1.1 : Position et dimensions d'une ouverture.

### 1.2 Classification des sections transversales

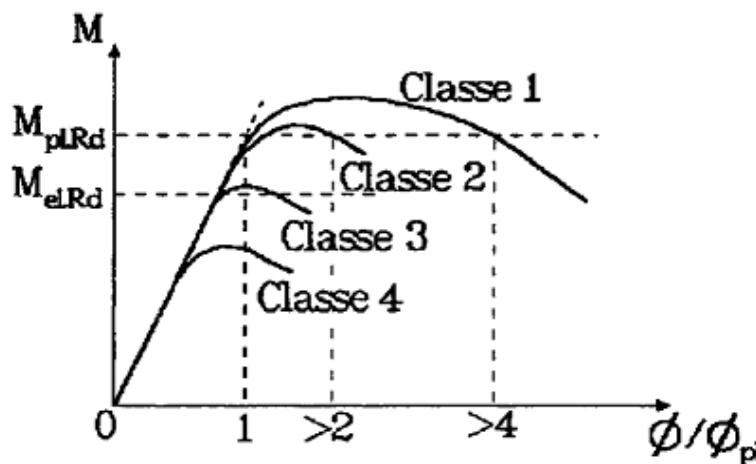
L'EN 1993-1-1 [7] tient compte des effets du voilement local à l'aide d'une classification de la section transversale divisée en quatre classes (de la plus massive à la plus élancé) :

**Classe 1** : section transversale pouvant former une rotule plastique et ayant une capacité de rotation suffisante et importante

**Classe 2** : section transversale pouvant former une rotule plastique avec une rotation limitée

**Classe 3** : section transversale pouvant atteindre le moment élastique  $M_{el}$  mais le voilement locale est susceptible d'empêcher le développement du moment plastique  $M_{pl}$ .

**Classe 4** : section transversale de voilement empêche le développement du moment résistant élastique  $M_{el}$  et plastique  $M_{pl}$  [15]



**Figure1.2** : Classification des sections transversales en fonction du moment résistant et de la capacité de rotation [14]

- **Sections transversale non ajourée :**

	Classe 1	Classe 2	Classe 3
<b>Ame :</b> $d/t_w$	72 $\epsilon$	83 $\epsilon$	124 $\epsilon$
<b>Semelle :</b> $c/t_f$	9 $\epsilon$	10 $\epsilon$	14 $\epsilon$

Avec :

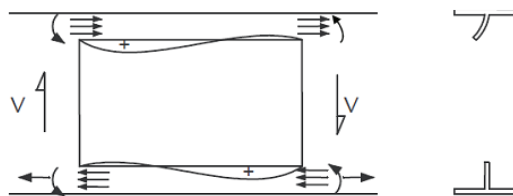
$c$  = distance entre l'âme et l'extrémité de la semelle : selon EN1993-1-1 :  $c=0.5(b-t_w)-r$

$t_f$  = épaisseur de la semelle

$\varepsilon$  = facteur correcteur selon la nuance :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$  →  $\begin{cases} - S235 : \varepsilon = 1 \\ - S275 : \varepsilon = 0.92 \\ - S275 : \varepsilon = 0.81 \end{cases}$

### • Sections transversale ajourée:

La classification des sections perforées est définie selon N.1.7.2 de l'Annexe N de l'Euro-code 3 (version ENV1993-1-1) [7]. Cette classification est définie en terme de niveau de plastification à la rupture et de la possibilité d'occurrence du voilement local au niveau du Té supérieur comprimée comme il est montré dans la figure 1.3 .



**Figure 1.3 :** Voilement local au niveau d'un Té supérieur non raidi [14]

La classification de la partie en console de l'âme du Té dépend de sa longueur et de sa hauteur. Elle peut être classée à l'aide des formules ci-dessous, qui emploient les notations de la figure 1.5 :

$$l_0 \leq 32.\varepsilon.t_w \quad \text{ou} \quad b_{wc} \leq \frac{10.\varepsilon.t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{32.\varepsilon.t_w}{l_0}\right)^2}}$$

Ame de classe 2 :

$$l_0 \leq 36.\varepsilon.t_w \quad \text{ou} \quad b_{wc} \leq \frac{14.\varepsilon.t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{36.\varepsilon.t_w}{l_0}\right)^2}}$$

Où

$b_{ws}$  Est la longueur saillante d'âme de té  $b_{w1}$  et  $b_{w2}$  indiqué à la figure 1.4.

$L_0$  est la longueur définie à la figure 1.5.

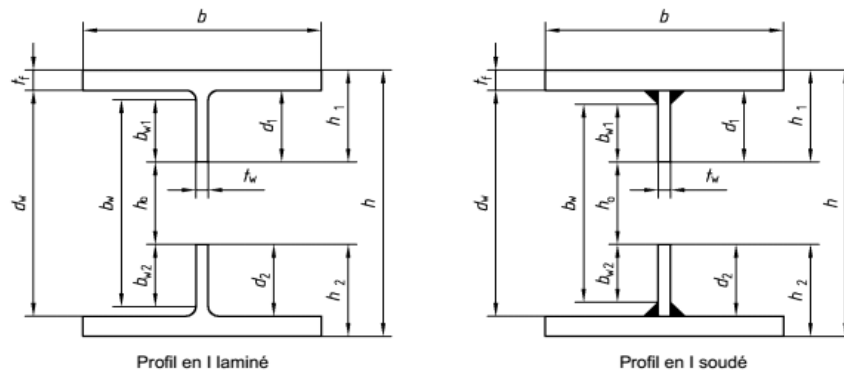


Figure 1.4 : Géométrie des sections transversales ajourées.

En raison de la faible ampleur des rotations de rotule plastique nécessaires à l'apparition du mécanisme Vierendeel, il est suffisant pour les âmes non raidies des Tés situés au-dessus et au-dessous des ouvertures d'âmes d'être de classe 1,2 ou 3. [7]

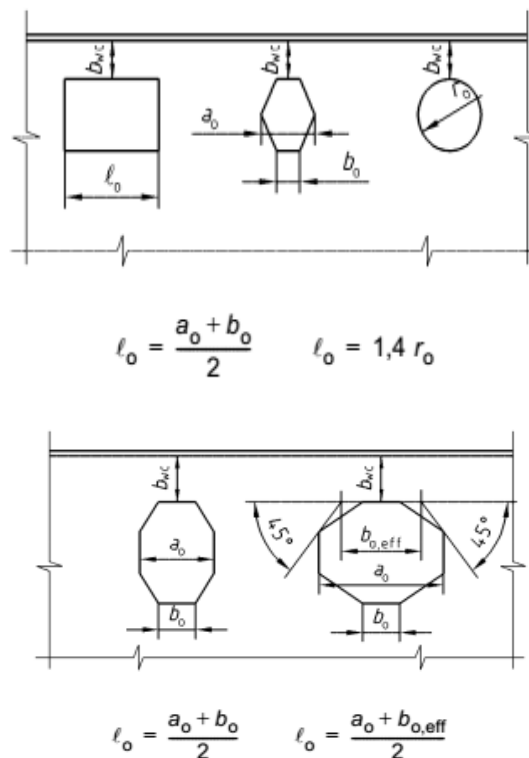


Figure 1.5 : Notations pour la classification des âmes des Tés non raidis [14]

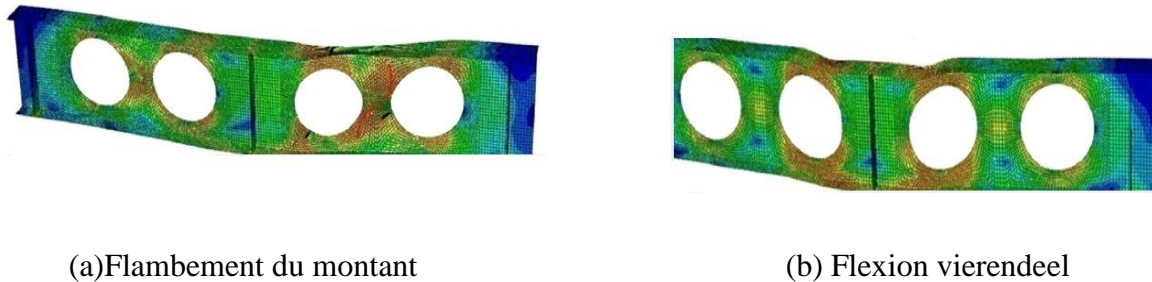
### 1.3 Modes de ruine

Le comportement d'une poutre ajourée sous différents sollicitations en condition normal est plus complexe que celui de la poutre à âme pleine et les différents travaux citer dans la recherche bibliographique mentionnent différents modes de ruine , pouvant survenir au niveau ou à proximité des ouvertures isolée résumés comme suit :

- flexion globale de la section transversale perforée;
- cisaillement pur de la section transversale perforée;

- flexion Vierendeel autour de l'ouverture d'âme;
- flambement du Té comprimé.

Ces modes de ruine apparaissent isolément ou en interaction i.e. effet de flexion vierendeel et/ou instabilité du montant montré principalement par la distribution des contraintes autour de l'ouverture et de montant de l'âme par le biais des modèles numériques voir figure 1.6



**Figure 1.6** : les principaux modes de ruines dans une poutre cellulaire à âme isolé

Ceci dépend de la forme et la dimension de l'ouverture.

Ces modes de ruines se produisent généralement dans les zones de faible cisaillement et de moment important. Chaque Té soumis à une combinaison de cisaillement qui a pour effet de réduire leur capacité axiale et leur résistance [22].

## 1.4 Etat limite ultime

Les procédures d'analyse analytique comme reportées dans l'EC 3 Annexe N dont les formulations ont été étudiées dans des projets [11] [16]

### 1.4.1 Résistance des sections au droit des ouvertures isolées

Dans cette partie nous allons donner les règles en vigueur pour les vérifications à ELU des sections ouvertes.

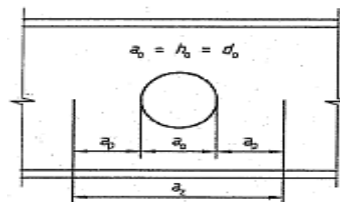
- **Résistance de l'âme au droit d'une charge concentrée**

Tout comme pour les appuis, les ouvertures peuvent interagir avec une charge concentrée et réduire ainsi la résistance de l'âme. Cet effet peut être négligé si la distance  $a_p$  entre l'extrémité de l'ouverture et la charge est supérieure aux valeurs indiquées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau 1.1** : Distance minimale par rapport à la charge ponctuelle.

	Ouverture circulaire
$d_w / t_w \leq 90\varepsilon$	$a_p = 0,9d_0$
$d_w / t_w \geq 90\varepsilon$	$a_p = \left( \frac{d_w / t_w}{100\varepsilon} \right) d_0$ avec $a_p \leq d_w$

Lorsque l'ouverture est bordée de raidisseurs verticaux, on prendre  $a_p = 0$

**Figure 1.7** : zone d'influence d'une ouverture.

Si la charge est appliquée dans la zone d'influence de l'ouverture, il convient d'analyser le Té comme une poutre encastree aux extrémités de longueur  $a_z$

- **Resistance au cisaillement**

Pour les sections ajourées, la résistance au cisaillement est donnée par la formule :

$$V_{0,Rd} = \min(V_{0,pl,Rd}; V_{0,ba,Rd})$$

$V_{pl,Rd}$  Représente la résistance plastique au cisaillement selon l'EC3-1-1 partie 5.4.6,  $V_{o,ba,Rd}$  la résistance au voilement par cisaillement calculée par la méthode post-critique selon l'EN 1993-1-5 et  $V_{ba,Rd}$  représente la résistance au voilement par cisaillement de la section transversale non perforée définie par l'Euro code 3 (clause 5.6.3)

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} A_v \quad \text{Avec} \quad A_v = A - 2b_f t_f + (t_w + 2r) t_f$$

Le tableau 1.2 Donne les formules permettant de calculer ces résistances pour des ouvertures circulaires.

**Tableau 1.2** : Résistance au cisaillement de la section ajourée.

	Ouverture circulaire
$V_{o,pl,Rd}$	$V_{o,pl,Rd} = \left( V_{pl,Rd} - \frac{0.9 d_0 t_w f_{yw}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \right) \sqrt{\frac{\eta}{\eta + 1}} \text{ Avec } \eta = 3.7 \left[ \frac{(d_w - 0.9 d_0)^2 + 4 e_0^2}{d_0 (d_w - 0.9 d_0)} \right]^2$
$V_{o,ba,Rd}$	$V_{o,ba,Rd} = V_{ba,Rd} \left( 1 - \frac{d_0}{d_w} \right)$

Où

$d_w$  Est la hauteur hors-tout de l'âme ;

$h_o$  Est la hauteur de l'ouverture, dans le cas d'une ouverture circulaire  $h_o$  est remplacée par son diamètre  $d_0$ ;

$t_w$  : L'épaisseur de l'âme;

$f_{yw}$  : La limite élastique de l'âme.

$\gamma_{M0} = 1,0$  : coefficient partiel de sécurité.

$A$  : Aire de la section transversale de la poutre en acier sans ouverture.

$r$  : Rayons de congé du profilé laminé.

$\eta$  : Coefficient qui tient compte de l'influence de l'excentricité de l'ouverture sur la résistance au cisaillement.

$e_o$  : Est l'excentricité entre le centre de l'ouverture et la mi-hauteur de l'âme de la poutre.

#### • Résistance à la flexion + cisaillement

La vérification proposée dans l'annexe N tien compte à la fois :

- De la flexion globale de la poutre au droit de l'ouverture ;
- De la flexion secondaire ;
- De l'interaction entre flexion et effort tranchant verticale.

Tout comme pour l'effort tranchant, la réduction du moment de résistance provoquée par une ouverture d'âme isolée peut être négligée pour les sections transversales situées à une distance de l'ouverture supérieure à  $a_p$ .

Pour les sections transversales de classe 1 ou 2 (sans prise en compte de l'ouverture), la valeur du moment de résistance à mi-longueur de l'ouverture d'âme est donnée par les expressions données dans le tableau 1-3.

Pour les sections de classe 3, le moment est donné par les expressions du tableau 1-3 en utilisant les mêmes valeurs de  $\mu_1$ .



**Tableau 1.3** : Moment résistant plastique, élastique de la section ajourée.

		Ouverture circulaire	
		Classe 1&2	Classe 3
$M_{o,Rd} =$	$M_{pl,Rd} \left( 1 - 0.225 t_w a_0 \frac{(0.9a_0 + 4e_0)}{W_{pl,y}} - \mu_1 \frac{V_{sd}}{V_{o,Rd}} \right)$	$M_{el,Rd} \left( 1 - \frac{t_w (0.9a_0 + 2e_0)^3}{12I_y} - \mu_1 \frac{V_{sd}}{V_{o,Rd}} \right) \mu_2$	
	mais $M_{o,Rd} \leq M_{pl,Rd} \left( 1 - \frac{0.25 t_w a_0 (a_0 + 4e_0)}{W_{pl,y}} \right)$	mais $M_{o,Rd} \leq M_{el,Rd} \left( 1 - \frac{t_w (a_0 + 2e_0)^3}{12I_y} \right)$	
$\mu_1$ et $\mu_2$	$\mu_1 = \frac{0.25 t_w d_w^2 \left[ 1 + 1.35 \left( 0.7 - \frac{0.9 d_0}{d_w} \right) \frac{d_0}{d_w} \right]}{W_{pl,y}}$	$\mu_2 =$	Si $\frac{a_0}{t_w} > 125 \varepsilon$ $1.125 - 0.001 \frac{d_0}{t_w}$
			Si $\frac{a_0}{t_w} \leq 125 \varepsilon$ 1

$I_y$  Est le moment d'inertie de flexion de la section transversale non ajourée ;

$M_{el,Rd}$  Est le moment de résistance élastique de la section transversale non ajourée ;

$M_{pl,Rd}$  Est le moment de résistance plastique de la section transversale non ajourée ;

$V_{o,Rd}$  Est la résistance au cisaillement de la section transversale ajourée ;

$W_{pl,Rd}$  Est le module plastique de la section transversale non ajourée.

### 1.4.2 Règles de conception

En se basant sur le critère d'interaction cisaillement-moment, plusieurs travaux de recherche ont apporté des améliorations dans sa formulation et on présente la règle de conception simplifiée proposée par Chung [11]. Elle concerne les poutres d'acier avec ouverture circulaire centrée à mi-hauteur de l'âme, s'écrit sous la forme :

$$\left( \frac{V_{sd}}{V_{o,Rd}} \right)^{2.5} + \left( \frac{M_{sd}}{M_{o,Rd}} \right)^{2.5} \leq 1$$

La formule d'interaction non linéaire représentée pour donner une règle simple de conception pour évaluer la capacité du moment de la section perforée,  $M_{vo,Rd}$ , La force de cisaillement  $V_{sd}$ , contre le mécanisme Vierendeel comme suit:

$$M_{vo,Rd} = M_{o,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{V_{sd}}{V_{o,Rd}} \right)^{2.5} \right]^{0.4} \geq M_{sd}$$

$M_{o,Rd}$  : Moment résistant de la section cellulaire ;

$V_{o,Rd}$  : Résistance au cisaillement de la section cellulaire ;

$M_{sd}$  : Moment fléchissant.

Dont :

$$M_{o,Rd} = f_y W_{o,pl} \geq M_{sd} ;$$

$$W_{o,pl} = W_{pl} - a_0^2 t_w / 4 ;$$

$$V_{o,Rd} = f_y A_{vo} ; A_{vo} = A_v - a_o t_w .$$

Avec:

$W_{pl}$  : Module plastique de l'acier  $\Rightarrow$  correspond au rapport entre le moment équilibré par le diagramme plastique (bi-rectangulaire) des contraintes et la limite  $f_y$  ; Pour les profils

symétriques:  $W_{pl} = 2 S = A \frac{Z}{2}$ .

Ou :

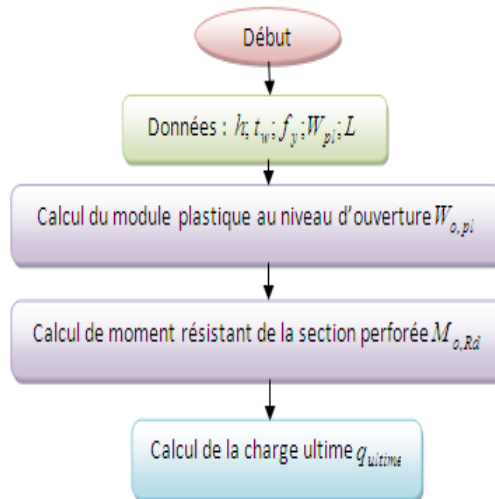
$$W_{pl} = \frac{t_w h^2}{4} + (b - t_w)(h - t_f)t_f + \frac{4 - \pi}{2} r^2 (h - 2t_f) + \frac{3\pi - 10}{3} r^3$$

$f_v = 0.577 f_y / \gamma_{Mo}$  ; Résistance au cisaillement de l'acier.

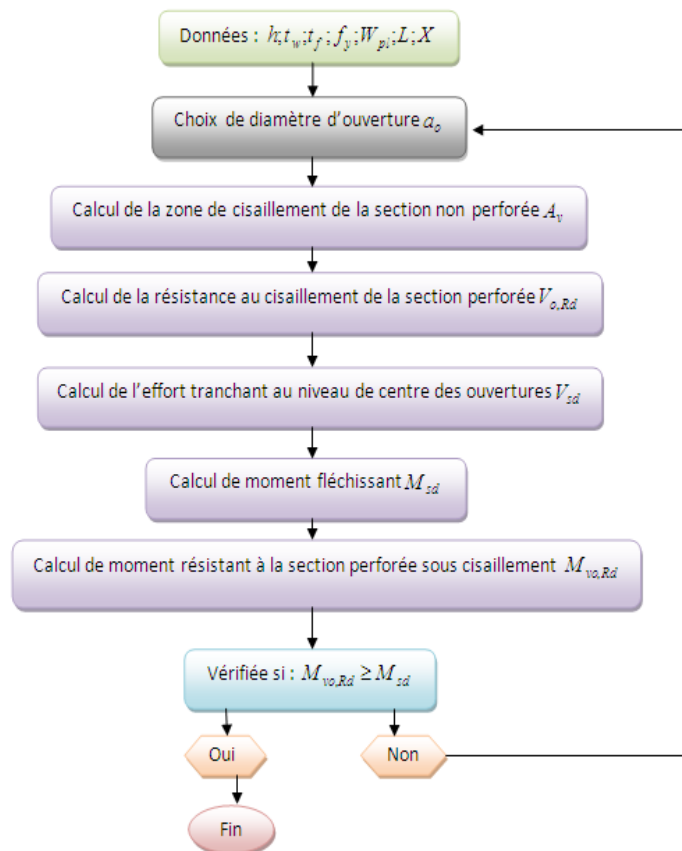
$A_v = h t_w$  ; La zone de cisaillement de la section non perforée.

### 1.4.3 Organigrammes illustratif de la méthode de Chung :

- Détermination de la charge ultime :



- **Vérification de mécanisme de viendeel au niveau des ouvertures :**



### 1.5 Etat limite de service

- **La flèche**

La méthode d'évaluation de la flèche telle que proposée par l'EC3 Annexe N se base sur celle du profilé à âme pleine en ajoutant une flèche additionnelle provoquée par l'ouverture. L'annexe N fait seulement une recommandation pour déterminer la déformation additionnelle de la poutre ajourée en prenant en compte :

- l'effet de flexion globale sur la déformation totale de la section transversale ajourée ;
- l'effet de déformation par flexion locale des tés supérieur et inférieur ;
- l'effet de déformation par cisaillement des tés supérieur et inférieur.

Dans le cas de poutre isostatique sur appuis simples soumises à un chargement uniformément réparti, la valeur de la flèche maximale qui se situe à mi-travée vaut :

$$\delta = \frac{5ql^4}{384E_a I_y} \leq \delta_{adm}$$

La flèche admissible est indiquée sur le tableau 1.4.

**Tableau 1.4** : Flèches admissibles selon l'EC3.

Conditions	Limites	
	$\delta_{max}$	$\delta_3$
Toiture en générale	L/200	L/250
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/200	L/300
Plancher en générale	L/200	L/300
Plancher et toiture supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles	L/250	L/350
Plancher supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale d'ELU)	L/400	L/500
Cas où $\delta_{max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250	

La flèche additionnelle  $\delta_{add}$  est donné approximativement par l'expression [2] par :

$$\frac{\delta_{add}}{\delta_b} = k_0 \left( \frac{l_0}{L} \right) \left( \frac{a_0}{L} \right) \left( 1 - \frac{x}{L} \right) \quad \text{pour } x \leq 0.5L$$

Où

$k_0$  est un coefficient égal à 1.5 pour les ouvertures raidies, 2.0 pour les ouvertures non raidies ;

$l_0 = 0.5a_0$ : Pour les ouvertures circulaires ;

$x$  : La position de l'ouverture ;

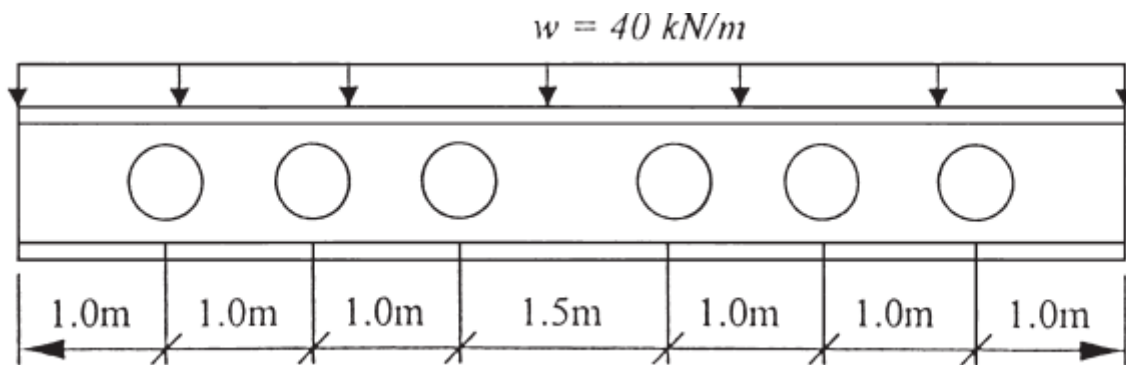
$\delta_b$  : La flèche de flexion pure de la poutre non ajourée.

## 1.6 Calcul préliminaire :

### Vérification analytique de poutre sur la base de référence dite de la méthode (Chung) [11]

Une poutre isostatique UB 457x152x52 de longueur  $L=7.5m$  avec six ouvertures circulaires de diamètre ( $a_0=0.75h$ ) est soumis à une charge uniformément répartie de 40 KN/m, dont les ouvertures sont placées symétriquement par rapport au centre de la poutre avec un intervalle de 1.0m au départ des supports.

Données :



$L=7.5$  m,  $x=1.0, 2.0, 3.0$  m,  $h=449.8$  mm  $t_w = 7.6$  mm ,  $b=152.4$  mm,  $t_f = 10.9$  mm  
 $d_o = 337.4$  mm ,  $W_{pl} = 1096 \times 10^3$  mm<sup>3</sup>

La capacité de charge de la poutre sans ouvertures d'âme,  $W$ , est de 42.9 KN/m.

• **Présentation des différentes étapes de vérifications :**

**Etape1 : Détermination de moment fléchissant et de l'effort tranchant au niveau de centre des ouvertures :**

X(m)	$M_{sd} = \left[ w x \left( \frac{L-x}{2} \right) \right] KN.m$	$V_{sd} = \left[ w \left( \frac{L}{2-x} \right) \right] KN$
1.0	130	110
2.0	220	70
3.0	270	30

**Etape 2 : détermination du moment et de cisaillement de la section perforée**

$$M_{o,Rd} = f_y W_{o,pl} = f_y \left( W_{pl} - \frac{t_w d_o^2}{4} \right) = 275 \left( 1096 - \frac{7.6 \times 337 \times 4^2}{4} \right) = 241.9 KN.m$$

$$V_{o,Rd} = f_y A_{vo} = 0.577 f_y (A_v - d_o t_w) = 0.577 \times 275 \times 7.6 (449.8 - 337 \times 4) = 135.6 KN$$

**Etape 3 : déterminer le moment résistant à la section perforée sous cisaillement  $M_{vo,Rd}$  et vérifiée par rapport  $M_{sd}$**

-Pour **X=1.0 m**,

$$M_{vo,Rd} = M_{o,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{V_{sd}}{V_{o,Rd}} \right)^{2.5} \right]^{0.4} = 241.9 \left[ 1 - \left( \frac{110}{135.6} \right)^{2.5} \right]^{0.4}$$

$$M_{vo,Rd} = 168.9 \text{ KN.m} > M_{sd} = 130 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**-Pour X=2.0 m,**

$$M_{vo,Rd} = 222.2 \text{ KN.m} > M_{sd} = 220 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**-Pour X=3.0 m,**

$$M_{vo,Rd} = 239.7 \text{ KN.m} > M_{sd} = 270 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

La capacité de charge  $w$  est réduit comme suit :

$$W = \frac{w}{M_{sd}} M_{vo,Rd} = \frac{40}{270} 239.7 = 35$$

Si non, on peut réduire le diamètre de la troisième ouverture à 0.5h ou  $d_o=225$  mm, et répéter les étapes 2 et 3

$$M_{o,Rd} = 275 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad V_{o,Rd} = 271.2 \text{ KN}$$

**Pour X=3.0 m,**

$$M_{vo,Rd} = 274.6 \text{ KN.m} > M_{sd} = 270 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M																																	
1	<b>Les données</b>																																													
2																																														
3	h	449,8	mm																																											
4	tw	7,6	mm																																											
5	fy	275	Mpa																																											
6	W <sub>pl</sub>	1096000	mm <sup>3</sup>																																											
7	L	7500	mm																																											
8	d <sub>0</sub>	337,4	mm																																											
9	X <sub>1</sub>	1	m																																											
10	X <sub>2</sub>	2	m																																											
11	X <sub>3</sub>	3	m																																											
12	t <sub>f</sub>	10,9	mm																																											
13	W	40	kN.m																																											
14														<table border="1"> <thead> <tr> <th>X</th> <th>Msd(KN.m)</th> <th>V<sub>0,Rd</sub> (KN)</th> <th>Vsd (KN)</th> <th>M<sub>v0,Rd</sub> (KN.m)</th> <th>M? ok</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>130</td> <td>135,54653</td> <td>110</td> <td>168,806072</td> <td>ok</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>220</td> <td>135,54653</td> <td>70</td> <td>222,1819399</td> <td>ok</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>270</td> <td>135,54653</td> <td>30</td> <td>239,6735986</td> <td>not ok</td> </tr> </tbody> </table>						X	Msd(KN.m)	V <sub>0,Rd</sub> (KN)	Vsd (KN)	M <sub>v0,Rd</sub> (KN.m)	M? ok	1	130	135,54653	110	168,806072	ok	2	220	135,54653	70	222,1819399	ok	3	270	135,54653	30	239,6735986	not ok			
X	Msd(KN.m)	V <sub>0,Rd</sub> (KN)	Vsd (KN)	M <sub>v0,Rd</sub> (KN.m)	M? ok																																									
1	130	135,54653	110	168,806072	ok																																									
2	220	135,54653	70	222,1819399	ok																																									
3	270	135,54653	30	239,6735986	not ok																																									
15						<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="7">la correction de la charge et du diamètre</th> </tr> <tr> <th>W<sub>ré</sub> = W/Msd.M<sub>v0,Rd</sub></th> <th>d<sub>0</sub> = 0.5 h</th> <th>W<sub>0,pl</sub></th> <th>M<sub>0,Rd</sub></th> <th>Av<sub>0</sub></th> <th>V<sub>0,Rd</sub></th> <th>M<sub>v0,Rd</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>51,94032985</td> <td>224,9</td> <td>999897,98</td> <td>274,971945</td> <td>1709,24</td> <td>271,213657</td> <td>274,971945</td> </tr> <tr> <td>40,39671635</td> <td>224,9</td> <td>999897,98</td> <td>274,971945</td> <td>1709,24</td> <td>271,213657</td> <td>274,971945</td> </tr> <tr> <td>35,50719979</td> <td>224,9</td> <td>999897,98</td> <td>274,971945</td> <td>1709,24</td> <td>271,213657</td> <td>274,971945</td> </tr> </tbody> </table>						la correction de la charge et du diamètre							W <sub>ré</sub> = W/Msd.M <sub>v0,Rd</sub>	d <sub>0</sub> = 0.5 h	W <sub>0,pl</sub>	M <sub>0,Rd</sub>	Av <sub>0</sub>	V <sub>0,Rd</sub>	M <sub>v0,Rd</sub>	51,94032985	224,9	999897,98	274,971945	1709,24	271,213657	274,971945	40,39671635	224,9	999897,98	274,971945	1709,24	271,213657	274,971945	35,50719979	224,9	999897,98	274,971945	1709,24	271,213657	274,971945
la correction de la charge et du diamètre																																														
W <sub>ré</sub> = W/Msd.M <sub>v0,Rd</sub>	d <sub>0</sub> = 0.5 h	W <sub>0,pl</sub>	M <sub>0,Rd</sub>	Av <sub>0</sub>	V <sub>0,Rd</sub>	M <sub>v0,Rd</sub>																																								
51,94032985	224,9	999897,98	274,971945	1709,24	271,213657	274,971945																																								
40,39671635	224,9	999897,98	274,971945	1709,24	271,213657	274,971945																																								
35,50719979	224,9	999897,98	274,971945	1709,24	271,213657	274,971945																																								
16	symboles	formules	valeurs	unités																																										
17	W <sub>0,pl</sub>	W <sub>pl</sub> - (d <sub>0</sub> <sup>2</sup> . tw) / 4	879706,356	mm <sup>3</sup>																																										
18	M <sub>0,Rd</sub>	fy . W <sub>0,pl</sub>	241,9192479	KN.m																																										
19	Av	h . tw	3418,48	mm <sup>2</sup>																																										
20	Av <sub>0</sub>	Av - d <sub>0</sub> . tw	854,24	mm <sup>2</sup>																																										
21	f <sub>v</sub>	0.577 . fy / √(1 + M <sub>0</sub> )	158,675	Mpa																																										
22	V <sub>0,Rd</sub>	f <sub>v</sub> . Av <sub>0</sub>	135,546532	KN																																										
23																																														
24																																														
25																																														
26																																														
27																																														

## II.2 : Poutre cellulaire en acier à ouvertures d'âme multiples

L'étude d'une poutre ajourée à ouvertures multiples repose sur des formulations complexes élaborée sous forme de méthodes analytiques approchées dont certaines existent dans l'Annexe N et d'autres relèvent des guides et projets de recherche ressent [4] [10] [16]. L'analyse manuelle s'avère très laborieuse au vue des différents paramètres géométriques, de comportements structuraux et autres. Le développement ou l'utilisation d'outils d'analyse automatique tel que les feuilles de calcul Excel et logicielle dédiées tel que ACB+ sont très importants pour l'établissement d'études paramétriques qui permettent une analyse rationnelle.

### 2.1 Conditions géométriques

#### 2.1.1 Le long de la travée :

L'annexe N de l'Euro code 3 donne une méthode de calcul des poutres métalliques avec ouvertures d'âme multiples. Elle s'applique uniquement aux profilés en I laminés ou soudés. Le cas de profilés à semelles inégales n'est pas pris en compte, de même que le cas des poutres mixtes ajourées.

La géométrie des poutres comportant des ouvertures d'âme (polygonales multiples ou circulaires multiples) soit telle qu'illustrée dans les Figure 2.1 et figure 2.2 respectivement.

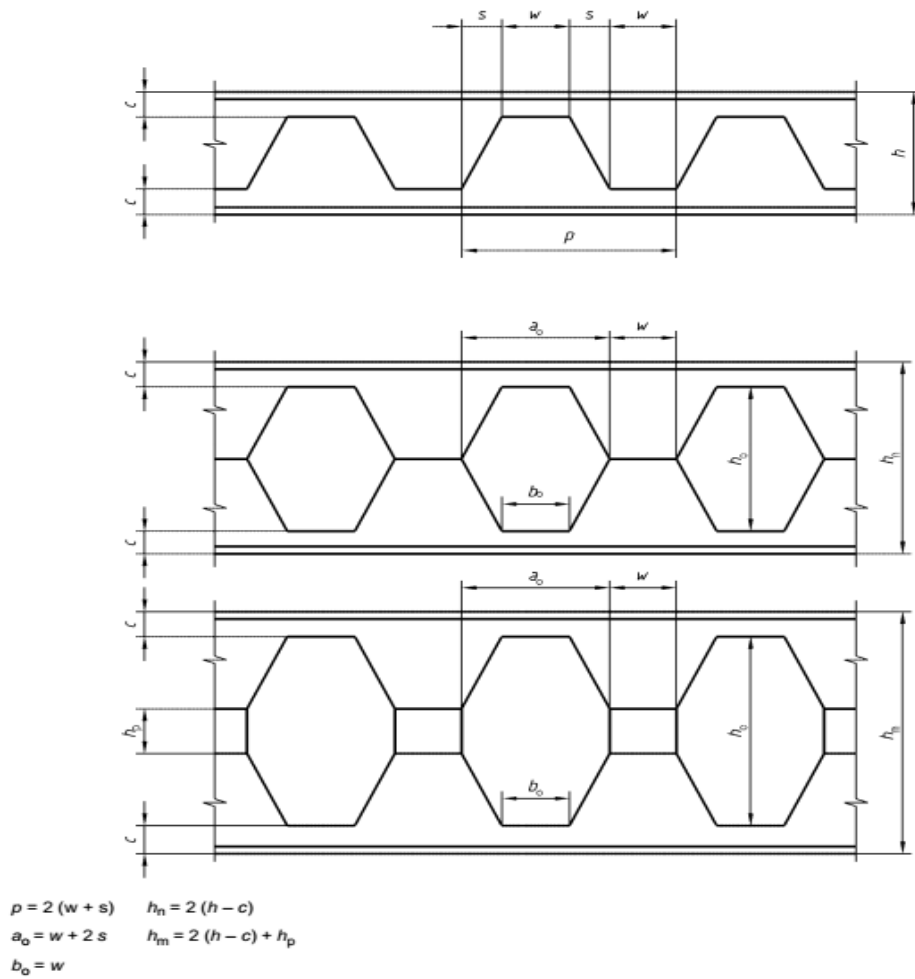


Figure 2.1 : Ouvertures d'âme polygonales multiples.



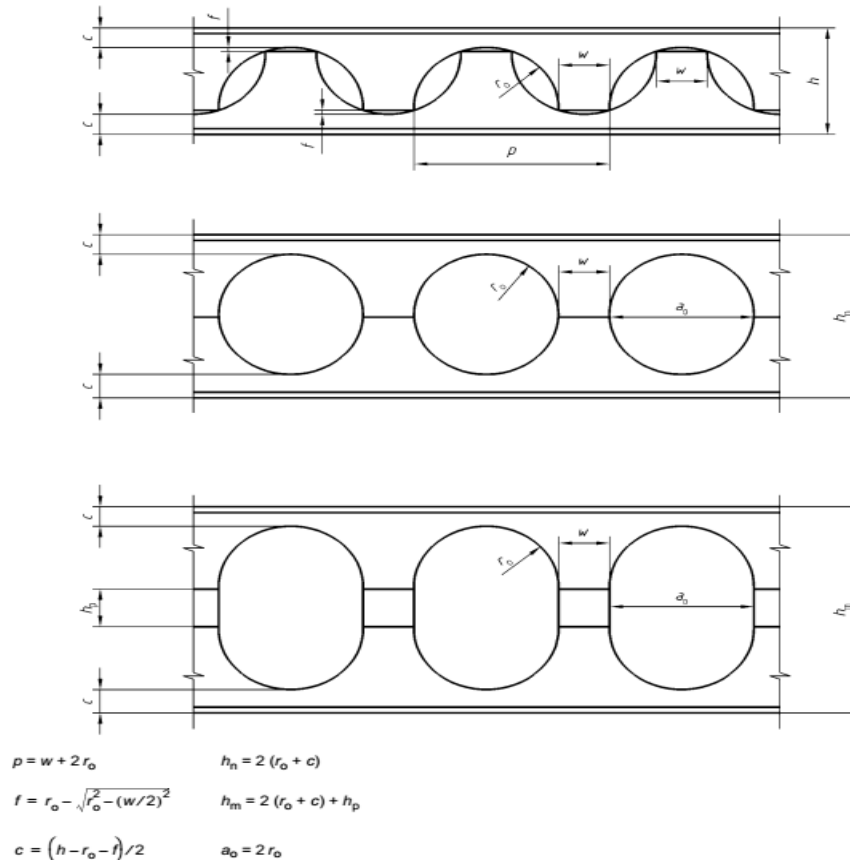


Figure 2.2: Ouvertures d'âme circulaires multiples.

- les dimensions des ouvertures d'âme multiples, Figure 2.3, satisfassent les limites suivantes :

$h_o \leq 0.75 d_w$  Pour une ouverture polygonale ou  $0.80 d_w$  pour une ouverture circulaire ;

- $d_1 \geq 0.10 d_w$
- $d_2 = d_1$
- $a_o \leq h_o$
- $b_o = w$
- $0.25 a_o \leq w \leq 0.50$ .

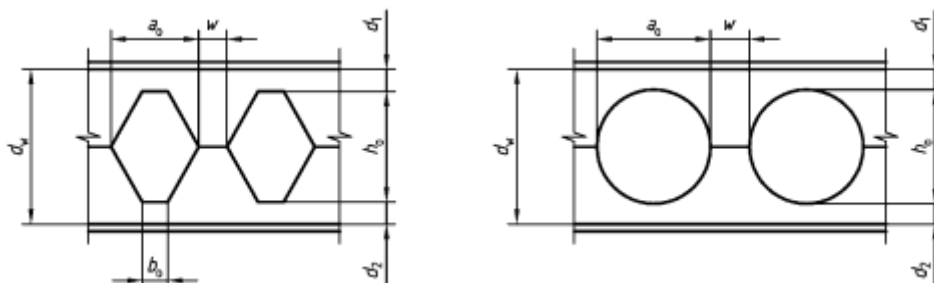


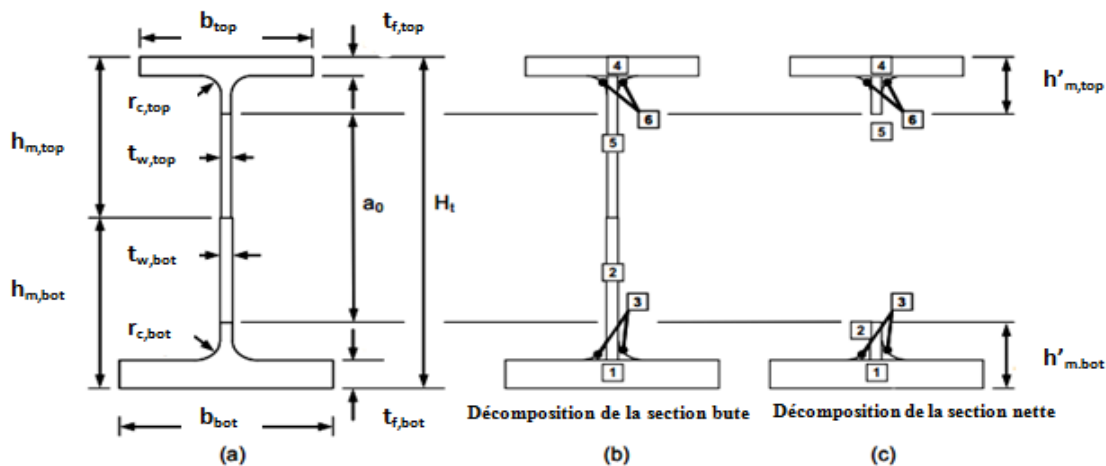
Figure 2.3 : dimensions d'ouvertures d'âme multiples.

Les ouvertures d'âme peuvent être omises, ou encore obturées, ou partiellement bouchées par soudure d'une plaque d'une épaisseur au moins égale à celle de l'âme, si nécessaire au droit des appuis, ou en d'autres points où des forces concentrées sont appliquées.

### 2.1.2 En section transversal

- **Section brute :**

La coupe transversale d'une poutre cellulaire est symétrique au plan médian de l'âme ; comme indiqué sur la figure 2.4(a) [16]. La section est décomposée en parties élémentaires lors de calcul de ses caractéristiques; pour la section brute et pour la section nette tel qu'illustré en figure 2.4(b) et figure 2.4 (c) respectivement.



**Figure 2.4 :** Description géométrique de la section transversale brute.

Les notations des paramètres géométriques de la figure et ceux cités ci-dessous sont aussi adoptés par le logiciel ACB+.

Pour chaque partie élémentaire, les caractéristiques suivantes sont déterminées :

- La surface,
- La position du centre de gravité  $Z_i$  par rapport à la fibre inférieure,
- Moment d'inertie  $I_{oy}$  par rapport à l'axe fort,

L'analyse de chaque partie élémentaire de la section brute allant de 1 à 6 de la figure 2.4, tient compte des formulations présentées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : formulations des caractéristiques des sections élémentaires.

I	$a_i$	$z_i$	$I_{oy,i}$
1	$b_{bot} t_{f,bot}$	$t_{f,bot} / 2$	$b_{top} t_{f,bot}^3 / 12$
2	$(h_{m,bot} - t_{f,bot}) t_{w,bot}$	$(h_{m,bot} + t_{f,bot}) / 2$	$t_{w,bot} (h_{m,bot} + t_{f,bot})^3 / 12$
3	$(4 - \pi) r_{c,bot}^2 / 2$	$t_{f,bot} + k_c r_{c,bot}$	$0.0151 r_{c,bot}^4$
4	$b_{top} t_{f,top}$	$H_t - t_{f,top} / 2$	$b_{top} - t_{f,top}^3 / 12$
5	$(h_{m,top} - t_{f,top}) t_{w,top}$	$H_t - (t_{f,top} + h_{m,top}) / 2$	$t_{w,top} (h_{m,top} - t_{f,top})^3 / 12$
6	$(4 - \pi) r_{c,top}^2 / 2$	$H_t - t_{f,top} - k_c r_{c,top}$	$0.0151 r_{c,top}^4$
<b>Avec</b> $k_c = 1 - 2 / (12 - 3\pi)$			

La surface totale de la section brute est obtenue par la somme de chaque partie élémentaire et elle peut être exprimée par l'équation suivante :

$$A_{brute} = A_{m,bot} + A_{m,top} = \sum_{i=1}^6 a_i \tag{2.1}$$

Où :

Pour le membre inférieur :  $A_{m,bot} = \sum_{i=1}^3 a_i$

Pour le membre supérieur :  $A_{m,top} = \sum_{i=4}^6 a_i$

La position du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure est donnée par :

$$Z_{G,brute} = \sum_{i=1}^6 z_i a_i / A_{brute} \tag{2.2}$$

Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe fort est donnée par :

$$I_{y,brute} = \sum_{i=1}^6 (I_{oy,i} + (Z_i - Z_{G,brute})^2 a_i) \tag{2.3}$$

Dans la section transversale brute l'aire de cisaillement (figure 2.5) est divisée en deux parties égales si la section est symétrique et distinctes si la section est dissymétrique et déterminée comme suit :

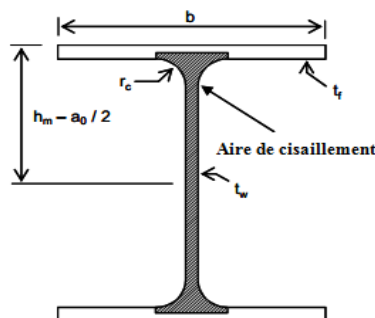


Figure 2.5 : Aire de cisailment de la section brute.

Pour le membre inférieur :

$$A_{v,bot} = t_{w,bot} (h_{m,bot} - t_{f,bot}) + (2 - \pi / 2).r_{c,bot}^2 + t_{f,bot} (t_{w,bot} + 2.r_{c,bot}) / 2$$

Pour le membre supérieur :

$$A_{v,top} = t_{w,top} (h_{m,top} - t_{f,top}) + (2 - \pi / 2).r_{c,top}^2 + t_{f,top} (t_{w,top} + 2.r_{c,top}) / 2$$

• **Section nette**

La section nette est définie à l'emplacement d'une ouverture dans la poutre cellulaire figure 2.6.

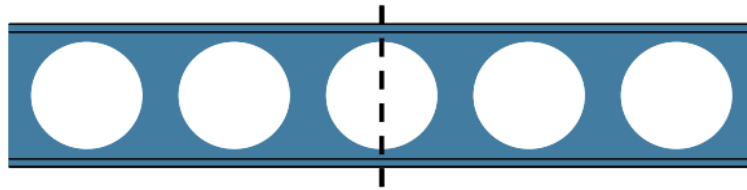


Figure 2.6: Emplacement de la section nette.

La décomposition élémentaire de la section nette est illustrée à la figure 2.4. Les caractéristiques des pièces élémentaires sont ces données dans le tableau 2.1 d'une section brute sauf ceux pour l'âme (région 2 et 5), dont les caractéristiques sont définies comme suit (voir tableau 2.2)

Tableau 2-2: caractéristiques des sections élémentaires d'âme d'une section nette.

I	$a_i$	$Z_i$	$I_{oy,i}$
2	$(h'_{m,bot} - t_{f,bot})t_{w,bot}$	$(h'_{m,bot} + t_{f,bot})/2$	$t_{w,bot} (h'_{m,bot} - t_{f,bot})^3 / 12$
5	$(h'_{m,top} - t_{f,top})t_{w,top}$	$H_t - (t_{f,top} + h'_{m,top})/2$	$t_{w,top} (h'_{m,top} - t_{f,top})^3 / 12$
<b>Avec</b> $h'_{m,bot} = h_{m,bot} - a_0 / 2$ et $h'_{m,top} = h_{m,top} - a_0 / 2$			

L'aire totale de la section nette est obtenue par la somme de chaque partie élémentaire et peut être exprimé par l'équation suivante :

$$A_{nette} = \sum_{i=1}^6 a_i \tag{2.4}$$

La position du centre de gravité de la section nette par rapport à la fibre inférieur est donné par :

$$Z_{G,nette} = \left( \sum_{i=1}^6 Z_i a_i \right) / A_{nette} \tag{2.5}$$

Le moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe fort à travers le centre de gravité est donné par :

$$I_{y,nette} = \sum_{i=1}^6 \left( I_{oy,i} + (Z_i - Z_{G,nette})^2 a_i \right) \quad (2.6)$$

L'aire de cisaillement d'un Té d'une section nette figure 2-7 est donnée par la relation suivante :

$$A_v = \left( h_m - \frac{a_0}{2} - \frac{t_f}{2} \right) t_w + r_c \cdot t_f + \frac{4 - \pi}{2} r_c^2 \quad (2.7)$$

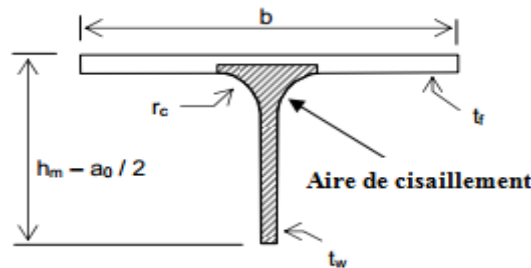


Figure 2.7 : aire de cisaillement d'un té.

- Les caractéristiques d'une section inclinée à l'endroit d'une ouverture :

A l'emplacement d'une ouverture les caractéristiques d'une section transversale inclinée d'un angle  $\Phi$  par rapport à la verticale sont déterminées compte tenu de la vérification de la résistance de cette section, tenant compte des effets Vierendeel. Cela se fait, soit pour le membre supérieur ou inférieur.

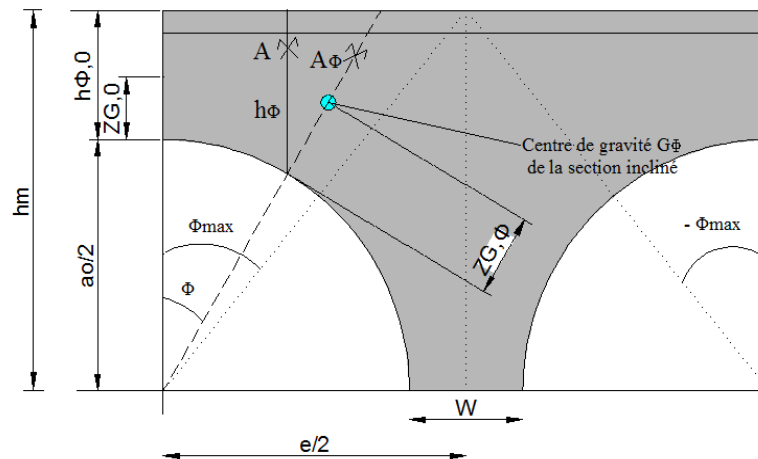


Figure 2.8 : section inclinée à l'endroit d'une ouverture.

Les expressions données ci-dessous sont applicables à la fois aux deux membres supérieurs et inférieurs.

La hauteur de la section inclinée est la suivante:

$$h_\phi = \frac{h_m}{\cos \phi} - \frac{a_0}{2} \quad (2.8)$$

La section inclinée est décomposée en éléments comme représenté sur la figure figure 2.9 ; les caractéristiques des zones élémentaires formant cette section sont présentées dans le tableau 2.3.

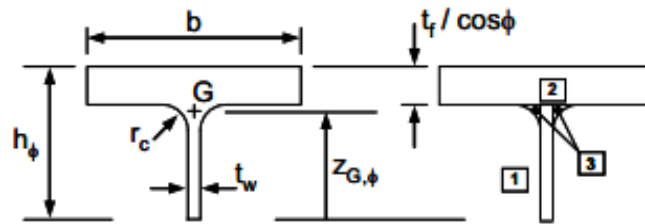


Figure 2.9 : décomposition de la section en 'T'.

Tableau 2.3: caractéristiques des sections élémentaires d'une section inclinée.

I	$a_i$	$Z_i$	$I_{oy,i}$
1	$t_w \left( h_\phi - \frac{t_f}{\cos \phi} \right)$	$\left( h_\phi - \frac{t_f}{\cos \phi} \right) / 2$	$t_w \left( h_\phi - \frac{t_f}{\cos \phi} \right)^3 / 12$
2	$b \frac{t_f}{\cos \phi}$	$h_\phi - \left( \frac{t_f / \cos \phi}{2} \right)$	$\frac{b (t_f / \cos \phi)^3}{12}$
3	$\frac{(4 - \pi)r_c^2}{2}$	$h_\phi - \frac{t_f}{\cos \phi} - k_c r_c$	$0.0151 \cdot r_c^4$
Avec $k_c = 1 - \frac{2}{(12 - 3\pi)}$			

Les paramètres entrant dans la détermination de la capacité de résistance de la section sous les efforts de réductions tel que représentées dans la figure ci-dessous sont déterminés comme suit:

- L'aire de la section :

$$A_\phi = \sum_{i=1}^3 a_i \tag{2.9}$$

- L'aire de cisaillement:

$$A_{v,\phi} = a_1 + a_3 + 0.5(t_w + 2r_c) \frac{t_f}{\cos \phi} \tag{2.10}$$

- la position du centre de gravité de la section par rapport au bord de l'ouverture

$$Z_{G,\phi} = \frac{\sum_{i=1}^3 a_i Z_i}{A_\phi} \tag{2.11}$$

- Le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section

$$I_{y,\phi} = \sum_{i=1}^3 \left( I_{oy,i} + (Z_i - Z_{G,\phi})^2 a_i \right) \tag{2.13}$$

- Module de résistance plastique

$$W_{pl,\phi} = a_1 \left( \frac{h_\phi - \frac{t_f}{\cos \phi}}{2} + \frac{t_f}{\cos \phi} - Z_{pl} \right) + a_2 \left( \frac{t_f}{2 \cos \phi} + \frac{Z_{pl}^2}{(t_f / \cos \phi)} - Z_{pl} \right) + a_3 \left( \frac{t_f}{\cos \phi} + k_c r_c - Z_{pl} \right) \quad (2.14)$$

Où :

$$Z_{pl} = \frac{(a_1 + a_2 + a_3)}{2.b}$$

Donc la position de l'axe neutre plastique est :

$$Z_{ANP} = h_\phi - Z_{pl}$$

On peut noter :

Dont l'angle  $\Phi$  est variée de  $-\Phi_{max}$  à  $+\Phi_{max}$  par incrément de  $1^\circ$  :

Pour le membre inferieur :

$$\phi_{max} = Arctg \left( \frac{a_o + w}{2h_{m,bot}} \right) \quad (2.15)$$

Pour le membre supérieur :

$$\phi_{max} = Arctg \left( \frac{a_o + w}{2h_{m,top}} \right)$$

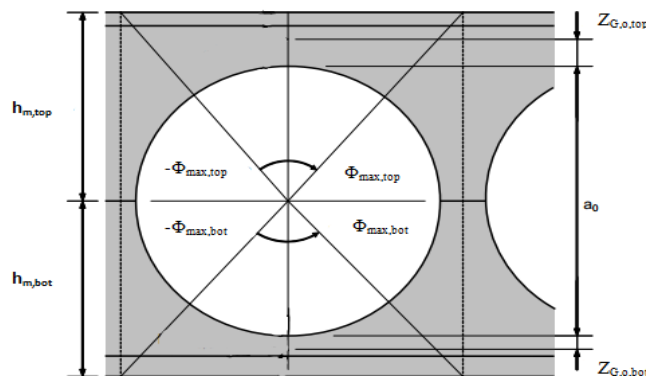


Figure 2.10 : section d'ouverture avec l'angle  $\Phi_{max}$ .

NB : L'angle  $\Phi_{max}$  est atteint au niveau de la ligne médiane du montant à la limite de la membrure supérieure.

## 2.2 Les modes de ruine :

Plusieurs auteurs ont étudié les différents modes de ruine spécifiques aux poutres cellulaires [1] [5], qui sont résumés ci-après :

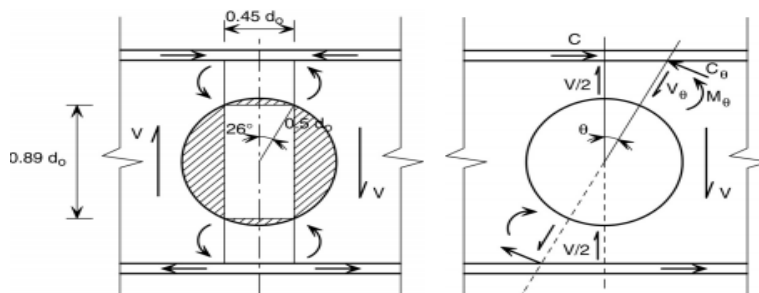
- cisaillement de la section perforée dû à la forte réduction d'âme au droit de l'ouverture,

- flexion globale, par traction ou compression des tés au droit de l'ouverture dans la zone la plus sollicitée,
  - formation de rotules plastiques autour de l'ouverture par flexion Vierendeel,
  - plastification d'un montant intermédiaire par cisaillement horizontal,
  - flambement du montant intermédiaire,
  - déversement global de la poutre dû à la faible rigidité torsionnelle des poutres cellulaires.
- Ces modes de ruine sont généralement regroupés en deux grands groupes qui sont le flambement des montants et la plastification locale par effet Vierendeel.

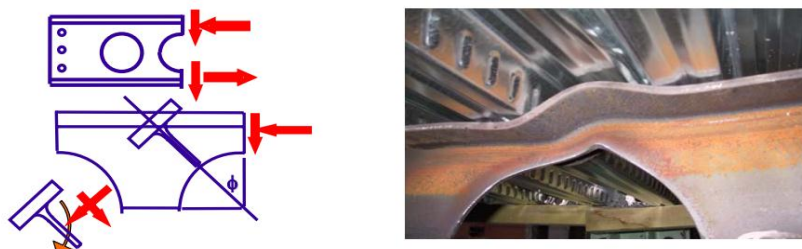
• **Flexion Vierendeel**

Un des principaux modes de ruine des poutres alvéolaires est la formation de rotules plastiques autour d'une ouverture par flexion Vierendeel observée pour la première fois par Altifillish en 1957 [21]. Au droit d'une ouverture, le moment fléchissant global engendre un effort normal dans les membrures supérieure et inférieure. Celui-ci, cumulé avec l'effort tranchant, induit une flexion locale dans les membrures qui peut devenir dimensionnante pour une section inclinée de l'ordre de 20 à 25° (dans le cas général).

On distingue deux méthodes analytiques pour analyser l'effet vierendeel et la détermination des quatre rotules plastiques autour de l'ouverture à savoir le procédé de la section rectangulaire équivalente selon Redwood [19] et la recherche pas à pas des sections inclinées [3]. Au droit d'une ouverture, les efforts globaux  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  et  $M_{Ed}$  se répartissent entre la membrure supérieure et la membrure inférieure de la façon suivante (voir Figure 2.11).



(a) ouverture rectangulaire équivalente (b) forces équivalente dans un angle  $\theta$



(c)

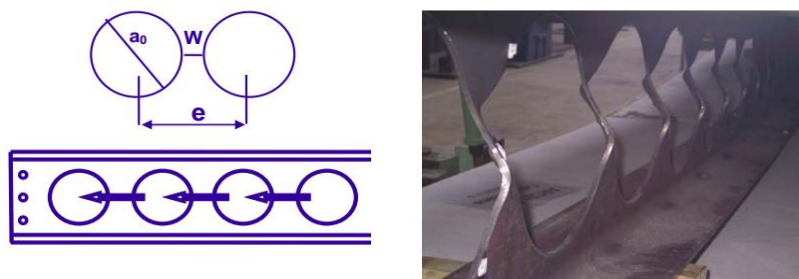
**Figure 2.11** : flexion vierendeel selon (a,b) Redwood, (c) Bitar.



- **Flambement du montant**

Le flambement du montant est une instabilité locale qui a été étudiée expérimentalement dans le passé Sherbourne en 1966 puis Halleux en 1967 et Bazile et Texier en 1968 et plus récemment avec modèle numérique [21], [12] [4] [18]. Ces travaux ont permis la production de formules simplifiées qui ont été adoptées par les codes EC3 ANNEX Net guides pratiques qui forment la base théorique pour l'analyse de poutre cellulaire en particulier.

On retiendra pour notre travail et la réalisation de l'outil de calcul automatique les méthodes du CTICM qui sont vérifiées avec ACB+.



**Figure 2.12** : Flambement du montant.

La résistance du montant au flambement dépend de plusieurs paramètres dont les principaux sont : l'espacement des ouvertures caractérisé par le paramètre  $\alpha = e/a_0$ , l'élançement de l'ouverture  $\beta = a_0 / (t_w \varepsilon)$  avec  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ , la nuance de l'acier et en fin la symétrie ou dissymétrie de la section. [4]

Sous l'effet du cisaillement longitudinal et de la flexion locale induite, la partie entre deux ouvertures, appelée « montant », risque d'être instable et de subir des déformations de voilement local et/ou de déversement local, mais l'usage, qui sera respecté ici, veut que l'on parle globalement de « flambement » du montant.

### 2.3 Modèles simplifiés de pré-dimensionnement

Nous présentons dans ce qui suit deux méthodes simplifiées de pré-dimensionnement des poutres cellulaires à température ambiante. La première figurait dans l'Annexe N de l'Euro code 3. La deuxième a été mise au point suite à une remise en cause du champ d'application de la première.

- **Modèle de SCI**

Il s'agit d'une méthode de pré-dimensionnement des poutres en acier laminées à chaud, en appui simple, pourvues d'ouvertures distinctes, proposée par The Steel Construction Institute (SCI) [18]. Cette méthode simplifiée est basée sur une analyse plastique des sections, et a été validée par une comparaison avec des résultats expérimentaux.

Cette méthode de pré-dimensionnement a ensuite été étendue aux poutres à ouvertures circulaires régulières – poutres cellulaires – en proposant une méthode pour l'interaction des forces entre des ouvertures consécutives et son effet sur la stabilité du montant d'âme [9]. Cette méthode étendue est basée sur une analyse élasto-plastique de la section de la poutre à l'Etat Limite Ultime (E.L.U.) et une analyse élastique à l'Etat Limite de Service (E.L.S.).

Les méthodes de calcul et de vérification sont valables pour un domaine d'application limité :

- $1.08 \leq \alpha = e/a_o \leq 1.50$  ;
- $1.25 \leq H_t/a_o \leq 1.75$
- $\beta = a_o / (t_w \varepsilon) < 60$  ;
- $f_{ay} \leq 355 \text{ MPa}$

#### • Modèle du CTICM

Le Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier a alors entrepris le projet LWO+ (Large Web Openings for service integration in composite floors) visant à mettre à jour les règles de dimensionnement du SCI et de l'Annexe N de l'EN 1993-1-1 [8], et à élargir le champ d'application de cette dernière à des poutres mixtes [20].

La contribution du CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique) [4] à ce projet de recherche consistait à étendre le domaine d'application de la méthode du SCI :

- haute nuance d'acier S460 ;
- $1.08 \leq \alpha = e/a_o \leq 1.75$  pour répondre à des exigences mécanique et architecturales ;
- Section élancées :  $\beta = a_o / (t_w \varepsilon) < 90$  ;
- Sections dissymétriques, mixtes et hybrides :  $1 \leq A_{fb} / A_{ft} \leq 4.5$  et  $1 \leq t_{wb}/t_{wt} \leq 2.8$ .

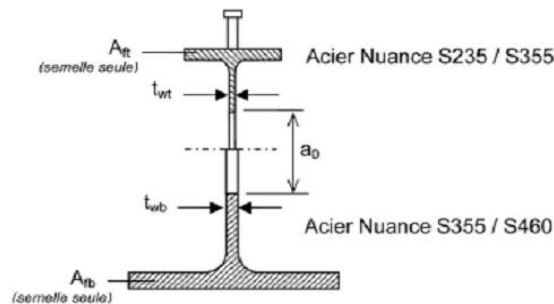


Figure 2.13: Section dissymétrique [4]

## 2.4 Critères de résistances à l'état limite ultime

La base de vérification étant d'assurer une capacité de résistance  $R_d$  supérieure à celle sollicitant  $E_d$ . Les deux assimilés par rapport à un coefficient  $\Gamma_i$  pris comme critère d'évaluation :

$$\Gamma_i = \frac{X_{\phi.Ed}}{X_{\phi.Rd}} < 1$$

$X_\phi$  représentant les différentes sollicitations prisent séparément ou ensemble en interaction.

La résistance de la section est vérifiée pour un critère  $\Gamma$  donné si la valeur calculée de ce critère est inférieure ou égale à 1; il excite deux critères à vérifier qui sont la résistance plastique et la résistance à l'instabilité.

Dans ce qui suit :

- les indices t (top) et b (bot) renvoient respectivement aux membrures supérieure et inférieure en acier;
- les indices l (left) et r (right) renvoient respectivement aux parties gauche et droite du montant concerné.

### 2.4.1 Critère de résistance plastique :

#### a. Résistance de la section brute :

- Le critère de résistance au moment de flexion est :

$$\Gamma_M^{(*)} = \frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} \quad (2.16)$$

Avec :

$M_{Ed}$  : le moment sollicitant de calcul

$M_{c,Rd}$  : le moment résistant de calcul donnés par : [15]

sections de classe 1 et 2	sections de classe 3
$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>Moment résistant plastique</p>	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>Moment résistant élastique</p>

- Le critère de résistance à l'effort tranchant:

$$\Gamma_V = \frac{|V_{Ed}|}{V_{pl,Rd}} \quad (2.17)$$

Dont :

$V_{Ed}$  : Effort tranchant dans chaque section

$V_{pl,Rd}$  : La résistance plastique au cisaillement définie par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

- Le critère de résistance à l'interaction flexion – cisaillement :

Le moment résistant plastique d'une section transversal est réduit par la présence de cisaillement si l'effort tranchant est faible, cette réduction est négligeable.[15]

En revanche, dès lors que l'effort tranchant dépasse  $\frac{1}{2} V_{pl,Rd}$  il faut prendre en compte son interaction sur le moment résistant plastique. [15]

$$\Gamma_{MV} = \frac{|M_{Ed}|}{M_{V,Rd}} \quad (2.18)$$

Avec :

$M_{V,Rd}$  : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort tranchant pour les sections transversales à semelle égale et fléchies suivant l'axe de fort inertie, on obtient :

$$M_{V,Rd} = \frac{(W_{pl} - W_V \cdot \rho) \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.19)$$

$$\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Et :

$W_{V,Rd}$  : module de résistance plastique réduit de l'aire de cisaillement  $A_V$ .

$$A_V = h \cdot t_w \quad \text{et} \quad W_V = \frac{h^2 \cdot t_w}{4} = \frac{A_V^2}{4 \cdot t_w} \quad \text{soit} \quad M_{V,Rd} = \left[ W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

### b. Résistance du montant

- Critère de résistance au cisaillement horizontal :

$$V_h = \frac{V_{Ed} \cdot e}{h - 2 \cdot Z_{pl}} \quad (2.20)$$

$$V_{h,Rd} = \frac{w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$\Gamma_{Vh} = \frac{|V_h|}{V_{h,Rd}} \quad (2.21)$$

### c. Résistance de la section nette (au droit des ouvertures) :

#### Modèle de référence au droit des ouvertures:

Le modèle dit de référence présenter dans la figure illustre l'application des efforts de réduction pour la résistance virendeel et la stabilité du montant.

La résistance d'une section au droit d'une ouverture est vérifiée en tenant compte de l'effet Vierendeel en considérant que la section critique peut être inclinée d'un angle  $\Phi$ , pour les membrures supérieure et inférieure [4] [10].

La vérification de la résistance du montant est basée sur hypothèse d'un point d'inflexion on considérant un moment de flexion nul à la jonction entre les deux parties de celui-ci LAW BIT CTICM.

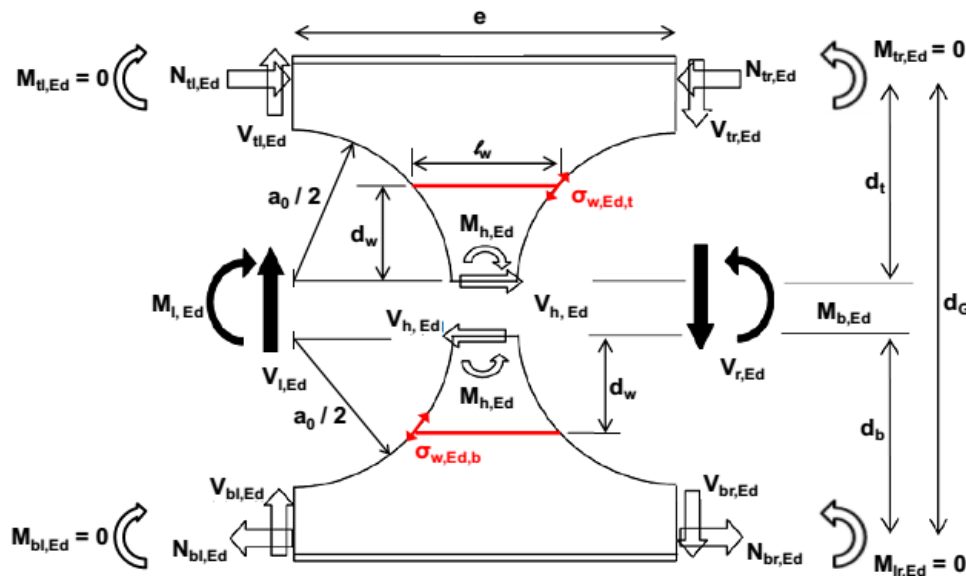


Figure 2.14 : Répartition des efforts dans une poutre cellulaire en acier à température ambiante [4]

Au droit d'une ouverture, les sollicitations  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  et  $M_{Ed}$  sont réparties entre les deux membrures au prorata des aires des sections, de la façon suivante :

**Répartition de l'effort tranchant entre les membrures de la poutre :**

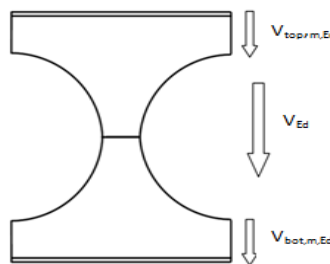


Figure 2.15 : répartition de l'effort tranchant entre membrures de la poutre.

- membrure supérieure :

$$N_{top,m,Ed} = N_{Ed} \frac{A_{t,0}}{A_{b,0} + A_{t,0}} + \frac{M_{Ed}}{Z_{G,t,0} + \alpha_0 + Z_{G,b,0}} \tag{2.22}$$

$$V_{top,m,Ed} = V_{Ed} \frac{A_{t,V,0}^\eta}{A_{t,V,0}^\eta + A_{b,V,0}^\eta}$$

- membrure inférieure :

$$N_{bot,m,Ed} = N_{Ed} \frac{A_{b,0}}{A_{b,0} + A_{t,0}} - \frac{M_{Ed}}{Z_{G,t,0} + \alpha_0 + Z_{G,b,0}}$$

$$V_{bot,m,Ed} = V_{Ed} \frac{A_{b,V,0}^\eta}{A_{t,V,0}^\eta + A_{b,V,0}^\eta}$$

Avec :

$\eta$ : coefficient empirique calibré sur les résultats des simulations numérique.

$$\eta = \frac{1}{(9.48 - 4.48.\alpha)}$$

$\eta$  varie de 0.23 pour  $\alpha = 1.08$  à 0.45 pour  $\alpha = 1.50$

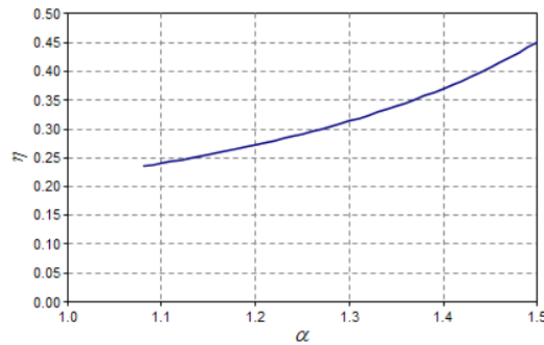


Figure 2.16: courbe de  $\eta$  en fonction de  $\alpha$ .

Pour les sections symétriques :

$$N_{top,m,Ed} = N_{bot,m,Ed} = N_{m,Ed} = \frac{M_{Ed}}{Z_{G,t,0} + \alpha_0 + Z_{G,b,0}} = \frac{M_{Ed}}{d_G}$$

$$V_{top,m,Ed} = V_{bot,m,Ed} = V_{m,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2}$$

Avec :

$V_{Ed}$  : effort tranchant repris par la poutre acier au droit d'une ouverture

$V_{top,m,Ed}$  : effort tranchant repris par le Té supérieur

$V_{bot,m,Ed}$  : effort tranchant repris par le Té inférieur

$A_{t,v,0}$  : aire de cisaillement du Té supérieur

$A_{b,v,0}$  : aire de cisaillement du Té inférieur

Les efforts tranchants sont liés par l'équation  $V_{Ed} = V_{top,m,Ed} + V_{bot,m,Ed}$

La résistance de chaque section inclinée d'un angle  $\Phi$  par rapport à l'axe vertical de l'ouverture est vérifiée pour  $\Phi$  variant de  $-\Phi_{\max}$  à  $+\Phi_{\max}$  (voir Figure 2.17).

Les efforts sollicitant dans la section inclinée sont définis pour chaque membrure par

$$\begin{aligned} N_{\phi,Ed} &= N_{m,Ed} \cos \phi - V_{m,Ed} \sin \phi \\ V_{\phi,Ed} &= N_{m,Ed} \sin \phi \frac{A_{V,\phi}}{A_{\phi}} + V_{m,Ed} \cos \phi \\ M_{\phi,Ed} &= N_{m,Ed} (0.5\alpha_0 + Z_{G,0} - (0.5\alpha_0 + Z_{G,\phi}) \cos \phi) + V_{m,Ed} (0.5\alpha_0 + Z_{G,\phi}) \sin \phi \end{aligned} \quad (2.23)$$

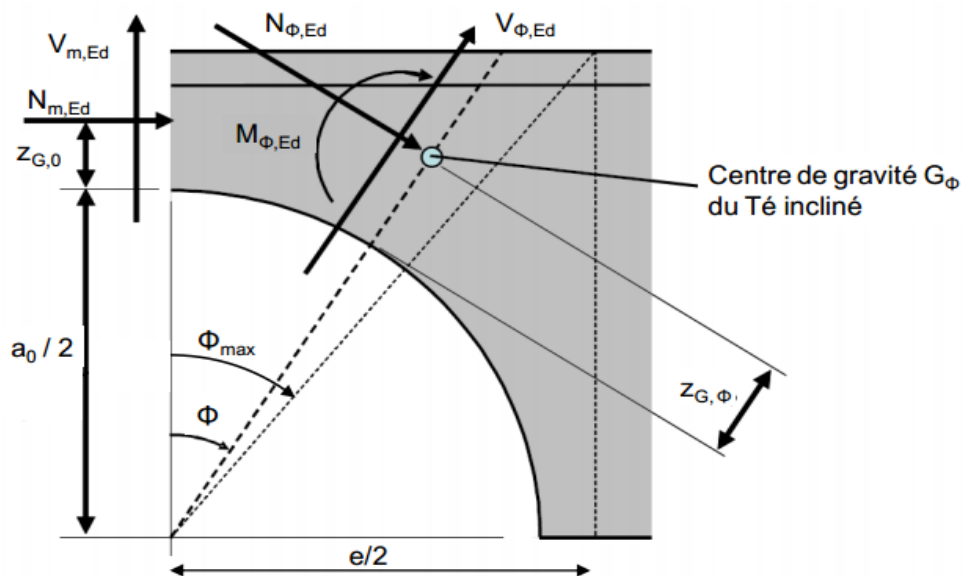


Figure 2.17: Sollicitations au droit d'une ouverture et au niveau de la section inclinée [16]

### Vérification de la résistance d'une section inclinée

La résistance d'une section inclinée dont la classe est déterminée suivant l'EN 1993-1-1 pour un angle nul  $\Phi=0$ , est vérifiée sous effort normal  $N_{\phi,Ed}$  et moment fléchissant  $M_{\phi,Ed}$  considérant que :

- La résistance plastique pour les sections est de classe 1 ou 2
- La résistance élastique pour les sections est de classe 3
- La résistance élastique de la section efficace pour les sections est de classe 4 [6]

- Le critère de résistance à l'effort normal est :

$$\Gamma_N^{(*)} = \frac{|N_{\phi,Ed}|}{N_{c,Rd}} \quad (2.24)$$

Pour les sections inclinées d'un angle  $\Phi$  la résistance plastique au cisaillement  $V_{pl,Rd}$  est définie par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,\phi} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

- Le critère de résistance à l'effort tranchant est :

$$\Gamma_V = \frac{|V_{\phi,Ed}|}{V_{pl,Rd}} \tag{2.25}$$

- Le critère de résistance au moment de flexion est :

$$\Gamma_M^{(*)} = \frac{|M_{\phi,Ed}|}{M_{c,Rd}} \tag{2.26}$$

NB : le moment  $M_{c,Rd}$  est varié selon la classe de la section

- Le critère de résistance à l'interaction M+N est :

**Tableau 2.4** : Formulation des sollicitations selon le classement de la section.

section de classes 1 ou 2	section de classe 3	section de classe 4
$N_{c,Rd} = \frac{A_{\phi} f_y}{\gamma_{M1}}$ $M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,\phi} f_y}{\gamma_{M1}}$ $\Gamma_{MN}^{(*)} = \frac{ N_{\phi,Ed} }{N_{c,Rd}} + \frac{ M_{\phi,Ed} }{M_{c,Rd}}$	$N_{c,Rd} = \frac{A_{\phi} f_y}{\gamma_{M1}}$ $M_{c,Rd} = \frac{\min(W_{el,\phi,b}; W_{el,\phi,t}) f_y}{\gamma_{M1}}$ $\Gamma_{MN}^{(*)} = \frac{\max( \sigma_b ;  \sigma_t )}{f_y / \gamma_{M1}}$ $\sigma_b = \frac{N_{\phi,Ed}}{A_{\phi}} - \frac{M_{\phi,Ed}}{W_{el,\phi,b}}$ $\sigma_t = \frac{N_{\phi,Ed}}{A_{\phi}} - \frac{M_{\phi,Ed}}{W_{el,\phi,t}}$	$N_{c,Rd} = \frac{A_{\phi,eff} f_y}{\gamma_{M1}}$ $M_{c,Rd} = \frac{\min(W_{eff,\phi,b}; W_{eff,\phi,t}) f_y}{\gamma_{M1}}$ $\Gamma_{MN}^{(*)} = \frac{\max( \sigma_b ;  \sigma_t )}{f_y / \gamma_{M1}}$ $\sigma_b = \frac{N_{\phi,Ed}}{A_{\phi,eff}} - \frac{M_{\phi,Ed}}{W_{eff,\phi,b}}$ $\sigma_t = \frac{N_{\phi,Ed}}{A_{\phi,eff}} - \frac{M_{\phi,Ed}}{W_{eff,\phi,t}}$

Conformément à l'EN 1993-1-1, l'incidence de l'effort tranchant sur la résistance en flexion n'est prise en compte que lorsque l'effort appliqué  $V_{Ed}$  dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement  $V_{pl,Rd}$  [10] :

$$|V_{Ed}| > 0.5 V_{pl,Rd}$$



Le cas échéant, le moment résistant  $M_{NV,Rd}$  de la section tient compte de la présence de l'effort normal et de l'effort tranchant, en supposant une distribution plastique des contraintes, et en considérant une limite d'élasticité réduite  $(1-\rho)f_y$  sur l'aire de cisaillement de chaque T $\acute{e}$ , limitée à l'âme et aux congés de raccordement :

- membrure supérieure :

$$\rho_t = \left( 2 \frac{|V_{Ed}|}{V_{pl,t,Rd}} \frac{A_{t,v}}{A_{b,v} + A_{t,v}} - 1 \right)^2$$

- membrure inférieure :

$$\rho_b = \left( 2 \frac{|V_{Ed}|}{V_{pl,b,Rd}} \frac{A_{b,v}}{A_{t,v} + A_{b,v}} - 1 \right)^2$$

En notant respectivement  $N_{V,Rd}$  et  $M_{V,Rd}$  l'effort normal et le moment résistants réduits en présence d'effort tranchant :

$$M_{V,Rd} = \frac{W_{pl,\phi}(1-\rho)f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{V,Rd} = \frac{A_\phi(1-\rho)f_y}{\gamma_{M1}}$$

Les critères d'interaction sont définis comme suit :

- interaction effort normal – cisaillement :

$$\Gamma_{NV} = \frac{|N_{\phi,Ed}|}{N_{V,Rd}} \quad (2.27)$$

- interaction flexion – cisaillement :

$$\Gamma_{MV}^{(*)} = \frac{|M_{\phi,Ed}|}{M_{V,Rd}} \quad (2.28)$$

- interaction flexion – effort normal – cisaillement :

$$\Gamma_{MNV}^{(*)} = \Gamma_{NV} + \Gamma_{MV}^{(*)} \quad (2.29)$$

Dans le cas où :

$$V_{Ed} \leq 0.5V_{pl,Rd}$$

Les critères d'interaction deviennent respectivement :

$$\Gamma_{NV} = \Gamma_N$$

$$\Gamma_{MV}^{(*)} = \Gamma_M^{(*)}$$

$$\Gamma_{MNV}^{(*)} = \Gamma_{MN}^{(*)}$$

La résistance de la section est vérifiée pour un critère  $\Gamma$  donné si la valeur calculée de ce critère est inférieure ou égale à 1.

#### 2.4.2 Critère de résistance à l'instabilité de la section brute :

##### a. Résistance au voilement par cisaillement :

La résistance au voilement par cisaillement d'une section non ajourée doit être vérifiée à chaque fois que le rapport entre la hauteur  $h_w$  et l'épaisseur  $t_w$  d'âme est plus grand que les valeurs suivantes : [8]

$$\text{Ame non raidie : } \frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$$

$$\text{Ame raidie : } \frac{h_w}{t_w} > 13 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{k_\tau}$$

Où

$h_w = h - 2 \cdot t_f$  : hauteur d'âme entre les deux semelles du profilé

$\varepsilon$  : facteur correcteur

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$$

$\eta = 1$ , valeur préconisée par l'euro code 3

Pour  $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$  :  $\eta = 1.2$

Pour  $f_y > 460 \text{ N/mm}^2$  :  $\eta = 1.0$

Pour les âmes pourvues ou non de raidisseurs, il convient de prendre en compte le voilement par cisaillement en utilisant la résistance de calcul suivante : [8]

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (2.30)$$

$\chi_w$  : représente la contribution de l'âme

**Tableau 2.5** : contribution de l'âme  $\chi_w$  à la résistance au voilement par cisaillement.

	Montant d'extrémité rigide	Montant d'extrémité souple
$\bar{\lambda}_w < 0.83/\eta$	H	H
$0.83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83/\bar{\lambda}_w$	$0.83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37/(0.7 + \bar{\lambda}_w)$	$0.83/\bar{\lambda}_w$

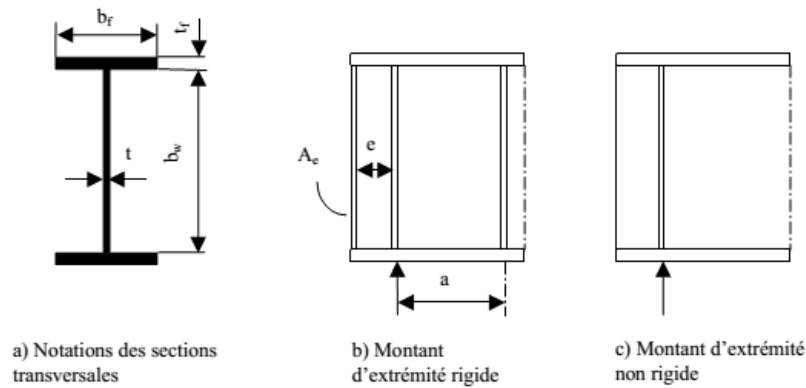


Figure 2.18 : Critères pour les raidisseurs d'extrémité.

Il convient de déterminer le paramètre d'élançement  $\bar{\lambda}_w$  par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

Où  $\tau_{cr}$  représente la contrainte critique de voilement par cisaillement calculée par :

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$$

$k_\tau$  : représente le plus petit coefficient de voilement pour le panneau d'âme entouré par des appuis rigides (raidisseurs transversaux ou semelles) [8.]

Raidisseurs transversaux intermédiaires		Valeurs de $k_\tau$
Sans		$k_\tau = 5.34$
Avec	$a/h_w \geq 1$	$k_\tau = 5.34 + 4(h_w/a)^2$
	$a/h_w < 1$	$k_\tau = 4 + 5.34(h_w/a)^2$

Avec

a : distance entre raidisseurs transversaux

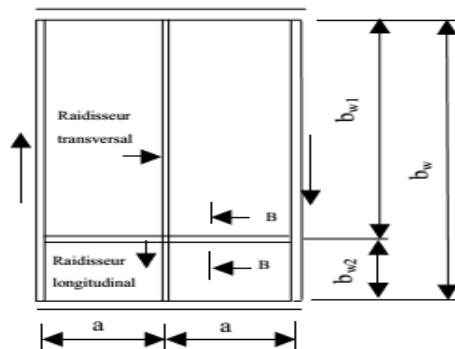


Figure 2.19 : Âme comportant des raidisseurs transversaux et longitudinaux.

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t_w}{d} \right)^2$$

En posant :  $E = 210000 \text{ Mpa}$

$\nu = 0.3$  coefficient de poisson pour l'acier

$d$  = la hauteur hors-tout de l'âme (section non ajourée)

La vérification de la résistance au voilement par cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\Gamma_{Vbw} = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \quad (2.31)$$

### b. Flambement du montant

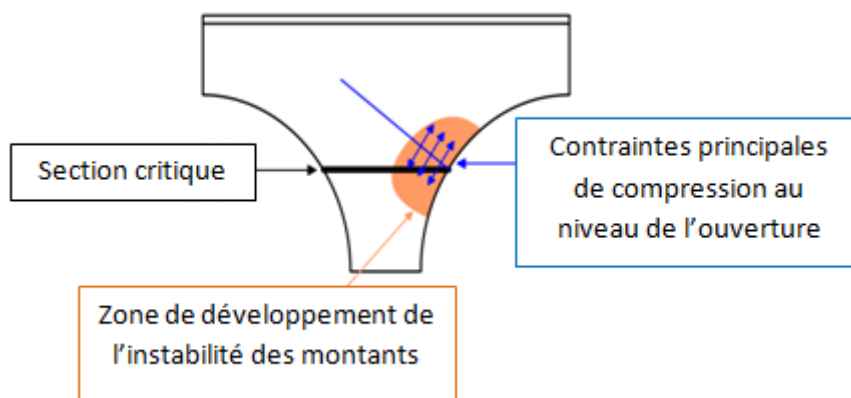
#### Section critique

La section critique d'un montant se définit comme « la section dans laquelle l'effort de cisaillement horizontal  $V_h$  dans le montant produit la contrainte de flexion maximale dans le plan de l'âme » [4]. La résolution de ce problème aboutit à l'expression de la distance  $d_w$  repérant la section critique en fonction des caractéristiques géométriques de l'ouverture : voir figure 2.14

$$d_w = \frac{\alpha_0}{2} \sqrt{\frac{\sqrt{\alpha^4 + 8\alpha^2 - 2} - \alpha^2}{2}}$$

Le paramètre  $\alpha$  étant défini comme suit  $e/\alpha_0$ . D'où :

$$l_w = \alpha_0 \left( \alpha - \sqrt{1 - \left( \frac{2d_w}{\alpha_0} \right)^2} \right)$$



**Figure 2.20:** principe de la vérification de la stabilité du montant.

#### Facteur de réserve de résistance post-critique

Le facteur  $K$  exprime la réserve procurée par les tés au droit des ouvertures au-delà de l'apparition de l'instabilité des montants. Il traduit le fait que la ruine globale de la poutre peut

intervenir après la ruine locale par instabilité des montants par formation de rotules plastiques dans les tés au niveau des ouvertures. Il peut s'exprimer par la relation empirique suivante : [4].

$$K = 1 + 0.625(\Psi - 0.3) \quad \text{mais } 1.00 < K < 1.25$$

Le paramètre adimensionnel  $\Psi$  caractérise la capacité plastique d'un Té :

$$\text{Membrure supérieur : } \Psi = \frac{M_{t,pl,Rd}}{eV_{t,Ed}}$$

$$\text{Membrure inférieur : } \Psi = \frac{M_{b,pl,Rd}}{eV_{b,Ed}}$$

Où  $V_t$  et  $V_b$  sont les efforts tranchants dans les Tés supérieur et inférieur au droit des ouvertures. La répartition des efforts tranchants se fait à partir d'une loi empirique approchée, déduite de simulations numériques et de résultats expérimentaux [4].

$M_{t(b),pl,Rd}$  est le moment résistant plastique du té supérieur au droit d'une ouverture. [4].

Chaque demi-montant doit satisfaire la condition de résistance au flambement suivante :

$$\Gamma_b = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{K\sigma_{w,Rd}} \quad (2.32)$$

### Contrainte principale de compression

La contrainte principale de compression de la section critique due au moment fléchissant local (figure 2.20) est donnée par:

$$\sigma_{w,Ed} = \frac{6M_{c,Ed}}{l_w^2 t_w (1 - (2d_w / \alpha_0)^2)}$$

Où  $M_{c,Ed}$  représente le moment fléchissant dans la section critique :

$$\text{-Membrure supérieur : } M_{c,Ed,t} = V_{h,Ed} d_w - M_{h,Ed}$$

$$\text{-Membrure inférieure : } M_{c,Ed,b} = V_{h,Ed} d_w + M_{h,Ed}$$

### Sollicitation dans le montant :

Les sollicitations dans un Té au droit d'une ouverture dépendent du moment  $M_{Ed}$  et de l'effort tranchant  $V_{Ed}$  calculés à gauche et à droite du montant. [10]

En considérant l'hypothèse d'un point d'inflexion (point de moment nul) dans les tés au droit des ouvertures, hypothèse validée par les analyses numérique, le moment de flexion globale se répartit au droit des ouvertures en deux efforts normaux dans les membrures, [4] à gauche (L) et à droite (R) :

$$N_{top,m,Ed(L)} = N_{bot,m,Ed(L)} = \frac{M_{Ed(L)}}{d_G}$$

$$N_{top,m,Ed(R)} = N_{bot,m,Ed(R)} = \frac{M_{Ed(R)}}{d_G}$$

Les efforts tranchants soit égale :

$$V_{top,m,Ed(L)} = k_{AV} V_{m,Ed(L)} \quad ; \quad V_{top,m,Ed(R)} = k_{AV} V_{m,Ed(R)}$$

$$V_{bot,m,Ed(L)} = (1 - k_{AV}) V_{m,Ed(L)} \quad ; \quad V_{bot,m,Ed(R)} = (1 - k_{AV}) V_{m,Ed(R)}$$

Avec :

$$k_{AV} = \frac{A_{vTi}^\eta}{A_{vTi}^\eta + A_{vTb}^\eta}$$

L'effort tranchant horizontal  $V_h$  et le moment  $M_h$  dans le montant se déduisent alors par les équations d'équilibre :

$$V_{h,Ed} = N_{top,m,Ed(R)} - N_{top,m,Ed(L)} = N_{bot,m,Ed(R)} - N_{bot,m,Ed(L)}$$

$$M_{h,Ed} = (V_{bot,m,Ed(R)} - V_{bot,m,Ed(L)}) \frac{e}{2} - V_h \times d_{bot} \tag{2.33}$$

Avec  $d_{bot}$  : la distance entre le centre de gravité du té inférieur et la ligne médiane d'ouverture.

Pour les sections symétriques :  $M_{h,m,Ed} = 0$

### Contrainte principale résistante

La contrainte principale résistante est calculée à partir de la formule ci-dessous basée sur l'EN 1993-1-1 : [16]

$$\sigma_{w,b,Rd} = \frac{\chi \cdot \xi \cdot f_{yw}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\xi$  : facteur de forme pour la section critique ; donné par :

$$\xi = 1,5 + \frac{0,2 \times 10^{-5}}{(1 - \alpha)^4}$$

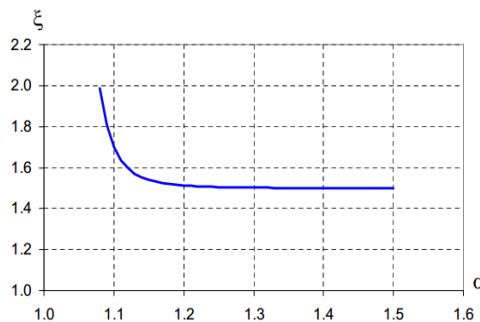


Figure 2.21: courbe  $\xi$  en fonction de  $\alpha$ .

-  $\chi$  : coefficient de réduction pour le mode de flambement hors-plan du montant et est obtenu dans ce modèle en utilisant la courbe de flambement « a » de EN 1993-1-1 §6.3.1.2 .Il est alors donné par les relations suivantes :

$$\chi = \left( \phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right)^{-1} \quad \text{et } \chi \leq 1$$

$$\phi = 0.5 \left( 1 + 0.21(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right)$$

Ce coefficient  $\chi$  est fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}$  :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\xi \cdot f_{yw}}{\sigma_{w,cr}}}$$

$\sigma_{w,cr}$  : représente la contrainte principale critique pour l'instabilité du montant.

La contrainte critique  $\sigma_{w,cr}$  est à calculer en prenant en compte les deux modes d'instabilité possible : le cloquage sous l'action de l'effort tranchant  $V_h$  dans le montant ou le voilement sous l'action de l'effort de compression  $N_m$  dans la membrure figure 2.22 .

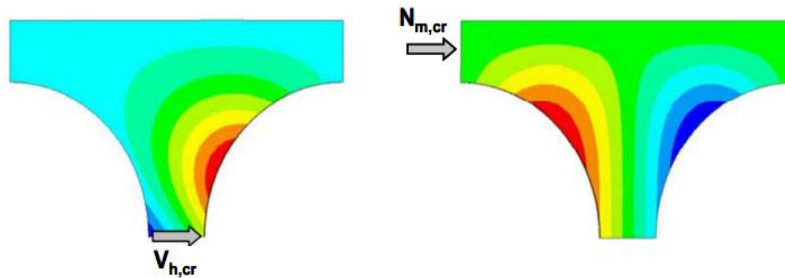


Figure 2.22: mode d'instabilité des membrures [4]

Les relations empiriques suivantes sont données pour la configuration courante d'une membrure inférieure tendue et d'une membrure supérieure comprimée :

Membrure comprimé	Membrure tendue
$\sigma_{w,cr,top} = \alpha_{cr,top} \cdot \sigma_{w,Ed,top}$	$\sigma_{w,cr,bot} = \alpha_{cr,bot} \cdot \sigma_{w,Ed,bot}$
$\beta_{cr,top} = \frac{1}{\frac{V_h}{V_{h,cr,top}} + \frac{N_{m,top}}{N_{m,top,cr}}}$	$\beta_{cr,bot} = \frac{1}{\frac{V_h}{V_{h,cr,bot}} + \frac{N_{m,bot}}{N_{m,bot,cr}}}$
$N_{m,top} = \frac{A_{w,top}}{A_{top}} \min(N_{m,top(L)}; N_{m,top(R)})$	$N_{m,bot} = \frac{A_{w,bot}}{A_{bot}} \min(N_{m,bot(L)}; N_{m,bot(R)})$
$A_{w,top} = A_{top} - b_{f,top} \cdot t_{f,top}$	$A_{w,bot} = A_{bot} - b_{f,bot} \cdot t_{f,bot}$
$\alpha_{cr,top} = \max\left(\beta_{cr,top}; \frac{2\beta_{cr,top} \cdot \beta_{cr,bot}}{\beta_{cr,top} + \beta_{cr,bot}}\right)$	$\alpha_{cr,bot} = \max\left(\beta_{cr,bot}; \frac{2\beta_{cr,top} \cdot \beta_{cr,bot}}{\beta_{cr,top} + \beta_{cr,bot}}\right)$

Où :

$\sigma_{w,Ed,top}$  et  $\sigma_{w,Ed,bot}$  sont les contraintes principales dans les sections critiques des demi-montants des membrures supérieur et inférieur sous l'action de  $V_h$  seul, calculées par avant **contrainte principale de compression**.

$N_{m,top}$  et  $N_{m,bot}$  sont les efforts axiaux dans l'âme des tés supérieur et inférieur.

$V_{h,cr,top}$  et  $V_{h,cr,bot}$  sont les efforts tranchants critiques de cloquage dans les demi-montant des membrures supérieure et inférieure.

$N_{m,cr,top}$  et  $N_{m,cr,bot}$  sont les efforts axiaux critiques de voilement dans l'âme des membrures supérieure et inférieure.

$A_{top}$  et  $A_{bot}$  : aire des membrures supérieure et inférieure au droit d'une ouverture.

Après une série de 600 simulation numérique effectuées sur des membrures ; il a été possible de formuler les expressions empiriques suivantes :

$$V_{h,cr} = P_E (C_0 + C_1 t_w)$$

$$N_{m,cr} = P_E (D_0 + D_1 t_w)$$

Avec :  $P_E$  : Effort eulérien de référence :  $P_E = \frac{\pi^2 E}{a_0^2} w.t_w^3$

$W$  : largeur du montant.  $W = e - a_0$

$C_0$ ,  $C_1$ ,  $D_0$  et  $D_1$  sont des paramètres qui ont été déterminé à partir des courbes numériques obtenues et en fonction des variables adimensionnelle suivantes :

$$\delta = h_w / a_0 \quad \zeta = \frac{1}{\sqrt{\delta - 0.5}} \quad \mu = \frac{1}{\sqrt{\alpha - 1}}$$

Les expressions donnant ces paramètres sont décrites dans la référence [13].

## 2.5 Critère de déformation a l'état limite de service

L'annexe N de l'Euro code 3 ne donne pas une méthode précise de calcul de flèche verticale des poutres métalliques avec ouvertures d'âme multiples mais préconise sa détermination à partir de la déformation globale par cisaillement et flexion de la poutre non ajourée, en ajoutant la déformation additionnelle de la poutre ajourée provoquée par la présence des ouvertures. La poutre ajourée peut être analysée comme une poutre Vierendeel équivalente. [7]

Ensuit pour déterminer la déformation additionnelle de la poutre ajourée, il faut prendre en compte :

- L'effet de la flexion globale sur la déformation totale de la section transversale ajourée ;
- L'effet de la déformation par flexion locale des Tés supérieur et inférieur ;
- L'effet de la déformation par flexion locale des montants d'âme ;
- L'effet de la déformation par cisaillement des Tés supérieur et inférieur ;
- L'effet de la déformation par cisaillement des montants d'âme.

Pour notre travaille on s'appuie sur les méthodes de CTICM [4] présenter ci-dessous

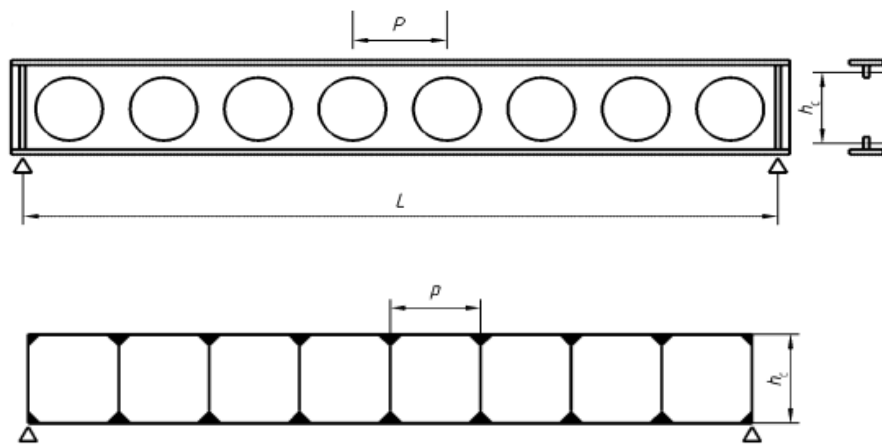
### 2.5.1 Modèles analytique pour le calcul des flèches des poutres ajourées en acier

#### a. Modèles analytiques de référence :

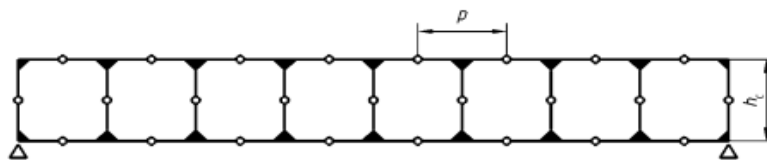


C'est une modèle qu'il convient d'analyser une poutre comportant des ouvertures d'âme multiples comme une poutre vierendeel équivalente (figure 2.23) (a). Il s'agit de déterminer les moments et les efforts axiaux s'exerçant dans les montants d'âme et dans les tés supérieurs et inférieurs en raison de l'effort tranchant et du moment fléchissant s'exerçant dans la poutre respectivement. [7]

L'analyse peut selon le cas être simplifiée en prenant pour hypothèse des points d'inflexion à mi-longueur de chaque ouverture et à mi-hauteur de chaque montant d'âme (figure 2.23) (b). [7]. dans la figure  $h_c$  désigne la hauteur entre les centres de gravité des tés supérieur et inférieur.



b : Poutre Vierendeel équivalente



a : Modèle simplifié

Figure 2.23: Modèles d'analyse Vierendeel.

### b. Principe :

Le modèle de référence s'appuie sur une méthode énergétique utilisant à la base le théorème de réciprocité de Maxwell Betti et certaines propriétés issues de ses implications. Pour cela, la poutre est modélisée en une structure filaire constituée d'une série d'éléments linéaires figure 2.23 (b), élément pour les quels peuvent être calculées, sous chargement, les énergies de déformation sous leurs sollicitations propres (effort normal  $N$ , moment de flexion  $M$  et effort tranchant  $V$ ). [4]

La flèche globale  $\delta$  en toute section de la poutre s'exprime comme la somme des contributions  $\delta_i$  de chaque élément  $i$  de cette structure filaire à cette flèche :  $\delta = \sum_i \delta_i$

La contribution  $\delta_i$  d'un élément  $i$  de longueur  $L_i$  à la flèche globale  $\delta$ , s'écrit comme la somme de trois termes, représentant les parts dues respectivement aux déformations en flexion, en cisaillement et axiale de cet élément :

$$\delta_i = \int_0^{L_i} \frac{M_i M_{1i}}{EI_i} dx_i + \int_0^{L_i} \frac{V_i V_{1i}}{GA_{vi}} dx_i + \int_0^{L_i} \frac{N_i N_{1i}}{EA_i} dx_i \quad (2.43)$$

$M_i$ ,  $V_i$ ,  $N_i$  sont les sollicitations dans l'élément  $i$  dues au chargement réel de la poutre pour lequel la flèche est calculée.  $M_{1i}$ ,  $V_{1i}$ ,  $N_{1i}$  sont les sollicitations dans l'élément  $i$  dues à un chargement fictif constitué d'une force unitaire appliquée au nœud dont le déplacement est recherché et dans la direction de ce déplacement figure 2.24.

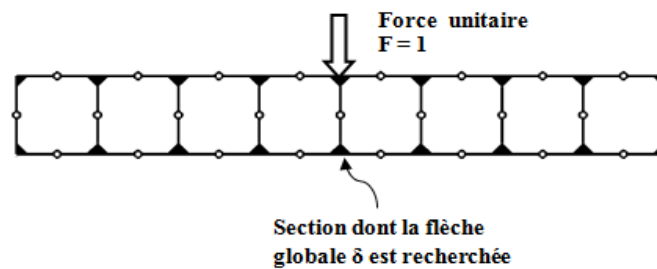


Figure 2.24 : Application de la force unitaire au nœud dont la flèche globale est recherchée.

### 2.5.2 Décomposition de la poutre en modules :

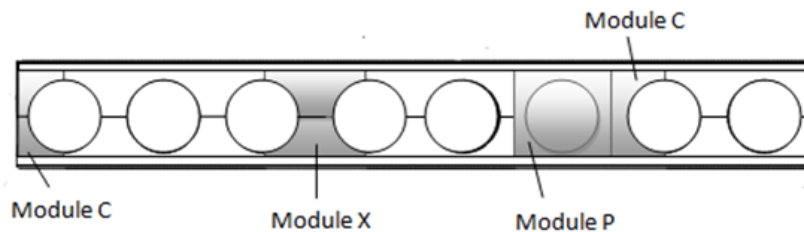


Figure 2.25: Modules d'une poutre cellulaire acier.

Pour tenir compte de la répétitivité générale du schéma structural de la poutre cellulaire, il a paru plus commode de regrouper les éléments de la structure filaire par « modules », le module courant étant appelé « module X » en relation avec sa forme (figure 2.25). Un module d'extrémité est naturellement dénommé « module C » et afin de pouvoir considérer certaines configurations particulières comme la présence d'alvéoles « rebouchées », ou une irrégularité ponctuelle dans l'espacement de ces alvéoles, on introduit également un module « p », pour « panneau plane ».

De ce fait, la flèche globale  $\delta$  en un point de la poutre cellulaire ne sera plus exprimée comme la somme des contributions  $\delta_i$  de chaque élément  $i$  mais comme la somme des contributions  $\delta_m$  de chaque module  $m$  de cette poutre, la contribution  $\delta_m$  d'un module  $m$  étant égale à la somme des contributions  $\delta_{mj}$  de chaque élément  $j$  interne au module  $m$ .

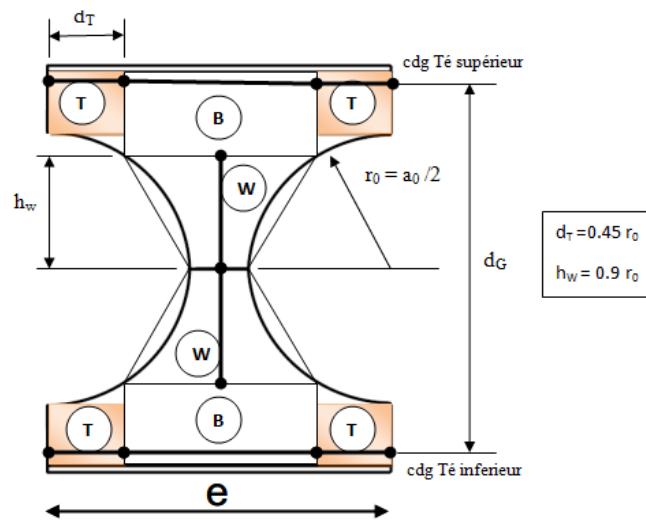
$$\delta = \sum_m \delta_m \quad \text{et} \quad \delta_m = \sum_j \delta_{mj}$$

Le module C étant assimilable à un demi-module X, la description des méthodes de calcul portera dans la suite essentiellement sur le module X.

- **Description d'un module X**

Dans le modèle de référence, un module X est constitué des huit éléments suivants (figure 2.26) :

- 4 consoles notées T, dont la section en T<sub>é</sub> est supposée constante sur toute leur longueur fixé à  $d_T = 0.45 r_0$ ,  $r_0$  étant le rayon de l'alvéole,
- 2 demi-montants notés W, à section transversale rectangulaire, dont la hauteur, de fait non linéairement variable, et approchée par une modélisation trapézoïdale sur une longueur  $h_w = 0.9 r_0$ ,
- 2 blocs notés B, supposés rigides et indéformables en flexion et cisaillement, mais dont la déformation axiale est cependant prise en compte en considérant pour ces blocs une section égale à celle des Tés.



**Figure 2.26:** Modèle de référence- Décomposition d'un module X.

Les sollicitations dans chaque élément du module X sont déterminées à partir des sollicitations globales  $M_{m,Ed}$  et  $V_{m,Ed}$  dans la poutre, considérées au centre du module, au droit de l'axe du montant figure 2.27.

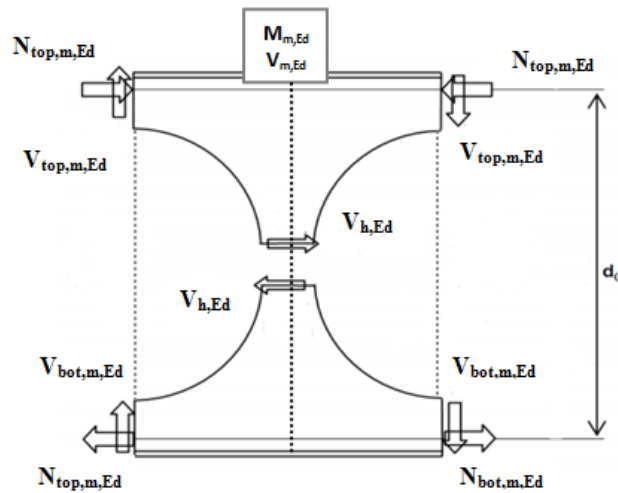


Figure 2.27: Modèle de référence-Sollicitations dans les éléments d'un module X.

• Contribution d'un module X à la flèche globale-section symétrique :

La contribution  $\delta_{mX}$  d'un module X à la flèche globale de la poutre est la somme des contributions de chacun des huit éléments qui le composent (4T + 2W + 2B) ; elle peut donc

s'exprime par la relation : 
$$\delta_{mX} = \sum_{j=1}^4 \delta_{Tj} + \sum_{j=1}^2 \delta_{Wj} + \sum_{j=1}^2 \delta_{Bj}$$

L'expression général de la contribution étant donnée par la relation précédente, elle peut elle même s'écrire comme la somme de 3 contribution : celle due à la déformation axiale (indice « n »), celle due à la déformation de flexion « indice b », et celle due à la déformation de cisaillement (indice « s »). La première est négligée pour les 2 montants W, ainsi que les 2 dernières pour les 2 blocs B.

$$\delta_{mX} = \sum_{j=1}^4 (\delta_{Tnj} + \delta_{Tbj} + \delta_{Tsj}) + \sum_{j=1}^2 (\delta_{Wbj} + \delta_{Wsj}) + \sum_{j=1}^2 \delta_{Bnj}$$

$$\delta_{mX} = \left( \sum_{j=1}^4 \delta_{Tnj} + \sum_{j=1}^2 \delta_{Bnj} \right) + \left( \sum_{j=1}^4 \delta_{Tbj} \right) + \left( \sum_{j=1}^4 \delta_{Tsj} \right) + \left( \sum_{j=1}^2 \delta_{Wbj} \right) + \left( \sum_{j=1}^2 \delta_{Wsj} \right)$$

$$\delta_{mX} = \delta_{Tn} + \delta_{Tb} + \delta_{Ts} + \delta_{Wb} + \delta_{Ws}$$

**Tableau 2.6:** Contribution des éléments d'un module X à section symétrique.

Modèle de référence	
Contribution des éléments du module X (section symétrique)	
2 éléments blocs rigides(B)	
Seule la déformation axiale est considérée. Par facilité d'écriture, elle est intégrée dans la contribution des éléments due à la déformation axiale ( $\delta_n$ ).	
4 éléments Tés (T)	
Flexion	$\delta_{Tb} = \frac{0.091.r_0^3}{3E.I_{yT}} V_{m,Ed} V_{1m,Ed}$
Déformation axiale	$\delta_{Tn} = \frac{2.e}{E.A_T.d_G^2} M_{m,Ed} M_{1m,Ed}$
Cisaillement	$\delta_{Ts} = \frac{0.45.r_0}{G.A_{VT}} V_{m,Ed} V_{1m,Ed}$
2 éléments demi-montants (W)	
Flexion	$\delta_{Wb} = \frac{13.145}{E.t_W} \frac{e^2}{d_G^2} \left( \ln \eta + \frac{2}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} - \frac{3}{2} \right) V_{m,Ed} V_{1m,Ed}$
Cisaillement	$\delta_{Ws} = \frac{2.454 \cdot \ln \eta}{G.t_W} \frac{e^2}{d_G^2} V_{m,Ed} V_{1m,Ed}$
Avec	
$\eta = \frac{e - 0.9r_0}{e - 2r_0}$	$G = \frac{E}{2.6}$

Avec :

$M_{m,Ed}$ ,  $M_{1m,Ed}$  et  $V_{m,Ed}$ ,  $V_{1m,Ed}$  : Moment de flexion et effort tranchants globaux au centre du module, calculés respectivement pour les charges réelle et pour la charge fictive unitaire (figure 2-27).

$d_G$  : Distance entre les centres de gravité des Tés supérieurs et inférieurs au droit de l'axe des ouvertures (figure 2.26).

$I_{yT}$ ,  $A_{VT}$ ,  $A_T$  : sont respectivement l'inertie de flexion, l'aire de cisaillement et l'aire de section « T ».

### 2.5.3 Modèle analytique amélioré du CTICM

L'amélioration du modèle va donc consister à reconsidérer la modélisation trapézoïdale des demi-montants. Le calcul des efforts dans les éléments du module sera modifié afin de revoir les approximations du modèle présidant.

- **Calcul des sollicitations**

Les valeurs exactes des sollicitations globales 'moments de flexion  $M_{m,Ed}$  et efforts tranchants  $V_{m,Ed}$ ' de part et d'autre du module (indice « L » pour gauche et « R » pour droite) sont considérées, en lieu et place des valeurs moyennes au centre du module.

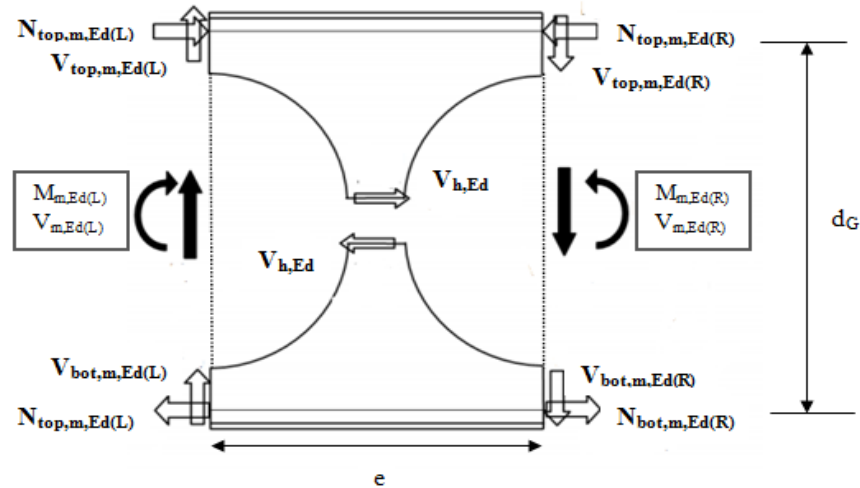


Figure 2.28: Sollicitations sur les éléments d'un module X.

- **Formulation par les contributions modulaires X et C**

L'amélioration ici proposée revient à prendre en compte une déformation de cisaillement du bloc B, qui dans le modèle référence est supposé indéformable.

**Contribution d'un module X**

La formulation des contributions des éléments d'un module X à la flèche globale d'une poutre est résumée dans le tableau 2.7.

Tableau 2.7 : Nouveau modèle analytique-contribution des éléments d'un module X.

Nouveau modèle	
Contributions des éléments du module X (section symétrique ou non)	
2 éléments blocs rigides (B)	
La contribution en déformation axiale intégrée à celle des éléments Tés.	
La contribution en cisaillement intégrée à celle des éléments Tés.	
4 éléments Tés (T)	
flexion	$\delta_{Tb} = \frac{0.091.r_0^3}{3E} \left( \frac{k_{AV}^2}{I_{yTt}} + \frac{(1-k_{AV})^2}{I_{yTb}} \right) (V_{m,Ed(L)}V_{1m,Ed(L)} + V_{m,Ed(R)}V_{1m,Ed(R)})$

déformation axiale	$\delta_{Tn} = \frac{e}{2 E d_G^2} \frac{A_{Tt} + A_{Tb}}{A_{Tt} A_{Tb}} (M_{m,Ed(L)} M_{1m,Ed(L)} + M_{m,Ed(R)} M_{1m,Ed(R)})$
Cisaillement	$\delta_{Ts} = \frac{e}{2 G} \left( \frac{k_{AV}^2}{A_{VTt}} + \frac{(1 - k_{AV})^2}{A_{VTb}} \right) (V_{m,Ed(L)} V_{1m,Ed(L)} + V_{m,Ed(R)} V_{1m,Ed(R)})$
2 éléments demi-montants (W)	
flexion et cisaillement	$\delta_W = k_V \frac{1}{E} \left( \frac{1}{t_{wt}} + \frac{1}{t_{wb}} \right) (V_{h,Ed} V_{h1,Ed})$
$k_V = \frac{3}{2} \left[ \frac{A}{B} \left[ \frac{1}{2B} + \left( \frac{A}{B^2} - \frac{1}{A+1} + \frac{6}{75} \right) \text{Arc tan} \left( \frac{A+1}{B} \right) \right] - \frac{\pi}{50} + \frac{1}{2A} \right]$ $A = 1 + w/a_0 = \alpha \quad \text{et} \quad B = \sqrt{\alpha^2 - 1} \quad \text{et} \quad G = E/2.6$	
Contribution module X	
$\delta_{mX} = \delta_{Tb} + \delta_{Tn} + \delta_{Ts} + \delta_W$	

Les variables utilisées sont :

$M_{m,Ed(L)}$ ,  $M_{1m,Ed(L)}$  : moments de flexion globaux dans la section gauche du module, calculé respectivement pour les charges réelles et pour la charge fictive unitaire (figure 2.28).

$M_{m,Ed(R)}$ ,  $M_{1m,Ed(R)}$  : moments de flexion globaux dans la section droite du module, calculé respectivement pour les charges réelles et pour la charge fictive unitaire (figure 2.28).

$V_{m,Ed(L)}$ ,  $V_{1m,Ed(L)}$  : Efforts tranchants globaux dans la section gauche, calculés respectivement pour les charges réelles et pour la charge fictive unitaire (figure 2.28).

$V_{m,Ed(R)}$ ,  $V_{1m,Ed(R)}$  : Efforts tranchants globaux dans la section droite, calculés respectivement pour les charges réelles et pour la charge fictive unitaire (figure 2.28).

$V_{h,Ed}$ ,  $V_{h1,Ed}$  : efforts tranchants dans la section séparant les deux demi-montants, calculés respectivement pour les charges réelles et pour la charge fictive unitaire (figure 2.28).

$I_{yTt}$ ,  $A_{Tt}$ ,  $A_{VTt}$  : inertie, aire et aire de cisaillement des tés supérieurs.

$I_{yTb}$ ,  $A_{Tb}$ ,  $A_{VTb}$  : inertie, aire et aire de cisaillement des tés inférieurs.

$t_{wt}$ ,  $t_{wb}$  : Epaisseurs d'âme des membrures supérieurs et inférieurs.

### Contribution d'un module C

Considérant un module C comme un demi-module X, la contribution  $\delta_{nc}$  d'un tel module à la flèche d'une poutre acier est synthétisée dans le tableau 2.8, après adaptation des formules

établies pour un module X. En particulier, le montant est supposé rigide soit parce qu'il est « adossé » à un module P, soit parce qu'il est supposé raidi par un raidisseur d'extrémité de poutre s'il est d'extrémité.

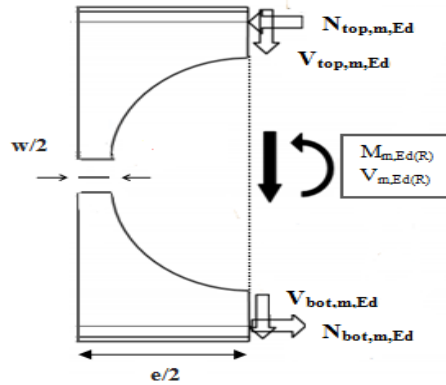


Figure 2.29 : Poutre acier- Module C.

Tableau 2.8: Nouveau modèle analytique-contribution des éléments d'un module C.

Nouveau modèle	
Contributions des éléments du module C	
2 éléments blocs rigides (B)	
La contribution en déformation axiale intégrée à celle des éléments Tés.	
La contribution en cisaillement intégrée à celle des éléments Tés.	
2 éléments Tés (T)	
flexion	$\delta_{Tb} = \frac{0.091 \cdot r_0^3}{3E} \left( \frac{k_{AV}^2}{I_{yTt}} + \frac{(1 - k_{AV})^2}{I_{yTb}} \right) (V_{m,Ed} V_{1m,Ed})$
déformation axiale	$\delta_{Tn} = \frac{e}{2 E d_G^2} \frac{A_{Tt} + A_{Tb}}{A_{Tt} A_{Tb}} (M_{m,Ed} M_{1m,Ed})$
cisaillement	$\delta_{Ts} = \frac{e}{2 G} \left( \frac{k_{AV}^2}{A_{VTt}} + \frac{(1 - k_{AV})^2}{A_{VTb}} \right) (V_{m,Ed} V_{1m,Ed})$
2 éléments demi-montants (W)	
flexion et cisaillement	$\delta_w = 0$ (négligé – le montant est supposé rigide soit parce qu'il est « adossé » à un module pleine P, soit parce qu'il est considéré raidi s'il est à l'extrémité)
Contribution du module C	
$\delta_{mC} = \delta_{Tb} + \delta_{Tn} + \delta_{Ts}$	



## Références du chapitre II

- [1] A. H. Gandomi, S. M. Tabatubai, M. O. Moradian, A. Radfar, A. H. Alavi, “A new prediction model for the load capacity of castellated steel beams”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol.67, pp.1096-1105, 2011.
- [2] Access Steel, NCCI : Règles de conception et de calcul des poutres avec ouvertures dans l'âme ; SN019b-FR-EU
- [3] D.BITAR, «Vérification à l'ELU des poutres métalliques avec ouvertures d'âme, exemple de calcul et recommandations», *Revue Construction Métallique (CTICM)*, n°1, pp.80-98, 1998.
- [4] D. BITAR, MARTIN P.O., GALEAY., DEMARCO T., « Poutres cellulaires acier et mixtes : Partie 1, proposition d'un modèle pour la résistance des montants », *Revue Construction Métallique (CTICM)*, n°1, pp.15-39, 2006.
- [5] E. EHAB, “Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes”, *Thin Walled Structures*, vol.52, pp.66-79, 2012.
- [6] ENV 1993-1-1, Eurocode 3 - Design of steel structures –Part 1-1 : “General rules and rules for buildings”, Annexe N, 1995.
- [7] En 1993 : Eurocode 3 -Calcul des structures en acier et Document d'Application Nationale — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- [8] EN 1993-1-1. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Octobre 2005.
- [9] J.K. WARD, “Design of Composite and Non-Composite Cellular Beams”, SCI Publication 100, 1990.
- [10] Gisèle Bihina, Analyse du comportement au feu des planchers mixtes acier-béton constituées de poutres cellulaires, thèse de doctorat, 05 juillet 2011.
- [11] K.F. Chung, T.C.H. Liu, A.C.H. Ko; Investigation on Vierendeel mechanism in steelbeams with circular web openings ; *Journal of Constructional Steel Research* 57 (2001) 467–490
- [12] K.D. TSAVDARIDIS, “Structural Performance of perforated steel beams with novel web openings and with partial concrete encasement”, Thèse de doctorat, School of Engineering and Mathematical Sciences City University London, 2010.
- [13] Martin P-O., Bitar D., Galéa Y.-CTICM – Rapport interne N° 7.013-08 : ACB Design Optimisation, 2003. Flambement du montant, mise au point d'une méthode de dimensionnement.

- [14] mohamed rédha soltani, Modélisation numérique du comportement des poutres métalliques avec des ouvertures dans l'âme ; thèse de doctorat, 2012.
- [15]N Benlakehal, cour charpente métallique, Université Hassiba Ben Bouali, Chlef.
- [16]Olivier Vassart, Analytical model for cellular beams made of hot rolled sections in case of fire ( modèle analytique en situation d'incendie pour des poutres cellulaires réalisées à partir de profilés laminés à chaud), thèse doctorat, Université Blaise Pascal, September 2009.
- [17] P. MANGIN, BUREAU. ArcelorMittal Cellular Beams Logiciel ACB+ : Descriptif technique, Rapport technique n°7,072-01, Centre Technique Industriel de la Construction Métallique CTICM ; 2009.
- [18] R.M. LAWSON, "Design for openings in the webs of composite beams", Steel Construction institute Publication, vol.68, 1987.
- [19]Redwood RG, Baranda H,Daly MJ, Tests of thin-webbed beams with unreinforced holes. J struct Div ASCE ; 104(ST3),577-95, 1978.
- [20] RESEARCH FUND FOR COAL AND STEEL. Large web openings for service integration in composite floors (LWO+). Final report, 2006.
- [21] S.DEMIRDJIAN, « Stability of Castellated Beam Webs », Thèse de master pour le diplôme d'ingénieur, McGill University, Monreal, 1999.
- [22]SusanaGranda Kerguelen ; Développement d'un outil de calcul pour poutres mixtes avec ouvertures d'âme ;thèse d'ingénierie Université Blaise Pascal,Polytech Clermont Ferrand ;Juillet 2009

**Livre**

Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3

# **Chapitre III :**

**Elaboration d'un outil de calcul  
pour les poutres cellulaires**

## Chapitre III : Elaboration d'un outil de calcul pour les poutres cellulaires

### III.1 Automatisation des vérifications aux états limite ELU et ELS

#### 1.1 Introduction

Au vu du nombre important de formules nécessaire à une vérification complète des poutres cellulaires un calcul manuel s'avère difficile voire impossible sachant que dans la plus part des cas l'ingénieur est contraint de faire une étude paramétrique pour aboutir a une bonne conception. De ce fait l'établissement d'un outil de calcul automatique englobant tous les calculs recommandé par les Eurocodes et les guides de conception (CTICM, SCI) est plus que nécessaire ce qui a motivé cette partie et est présentée ci-après.

#### 1.2 Les données préliminaires

##### Chargement

Généralement les déférentes charges appliquées sont de type permanente G (y compris le poids propre) et surcharge variable Q, S, W qui sont considérées sous des plusieurs combinaisons. Par souci de comparaison nous avons pris une charge de référence dite critique  $q_{ultime}$  (à température ambiante) qui vérifie les conditions de résistance plastique et d'instabilité pour chaque type de poutre cellulaire tel que présenter ci-dessous.

##### Nuance d'acier et section des poutres cellulaires

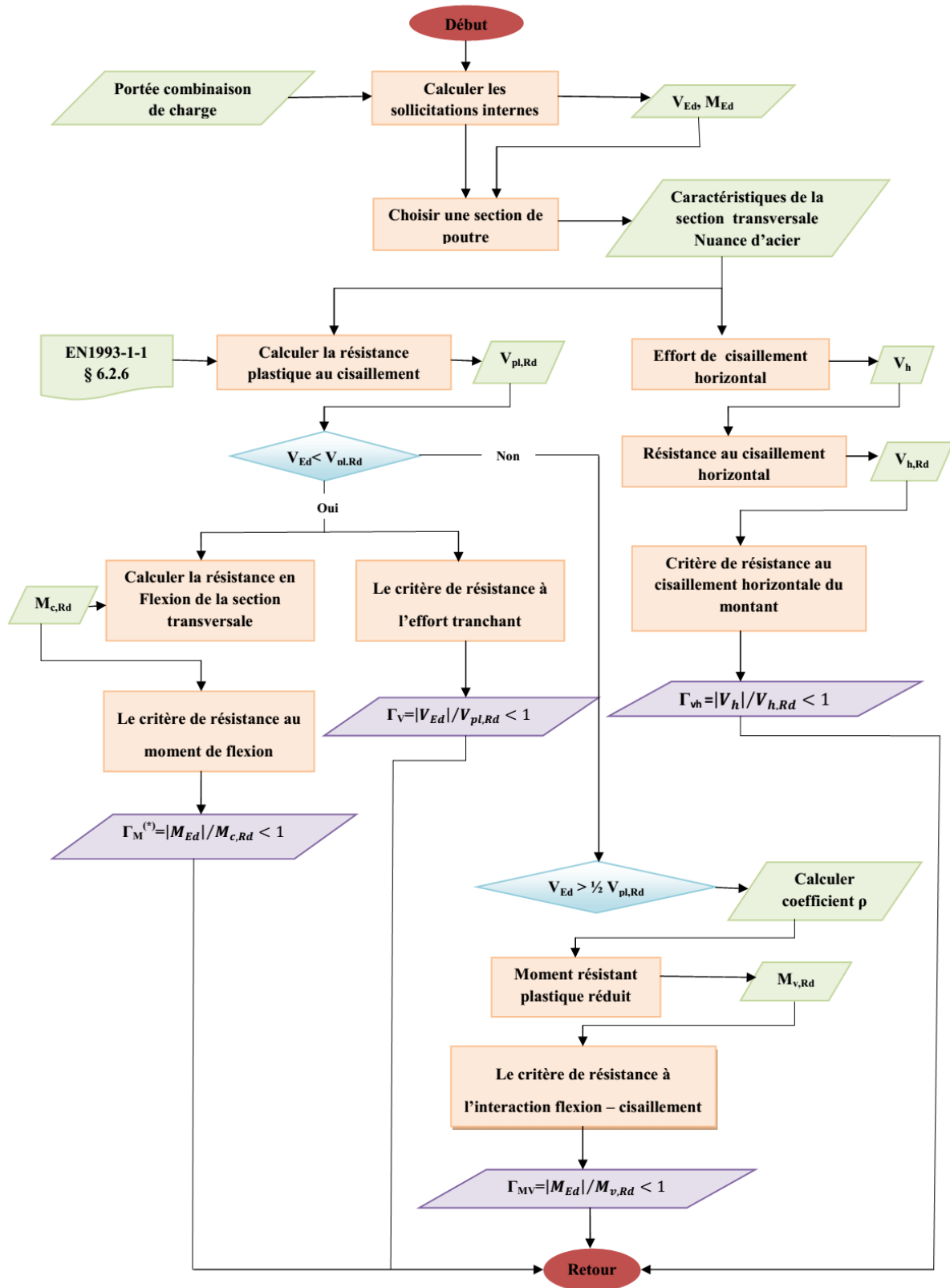
La nuance d'acier S355 de limite élastique  $f_y = 355$  MPa à été adopté en vue d'utilisation des poutres cellulaire en condition d'incendie.

Les sections proviennent du profilé parent laminé à chaud IPE 500

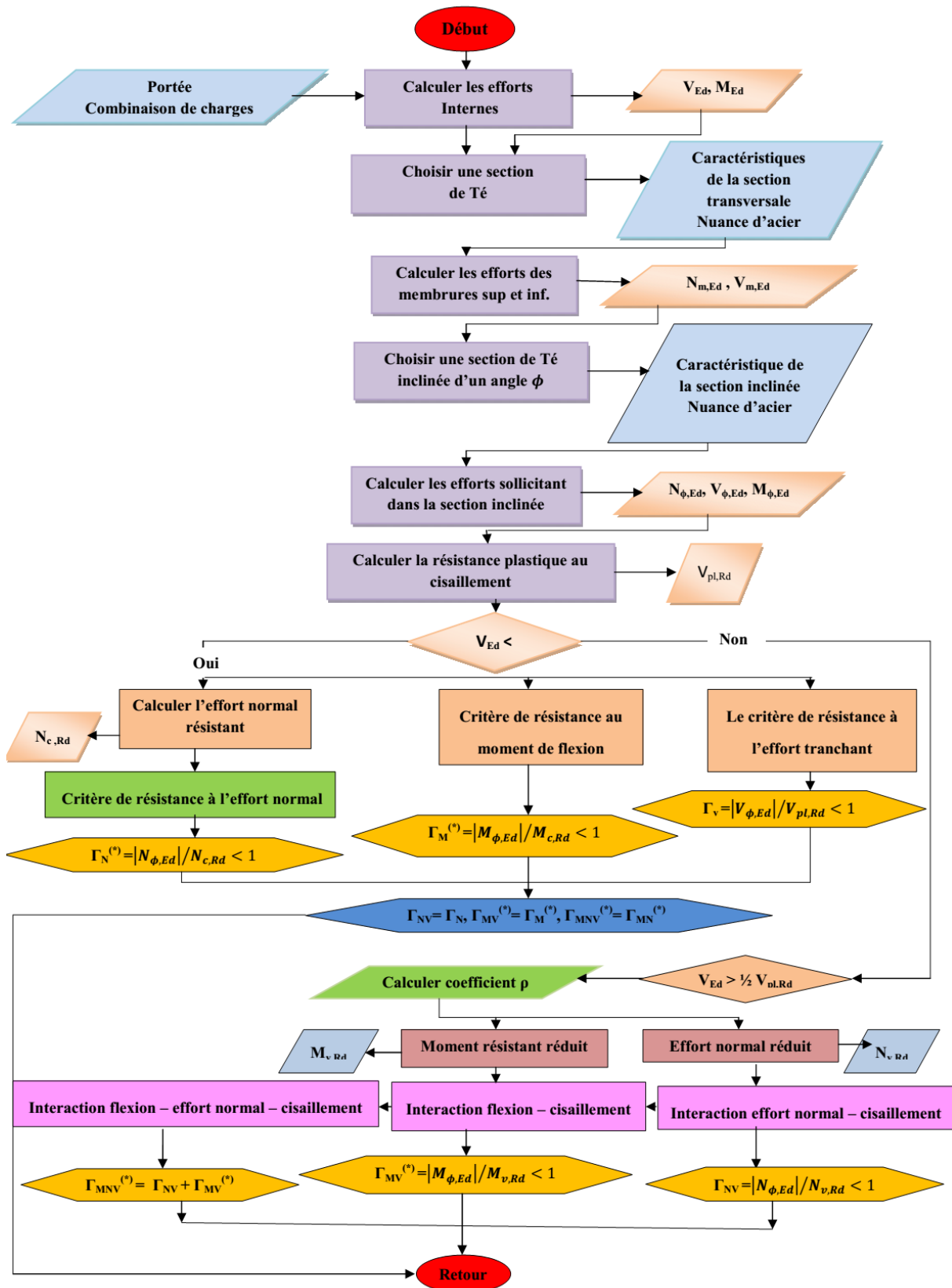
$h_i=500$  mm;  $b_f=200$  mm ;  $t_f=16$  mm ;  $t_w=10.2$  mm ;  $r_c=21$  mm.

### 1.3 Description des étapes-Organigrammes

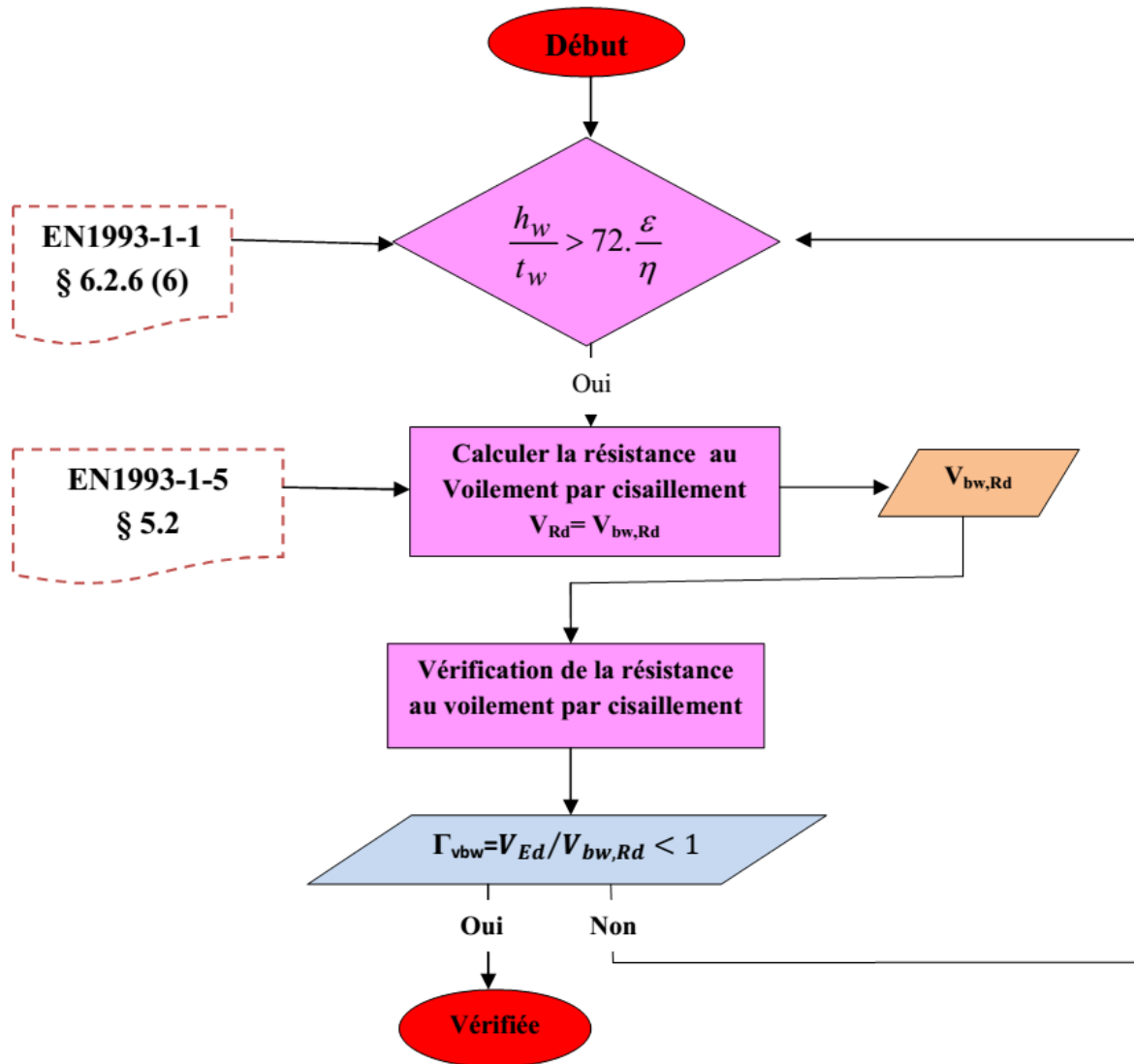
- Vérification de la section brute :



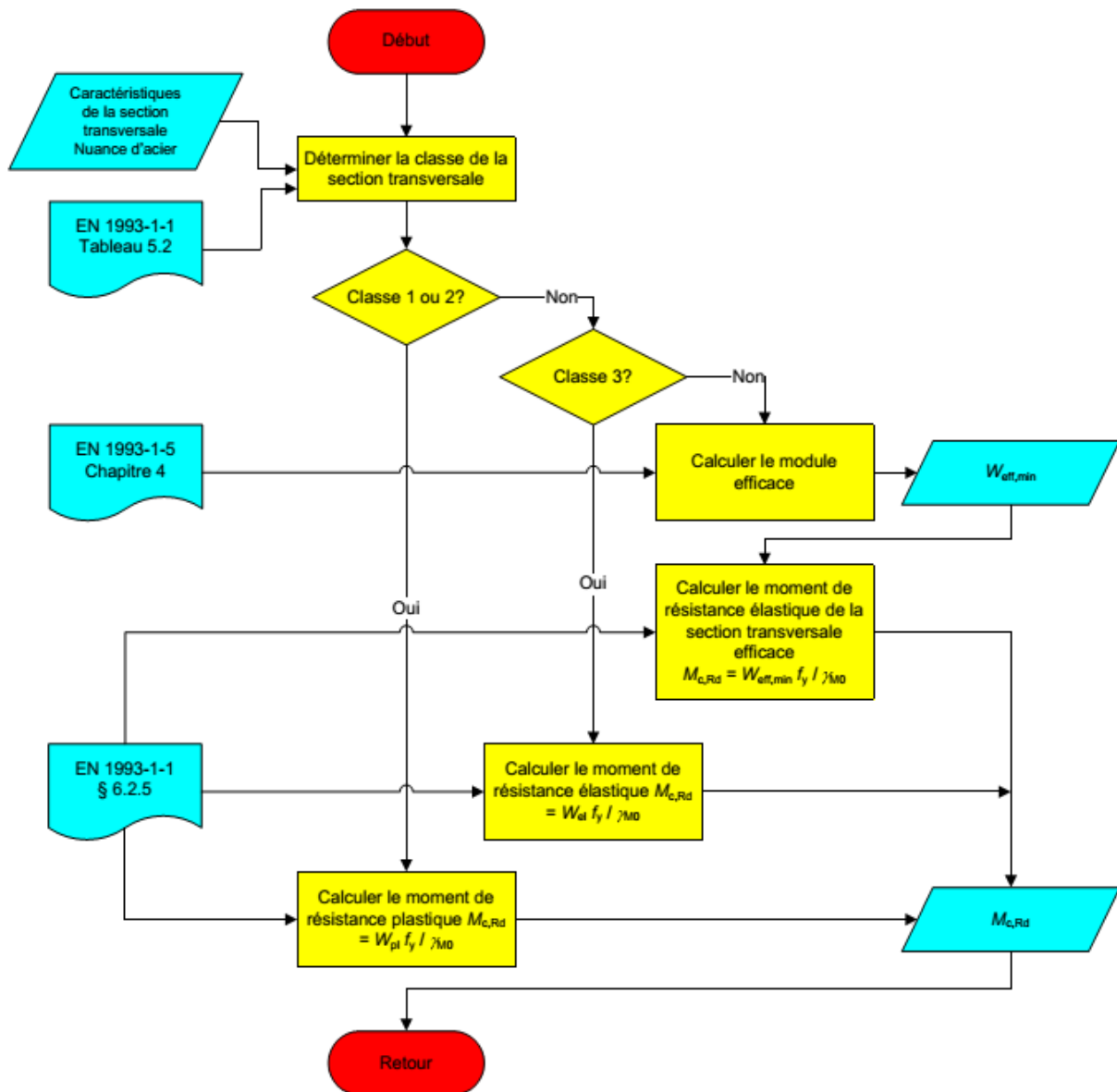
• Vérification de la section nette :



• Résistance au voilement par cisaillement :



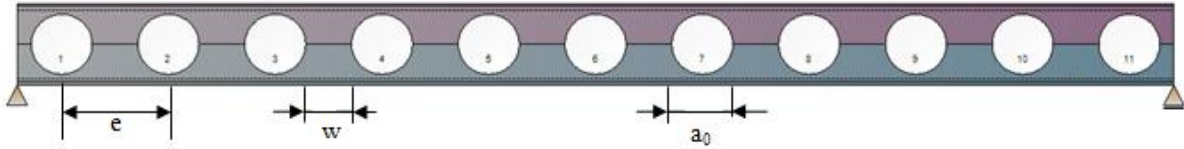
- La résistance en flexion de la section transversale  $M_{c,Rd}$  : [1]





### 1.4 Présentation des feuilles EXCEL

Pour cette partie nous avons adopté les notations des paramètres géométriques de la poutre cellulaire que ceux de l'ACB+.



Pour l'illustration et l'exposé des différentes étapes automatisées par les feuilles EXCEL on traite l'exemple de la figure qui correspond à la poutre cellulaire à 11 ouvertures larges.

### Les données de base

	A	B	C	D	E	F	G	H
1								
2		<b>les données</b>						
3		longeur de travée	7	m				
4		espacement	2	m				
5		la charge ultime(q)	80.757	KN/m				
6								
7		<b>nuance d'acier</b>						
8		fy	355	Mpa				
9		<b>profilé d'acier</b>						
10		h	500	mm				
11		hm	250	mm				
12		b	200	mm				
13		tw	10.2	mm				
14		tf	16	mm				
15		rc	21	mm				
16		AV	59.87	cm <sup>2</sup>				
17		ly	48200	cm <sup>4</sup>				
18		Wpl	2194	cm <sup>3</sup>				
19		Ea	210000000	KN/m <sup>2</sup>				
20		G	81000000	KN/m <sup>2</sup>				
21		<b>ouverture</b>						
22		a0	370	mm				
23		w	276	mm				
24		e	646	mm				
25								

**profilé d'acier**

IPE 500  
Ht = 500  
S355 - M/M/L  
fy = 355 MPa

les données
Propriétés des sections
Résumer
section brute
section nette
solicitati

### Propriétés des sections inclinées

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
2	<b>Propriétés des sections inclinées</b>								
3									
4	$\phi$	h $\phi$ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	Av, $\phi$ (cm <sup>2</sup> )	ZG (mm)	I <sub>y,<math>\phi</math></sub> =I <sub>v</sub> (cm <sup>4</sup> )	[Am/V](m-1)	ZANP(mm)	Wpl(cm <sup>3</sup> )
5	0	65.0	38.89	11.0700	52.24	64.135415	131.650537	55.32	30.87
6	1	65.2	38.91	11.0800	52.34	64.443293	131.669184	55.42	30.94
7	2	65.3	38.93	11.1000	52.50	65.01536	131.701184	55.61	31.04
8	3	65.6	38.95	11.1300	52.73	65.799165	131.746835	55.87	31.2
9	4	66.0	38.99	11.1600	53.03	66.712708	131.803991	56.2	31.39
10	5	66.4	39.35	11.2500	53.44	68.103444	130.803689	56.54	31.91
11	6	66.9	39.40	11.3000	53.79	69.614633	130.888176	57.03	32.2
12	7	67.5	39.46	11.3600	54.29	71.313944	130.986107	57.59	32.54
13	8	68.1	39.53	11.4300	54.86	73.410808	131.097029	58.24	32.93
14	9	68.9	39.93	11.5500	55.53	75.904756	130.13646	58.88	33.66
15	10	69.7	40.02	11.6300	56.16	78.491743	130.274087	59.68	34.16
16	11	70.6	40.11	11.7200	56.94	81.484483	130.426428	60.56	34.72
17	12	71.6	40.54	11.8700	57.83	85.040892	129.528254	61.44	35.62
18	13	72.7	40.65	11.9800	58.66	88.729757	129.707055	62.49	36.3
19	14	73.8	40.77	12.1000	59.65	92.960451	129.901459	63.63	37.06
20	15	75.1	41.25	12.2700	60.69	97.904515	129.003766	64.76	38.18
21	16	76.4	41.39	12.4100	61.83	103.118665	129.22694	66.07	39.09
22	17	77.9	41.88	12.6000	63.11	109.120594	128.383121	67.4	40.39
23	18	79.4	42.04	12.7600	64.33	115.559011	128.635996	68.9	41.47
24	19	81.0	42.57	12.9700	65.67	122.808215	127.811385	70.4	42.96
25	20	82.8	43.11	13.2000	67.20	130.997463	127.026648	72.01	44.56
26	21	84.6	43.29	13.3800	68.66	139.767609	127.325935	73.81	45.94
27	22	86.6	43.87	13.6300	70.36	149.779978	126.536468	75.62	47.8
28	23	88.7	44.46	13.8900	72.06	160.827075	125.785397	77.54	49.78
29	24	90.8	44.69	14.1200	73.79	172.823328	126.135062	79.67	51.54
30	25	93.2	45.31	14.4000	75.77	186.506259	125.413178	81.82	53.83
31	26	95.6	45.96	14.7000	77.76	201.598982	124.702664	84.09	56.29

**Sollicitations en flexion globale**

	A	B	C	D	E	F	G
1	<b>sollicitations en flexion globale</b>						
2							
3	section	X (m)	M (KN,m)	VL (KN)	VR (KN)	NL (KN)	NR (KN)
4	1	0	0	-	-282.6	-	0
5	2	0.27	73.4	-260.8	-260.8	0	0
6	3	0.593	153.4	-234.8	-234.8	0	0
7	4	0.916	225	-208.7	-208.7	0	0
8	5	1.239	288.2	-182.6	-182.6	0	0
9	6	1.562	343	-156.5	-156.5	0	0
10	7	1.885	389.3	-130.4	-130.4	0	0
11	8	2.208	427.2	-104.3	-104.3	0	0
12	9	2.531	456.7	-78.3	-78.3	0	0
13	10	2.854	477.8	-52.2	-52.2	0	0
14	11	3.177	490.4	-26.1	-26.1	0	0
15	12	3.5	494.6	0	0	0	0
16	13	3.823	490.4	26.1	26.1	0	0
17	14	4.146	477.8	52.2	52.2	0	0
18	15	4.469	456.7	78.3	78.3	0	0
19	16	4.792	427.2	104.3	104.3	0	0
20	17	5.115	389.3	130.4	130.4	0	0
21	18	5.438	343	156.5	156.5	0	0
22	19	5.761	288.2	182.6	182.6	0	0
23	20	6.084	225	208.7	208.7	0	0
24	21	6.407	153.4	234.8	234.8	0	0
25	22	6.73	73.4	260.8	260.8	0	0
26	23	7	0	282.6	-	0	-
27							

**Sollicitations internes au niveau des ouvertures**

	A	B	C	D	E	F
1	<b>Sollicitations internes au niveau des ouvertures</b>					
2						
3	ouverture	section	Nm_top (KN)	Nm_bot (KN)	Vm_top (KN)	Vm_bot (KN)
4	1	2	154.718	-154.718	-130.4	-130.4
5	2	4	474.272	-474.272	-104.35	-104.35
6	3	6	723.001	-723.001	-78.25	-78.25
7	4	8	900.484	-900.484	-52.15	-52.15
8	5	10	1007.143	-1007.143	-26.1	-26.1
9	6	12	1042.555	-1042.555	0	0
10	7	14	1007.143	-1007.143	26.1	26.1
11	8	16	900.484	-900.484	52.15	52.15
12	9	18	723.001	-723.001	78.25	78.25
13	10	20	474.272	-474.272	104.35	104.35
14	11	22	154.718	-154.718	130.4	130.4
15						

- Etat limite ultime

## Synthèse des vérifications

### Les sections au droit des ouvertures

	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
2	<b>Vérifications dans les sections au droit des ouvertures</b>									
3										
4	ouverture	Membrure	$\phi$ (°)	$\Gamma N = \Gamma N V$	$\phi$ (°)	$\Gamma V$	$\phi$ (°)	$\Gamma M = \Gamma M V$	$\phi$ (°)	$\Gamma M N = \Gamma M N V$
5	1	sup.	17	0.1266	-5	0.6	-27	0.8017	26	0.879
6		inf.	-17	0.1266	5	0.6	27	0.8017	-26	0.879
7	2	sup.	5	0.3479	-19	0.6	-28	0.6952	-25	0.9351
8		inf.	-5	0.3479	19	0.6	28	0.6952	25	0.9351
9	3	sup.	3	0.5255	-29	0.6	-30	0.5829	-24	0.9571
10		inf.	-3	0.5255	29	0.6	30	0.5829	24	0.9571
11	4	sup.	1	0.6527	-35	0.6	-31	0.4602	-23	0.9383
12		inf.	-1	0.6527	35	0.6	31	0.4602	23	0.9383
13	5	sup.	1	0.7296	-38	0.6	-34	0.3487	-21	0.8681
14		inf.	-1	0.7296	38	0.6	34	0.3487	21	0.8681
15	6	sup.	0	0.7551	-41	0.6	-39	0.1959	-16	0.7614
16		inf.	0	0.7551	-41	0.6	-39	0.1959	-16	0.7614
17	7	sup.	-1	0.7296	38	0.6	34	0.3487	21	0.8681
18		inf.	1	0.7296	-38	0.6	-34	0.3487	-21	0.8681
19	8	sup.	-1	0.6527	35	0.6	31	0.4602	23	0.9383
20		inf.	1	0.6527	-35	0.6	-31	0.4602	-23	0.9383
21	9	sup.	-3	0.5255	29	0.6	30	0.5829	24	0.9571
22		inf.	3	0.5255	-29	0.6	-30	0.5829	-24	0.9571
23	10	sup.	-5	0.3479	19	0.6	28	0.6952	25	0.9351
24		inf.	5	0.3479	-19	0.6	-28	0.6952	-25	0.9351
25	11	sup.	-17	0.1266	5	0.6	27	0.8017	-26	0.879
26		inf.	17	0.1266	-5	0.6	-27	0.8017	26	0.879
27										
28										
29										

Résumer   section brute   section nette   sollicitations internes   sollicitations nette   montant   critère

### Les sections du montant

	C	D	E	F	G
3	<b>vérification dans les sections des montants</b>				
4	section	Montant	Vh	Vh,Rd	$\Gamma V h$
6	3	1	-315.633	577.00155	0.55
7	5	2	-245.463	577.00155	0.43
8	7	3	-175.292	577.00155	0.3
9	9	4	-105.256	577.00155	0.18
10	11	5	-35.085	577.00155	0.06
11	13	6	35.085	577.00155	0.06
12	15	7	105.256	577.00155	0.18
13	17	8	175.292	577.00155	0.3
14	19	9	245.463	577.00155	0.43
15	21	10	315.633	577.00155	0.55

**Les sections brutes**

	B	C	D	E	F	G	H
3							
4	<b>vérification de la section brute</b>						
5							
6	montant	section	Mc,Rd	Vpl,Rd	$\Gamma_M$	$\Gamma_{VL}$	$\Gamma_{VR}$
7	1	1*	778.87	1227.0916	0	–	0.23
8	2	3	778.87	1227.0916	0.197	0.191	0.191
9	3	5	778.87	1227.0916	0.37	0.149	0.149
10	4	7	778.87	1227.0916	0.5	0.106	0.106
11	5	9	778.87	1227.0916	0.586	0.064	0.064
12	6*	11	778.87	1227.0916	0.63	0.021	0.021
13	7	13	778.87	1227.0916	0.63	0.021	0.021
14	8	15	778.87	1227.0916	0.586	0.064	0.064
15	9	17	778.87	1227.0916	0.5	0.106	0.106
16	10	19	778.87	1227.0916	0.37	0.149	0.149
17	11	21	778.87	1227.0916	0.197	0.191	0.191
18	12	23	778.87	1227.0916	0	0.23	–
19							

(\*) Correspond à la section du montant la plus sollicité  $M_{Ed}$  max.

- **Etat limite de service**

**Flèches**

- **Modèle analytique de référence**

Conformément à la formulation correspondante dans le chapitre II 2-5, une feuille de calcul est établie comme suit :

	G	H	I	J	K	L	M
1							
2		<b>mod 1 : modèle analytique de référence</b>					
3		<b>contribution X</b>					
4		$\delta T_b$	$\delta T_n$	$\delta T_s$	$\delta W_b$	$\delta W_s$	$\delta m_x(\text{mm})$
5	3	0.0838582	0.1617345	0.0544991	0.0506091	0.357125769	0.7078268
6	5	0.0652151	0.6279742	0.0423831	0.0393578	0.277730688	1.052661
7	7	0.046572	1.2860813	0.030267	0.0281066	0.198335606	1.5893625
8	9	0.0279646	2.0384069	0.0181741	0.0168769	0.119092622	2.2205152
9	11	0.0093215	2.7403355	0.006058	0.0056256	0.039697541	2.8010383
10	13	0.0093215	2.7403355	0.006058	0.0056256	0.039697541	2.8010383
11	15	0.0279646	2.0384069	0.0181741	0.0168769	0.119092622	2.2205152
12	17	0.046572	1.2860813	0.030267	0.0281066	0.198335606	1.5893625
13	19	0.0652151	0.6279742	0.0423831	0.0393578	0.277730688	1.052661
14	21	0.0838582	0.1617345	0.0544991	0.0506091	0.357125769	0.7078268
15		<b>contribution C</b>					
16		0.1009299	0	0.0655939	0.060912	0.429828545	0.6572643
17						$\Sigma =$	17.400072
18						<b>flèche (totale)</b>	42.342848
19							

- **Modèle analytique amélioré**

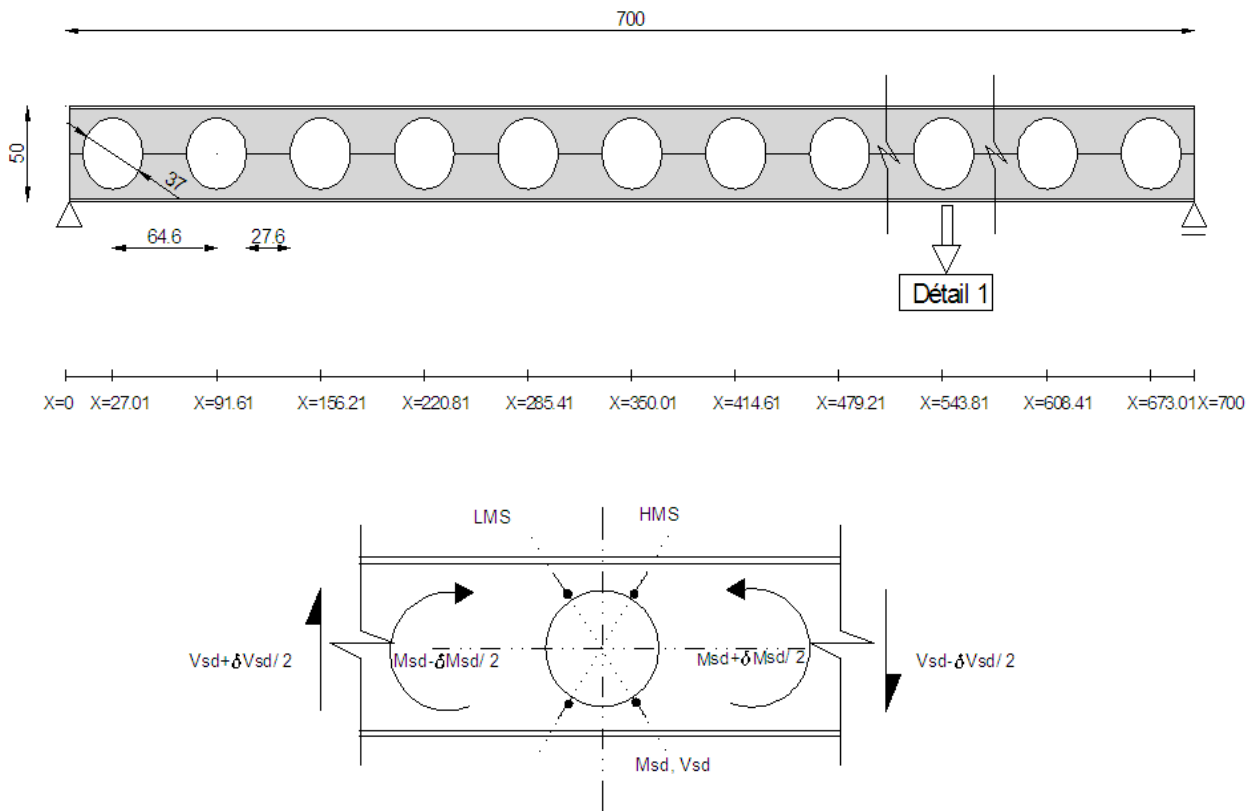
	K	L	M	N	O	P
3						
4		<b>mod 1 : modèle analytique de référence</b>				
5		<b>Contribution X</b>				
6	<b>Section</b>	$\delta T_b$ (mm)	$\delta T_n$ (mm)	$\delta T_s$ (mm)	$\delta w$ (mm)	$\delta m_X$ (mm)
7	3	0.17	0.004	0.42	0.42	1.014
8	5	0.13	0.013	0.33	0.33	0.803
9	7	0.09	0.026	0.23	0.24	0.586
10	9	0.06	0.041	0.14	0.15	0.391
11	11	0.02	0.054	0.05	0.05	0.174
12	13	0.02	0.054	0.05	0.05	0.174
13	15	0.06	0.041	0.14	0.15	0.391
14	17	0.09	0.026	0.23	0.24	0.586
15	19	0.13	0.013	0.33	0.33	0.803
16	21	0.17	0.004	0.42	0.42	1.014
17		<b>Contribution C</b>				
18	1	0.09	0.0004	0.23	0	0.3204
19	23	0.09	0.0004	0.23	0	0.3204
20					$\Sigma$ (mm)	6.58
21					<b>Flèche(total)</b>	31.5195759
22						

### 1.5 Cas d'étude

- **calcul et vérification des poutres cellulaires (circulaires) selon la méthode de Chung:**

On reprend la méthode de Chung exposée au chapitre 2 et on applique la méthode de vérification appropriée sur l'exemple de la poutre cellulaire à ouverture multiple avec automatisation des formules par feuille EXCEL. Cette méthode est comparée à celle de l'ACB+ par rapport à la charge critique  $q_{ultime}$  produite dans les deux cas.

**Les données :**

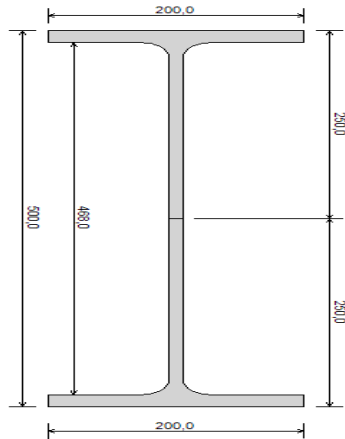


**Détail 1 :** mécanisme Vierendeel autour de l'ouverture circulaire d'âme

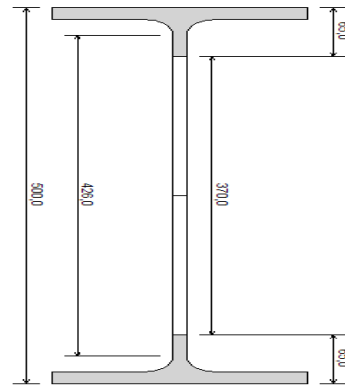
$L= 7\text{m}$  ;  $h= 500\text{ mm}$  ;  $tw= 10.2\text{ mm}$  ;  $tf= 16\text{mm}$

$do =370\text{ mm}$  ;  $b =200\text{ mm}$  ;  $e= 646\text{ mm}$  ;  $w= 276\text{ mm}$  ;  $fy= 355\text{ MPA}$

**Calcul de la charge ultime :**



Section sur un montant



section sur ouverture

• Calcul de  $W_{pl}$  :

$$W_{pl} = \frac{t_w h^2}{4} + (b - t_w)(h - t_f)t_f + \frac{4 - \pi}{2} r^2 (h - 2t_f) + \frac{3\pi - 10}{3} r^3 = 2194 \text{ cm}^3$$

$$W_{o,pl} = W_{pl} - \frac{t_w d^2}{4} = 2194 \times 10^3 - \frac{10.2 \times 370^2}{4} = 1845 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{o,Rd} = f_y W_{o,pl} = 355 \times 1845 \times 10^{-3} = 654.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{o,Rd} = q_{ultime} \frac{L^2}{8} \Rightarrow q_{ultime} = M_{o,Rd} \frac{8}{L^2} = 106.92 \text{ KN / ml}$$

Calcul de la charge ultime par une feuille Excel:

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	les données				calcul de la charge ultime pour do=370 mm			
2	symboles	valeurs	unites		symboles	formules	valeurs	unites
3	L	7	m		wo,pl	wpl-(tw do²)/4	1844905	mm3
4	h	500	mm		Mo,Rd	fy wopl	654,941275	KN.m
5	tw	10,2	mm		qultime	Mo,Rd 8/L²		
6	tf	16	mm			L=7 m	106,929188	KN
7	fy	355	Mpa			L=14 m	26,7322969	KN
8	wpl	2194000	mm3		calcul de la charge ultime pour do=380 mm			
9	do	370	mm		symboles	formules	valeurs	unites
10	L2	14	m		wo,pl	wpl-(tw do²)/4	1421780	mm3
11	d01	380	mm		Mo,Rd	fy wopl	504,7319	KN.m
12	wpl2	1790000	mm3		qultime	Mo,Rd 8/L²		
13						L=7 m	82,4052082	KN
14						L= 14 m	20,601302	KN
15								
16								



Et les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

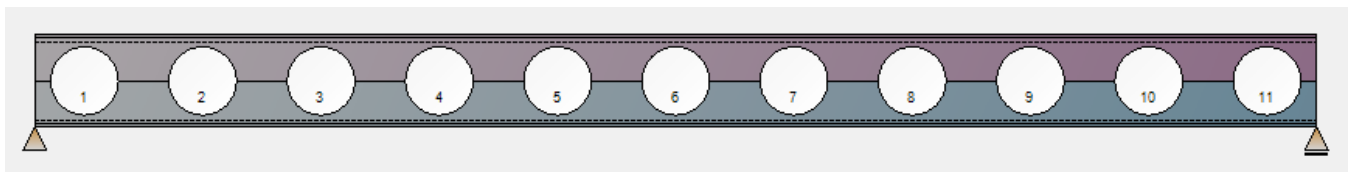
	résumé des résultats			
	do=370		do=380	
	L=7	L=14	L=7	L=14
qultime (KN/m)	106,929188	26,73229694	82,40520816	20,601302

**Calcul de charge ultime d'ACB+:**

**Poutre à moyen travée:**

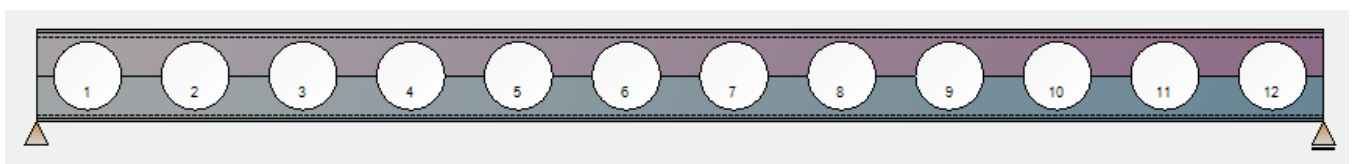
Une poutre d'un profile IPE500 avec des ouvertures circulaires, les données et les résultats des charges sont représentées dans les tableaux suivantes. On rappelle que la charge  $q_{ultime}$  de l'ACB+ est obtenue par la méthode itératif jusqu'à satisfaction des deux conditions de résistance plastique et de stabilité. Toute en supposant que la poutre est prémunie contre le diversement. Un tableau récapitulatif est présenté ci-après.

**Pour n=11**



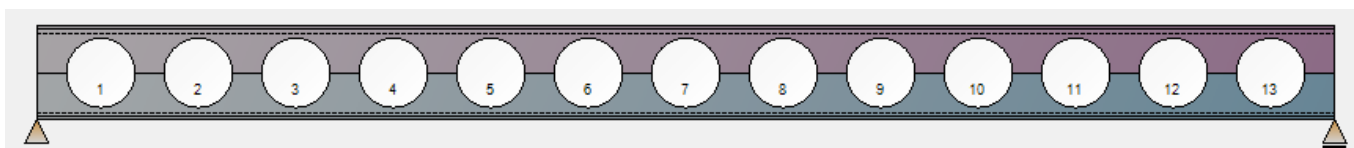
L(m)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	b(mm)	do(mm)	fy(MPa)	qultime(KN/m)
7	500	10.2	16	200	370	355	81.20

**Pour n=12**



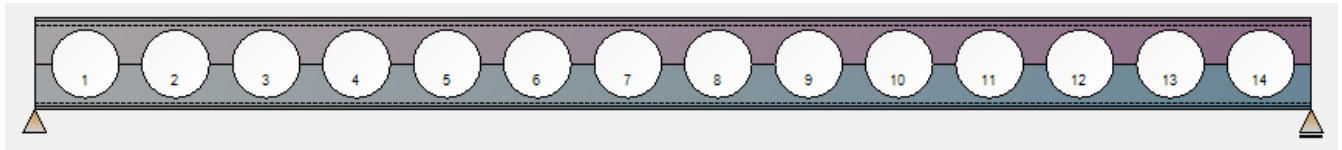
L(m)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	b(mm)	do(mm)	fy(MPa)	qultime(KN/m)
7	500	10.2	16	200	370	355	81.33

**Pour n=13**



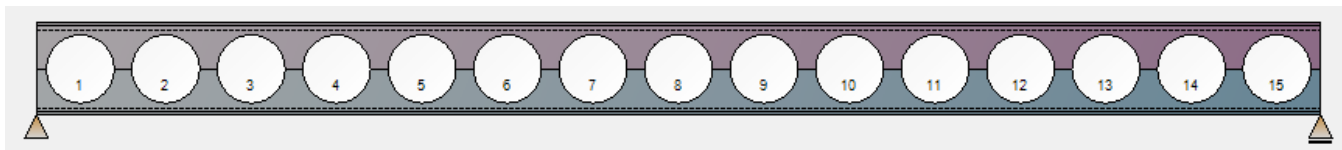
L(m)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	b(mm)	do(mm)	fy(MPa)	qultime(KN/m)
7	500	10.2	16	200	370	355	81.37

Pour n=14



L(m)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	b(mm)	do(mm)	fy(MPa)	qultime(KN/m)
7	500	10.2	16	200	370	355	69.50

Pour n=15

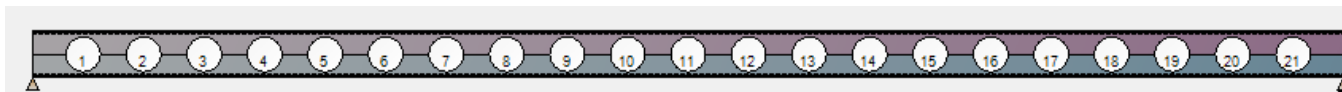


L(m)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	b(mm)	do(mm)	fy(MPa)	qultime(KN/m)
7	500	10.2	16	200	370	355	51.20

Poutre de longue travée:

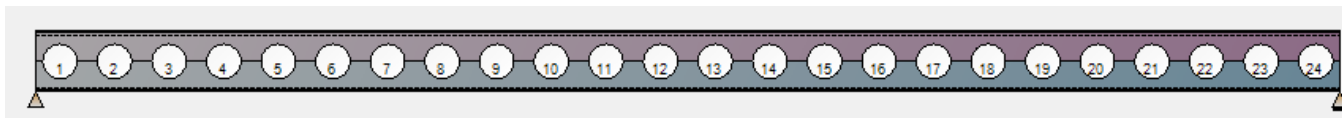
La même poutre précédente avec une travée de 14 m, les données et les résultats des charges sont représentées dans les tableaux suivants:

Pour n=21



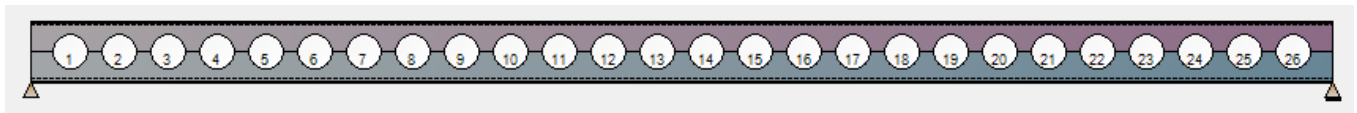
L(m)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	b(mm)	do(mm)	fy(MPa)	qultime(KN/m)
14	500	10.2	16	200	370	355	20.41

Pour n=24



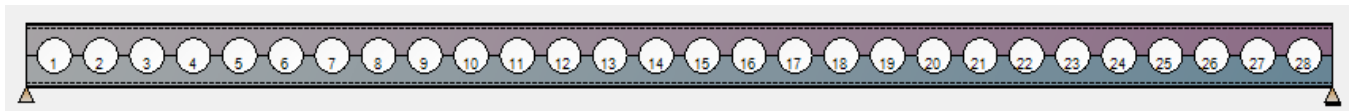
L(m)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	b(mm)	do(mm)	fy(MPa)	qultime(KN/m)
14	500	10.2	16	200	370	355	20.41

Pour n=26



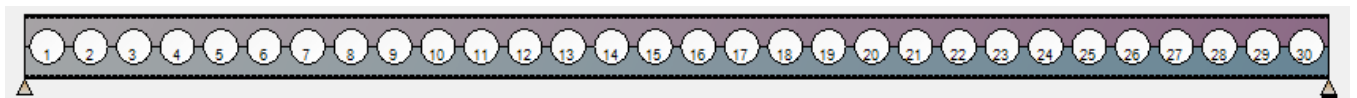
L(m)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	b(mm)	do(mm)	fy(MPa)	qultime(KN/m)
14	500	10.2	16	200	370	355	20.41

Pour n=28



L(m)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	b(mm)	do(mm)	fy(MPa)	qultime(KN/m)
14	500	10.2	16	200	370	355	20.41

Pour n=30



L(m)	h(mm)	tw(mm)	tf(mm)	b(mm)	do(mm)	fy(MPa)	qultime(KN/m)
14	500	10.2	16	200	370	355	20.41

Résumé de la valeur  $q_{ultime}$  dans les deux méthodes (Chung et ACB+)

n	$q_{ultime}$ Chung	$q_{ultime}$ ACB+
11	106.92	81.20
12	106.92	81.33
13	106.92	81.37
14	106.92	69.50
15	106.92	51.20

- Présentation des différentes étapes de vérifications :

Etape 1 : détermination de moment fléchissant et de l'effort tranchant au niveau de centre des ouvertures

X(m)	$M_{sd} = \frac{q}{2} x (L-x) \text{ KN.m}$	$V_{sd} = q \left( \frac{L}{2} - x \right) \text{ KN}$
0.270	74.19	263.75
0.916	227.54	211.00
1.5621	346.81	158.25

**Etape 2 : détermination de cisaillement et le moment résistant de la section perforée**

$$M_{o,Rd} = f_y W_{o,pl} = f_y \left[ W_{pl} - \frac{t_w d^2}{4} \right] = 265.15 \text{ KN.m}$$

$$V_{o,Rd} = f_y (A_v - d_o t_w) = 0.577 \times 355 (500 \times 10.2 - 370 \times 10.2) = 271.61 \text{ KN}$$

**Etape 3 : détermination de moment résistant à la section perforée sous cisaillement et vérification par rapport à  $M_{sd}$**

$$M_{vo,Rd} = M_{o,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{V_{sd}}{V_{o,Rd}} \right)^{2.5} \right]^{0.4} \geq M_{sd}$$

X(m)	$V_{sd}$ (KN)	$M_{vo,Rd}$ (KN.m)	$M_{sd}$ (KN.m)	Vérification
0.270	139.79	226.99	39.32	Vérifiée
0.916	111.83	483.41	120.59	Vérifiée
1.5621	83.87	580.89	183.82	Vérifiée

• **Présentation des différentes étapes de vérifications par feuille Excel :**

X	M Sd	M vo,Rd	M ok ?	V Sd	V o Rd	V ok ?
270	74,1911936	226,9984668	vérifié	263,758247	271,61121	vérifié
916	227,5402384	483,414017	vérifié	211,0065976	271,61121	vérifié
1562	346,8117177	580,895858	vérifié	158,2549482	271,61121	vérifié
2208	432,0056315	629,5738278	vérifié	105,5032988	271,61121	vérifié
2854	483,1219797	650,5644114	vérifié	52,7516494	271,61121	vérifié
3500	500,1607625	654,941275	vérifié	0	271,61121	vérifié

**III.2 Outil de conception ACB+**

**2.1 Présentation :**

Le logiciel ACB + est un outil de conception dédiée uniquement aux calcul de poutres cellulaires mixtes et non mixtes selon les principes de l'Eurocode en condition normale avec vérification de température critique en situation d'incendie. Il à été développé par le CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique – France) pour le compte d'ArcelorMittal. On utilise dans notre projet la dernière version 3.08 à accès libre sur le site [www.ArcelorMittal.com](http://www.ArcelorMittal.com)



## 2.2 Domaine d'application

Le domaine d'application se limite aux poutres isostatiques reposant sur deux appuis simples, avec ou sans dalle de béton collaborant (figure 2.1). Les poutres sont réalisées à partir de profils laminés en I et les alvéoles sont des ouvertures de forme circulaire. La membrure supérieure et la membrure inférieure peuvent être réalisées à partir de sections différentes et de nuances d'acier différentes.

Types	Supports D'extrémité	Sections	Description
<p>Poutre mixte</p>	Appui simple	Sections symétriques Ou Monosymmetric	Poutre droite avec une hauteur constante
<p>Poutre d'acier tout droit</p>	Appui simple ou encastrement	Sections symétriques Ou Monosymmetric	Poutre droite avec une hauteur constante
<p>Poutre d'acier conique Pente unique</p>	Appui simple ou encastrement	Sections Symétriques	Poutre droite à hauteur variable linéairement. L'un des âmes est supposé e pour être horizontale



<p>Poutre d'acier conique Double pente</p> 	<p>Appui simple</p>	<p>Sections Symétriques</p>	<p>Poutre droite à hauteur variable linéairement. La semelle inférieure est supposée pour être horizontale. La poutre est symétrique par rapport à l'axe vertical à mi-distance.</p>
<p>Poutre courbe</p> 	<p>Appui simple</p>	<p>Sections Symétriques</p>	<p>Courbe de poutre à hauteur constant e. les deux supports d'extrémités sont au même niveau</p>

Figure 2.1 : Poutres cellulaires ACB+

### 2.3 Conditions géométriques

- Critères :

Le diamètre  $h_0 < 0.8h$

Largeur minimale du montant :  $W \geq 50.0\text{mm}$

Rapport de l'espacement sur le diamètre des cellules  $\alpha = e / a_0$  :  $1.08 \leq \alpha \leq 1.75$

Rapport du diamètre sur l'épaisseur de l'âme :  $a_0/t_w \leq 90.00$

Rapport de la hauteur totale sur le diamètre :  $1.25 \leq h_t/a_0 \leq 4.00$

Elancement de l'âme :  $h_w/t_w \leq 124.0\epsilon$

Où:

$a_0$  est le diamètre d'une ouverture;

$\epsilon$  est l'espacement entre les deux centres d'ouverture;

$t_w$  est l'épaisseur de la bande

$h_w$  est la hauteur de l'âme

$h_t$  est la hauteur finale de la poutre

$\alpha$  est le paramètre de limite élastique de l'acier d'âme .

- Ouvertures :

Nombre minimal d'ouvertures non rebouchées :  $n \geq 4$

Pourcentage max d'ouvertures rebouchées : 25%

- section droite :

Ratio maxi entre les aires de semelles : 4.50

Hauteur minimale du profilé de base :  $h_t \geq 140.0\text{mm}$

Ratio maxi ente hauteur des profilés de base : 10.00

- **Poutres courbes :**

Critère pour la distance entre maintiens latéraux : flèche de courbure < distance entre maintiens/50.

- **Paramètres pour le calcul à l'incendie :**

Constante de Stephan-Boltzmann :  $\sigma=5.6704 \cdot 10^{-8} \text{ w/m}^2 \text{ k}^4$

Température de référence :  $\Theta_{\text{ref}}=20\text{C}^{\circ}$

Intervalle de temps :  $\Delta t=1\text{s}$

Coefficient de transfert thermique par convection :  $\alpha_c=25 \text{ w/m}^2 \text{ K}$

Facteur de forme :  $\varphi=1.00$

Emissivité de la surface des éléments :  $\varepsilon_m=0.70$

Emissivité du feu :  $\varepsilon_f=1.00$

Facteur de correction pour les effets d'ombre :  $K_{\text{sh}}=1.00$

**2.4 Etapes de vérification de la résistance d'une poutre cellulaire par ACB+ :**

Les étapes de calcul reposent sur les deux principaux critères à savoir celui de la résistance plastique et celui de l'instabilité. Le même cheminement a été adopté dans le cadre de l'établissement des feuilles EXCEL tel que présentées ci-dessus.

**a. Critère de résistance plastique**

Au niveau de la section brute

$\Gamma_M^{(*)}$  : Résistance à la flexion

$\Gamma_V$  : Résistance au cisaillement

$\Gamma_{MV}$  : Interaction moment-effort tranchant

Au niveau du montant

$\Gamma_{Vh}$  : Résistance au cisaillement horizontal

Au niveau de la section nette

$\Gamma_M^{(*)}$  : Résistance à la flexion

$\Gamma_N^{(*)}$  : Résistance à l'effort normal (axial)

$\Gamma_V$  : Résistance au cisaillement (effort tranchant)

$\Gamma_{MN}^{(*)}$  : Interaction M-N

$\Gamma_{MV}^{(*)}$  : Interaction M-V

$\Gamma_{MNV}^{(*)}$  : Interaction M-N-V

(\*) Critère dans le cas où la classification de la section est nécessaire

**b. Critère de résistance à l'instabilité**

Au niveau de la section brute

$\Gamma_{vbw}$  : Résistance au voilement par cisaillement

Au niveau du montant

$\Gamma_b$  : Résistance au flambement

**c. Critère de déformation**

Une flèche de calcul est donnée par l'ACB+ pour chaque cas de poutre cellulaire et une comparaison est faite par rapport aux méthodes analytiques tel que présentée par la référence de CTICM [BIT 06] et automatisée par nos feuille d'EXCEL ci-dessus.

**d. Température critique sous l'effet d'incendie**

La vérification est faite on considérant un niveau de charge sous incendie  $\eta_{fi} = 0.6$  tel que les sollicitations  $X_{fi,Ed} = \eta_{fi} X_{Ed}$  c.-à-d. seulement 60 % de la charge en condition normal est pris en compte.

**2.5 Présentation des résultats d'ACB+ :**

**Propriétés des sections inclinées**

<i>Toutes les ouvertures - a <math>\alpha = 370,0</math> mm</i>								
$\phi$ (°)	h (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	z <sub>G</sub> (mm)	I <sub>v</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>m</sub> /V (m <sup>-1</sup> )	z <sub>ANP</sub> (mm)	W <sub>DI</sub> (cm <sup>3</sup> )
0	65,0	38,89	11,07	52,21	64,02	131,6	55,28	30,85
1	65,0	38,90	11,07	52,24	64,13	131,6	55,31	30,88
2	65,2	38,92	11,08	52,34	64,45	131,6	55,42	30,95
3	65,3	38,97	11,11	52,50	64,99	131,6	55,60	31,08
4	65,6	39,03	11,14	52,72	65,75	131,5	55,85	31,25
5	66,0	39,10	11,17	53,02	66,75	131,4	56,18	31,48
6	66,4	39,20	11,22	53,38	67,98	131,3	56,58	31,76
7	66,9	39,31	11,28	53,80	69,46	131,2	57,05	32,09
8	67,5	39,44	11,34	54,29	71,20	131,1	57,60	32,48
9	68,1	39,59	11,42	54,85	73,22	130,9	58,22	32,93
10	68,9	39,75	11,50	55,48	75,54	130,7	58,92	33,44
11	69,7	39,94	11,59	56,17	78,18	130,5	59,70	34,01
12	70,6	40,14	11,69	56,94	81,16	130,3	60,55	34,65
13	71,6	40,36	11,80	57,77	84,51	130,1	61,49	35,35
14	72,7	40,60	11,93	58,68	88,27	129,9	62,50	36,13
15	73,8	40,86	12,06	59,66	92,46	129,6	63,60	36,98
16	75,1	41,14	12,20	60,72	97,13	129,3	64,79	37,92
17	76,4	41,44	12,35	61,85	102,32	129,0	66,06	38,94
18	77,9	41,77	12,51	63,06	108,09	128,7	67,42	40,05
19	79,4	42,11	12,68	64,34	114,50	128,4	68,88	41,26
20	81,0	42,48	12,87	65,71	121,60	128,1	70,43	42,57
21	82,8	42,87	13,06	67,17	129,47	127,7	72,07	43,99
22	84,6	43,28	13,27	68,70	138,20	127,4	73,81	45,53
23	86,6	43,72	13,49	70,33	147,88	127,0	75,66	47,20
24	88,7	44,18	13,72	72,04	158,61	126,6	77,61	49,01
25	90,8	44,67	13,97	73,85	170,50	126,2	79,68	50,96
26	93,2	45,18	14,22	75,76	183,69	125,8	81,86	53,07

**Sollicitations internes**



	x (m)	M (kNm)	V <sub>L</sub> (kN)	V <sub>R</sub> (kN)	N <sub>L</sub> (kN)	N <sub>R</sub> (kN)
1	0,000	0,0	-	-282,6	-	0,0
2	0,270	73,4	-260,8	-260,8	0,0	0,0
3	0,593	153,4	-234,8	-234,8	0,0	0,0
4	0,916	225,0	-208,7	-208,7	0,0	0,0
5	1,239	288,2	-182,6	-182,6	0,0	0,0
6	1,562	343,0	-156,5	-156,5	0,0	0,0
7	1,885	389,3	-130,4	-130,4	0,0	0,0
8	2,208	427,2	-104,3	-104,3	0,0	0,0
9	2,531	456,7	-78,3	-78,3	0,0	0,0
10	2,854	477,8	-52,2	-52,2	0,0	0,0
11	3,177	490,4	-26,1	-26,1	0,0	0,0
12	3,500	494,6	0,0	0,0	0,0	0,0
13	3,823	490,4	26,1	26,1	0,0	0,0
14	4,146	477,8	52,2	52,2	0,0	0,0
15	4,469	456,7	78,3	78,3	0,0	0,0
16	4,792	427,2	104,3	104,3	0,0	0,0
17	5,115	389,3	130,4	130,4	0,0	0,0
18	5,438	343,0	156,5	156,5	0,0	0,0
19	5,761	288,2	182,6	182,6	0,0	0,0
20	6,084	225,0	208,7	208,7	0,0	0,0
21	6,407	153,4	234,8	234,8	0,0	0,0
22	6,730	73,4	260,8	260,8	0,0	0,0
23	7,000	0,0	282,6	-	0,0	-

**Sollicitations internes au niveau des ouvertures**

Ouv.	Sect.	N <sub>m,top</sub> (kN)	N <sub>m,bot</sub> (kN)	V <sub>m,top</sub> (kN)	V <sub>m,bot</sub> (kN)
1	2	154,713	-154,713	-130,418	-130,418
2	4	474,364	-474,364	-104,335	-104,335
3	6	722,981	-722,981	-78,251	-78,251
4	8	900,564	-900,564	-52,167	-52,167
5	10	1007,114	-1007,114	-26,084	-26,084
6	12	1042,631	-1042,631	0,000	0,000
7	14	1007,114	-1007,114	26,084	26,084
8	16	900,564	-900,564	52,167	52,167
9	18	722,981	-722,981	78,251	78,251
10	20	474,364	-474,364	104,335	104,335
11	22	154,713	-154,713	130,418	130,418

- Etat limite ultime

### Synthèse des vérifications

#### Les sections au droit des ouvertures

Ouvert.	Memb.	Classe	$\Gamma_N$	$\Gamma_V$	$\Gamma_M$	$\Gamma_{NV}$	$\Gamma_{MN}$	$\Gamma_{MV}$	$\Gamma_{MNV}$
1	Sup.	2	0,126 (17°)	0,584 (-5°)	0,816 (-27°)	0,126 (17°)	0,890 (26°)	0,816 (-27°)	0,890 (26°)
	Inf.	1	0,126 (-17°)	0,584 (5°)	0,816 (27°)	0,126 (-17°)	0,890 (-26°)	0,816 (27°)	0,890 (-26°)
2	Sup.	2	0,347 (5°)	0,558 (-19°)	0,709 (-28°)	0,347 (5°)	0,943 (-25°)	0,712 (-28°)	0,948 (-25°)
	Inf.	1	0,347 (-5°)	0,558 (19°)	0,709 (28°)	0,347 (-5°)	0,943 (25°)	0,712 (28°)	0,948 (25°)
3	Sup.	2	0,525 (3°)	0,586 (-29°)	0,594 (-30°)	0,525 (3°)	0,970 (-24°)	0,606 (-30°)	0,982 (-25°)
	Inf.	1	0,525 (-3°)	0,586 (29°)	0,594 (30°)	0,525 (-3°)	0,970 (24°)	0,606 (30°)	0,982 (25°)
4	Sup.	2	0,653 (1°)	0,613 (-35°)	0,469 (-31°)	0,653 (1°)	0,949 (-23°)	0,487 (-32°)	0,957 (-24°)
	Inf.	1	0,653 (-1°)	0,613 (35°)	0,469 (31°)	0,653 (-1°)	0,949 (23°)	0,487 (32°)	0,957 (24°)
5	Sup.	2	0,730 (1°)	0,615 (-38°)	0,338 (-34°)	0,730 (1°)	0,878 (-21°)	0,350 (-35°)	0,878 (-22°)
	Inf.	1	0,730 (-1°)	0,615 (38°)	0,338 (34°)	0,730 (-1°)	0,878 (21°)	0,350 (35°)	0,878 (22°)
6	Sup.	2	0,755 (0°)	0,585 (-41°)	0,202 (-39°)	0,755 (0°)	0,764 (-16°)	0,207 (-39°)	0,764 (-16°)
	Inf.	1	0,755 (0°)	0,585 (41°)	0,202 (39°)	0,755 (0°)	0,764 (16°)	0,207 (39°)	0,764 (16°)
7	Sup.	2	0,730 (-1°)	0,615 (38°)	0,338 (34°)	0,730 (-1°)	0,878 (21°)	0,350 (35°)	0,878 (22°)
	Inf.	1	0,730 (1°)	0,615 (-38°)	0,338 (-34°)	0,730 (1°)	0,878 (-21°)	0,350 (-35°)	0,878 (-22°)
8	Sup.	2	0,653 (-1°)	0,613 (35°)	0,469 (31°)	0,653 (-1°)	0,949 (23°)	0,487 (32°)	0,957 (24°)
	Inf.	1	0,653 (1°)	0,613 (-35°)	0,469 (-31°)	0,653 (1°)	0,949 (-23°)	0,487 (-32°)	0,957 (-24°)
9	Sup.	2	0,525 (-3°)	0,586 (29°)	0,594 (30°)	0,525 (-3°)	0,970 (24°)	0,606 (30°)	0,982 (25°)
	Inf.	1	0,525 (3°)	0,586 (-29°)	0,594 (-30°)	0,525 (3°)	0,970 (-24°)	0,606 (-30°)	0,982 (-25°)
10	Sup.	2	0,347 (-5°)	0,558 (19°)	0,709 (28°)	0,347 (-5°)	0,943 (25°)	0,712 (28°)	0,948 (25°)
	Inf.	1	0,347 (5°)	0,558 (-19°)	0,709 (-28°)	0,347 (5°)	0,943 (-25°)	0,712 (-28°)	0,948 (-25°)
11	Sup.	2	0,126 (-17°)	0,584 (5°)	0,816 (27°)	0,126 (-17°)	0,890 (-26°)	0,816 (27°)	0,890 (-26°)
	Inf.	1	0,126 (17°)	0,584 (-5°)	0,816 (-27°)	0,126 (17°)	0,890 (26°)	0,816 (-27°)	0,890 (26°)

#### Les sections du montant

Montant	$\Gamma_{Vh}$	$\Gamma_b$
1	0,55	0,59
2	0,43	0,47
3	0,31	0,34
4	0,18	0,20
5	0,06	0,11
6	0,06	0,11
7	0,18	0,20
8	0,31	0,34

9	0,43	0,47
10	0,55	0,59

## Les sections brutes

### Vérifications des sections brutes

Résistance à la flexion (Mont. n° 6 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0,630 (Classe 1)	< 1	V
Résistance au cisaillement (Appui gauche - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0,230	< 1	V

- **Etat limite de service**

### Flèches

#### Flèches

v : Flèche verticale maximale de la poutre

#### Sous charges élémentaires

Charges permanentes (G) :  $v = 33,71 \text{ mm (S12)} = L / 208$

#### Sous combinaisons ELS

S1 = 1,00 G :	$v = 33,7 \text{ mm (S12)}$	= L / 208
S2 = 1,00 G :	$v = 33,7 \text{ mm (S12)}$	= L / 208
S3 = 1,00 G :	$v = 33,7 \text{ mm (S12)}$	= L / 208
S4 = 1,00 G :	$v = 33,7 \text{ mm (S12)}$	= L / 208

## III.3 Etude paramétrique

Dans cette étude les paramètres géométriques variables sont nommés  $\alpha=e/a_0$  et  $\beta=Ht/a_0$  et sont obtenues en ajoutant ou diminuant le diamètre  $a_0$  par rapport à sa référence 370 mm par pas de 30 mm (tableau de données).

### Données :

Poutre	P1	P2	P3	P4	P5
Ao	370	340	310	280	250
W	275,98	246	216	186	156
E	645,98	586	526	466	406
A	1,74589189	1,72352941	1,69677419	1,66428571	1,624
B	1,35135135	1,47058824	1,61290323	1,78571429	2
N	11	12	13	15	17
qEd	80,757	82,757	84,757	85,757	87,757
$\Gamma_{MNV}$	0,982	0,881	0,811	0,765	0,747
$\Gamma_{Vh}$	0,554	0,588	0,615	0,679	0,736
flèches	33,71	32,66	32,41	32,36	32,55

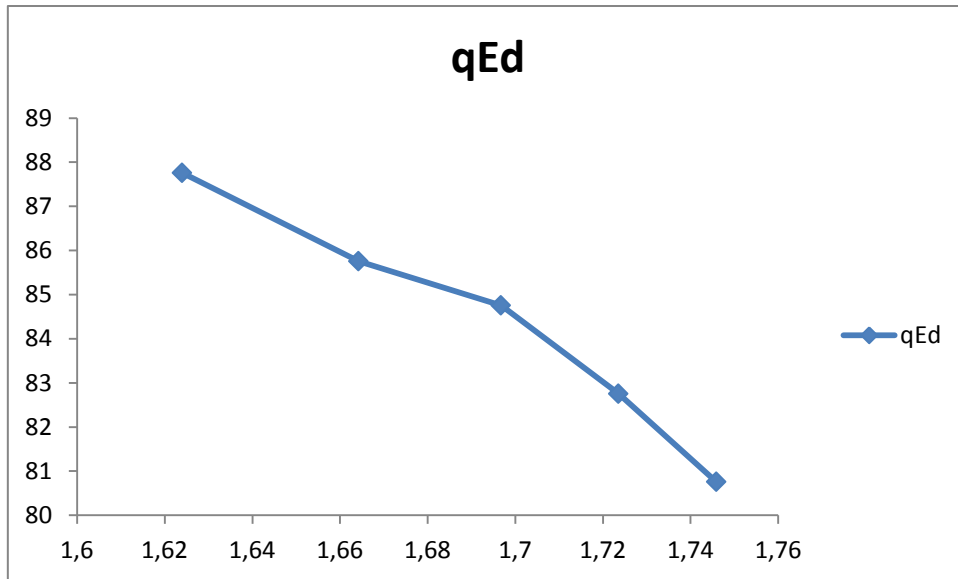


Figure 3.1 : variation de la charge vs  $\alpha$

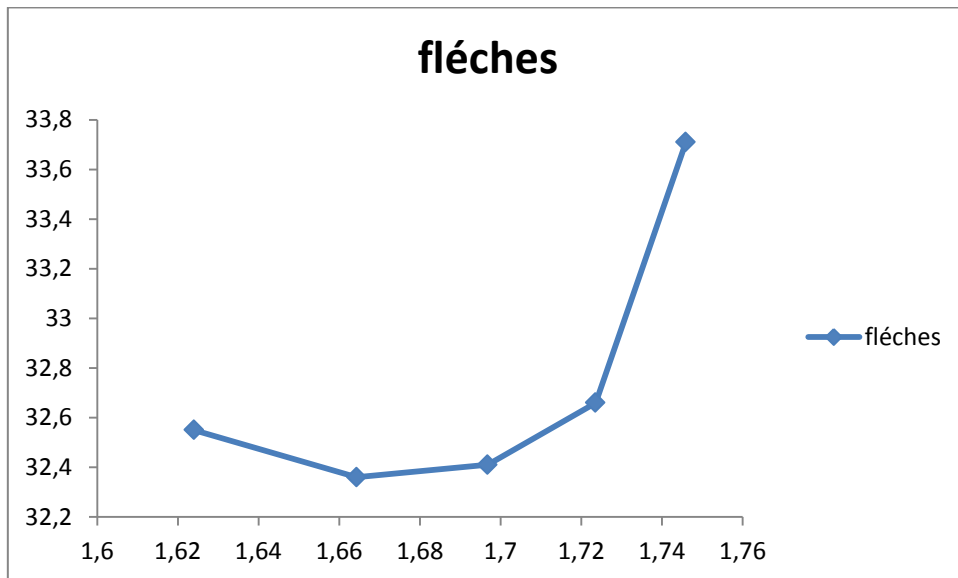


Figure 3.2 : variation de la flèche vs  $\alpha$

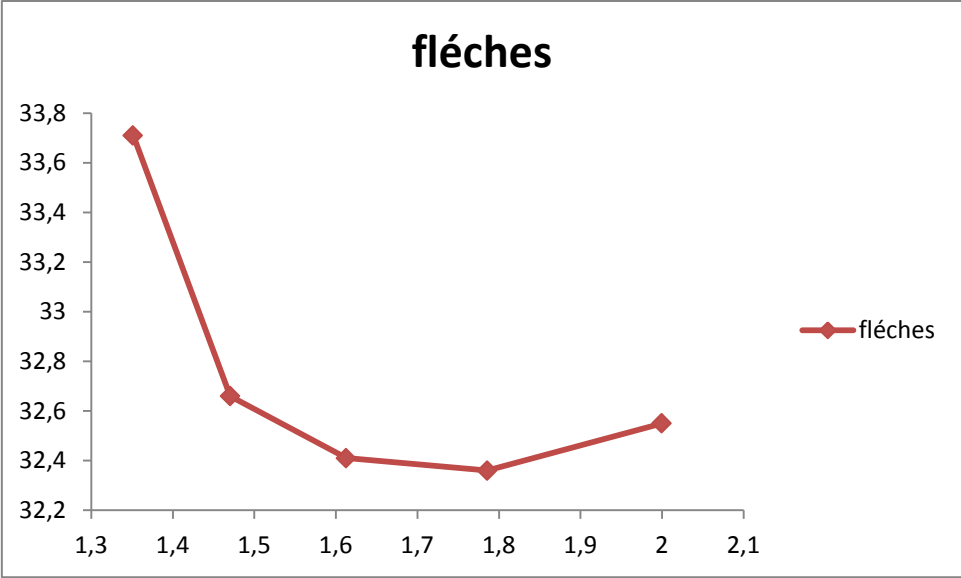


Figure 3.3 : variation de la flèche vs  $\beta$

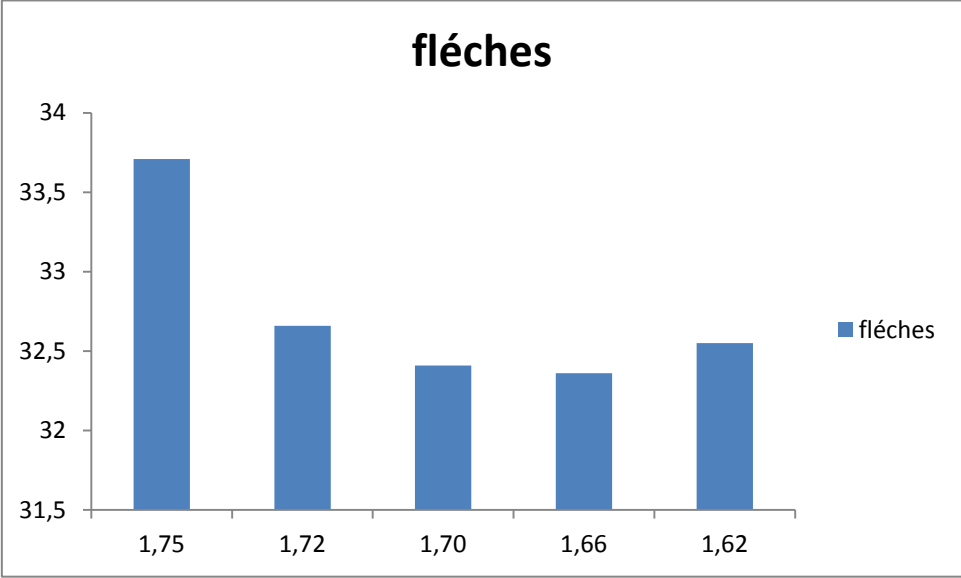
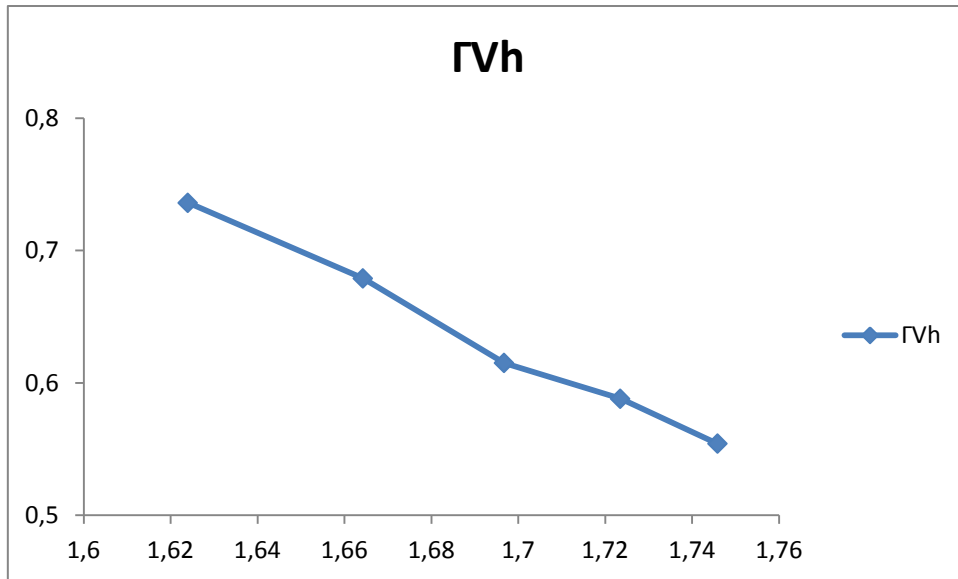
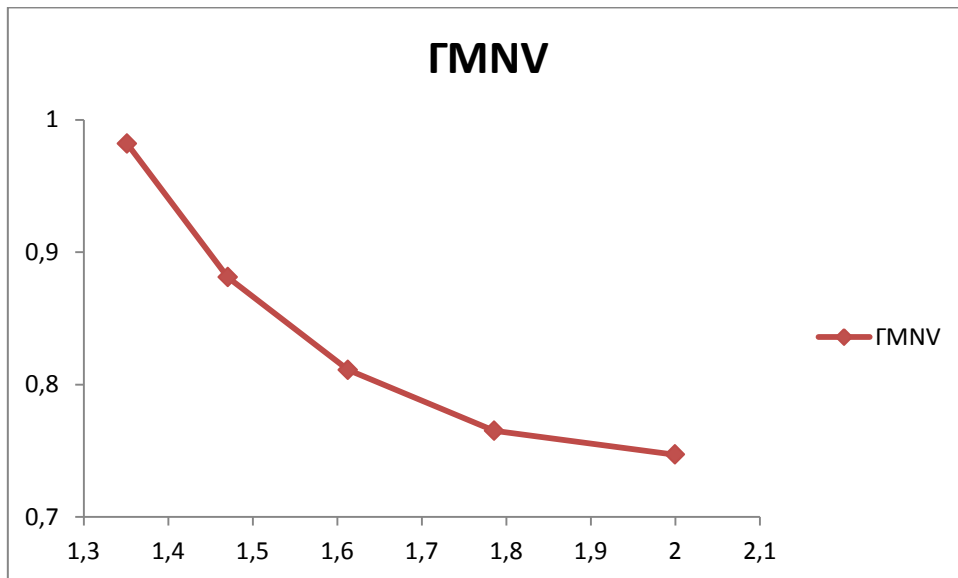


Figure 3.4 : Histogramme variation de la flèche vs  $\alpha$



**Figure 3.5 :** Variation de la résistance au cisaillement par rapport à  $\alpha$



**Figure 3.6 :** Variation de la résistance à l'interaction MNV par rapport à  $\beta$

Les variations de la résistance et de la flèche en fonction des paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  sont représentées dans les différents figures ci-dessus et exprime l'influence du nombre d'ouverture i.e. leur espacement et leur dimension sur la résistance des poutres cellulaires.

**Références de chapitre III**

[1] Access Steel ; Organigramme : Calcul d'une poutre non mixte soumise à une charge uniformément répartie -procédure détaillée ; SF001a-FR-EU.

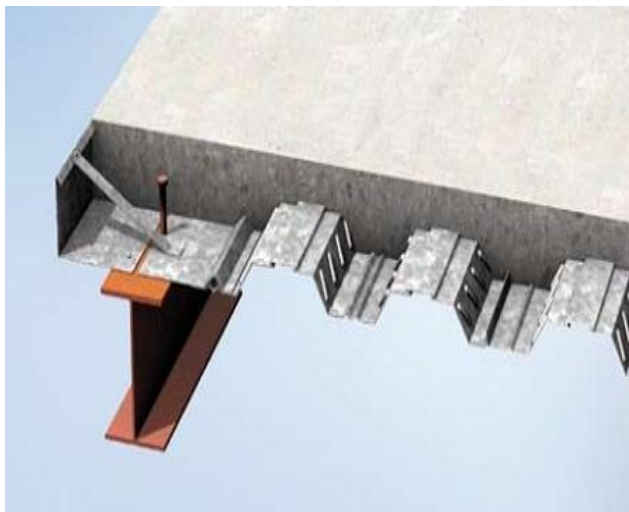
**Chapitre IV :**  
**Poutre cellulaire mixte**



## Chapitre IV : Poutre cellulaire mixte

### 1 Introduction

De plus en plus de planchers sont aujourd'hui constitués à partir d'une poutraison en acier connectée à une dalle en béton ou à une dalle mixte à bac collaborant. Le fonctionnement mixte permet en effet d'optimiser l'exploitation structurelle de ces deux matériaux. Dans de nombreuses applications, notamment pour les bâtiments de bureaux à plateaux libres, de 16 à 18 mètres, différentes contraintes techniques et économiques conduisent à rechercher pour ces planchers, l'épaisseur totale la plus faible possible et donc à prévoir des ouvertures dans les âmes des poutres destinées à permettre le passage des multiples réseaux nécessaires à l'équipement du bâtiment.[5]



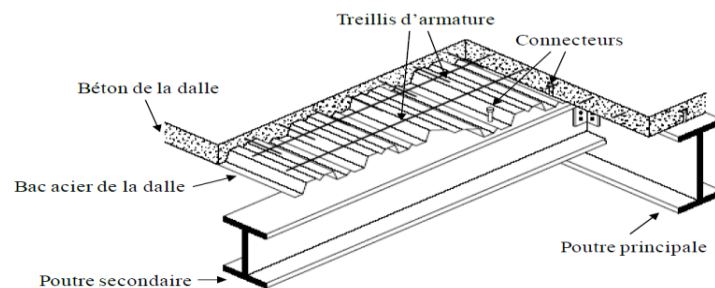
**Figure 1.1:** Poutre mixte à âme pleine



**Figure 1.2:** Poutre mixte à âme ajourée . [4]

### 2 Généralités

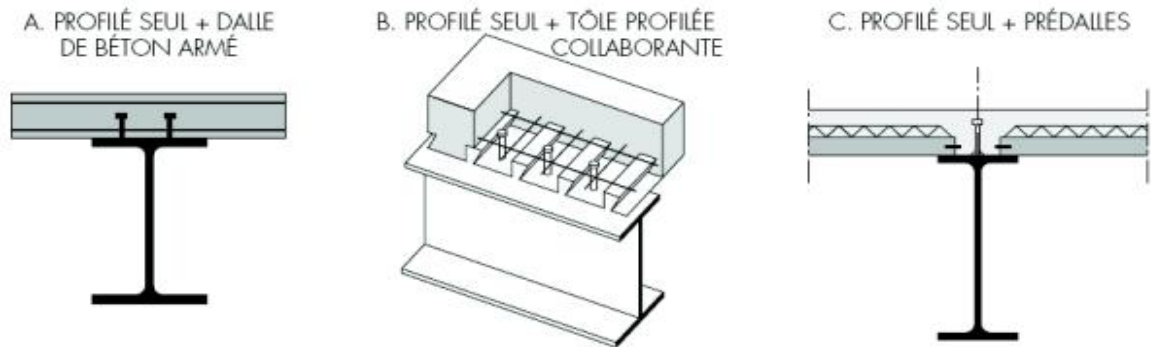
Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'un profilé métallique laminé ou reconstituée soudé avec différentes configurations (âme pleine, ajourée ou alvéolaire), ou d'une poutre en treillis et d'une dalle en béton qui est connectée au profilé au moyen de goujons qui travaillent en cisaillement. la dalle en béton est en général une dalle mixte, mais il existe aussi des systèmes utilisant des éléments en béton préfabriqués.



**Figure 2.1:** Composant d'une poutre mixte.

Elles peuvent être :

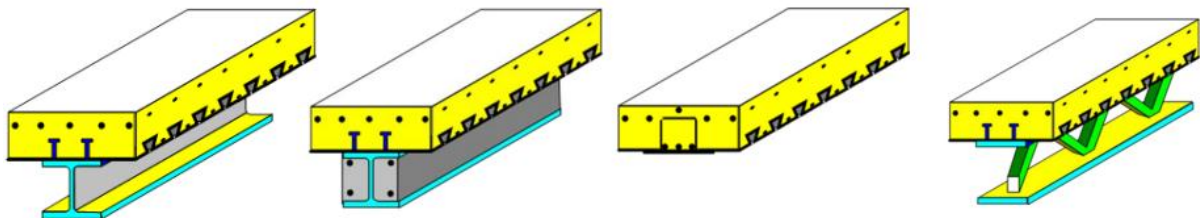
- Des profilés métalliques plus des dalles coulées sur coffrage.
- Des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- Des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.



**Figure 2.2 :** Exemple de poutre mixte.

Il existe plusieurs types de poutre mixte comme illustrés dans la figure 2.3 et qui sont :

- Poutre mixte dont le profilé en acier non enrobé ;
- Poutre constituée d'un profilé en acier partiellement enrobé de béton ;
- Poutre constitué d'un profilé en acier noyé dans le plancher ;
- Poutre mixte dont le profilé en acier est partiellement enrobée de béton



**Figure 2.3:** Différents types de poutre mixtes.

La dalle mixte est un élément à deux dimensions horizontales soumis principalement à la flexion dans lequel la tôle profilée :

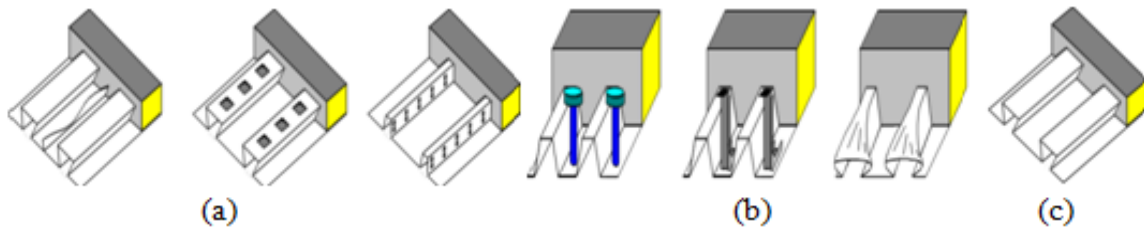
- est utilisée comme coffrage permanent capable de supporter le béton frais, les armatures et les charges de chantier.
- Après le durcissement du béton, elle joue le rôle d'une armature inférieure pour la dalle. [13]

Les tôles profilées assurent diverses fonctions dans la dalle mixte en [9]

- Offrant une surface de travail lors de la construction ;
- Servant de coffrage lors du bétonnage du plancher ;
- Jouant le rôle d'armature inférieure pour le béton de la dalle.

Dans les dalles mixtes, plusieurs possibilités existent pour assurer une liaison entre l'acier et le béton :

- Liaison chimique fragile et peu fiable.
- La liaison mécanique assurée par un bossage de ces tôles profilées. (a)
- La liaison par ancrage d'extrémité tel que des boulons à tête, des cornières ou des déformations d'extrémité de la tôle. (b)
- Liaison de frottement, incapable de transférer des efforts de cisaillement important (c)



**Figure 2.4:** Forme typique de liaison dans les dalles mixtes.

### 3 Poutre mixte à aîme pleine :

#### 3.1 Comportement d'une poutre mixte à aîme pleine :

Il est connu que le béton a une bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction, et l'acier se comporte aussi bien à la compression comme à la traction. L'élançement souvent élevé des éléments métalliques les rend sensibles à des phénomènes d'instabilité locaux dans les zones comprimées (flambement, déversement et voilement). [3]

La flexion d'une poutre composée d'un profilé métallique et d'une dalle en béton sans aucune liaison entre les deux ne procure pas une action mixte, car chaque élément fléchit d'une façon indépendante d'où un glissement entre les deux matériaux.

Dans le cas d'une connexion plus ou moins totale entre les deux matériaux permet une amélioration de la résistance et de la rigidité. Ceci dépend souvent du rapport entre les dimensions du profilé et l'épaisseur de la dalle.

La résistance à la flexion ainsi que la rigidité flexionnelle sont donc augmentées de 50 à 100% par rapport à celle d'un profilé en acier seul.

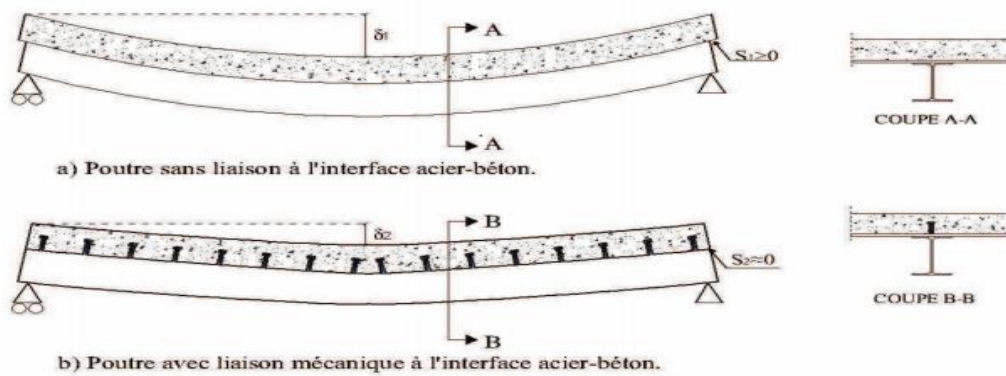


Figure 3.1: Principe de fonctionnement de poutre mixte fléchie.

### 3.2 Le contexte réglementaire

L'Eurocode 4 est le règlement régissant les constructions mixtes. Il est associé à l'Eurocode 1 pour les charges, l'Eurocode 2 pour ce qui concerne certaines vérifications de béton armé ou précontraint et l'Eurocode 3 pour certains compléments relatifs à la partie en acier [8]. Comme pour l'ensemble des Eurocodes, la vérification des structures mixtes est fondée sur un calcul aux états limites ELU et ELS.

### 3.3 Poutre simplement appuyée

#### Largeur participante de la dalle :

Dans une dalle mixte, la distribution des contraintes internes dépend de la distance du point considéré à l'âme de la poutre. Pour simplifier les calculs, on admet de prendre une largeur participante  $b_{eff}$  qui est celle sur laquelle on peut admettre l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes normales (Figure 3.2). [7]

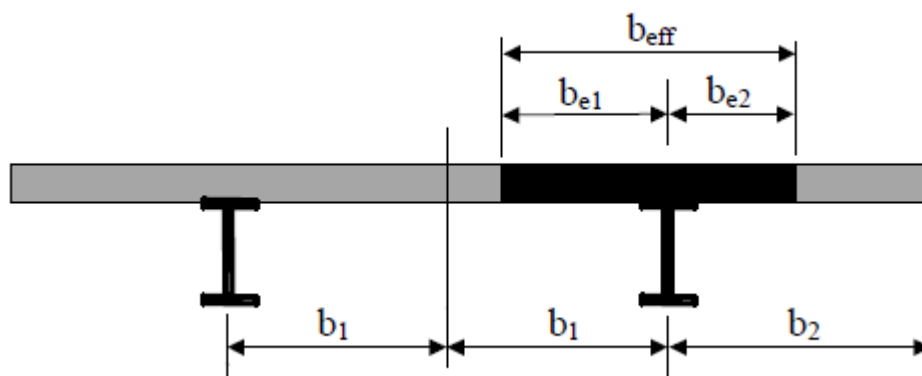


Figure 3.2 : Largeur participante de la dalle pour une poutre.

$b_1$  est la moitié de la distance entre l'âme concernée et l'âme adjacente.

$b_2$  est la distance de l'âme au bord libre de la console.

La largeur participante totale à mi travée ou sur appui intermédiaire,  $b_{eff}$  d'une dalle associée à chaque âme métallique est la somme des largeurs participantes  $b_{ei}$  de la partie de la dalle située de chaque côté de l'axe moyen de l'âme métallique avec :

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i\right)$$

Au niveau d'un appui d'extrémité, les largeurs participantes  $b_{ei}$  sont à pondérer d'un facteur  $\beta_i$  défini par :

$$\beta_i = (0,55 + 0,025L_e/b_{ei}) \leq 1,0$$

Où :  $L_e$  la portée de la travée et  $b_{ei}$  est la largeur efficace.

### Résistance plastique des sections au moment fléchissant :

L'expression de  $M_{pl,Rd}$  (moment plastique résistant) dépendant de la position de l'axe neutre plastique, trois cas sont envisagées. [6]

- Axe neutre plastique situé dans la dalle
- Axe neutre plastique situé dans la semelle de la poutre en acier
- Axe neutre plastique situé dans l'âme de la poutre en acier

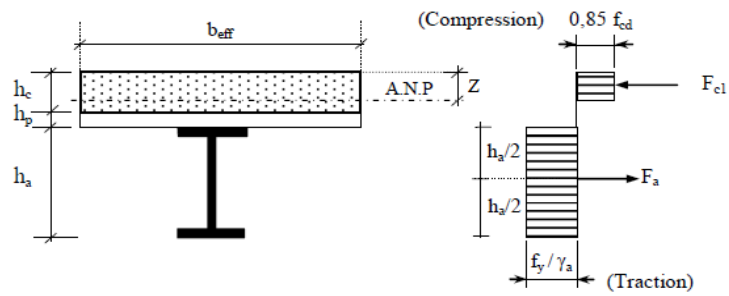
#### a. Axe neutre plastique situé dans la dalle :

Désignons respectivement par  $F_a$  et  $F_c$  les résistances axiales plastiques de la poutre en acier (en traction) et de la dalle en béton (en compression), à savoir:

$$F_a = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \quad \text{Et} \quad F_c = h_c b_{eff}^+ (0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c})$$

Il faut en plus que :  $F_c > F_a$

Où  $A_a$  est l'aire de la section de la poutre en acier et  $b_{eff}^+$  la largeur efficace de la dalle en flexion positive. L'axe neutre de flexion plastique se trouve localisé dans l'épaisseur  $h_c$  du béton de la dalle si  $F_c > F_a$  et détermine l'équilibre de translation de la section mixte (figure 3.3).



**Figure 3.3 :** Distribution plastique des contraintes normales  
Cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

La cote « z » de l'axe neutre plastique (A.N.P.) définie par rapport à la face supérieure de la dalle, est donnée par :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} (f_{ck} / \gamma_c)} \leq h_c$$

Calculant le moment résistant par rapport au point d'application de la résultante de compression, on obtient le moment résistant de calcul :

$$M_{pl.Rd}^+ = F_a (0,5h_a + h_c + h_p - 0,5z)$$

**b. Axe neutre plastique situé dans la semelle de la poutre en acier :**

L'axe neutre de flexion plastique se trouve localisé dans la semelle en acier si  $N_{cf} < N_{pla}$ . La cote z de l'axe neutre plastique est donc supérieure à l'épaisseur totale de la dalle ( $h_c + h_p$ ). Pour que l'axe neutre plastique se situe dans la semelle d'épaisseur  $t_f$  et de largeur  $b_f$  (figure 3.4), il faut en plus que:

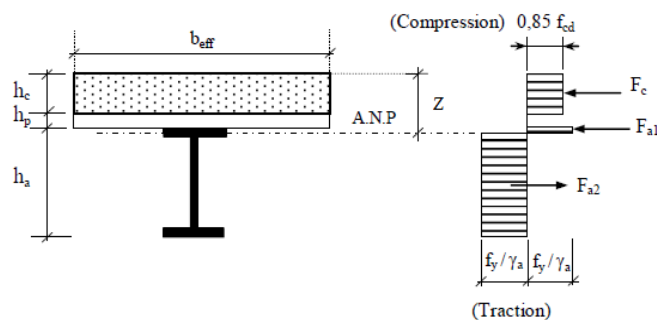
$$F_{a1} \leq b_f t_f f_y / \gamma_a$$

Ou

$$F_a - F_c \leq 2 b_f t_f f_y / \gamma_a$$

Et

$$F_c > F_a$$



**Figure 3.4 :** Distribution plastique des contraintes normales  
Cas de l'axe neutre plastique dans la semelle (flexion positive).

La cote « z » de l'axe neutre plastique (A.N.P.) définie par rapport à la face supérieure de la dalle, est donnée par :

$$z = \frac{F_a - F_c}{2b_f(f_y/\gamma_a)} + (h_p + h_c)$$

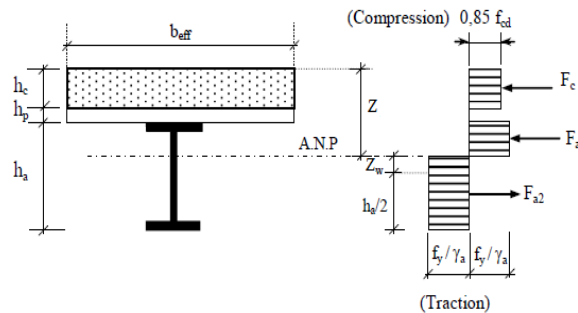
Calculant le moment résistant par rapport au centre de gravité du béton, on trouve le moment résistant de calcul :

$$M_{pl.Rd}^+ = F_a(0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5(F_a - F_c)(z + h_p)$$

**c. Axe neutre plastique situé dans l'âme de la poutre en acier :**

L'axe neutre de flexion plastique se trouve localisé dans la hauteur de l'âme de la poutre en acier (figure 3.5) si, simultanément :

$$F_c < F_a \text{ et } F_a - F_c > 2 b_f t_f f_y / \gamma_a$$



**Figure 3.5 :** Distribution plastique des contraintes normales  
Cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive).

Supposons pour simplifier, que l'axe neutre plastique se situe en dehors du congé âme-semelle si on est en présence d'un profilé laminé. L'effort de traction  $F_{a1}$  se trouve être équilibré par une contribution similaire de traction disposée symétriquement par rapport au centre de gravité de la section en acier. Il subsiste donc une zone d'âme de hauteur  $2 z_w$ , d'épaisseur  $t$  et soumise à la contrainte de calcul  $f_y/\gamma_a$  pour équilibrer l'effort  $F_c$ . On a dès lors :

$$z_w = \frac{F_c}{2t_w f_y / \gamma_a}$$

La cote « z » de l'axe neutre plastique (A.N.P.) définie par rapport à la face supérieure de la dalle, est donnée par :

$$z = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - z_w$$

Le moment résistant de calcul, calculé par rapport au centre de gravité de la poutre en acier :

$$M_{pl.Rd}^+ = M_{apl.Rd}^+ + F_c(0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5(F_c - z_w)$$

L'intérêt de cette expression est de faire intervenir le moment de résistance plastique du profilé  $M_{apl.Rd}^+$ , dont :

$$M_{apl.Rd}^+ = \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :  $W_{pl.y}$  est le module de résistance plastique du profilé

Et  $\gamma_{M0}$  coefficient de sécurité égal à 1.1

### Vérification des moments résistant plastique :

Une fois le moment résistant plastique  $M_{pl.Rd}$  connu (selon le cas à étudier) [19], la vérification de résistance sous le moment  $M_{Sd}$  est :

$$M_{Sd} \leq M_{Pl.Rd}$$

Avec :  $M_{Sd}$  est le moment fléchissant de calcul à l'état limite ultime

Pour une poutre mixte simplement appuyée :  $M_{Sd} = \frac{q \cdot L^2}{8}$  et q est la charge ultime.

### Résistance à l'effort tranchant des sections de Classe 1 et 2 :

Pour les poutres mixtes, il n'existe actuellement pas de modèle mécanique simple pour exprimer qu'une partie du cisaillement vertical est repris dans la dalle. Cette contribution est cependant sensible à certaines dispositions des connecteurs et à la fissuration de la dalle au passage d'un appui intermédiaire dans une poutre continue. C'est pourquoi, en pratique, on suppose que l'effort tranchant n'est repris que par l'âme en acier, comme si la section n'était pas mixte. [7]

### Résistance à l'effort tranchant seul :

La condition à satisfaire pour reprendre l'effort tranchant  $V_{Sd}$ , dans une section essentiellement sollicitée à l'effort tranchant (cas d'une poutre simplement appuyée) [7], est donc:

$$V_{Sd} \leq V_{Pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$V_{Sd}$  : Effort tranchant de calcul

$V_{pl.Rd}$  : Effort tranchant plastique

$A_v$  : Aire de cisaillement de la poutre en acier (figure 3.6)

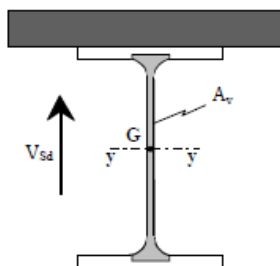


Figure 3.6 : Aire de cisaillement.



Pour une poutre en I ou en H :  $A_v = A_a - 2b_f t_f + (t_w + 2r)t_f$

Il est évident que la vérification doit également porter sur la stabilité du panneau d'âme au voilement par cisaillement. [7]

Cette vérification simple n'est toutefois valable que si l'âme reste stable vis-à-vis du voilement par cisaillement du panneau d'âme adjacent à la section vérifiée. Cela est le cas si :

$d/t_w < 69\varepsilon$  pour une âme non raidie et non enrobée

$d/t_w < 124\varepsilon$  pour une âme non raidie mais enrobée, au niveau de l'âme, pour un béton convenablement armé par des barres longitudinales, des étriers et/ou un treillis soudé

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

### Dimensionnement des Connecteurs :

Le mécanisme intervenant dans la résistance ultime des connecteurs de type goujon est complexe, et il n'existe pas de méthode analytique pour prévoir leur résistance. En revanche, cette résistance peut être déterminée à l'aide de formules empiriques ou à partir d'essais en laboratoire. [1]

La résistance de calcul d'un goujon à l'effort de cisaillement est donnée par la plus petite des valeurs suivantes :

#### a. Dans le cas des dalles pleines :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd1} = 0.8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \\ \text{et} \\ P_{Rd2} = 0.29 \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \end{array} \right\}$$

Où :

$d$  est le diamètre du fût du goujon (sans dépasser 22 mm)

$f_u$  la résistance ultime en traction du matériau du goujon (sans dépasser 500 N/mm<sup>2</sup>)

$f_{ck}$  la résistance caractéristique à la compression sur cylindre du béton à l'âge considéré

$E_{cm}$  la valeur moyenne du module sécant du béton

$\alpha$  est donné par :  $\alpha = 0.2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right)$  pour :  $3 \leq h/d \leq 4$  ( $\alpha = 1$  si  $h/d > 4$ )

Où :  $h$  est la hauteur hors-tout du goujon,

$\gamma_v$  est coefficient de sécurité égal à 1.25

**b. Dans le cas des tôles profilées en acier :**

La valeur de  $P_{Rd}$  sera multipliée par un coefficient minorateur à cause de la réduction du volume de béton dans la partie qui correspond à la hauteur des nervures ( $h_p$ ). On distingue deux cas selon que les nervures sont orientées parallèlement ou perpendiculairement aux poutres porteuses. [1]

**1- Nervures parallèles aux poutres porteuses :**

Le coefficient minorateur est donné par l'expression suivante ( $h$  est la hauteur hors tout du goujon sans dépasser  $h_p + 75$  mm) :

$$k_l = 0.6 \left( \frac{b_0}{h_p} \right) \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

**2- Nervures perpendiculaires aux poutres porteuses (Le cas le plus favorable) (3.8) :**

On utilise le coefficient minorateur, de la résistance dans une dalle pleine, donné ci-dessous, si les goujons dont le diamètre est inférieur ou égal à (20 mm) sont situés dans des nervures dont la hauteur  $h_p$  ne dépasse pas (85 mm) et dont la largeur ( $b_0$ ) est au moins égale à la hauteur. De plus, la résistance ultime à la traction du goujon ne doit pas dépasser 450 MPa. [1]

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \left( \frac{b_0}{h_p} \right) \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right)$$

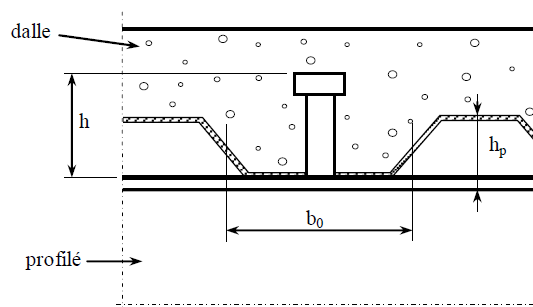
Et:  $k_t \leq 1,0$  pour  $N_r = 1$

$k_t \leq 0.8$  pour  $N_r \geq 2$

Avec

$N_r$  : nombre de goujons par nervure

$b_0$  : largeur utile de la tôle profilée



**Figure 3.8 :** Tôle profilée à nervures perpendiculaires à la poutre porteuse.

Si chaque connecteur peut reprendre un effort égal à  $P_{Rd}$  au stade ultime, l'effort rasant total que les connecteurs, situés entre la section critique et l'appui, peuvent supporter est donné par :

$$F_C = N \times P_{Rd}$$

Où :

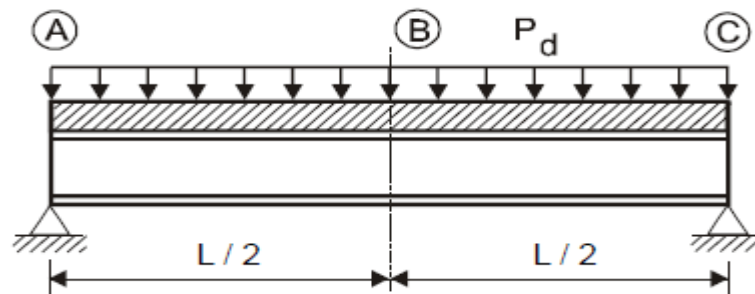
$N$  : est le nombre de connecteurs entre la section critique et l'appui,

$F_C$  : l'effort de compression dans la dalle au niveau de la section critique,

$P_{Rd}$  : la résistance de calcul en cisaillement de chaque connecteur

### Dimensionnement de la connexion des poutres simplement appuyées de Classe 1 ou 2 :

Soit une poutre simplement appuyée (3.9) et soumise soit à une charge répartie de calcul  $P_d$ , soit à une charge concentrée de calcul  $Q_q$ . [2]



**Figure 3.9** : Longueurs critiques des poutres simplement appuyées.

La poutre est considérée comme une série de "longueurs critiques" définies par les distances entre les sections critiques correspondants aux:

- Points de moment maximum
- Appuis
- Emplacements des charges concentrées

Dès lors, les longueurs critiques  $L_{cr}$  pour la poutre représentée à la Figure 4 sont AB et BC.

$$L_{cr} = \frac{L}{2}$$

Le moment résistant plastique pouvant être atteint dans la section critique intermédiaire B, il est facile de déterminer l'effort total de cisaillement longitudinal  $V_{IN}$  exercé sur chaque longueur critique. En effet, selon que le profilé en acier présente une résistance plastique en traction plus faible ou plus forte que la résistance plastique de la dalle en compression,  $V_{IN}$  est donné par :

$$V_{IN} = \min\left(A_a \frac{f_y}{\gamma_a}; 0.85b_{eff} h_c f_{ck} / \gamma_c\right)$$

Les connecteurs étant supposés ductiles, ils autorisent une redistribution plastique de l'effort rasant jusqu'à reprendre pratiquement tous le même effort  $P_{Rd}$ ,  $P_{Rd}$  étant la résistance

de calcul d'un seul connecteur, on en déduit le nombre de connecteurs par longueur critique  $L_{cr}$ , nécessaire pour obtenir une connexion complète:

$$N_f^{AB} = N_f^{BC} \geq \frac{V_{IN}}{P_{Rd}}$$

Ces connecteurs peuvent généralement être espacés uniformément sur chaque longueur critique.

$$S = \frac{L_{cr}}{N_f}$$

Si le nombre  $N$  de connecteurs sur la longueur critique est inférieur à  $N_f$  ( $N < N_f$ ), celle-ci se trouve en connexion partielle et son degré de connexion défini par le rapport :  $\eta = N/N_f$ .

En réalité, une poutre n'est connectée de manière complète que si toutes ses longueurs critiques sont à connexion complète. [1]

Les connecteurs ductiles sont ceux qui peuvent présenter un glissement suffisant à l'interface acier-béton tout en maintenant leur résistance au cisaillement. Les goujons à tête peuvent généralement être considérés comme ductiles s'ils respectent les conditions suivantes :

- La longueur totale du goujon ne doit pas être plus petite que quatre fois son diamètre.
- Le diamètre du goujon ne doit pas être inférieur à 12mm et supérieur à 25mm.
- Le degré de connexion défini par le rapport  $\eta = N/N_f$  respecte les limites suivantes:

En présence d'une dalle pleine et un profilé en acier à ailes égales.

Pour :  $L_e \leq 25m$ ,  $\eta \geq 1 - (355 / f_y)(0.75 - 0.03L_e)$  ;  $\eta \geq 0.4$

Pour :  $L_e > 25m$ ,  $\eta \geq 1$

En présence d'une dalle mixte (avec  $b_0 / h_p \geq 2$  et  $h_p \leq 60$  mm) connectée avec des goujons soudés ( $d = 19$  ou  $20$  mm et  $h \geq 76$  mm) :

Pour :  $L_e \leq 25m$ ,  $\eta \geq 1 - (355 / f_y)(1 - 0.04L_e)$  ;  $\eta \geq 0.4$

Pour :  $L_e > 25m$ ,  $\eta \geq 1$

Où  $L_e$  est la distance entre points de moment nul en mètres. Pour une poutre simplement appuyée, il s'agit donc de la portée  $L$ .

### Etats limites de service des poutres mixtes :

#### Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche d'une poutre simplement appuyée de longueur  $L$  soumise à une charge uniformément est donné par la formule : [19]

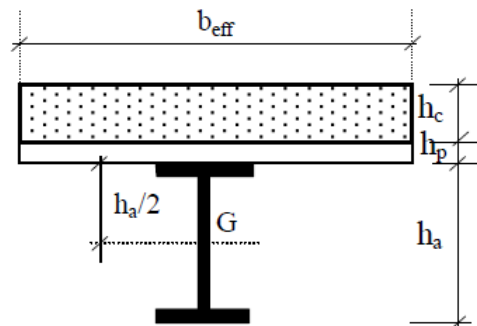
$$\delta_V = \frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{E_a \cdot I_h} \leq \delta_{V \max}$$

Où :

$q$  : Chargement à l'état limite de service.

$I_h$  : Le moment d'inertie de la section homogénéisée

**Caractéristique de la section homogénéisée : [6]**



- Aire homogénéisée :  $A_h = A_a + \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n}$

- Moment statique / fibre supérieure de la dalle :

$$m = A_a (0.5h_a + h_p + h_c) + \frac{b_{eff} \cdot h_c^2}{2n}$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée :  $X = \frac{m}{A_h}$

- Moment d'inertie / fibre supérieure de la dalle :

$$I_{sup} = I_a + A_a (0.5h_a + h_p + h_c)^2 + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{3n}$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée / c.d.g :  $I_h = I_{sup} - A_h \cdot X^2$

**La flèche maximale recommandée par l'Eurocode 4 :**

Les flèches verticales ne doivent pas dépasser les valeurs limites données dans le paragraphe concernant le plancher durant son étape non mixte :

$$\delta_{V \max} = \min\left(\frac{L}{180}; 20mm\right)$$

La flèche maximale pour le plancher mixte en général est :

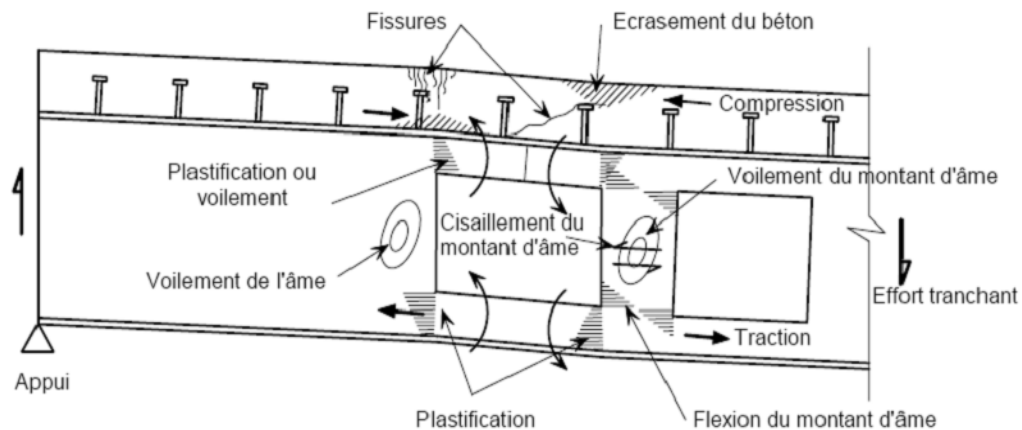
$$\delta_{V_{\max}} = \frac{L}{300}$$

#### 4 Poutre mixte cellulaire à ouverture d'âme

##### 4.1 Comportement mécanique à température ambiante

Les poutres mixtes dotées de grandes ouvertures d'âme présentent différents modes de ruine (Figure 4.1) :

- flexion globale (liée à l'action mixte au droit de l'ouverture) ;
- cisaillement pur (lié à la section en acier réduite) ;
- flexion Vierendeel (flexion locale dépendant de la transmission du cisaillement au niveau de l'ouverture) ;
- voilement de l'âme (pouvant se produire dans les poutres à âme élancée à proximité immédiate des grandes ouvertures) ;
- cisaillement horizontal des montants d'âme (pouvant apparaître dans le cas d'ouvertures rapprochées), un montant étant la partie de l'âme située entre deux ouvertures consécutives, ou à ses extrémités ;
- flambement des montants d'âme (fonction de l'élancement et de la résistance au cisaillement des montants d'âme entre des ouvertures adjacentes) ;
- flexion des montants d'âme (susceptible de se produire entre des ouvertures rectangulaires rapprochées).



**Figure 4.1 :** Modes de ruine au niveau d'ouvertures rapprochées de grandes dimensions.

[11]

Les principaux modes de ruine « flambement du montant, flexion vierendeel » inhérents aux poutres mixtes à ouvertures d'âme sont similaires à ceux d'une poutre en acier seul.

Le comportement mixte est favorable à la flexion Vierendeel – ou flexion « sur 4 angles » -, la dalle en béton servant de renfort à la membrure supérieure. Dans le cas d'ouvertures circulaires, une rotule plastique se développe à chacun des 4 angles du carré

inscrit dans l'ouverture. La résistance à la compression de la dalle n'est toutefois pas totalement exploitable, car la connexion de cisaillement limite le développement de la compression dans le béton, alors que l'effet Vierendeel est plus marqué dans l'angle où le béton est comprimé.

#### 4.2 Le contexte réglementaire

L'EN 1994-1-1 ne propose pas de méthode de calcul de poutre mixtes avec ouvertures d'âme. Plusieurs guides ont déjà été élaborés pour le dimensionnement de poutres cellulaires en acier seul. Ces guides ont permis l'établissement d'une norme européenne de dimensionnement, l'Annexe N de la version ENV des Eurocodes. En revanche, ce n'est pas le cas des poutres alvéolaires mixtes. En effet aucun règlement européen n'a encore été proposé pour le dimensionnement de telles poutres.[10]

Il existe cependant deux guides de substitution pour le traitement des poutres mixtes ajourées celui qui se base sur les travaux du CTICM (2006) [5] et celui du SCI dans sa dernière version(2011) [12] qui a été utilisé dans cette partie de l'étude.

#### 4.3 La méthode du SCI

Le principe de la méthode dite SCI P355 provenant principalement des travaux de R M Lawson pour les poutres mixtes à large ouverture, se base sur l'équilibre des blocs de contrainte plastique de la section.

##### 4.3.1 Champ d'application

Le champ d'application porte sur la conception de poutres mixte simplement appuyée pour les cas suivants:

- Poutres fabriqués à partir de profilés laminés à chaud et à partir de plaques.
- Des profilés en acier symétriques et asymétriques (où le rapport entre la semelle supérieur et inférieur et de 1 à 3).
- Sections d'acier de classe 1, 2 ou 3 pour la semelle ; de la classe 1, 2, 3 ou 4 pour l'âme.
- Les ouvertures placées au centre de l'âme ou excentrée.
- Des ouvertures rectangulaires, les ouvertures circulaires et les ouvertures circulaires allongées.
- Les poutres avec des ouvertures largement espacées et avec des ouvertures très rapprochées.
- Poutres cellulaire avec épaisseur d'âme uniforme.
- poutres crantée.

##### 4.3.2 Normes de conception

Ce guide de conception sera utilisé en complément des normes EN 1993-1-1 et EN 1994-1-1. Comme il traite le cas de conception commune qui n'est pas couverts par ces Eurocodes. Il peut être considéré pour informations complémentaires non contradictoires.

#### 4.4 Procédé de vérification

##### 4.4.1 Etat limite ultime :

###### a. Résistance au cisaillement des connecteurs:

###### • Dans le cas des dalles pleines

La résistance ultime au cisaillement  $P_{Rd}$  d'un connecteur dépend de plusieurs facteurs:

- Forme et dimensions des connecteurs.
- Qualité de sa force matérielle ( $f_u$ ).
- Type de charge (statique et dynamique)
- Manière de relier le profilé d'acier avec le connecteur.
- Espacement des connecteurs.
- Type et résistance de béton.
- La présence ou non de la tôle profilée.

Tous ces facteurs individuellement, et/ou conjointement, influent sur les expressions de la force de cisaillement des connecteurs.

La résistance au cisaillement d'un connecteur est donnée comme suit :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd1} = 0.8 f_u \cdot (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \\ et \\ P_{Rd2} = 0.29 \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \end{array} \right.$$

Avec :

$P_{Rd1}$  : Résistance de rupture de la tige.

$P_{Rd2}$  : Résistance de l'écrasement du béton.

$$\alpha = 0.2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{Pour} \quad 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Pour} \quad \left( \frac{h_{sc}}{d} \right) > 4$$

Ou :

$d$  : Diamètre de goujons ( $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$ ).

$h_{sc}$  : Hauteur nominale de goujons.

$f_u$  : est la résistance à la traction du goujon.

$f_{ck}$  : est la résistance caractéristique de cylindre du béton (de densité pas moins de 1750 Kg/m<sup>3</sup>).



$E_{cm}$  : est le module sécant d'élasticité du béton à considérer pour les actions à court terme

$\gamma_v$  : Coefficient partiel de sécurité est pris égal à 1.25.

Les goujons sont normalement spécifiés en tant que type SD1 conformément à la norme EN ISO 13918, pour lequel  $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$

On peut remarquer que :

- Il est admis d'utiliser la formule précédente pour les goujons sans tête, à condition de calculer les dispositifs d'anti-soulèvement de la dalle.
- L'espacement des goujons dans la direction de l'effort de cisaillement doit être  $\geq 5 d_{Rd}$  ; et dans le sens perpendiculaire doit être  $\geq 2.5 d_{Rd}$
- Il convient de prendre la formule de k pour déterminer la résistance des goujons en la présence de la tôle nervurée multipliée par le coefficient numérateur  $k_{l,t}$ , donné par l'expression dans ce qui suit.

#### • Dans le cas des tôles profilées en acier

La valeur de  $P_{Rd}$  sera multipliée par un coefficient minorateur à cause de réduction du volume de béton dans la partie qui correspond à la hauteur des nervures.

Selon BS EN 1994-1-1, §6.6.4.2, le coefficient minorateur k ; pour la résistance des connecteurs au cisaillement (par rapport à la résistance dans une dalle pleine) est donnée par les formules empiriques suivantes :

#### Nervure parallèles aux poutres porteuse :

$$k_t = \left( \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \right) \left( \frac{b_o}{h_p} \right) \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

Avec :

$b_o$  : La largeur moyenne de cotes.

$h_{sc}$  : Hauteur nominale de goujons

$h_p$  : Hauteur de profil.

$n_r$  : Nombre des goujons par cotes.

#### Nervures parallèles aux poutres porteuses :

Dans le cas où les nervures sont orientées parallèlement à la poutre, le facteur de réduction, de la résistance dans une dalle pleine, est donné par BS EN 1994-1-1, § 6.6.4.1 comme :

$$k_l = \left( 0.6 \frac{b_o}{h_p} \right) \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

Ce facteur s'applique aux connecteurs de cisaillement, seul ou en couple.

#### b. La largeur participant :

La largeur effective beff est donnée dans BS EN 1994-1-1, § 5.4.1.2 comme suit:

A mi-travée : La même largeur participante à mi-travée est utilisée dans les états limites ultimes et de services qui écrite :  $b_{eff} = b_o + \sum b_{ei}$ .

Pour une poutre simplement appuyée, et en ignorant  $b_o$ , le  $b_{eff}$  est déterminée comme :

$$b_{eff} = b_o + \sum \beta_i b_{ei}$$

$$\text{Avec : } \beta_i = 0.55 + 0.025 L_e / b_{ei}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = b_o + 0.187 L$$

### c. Connexion partielle :

Le degré de connexion est définie dans BS EN 1994-1-1 § 6.6.1.2 comme :  $\eta = \frac{n}{nf}$

$$\text{Si : } N_{a,Rd} > N_{c,Rd} \Rightarrow \eta = \frac{N_{c,max}}{N_{c,s,Rd}} \quad (1)$$

Avec :

$N_{a,Rd}$  : Résistance à la traction de la section d'acier

$N_{c,Rd}$  : Résistance à la traction de la section d'acier

$N_{c,max}$  : L'effort de compression dans la dalle

$N_{c,s,Rd}$  : Résistance axiale plastique de la dalle en béton (en compression)

$$\text{Si : } N_{a,Rd} < N_{c,s,Rd} \Rightarrow \eta = \frac{N_{c,max}}{N_{a,Rd}} \quad (2)$$

### - Méthode d'interaction linéaire :

Dans le cas de connexion partielle, il y a deux méthodes pour déterminée la résistance à la flexion des sections mixtes. La méthode la plus simple est l'approche dite «linéaire-interaction» donnée dans BS EN 1994-1-1, §6.2.1.3. La résistance réduite à la flexion donné par BS EN 1994-1-1, §6.2.1.3(5) peut être exprimé sous la forme :

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \eta.(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \quad (3)$$

$M_{pl,Rd}$  : Résistance à la flexion de la section mixte dont la connexion est complète

$M_{pl,a,Rd}$  : Résistance à la flexion de la section d'acier

### - Degré minimale de connexion :

Pour une section symétrique, la limite générale de degré de connexion définie à BS EN 1994-1-1, §6.6.1.2 est donnée par :

$$l_e \leq 25 : \eta \geq 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) (0.75 - 0.03 l_e) \quad \eta \geq 0.4$$

$$l_e > 25 : \eta \geq 1$$

Avec :

$l_e$  Est le porté de la poutre

Pour une section asymétrique,

$$l_e \leq 20 : \eta \geq 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) (0.30 - 0.015 l_e) \quad \eta \geq 0.4$$

$$l_e > 20 : \eta \geq 1$$

**d. Ouvertures circulaires et ouvertures allongées**

$$l_e = 0.45 h_0 \text{ Pour les ouvertures circulaires} \quad (4)$$

$$l_e = l_0 - 0.55 h_0 \text{ Pour les ouvertures allongées}$$

**e. Résistance plastique des sections au moment fléchissant :**

Pour déterminer la résistance à la flexion plastique à l'axe de l'ouverture, les forces dans les Tés et la dalle doivent être en équilibre. Deux cas sont possibles:

- Axe neutre plastique situé dans la dalle
- Axe neutre plastique situé dans le Té supérieur de la poutre en acier

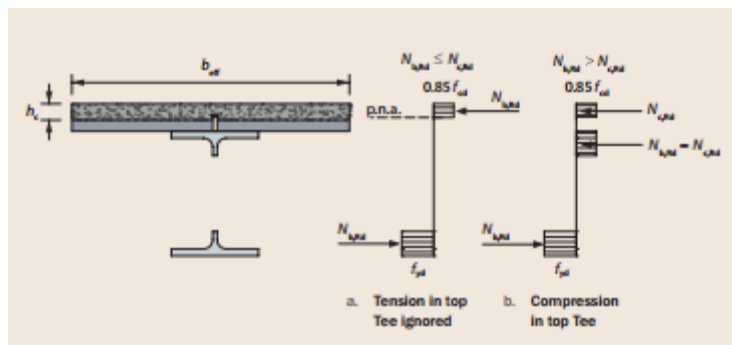
Désignons respectivement par  $N_{c,Rd}$  et  $N_{bT,Rd}$  les résistances axiales plastiques de la poutre en acier (en traction) et de la dalle en béton (en compression).

**Cas 1 :**  $N_{c,Rd} > N_{bT,Rd}$  (axe neutre plastique situé dans la dalle)

Dans ce cas, la résistance à la compression de la profondeur de la largeur effective de la dalle est supérieure à la résistance à la traction du té inférieure. Dans cette situation, on peut considérer que l'axe neutre plastique se situe dans la dalle à une hauteur telle que tout le béton qui précède, il se développe une contrainte de  $0.85 f_{cd}$  (où  $f_{cd}$  est tel que défini dans la norme BS EN 1994-1-1).

La résistance à la traction du té inférieure est donnée par:

$$N_{bT,Rd} = \frac{A_{bT} f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (5)$$



**Figure 4.2** : Distribution plastique des contraintes normales d'une poutre mixte ajourée

La résistance à la compression de la totalité de l'épaisseur de la dalle au niveau de l'ouverture est la plus faible de la résistance à la compression de la largeur effective de la dalle et la résistance fournie par les connecteurs de cisaillement entre l'extrémité de la poutre et le centre de l'ouverture. Pour une poutre avec tôle profilée avec des nervures transversales par rapport à la poutre, la résistance est donnée par:

$$N_{c,Rd} = \min \left\{ 0.85 f_{cd} b_{eff,o} h_c ; n_{sc} P_{Rd} \right\} \quad (6)$$

Où :

$f_{cd}$  Est la résistance de calcul du béton ( $= f_{ck} / \gamma_c$ , avec  $f_{ck}$  et  $\gamma_c$  comme définie dans BS EN 1992-1-1)

$b_{eff,o}$  Est la largeur de la dalle effective au niveau de l'ouverture

$h_c$  Est l'épaisseur du béton au-dessus des nervures ( $h_c = h_s - h_d$ )

$h_s$  Est la hauteur de la dalle

$h_d$  Est la hauteur totale du bac d'acier

$n_{sc}$  Est le nombre de connecteurs placés sur la distance entre l'appui plus proche de l'ouverture et l'axe de l'ouverture

$P_{Rd}$  Est la résistance des connecteurs au cisaillement utilisés avec tôles profilées (c.-à-d. la valeur de  $P_{Rd}$  multiplié par  $k_t$  ou  $k_l$ )

La résistance plastique de flexion est alors donnée par:

$$M_{o,Rd} = N_{bT,Rd} (h_{eff} + z_t + h_s - 0.5 z_c) \quad (7)$$

Ou :

$h_{eff}$  Est la distance entre les centres de gravité élastiques du Té supérieur et du Té inférieur ;

$z_t$  Est la position de l'axe neutre élastique du Té supérieur, mesurée à partir du haut de la semelle supérieure.

$z_c$  Est la hauteur de béton comprimé, qui est donnée par:

$$z_c = \frac{N_{c,Rd}}{0.85 f_{cd} b_{eff,o}} \leq h_c$$

Il en résulte que pour un moment de calcul donnée,  $M_{Ed}$ , la force axiale dans le Té inférieur est donné par :

$$N_{bT,Ed} = \frac{M_{Ed}}{(h_{eff} + z_t + h_s - 0.5 z_c)} \quad (8)$$

Pour simplification,  $z_c$  peut être prise égale à  $h_c$  dans cette expression.

Pour une poutre avec nervures parallèle à la poutre, les expressions ci-dessus devraient être modifiées de manière appropriée si l'axe neutre plastique se trouve au-dessous des nervures.

**Cas 2 :**  $N_{c,Rd} < N_{bT,Rd}$  (axe neutre plastique situé dans le Té supérieur)

Dans ce cas, la résistance à la compression de la hauteur totale de la largeur effective de la dalle est inférieure à la résistance à la traction du té inférieure et l'équilibre est obtenu en développant une compression dans le té supérieur. Pour cette situation, il est prudent de supposer que le Té supérieur est uniformément stressé et soumise à une force égale à la différence entre la résistance à la traction du té inférieure et la résistance à la compression de la dalle c.-à-d. Il offre une résistance égale à  $N_{bT,Rd} - N_{c,Rd} \Rightarrow N_{tT,Rd} = N_{bT,Rd} - N_{c,Rd}$

Avec cette hypothèse, la résistance plastique à la flexion est donnée par:

$$M_{o,Rd} = N_{bT,Rd} h_{eff} + N_{c,Rd} (z_t + h_s - 0.5h_c) \quad (9)$$

Il est également nécessaire de vérifier que pour les sections fortement dissymétriques, la résistance à la compression du té supérieur est adéquate, comme suit:

$$\frac{A_{tT} f_y}{\gamma_{MO}} \geq N_{bT,Rd} - N_{c,Rd}$$

Pour déterminer la force dans le tee inférieur pour ce cas, l'expression (8) peut être utilisé à moins que cela donne  $N_{bT,Ed} > N_{c,Rd}$ , auquel cas la force peut être considéré comme:

$$N_{bT,Ed} = \frac{M_{Ed} - N_{c,Rd} (z_t + h_s - 0.5h_c)}{h_{eff}} \quad (10)$$

Pour une poutre avec nervures parallèle à la poutre, les expressions ci-dessus doivent être modifiées de manière appropriée pour tenir compte de la surface du béton dans toute la hauteur de la dalle.

#### f. Largeur effective de la dalle au niveau d'une ouverture

Pour des ouvertures à proximité des appuis, la largeur de la dalle effective est inférieure à mi-portée.

BS EN 1994-1-1, § 5.4.1.2 donne une formule pour la largeur effective à la fin de la poutre. Pour une poutre simplement appuyée sur une largeur suffisante disponible de la dalle sur les deux côtés, et en ignorant  $b_o$ , largeur de la dalle efficace agissant avec la poutre au niveau d'une ouverture, à une distance  $x$  à partir de l'appui est donnée par:

$$\begin{aligned} b_{eff,o} &= 3L_e / 16 + x / 4 && \text{Pour } x \leq L_e / 4 \\ \text{Et} &&& \\ b_{eff,o} &= L_e / 4 && \text{Pour } x > L_e / 4 \end{aligned} \quad (11)$$

#### g. Resistance au cisaillement

la résistance au cisaillement vertical du poutre mixte à ouverture d'âme peut être considérée comme la somme de la résistance au cisaillement de la section en acier perforé  $V_{pl,o,Rd}$  et la résistance au cisaillement du béton  $V_{c,Rd}$ .

la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée dans le cas où la section non ajourée est sensible à ce risque.

Lorsque le rapport  $h_w / t_w$  de la section non ajourée dépasse la limite de  $75\varepsilon / \eta$  donnée en BS 1993-1-1, §6.2.6(6) [14], la résistance au voilement par cisaillement doit être déterminée conformément au BS EN 1993-1-5, §5.2 [14].

### - Résistance à l'effort tranchant de la section d'acier perforée

La résistance au cisaillement doit être établie à partir de l'aire de cisaillement de la section d'acier perforé. Selon BS EN 1993-1-1, §6.2.6 la résistance plastique au cisaillement de la section transversale est donnée par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{MO}}$$

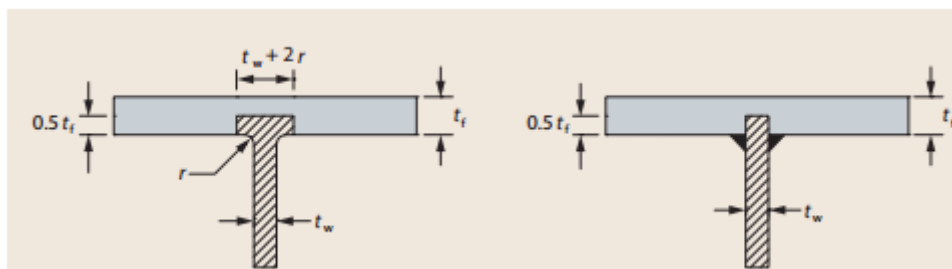
Pour une poutre de section I non perforé, l'aire de cisaillement correspond à la section d'âme (voir §6.2.6 pour la définition exacte). Toutefois, la section transversale perforée est effectivement deux sections de Tés, pour laquelle §6.2.6 donne l'aire de cisaillement efficace de la section de Té laminé comme :

$$A_v = (A - b_f t_f + (2r + t_w) \times 0.5t_f)$$

Et pour une section Té soudée comme

$$A_v = t_w (h_{w,T} - 0.5t_f)$$

L'aire de cisaillement des Tées pour des profilés laminés et soudés sont illustrées dans la figure suivante :



**Figure 4.3 :** Aire de cisaillement des Tés pour section laminé (à gauche) et soudé (à droite)

La résistance plastique au cisaillement de la section ajouré est ainsi :

$$V_{pl,Rd} = \frac{(A_{v,tT} + A_{v,bT}) f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{MO}}$$

### h. La résistance à l'effort tranchant de la dalle

Il convient que la résistance à l'effort tranchant  $V_{Rd,c}$  d'une dalle mixte sur une largeur égale à la distance entre les axes de nervures, BS EN 1992-1-1, §6.2.2 donne la résistance au cisaillement du béton comme suit :

$$V_{c,Rd} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (12)$$

Avec une valeur minimale de:

$$V_{c,Rd} = [V_{\min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (13)$$

Où :

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c \quad (\text{Donnée dans BS EN 1992-1-1})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \text{mais } \leq 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \quad \text{mais } \leq 0.02$$

$A_{sl}$  est l'aire de la section des armatures tendues, prolongées sur une longueur  $\geq (l_{bd} + d)$  au-delà de la section considérée.

$d$  Est la hauteur effective de la dalle.

$l_{bd}$  Est la longueur d'ancrage de l'armature de traction.

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{c,Ed}}{b_{eff} h_c} < 0.2 f_{cd}$$

$b_w$  Est la largeur effective de la semelle en béton pour le cisaillement  $= b_{eff} + 2h_{s,eff}$

$h_{s,eff}$  Est la profondeur de la dalle efficace pour poinçonnement  $\approx 0.75 h_s$

$$V_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$A_C$  est la section droite du béton.

$N_{c,Ed}$  est l'effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées et/ou à la précontrainte, en newtons ( $N_{c,Ed} > 0$  pour la compression). L'influence sur  $N_{c,Ed}$  des déformations imposées peut être négligée.

Pour la conception générale des poutres mixtes,  $\sigma_{cp}$  peut être négligé pour les ouvertures placées à proximité des supports de poutre, mais peut être un facteur important dans les zones de moment de flexion élevés.

### i. Résistance en flexion des Tés :

#### - Flexion vierendeel :

Vierendeel flexion est le moyen par lequel la force de cisaillement est transférée à travers une grande ouverture. La somme des flexions résistances Vierendeel aux quatre coins de l'ouverture, ainsi que la contribution due à l'action mixte entre le Té supérieure et la dalle, ne doit donc pas être inférieure à la valeur de calcul de la différence dans le moment de flexion d'un côté de la ouverture à l'autre en raison de cette force de cisaillement; ceci peut être exprimé comme suit:

$$2M_{bT,NV,Rd} + 2M_{iT,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \geq V_{Ed} l_o \quad (14)$$

Où :

$M_{bT,NV,Rd}$  Est la résistance à la flexion de Té inférieure.

$M_{iT,NV,Rd}$  Est la résistance à la flexion de Té supérieure.

$M_{vc,Rd}$  La résistance à la flexion Vierendeel due à l'action mixte locale de la dalle.

$V_{Ed}$  Est la valeur de calcul de la force de cisaillement vertical.

$l_o$  Est la longueur effective de l'ouverture pour la flexion vierendeel.

#### - Classement de la section

##### Classement des semelles

Il convient de recourir à BS EN 1993-1-1 et à BS EN 1994-1-1 pour le classement des semelles. La semelle supérieure des poutres mixtes peut généralement être traitée comme de classe 2 du fait de sa connexion avec la dalle par biais des connecteurs.

##### Classification de l'âme du Té (voir chapitre 2)

Cette classification peut reprendre celle proposée par l'Annexe N décrite précédemment.

#### Effet de l'effort de traction sur le classement de la section

Le classement de la section d'un Té non raidi est modifié si le Té inférieur est sollicité en traction.

Les âmes de classe 3 peuvent être traitées comme étant de classe 2 si :

$$\frac{N_{bT,Ed}}{A_{bT} \cdot f_y / \gamma_{Mo}} \geq 1 - \frac{10t_w^2 \cdot \varepsilon'}{A_{bT}} \quad (15)$$

Les âmes de classe 4 peuvent être traitée comme étant de classe 3 si :

$$h_{wb} \leq \frac{14.t_w \cdot \varepsilon'}{\sqrt{1 - (36.t_w \varepsilon' / l_{0,eff})}} \quad (16)$$

Et si  $l_{0,eff} > 36.t_w \cdot \varepsilon'$

$$\text{Où } \varepsilon' \leq \frac{\varepsilon}{\sqrt{1 - N_{bT,Rd} / (A_b f_y / \gamma_{Mo})}}$$



$h_{wb}$  Hauteur de l'âme du Té supérieure

- **Epaisseur efficace de l'âme compte tenu du cisaillement**

$$t_{w,eff} = t_w \left(1 - (2\mu - 1)^2\right)^{0.5} \text{ pour } \mu > 0.5 \quad (17)$$

Où

$$t_{w,eff} = t_w \text{ pour } \mu \leq 0.5$$

$$\mu = V_{Ed} / (V_{b,Rd} + V_{t,Rd} + V_{c,Rd}) \text{ pour } \rho \leq 0.5$$

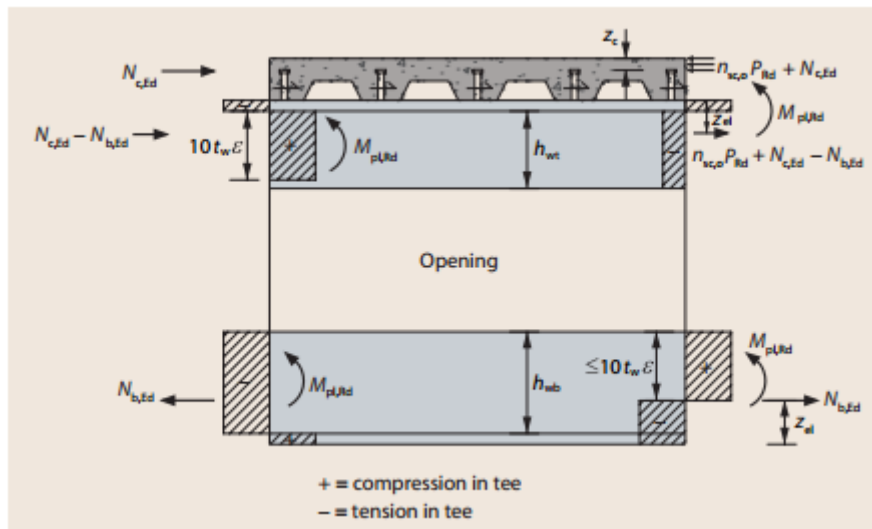
$V_{b,Rd}$  Résistance au cisaillement des Té inférieur

$V_{b,Rd}$  Résistance au cisaillement des Té supérieur

$V_{c,Rd}$  Résistance au cisaillement du béton

$V_{Rd}$  Résistance au cisaillement pur de la section ajourée

$V_{Ed}$  Effort tranchant au droit de l'axe de l'ouverture



**Figure 4.4** : contrainte dues aux flexions Vierendeel autour de l'ouverture

- **Résistance plastique en flexion des Tés**

**Résistance plastique en flexion à l'absence de l'effort normal**

La résistance à la flexion plastique de Tés supérieure ou inférieure à l'absence de l'effort normal est donnée par l'expression :

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_{w,T} f_y}{\gamma_{MO}} (0.5 h_{w,T} + t_f - z_{pl}) + \frac{A_f f_y}{\gamma_{MO}} (0.5 h_f - z_{pl} + z_{pl}^{z/t_f}) \quad (18)$$

Ou :

$z_{pl}$  Est la distance entre l'axe neutre plastique et la fibre supérieure de la semelle d'acier

$$= (A_f + A_{w,T}) / (2b_f)$$

$A_{w,T}$  Aire de la section transversale de l'âme du Té ( $= h_{w,T} t_w$ )

$b_f$  La largeur de la semelle en acier.

### Résistance plastique en flexion au fait de l'effort normal

La résistance plastique en flexion au fait de l'effort normal est déterminée selon la formule approchée suivante:

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left( 1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})^2 \right) \quad \text{Pour les classes 1 et 2} \quad (19)$$

Ou :

$M_{pl,N,Rd}$  Est la résistance plastique réduite du té en tenant compte des efforts axiaux

$N_{pl,Rd}$  La résistance axiale du Té

$N_{Ed}$  La valeur de calcul de l'effort axial dans le Té due à l'effet de la flexion globale.

### Distribution de l'effort tranchant entre le Té supérieure et le Té inférieur:

La force de cisaillement associé dans le Té inférieure peut être évaluée comme:

$$V_{b,Ed} = 2M_{bT,NV,Rd} / l_o \quad (20)$$

Et :

$$V_{t,Ed} = V_{Ed} - V_{b,Ed}$$

### - Vierendeel résistance due à l'action mixte locale

Une contribution à la résistance à la flexion Vierendeel se produit à l'action composite locale du té supérieur avec la dalle. L'ampleur de sa composante dépend du nombre de connecteurs placés directement au-dessus de l'ouverture. Cependant, son amplitude est également influencé un facteur de modification afin d'éviter le recours à des mesures sur l'action mixte locale pour de longues ouvertures.

La résistance à la flexion Vierendeel due à l'action mixte locale de la dalle avec le Té supérieur est la suivante :

$$M_{vc,Rd} = \Delta N_{c,Rd} (h_s + z_t - 0.5h_c) k_o \quad (21)$$

Ou :

$M_{vc,Rd}$  Résistance à la flexion Vierendeel due à l'action mixte locale

$$\Delta N_{c,Rd} = n_{sc,o} P_{Rd}$$

$n_{sc,o}$  Nombre de connecteurs sur la longueur,  $l_o$

$k_o$  coefficient de réduction

$k_o = [1 - l_o / (25h_t)]$  Pour des ouvertures non raidies et par  $k_o = [1 - l_o / (35h_t)]$  pour des ouvertures raidies. Aucune réduction n'est requise lorsque  $l_o$  est inférieur à cinq fois la hauteur du Té supérieure.

La résistance mixte locale est également limitée du fait de la possible ruine par arrachement des connecteurs, ce qui implique d'imposer d'autres limites :

$$M_{vc,Rd} \leq l_o P_{Rd} \quad \text{Pour des connecteurs simple alignés}$$

$$M_{vc,Rd} \leq 1.5l_o P_{Rd} \quad \text{Pour des connecteurs associés par paires}$$

#### 4.4.2 Etat limite de service

Lors de calcul de la flèche, divers paramètres sont à prendre en compte. La flèche dépend naturellement des chargements appliqués à la poutre et des conditions d'appui (flèche de la poutre à aîme pleine). Mais il faut également tenir compte des flèches supplémentaires dues à la présence d'ouvertures d'âme.

#### Flèche supplémentaire

La flèche supplémentaire due à une seule ouverture à la position  $x$  est donnée approximativement par :

$$\frac{w_{add}}{w} \leq k_o \left( \frac{l_o}{L} \right) \left( \frac{d_o}{L} \right) \left( 1 - \frac{x}{L} \right) \quad \text{pour } x \leq 0.5 L \quad (22)$$

Pour le coefficient  $k_o$  donné par :

$K_o = 1.0$  pour les ouvertures raidies, poutre mixte

$K_o = 1.5$  pour les ouvertures non raidies, poutre non mixte

Pour les ouvertures circulaires :  $l_o = 0.5 d_o$

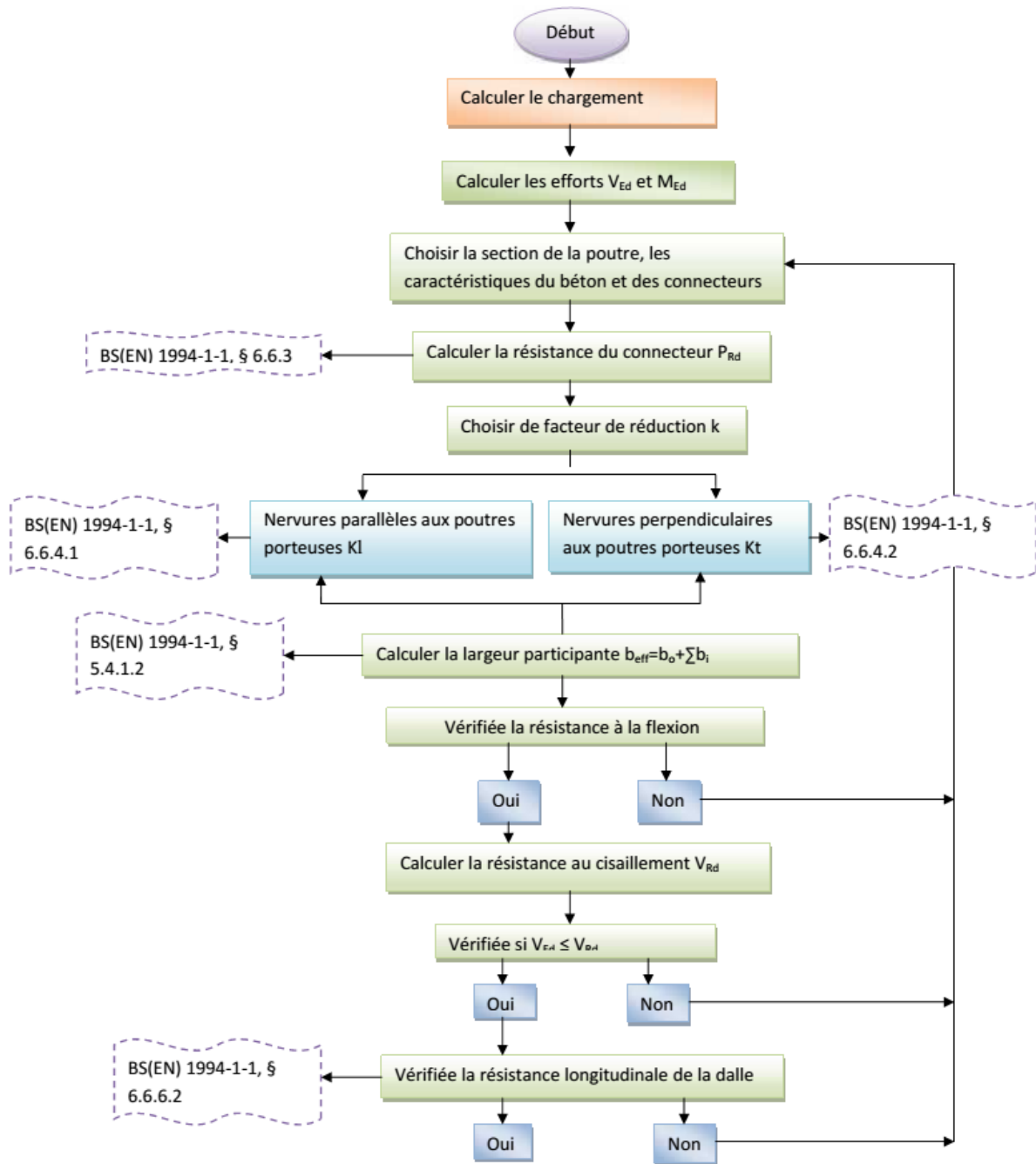
Dans le cas d'ouvertures multiples de dimensions similaires, la flèche additionnelle est donnée par :

$$\frac{w_{add}}{w} \leq 0.5n_o k_o \left( \frac{l_o}{L} \right) \left( \frac{d_o}{L} \right)$$

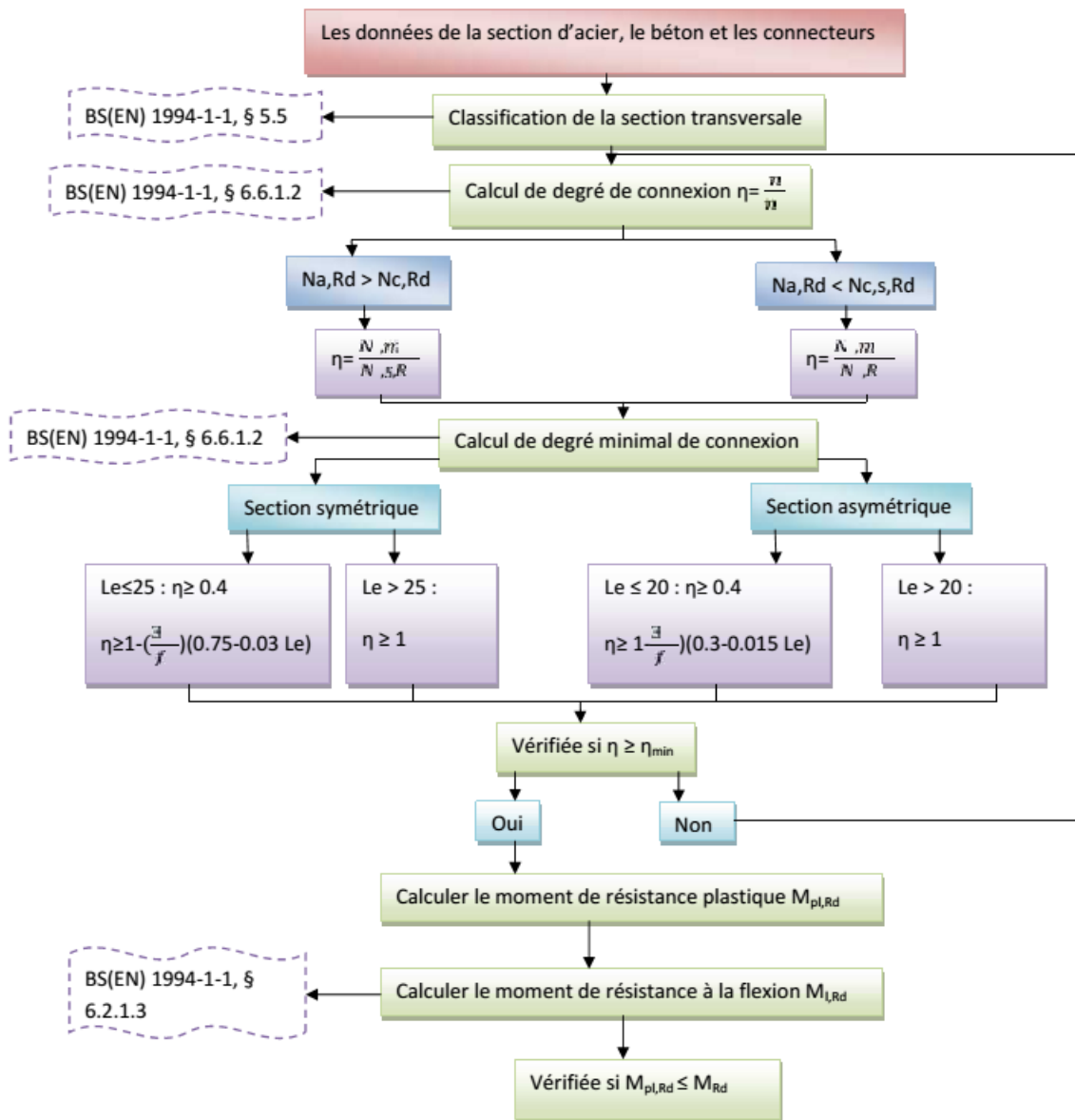
Où  $n_o$  est le nombre total d'ouvertures que comporte la poutre

#### 4.4.3 Organigrammes de calcul pour les poutres cellulaires mixtes :

Cet organigramme couvre le choix d'une section de poutre ainsi que la vérification de la résistance d'une poutre mixte reposant sur des appuis simples et soumise à une charge uniformément répartie.



Vérification de la résistance à la flexion:

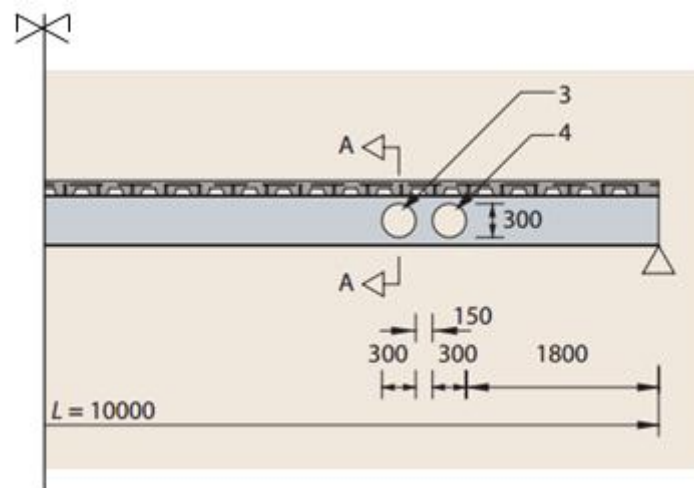


## 4.5 Cas d'étude

### A : Conception et calcul de poutre mixte avec ouverture d'âme isolée.

#### 1 Les données

Une poutre mixte secondaire avec ouverture d'âme UB457X191X74 Kg /m, de nuance S355 d'une portée de 10 m .soumis à une charge uniformément répartie de 5 KN/m<sup>2</sup>.



#### 2. Dimensions et propriété des matériaux :

##### 2.1. Dimensions généraux :

Portée :	$L = 10 \text{ m}$
Espacement :	$b = 3 \text{ m}$
Epaisseur de la dalle :	$h_s = 130 \text{ mm}$
Hauteur total du bac d'acier :	$h_d = h_p = 60 \text{ mm}$
Largeur utile de la tôle profilée :	$b_0 = 160 \text{ mm}$
Diamètre de l'ouverture :	$h_0 = 300 \text{ mm}$
Epaisseur de la tôle :	$t = 0.9 \text{ mm}$
Epaisseur du béton au-dessus des nervures :	$h_c = 70 \text{ mm}$
Position des armatures de renforcement :	35 mm au-dessous de la surface de la dalle
Goujons (2 par ouverture) diamètre :	$d = 19 \text{ mm}$ type SD1 de BS EN ISO 13918
Hauteur total de nominal :	$h_{sc} = 100 \text{ mm}$
Espacement transversal des goujons :	$a_0 = 100 \text{ mm}$

Espacement longitudinale des goujons :  $a_1 = 300 \text{ mm}$

## 2.2. Les ouvertures

Deux ouvertures circulaires, de diamètre de 300 mm, espacées de 150 mm.

## 2.3. Propriété de la poutre

La poutre en acier est un profilé UKB457X191X74 Kg /m de S355.

$h = 457 \text{ mm}$  ,  $r = 10.2 \text{ mm}$

$b_f = 190 \text{ mm}$  ,  $A = 94.6 \text{ cm}^2$

$t_f = 14.5 \text{ mm}$  ,  $I_y = 33300 \text{ cm}^4$

$t_w = 9.0 \text{ mm}$  ,  $W_{pl,y} = 1650 \text{ cm}^3$

## 2.4. Propriétés des matériaux

Nuance d'acier :  $f_y = 355 \text{ N/ mm}^2$

Classe de résistance du béton : C30/37  $f_{ck} = 30 \text{ N/ mm}^2$  (béton de masse volumique normale)

Resistance ultime en traction de goujon :  $f_u = 450 \text{ N/ mm}^2$

## Calcul à l'état limite ultime

### 3. Chargement

#### Charge permanente

Poids propre de la poutre :  $g_{poutre} = 0.25 \text{ KN/ m}^2$

Poids propre du bac :  $g_{bac} = 0.1 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de treillis soudée :  $= 0.05 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de la dalle  $2.45 \text{ KN/ m}^2$  ( $24 \text{ KN/m}^3 \times 0.102 \text{ m}^2/\text{m}$  de largeur)

Finition, services ...etc :  $= 1.3 \text{ KN/m}^2$

Charge permanent total :  $g_k = 4.15 \text{ KN/m}^2$

#### Charge variable

Charge d'exploitation :  $q_k = 5.0 \text{ KN/ m}^2$

#### Facteurs partielle de chargement :

Facteur partielle pour les charge permanentes  $g_G = 1.35$

Facteur partielle pour les charges variables  $g_Q = 1.5$

Facteur de réduction  $\xi = 0.925$

### Combinaison des charges :

$$g_G \xi g_k + g_Q q_k = 1.35 \times 0.925 \times 4.15 + 1.5 \times 5 = 12.68 \text{ KN/m}^2$$

### Calcul du moment résistant et effort tranchant de la poutre mixte :

Effort tranchant maximal :

$$V_{Ed} = \frac{12.68 \times 3 \times 10}{2} = 190 \text{ KN}$$

Moment maximal (mi-travée) :

$$M_{Ed} = \frac{12.68 \times 3 \times 10^2}{8} = 476 \text{ KN.m}$$

## 4. Les connecteurs

### 4.1. Résistance au cisaillement d'un connecteur

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 f_u \cdot (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \\ \text{et} \\ 0.29 \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \end{array} \right\}$$

Avec :  $E_{cm} = 33 \text{ KN/m}^2$  ;

$f_u = 450 \text{ N/mm}^2$  ;

$\gamma_v = 1.25$  ;

$h_{sc}/d = 100/19 = 5.3 > 4$ , donc  $\alpha=1$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 450 \cdot (\pi \times 19^2 / 4)}{1.25} \times 10^{-3} = 81.7 \text{ KN} \\ \text{et} \\ \frac{0.29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{30 \times 33 \times 1000}}{1.25} \times 10^{-3} = 83.3 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow P_{Rd} = 81.7 \text{ KN}$

La valeur de  $P_{Rd}$  sera multipliée par un coefficient minorateur  $k_t$  à cause de la réduction du volume de béton dans la partie qui correspond à la hauteur des nervures ( $h_p$ ).

$$k_t = \left( \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \right) \left( \frac{b_0}{h_p} \right) \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \left( \frac{0.7}{\sqrt{2}} \right) \left( \frac{160}{60} \right) \left( \frac{100}{60} - 1 \right) = 0.88$$

Par conséquent  $k_t = 0.7 \leq 0.8$  pour  $n_r = 2$  et l'épaisseur du bac  $\leq 1.0 \text{ mm}$ .

$$P_{Rd} = 81.7 \times 0.7 = 57.2 \text{ KN}$$



#### 4.2. Nombre de connecteurs :

##### Au point du moment maximal (à mi-travée) :

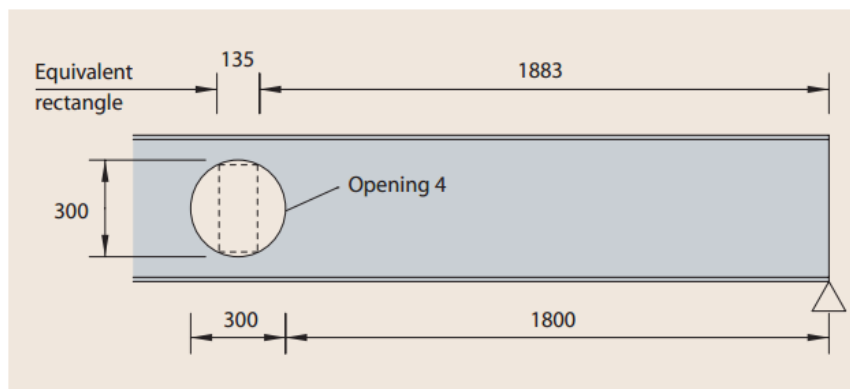
Nombre d'espacement de connecteurs sur toute la longueur (permettant 300 mm pour les distances d'extrémités).

$$\frac{10000 - 2 \times 300}{300} = 31.33 \approx 31$$

Par conséquent, le nombre de connecteurs à mi-travée (entre zéro et le moment max)

$$n = (15 + 1) \times 2 = 32 \text{ (avec 2 est le nombre de goujons par ouverture)}$$

##### Aux ouvertures circulaires 3 et 4 :



Longueur d'ouverture rectangulaire équivalente  $l_e = 0.45 h_0 = 0.45 \times 300 = 135 \text{ mm}$

Nombre d'espacement à partir de l'appui jusqu'à l'axe de l'ouverture 4, en ignorant les 300 mm premiers

$$= \frac{1800 - 300 + \frac{300}{2}}{300} = 5.5$$

Par conséquent  $n_{sc,4} = 2 \times 6 = 12$

De même  $n_{sc,3} = 2 \times 8 = 16$

##### Entre les ouvertures circulaires 3 et 4 :

Nombre d'espacement entre les ouvertures circulaires 3 et 4 (centre à centre)

$$450/300 = 1.5$$

Par conséquent, nombre de connecteurs entre les ouvertures est :

$$n_{sc,3-4} = 1.5 \times 2 = 3$$

##### Sur les ouvertures 3 et 4 :

Nombre d'espacements sur l'ouverture circulaire =  $135/300 < 1$

Prudemment, aux fins de cette analyse, on suppose qu'aucun connecteur de cisaillement n'est placé au-dessus des ouvertures circulaires.

### 4.3. Détail de connexion de cisaillement

Espacement transversal des goujons  $a_0 = 100 \text{ mm} > 4d = 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$

Hauteur nominale de goujon au-dessus de la tôle  $100 - 60 = 40 \text{ mm}$

Hauteur minimale requise  $2d = 2 \times 19 = 38 \text{ mm}$       **vérifiée**

### 5. Résistance plastique des sections au moment fléchissant :

Largeur participante de la dalle, en ignorant l'espacement des goujons  $a_0 = 100 \text{ mm}$  :

$b_{\text{eff}} = L/4 = 2.5 \text{ m} < 3 \text{ m}$  (espacement entre les poutres)

#### Résistances axiales plastiques de la dalle en béton (en compression) :

$$N_{c,s,Rd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c}{\gamma_c} = \frac{0.85 \times 30 \times 2500 \times 70}{1.5} \times 10^{-3} = 2975 \text{ KN}$$

#### Résistance à la traction de la section d'acier :

$$N_{a,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{9460 \times 355}{1.0} \times 10^{-3} = 3358 \text{ KN}$$

$N_{a,Rd} > N_{c,s,Rd}$ , donc l'axe neutre plastique se situe dans le profilé d'acier.

#### Degré de connexion :

$$N_{c,\text{max}} = n \times P_{Rd} = 32 \times 57.2 = 1830 \text{ KN}$$

Le degré de connexion à mi-travée est :

$$\eta = \frac{N_{c,\text{max}}}{N_{c,s,Rd}} = \frac{1830}{2975} = 0.62$$

#### Limite de degré de connexion :

Pour  $L_e < 25 \text{ m}$ , la limite de  $\eta$  pour une section symétrique avec nombre de connecteur pair est :

$$\eta = 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) \cdot (0.75 - 0.03L_e) \geq 0.4$$

$$\eta = 1 - \left( \frac{355}{355} \right) \cdot (0.75 - 0.03 \times 10) = 0.55$$

Puisque le degré réel de connexion de cisaillement est de 0.62, ce qui dépasse 0.55, le degré minimal de connexion de cisaillement est satisfait.

### Résistance à la flexion pour une connexion de cisaillement complète:

Résistance à la traction de la semelle :

$$N_{f,Rd} = \frac{b_f \times t_f \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{190 \times 14.5 \times 355}{1.0} \times 10^{-3} = 978 \text{KN}$$

Résistance à la traction de l'âme :

$$N_{w,Rd} = N_{a,Rd} - 2N_{f,Rd} = 3358 - 2 \times 978 = 1402 \text{KN}$$

Puisque  $N_{a,Rd} > N_{cm,Rd}$  et  $N_{w,Rd} < N_{cm,Rd}$ , l'axe neutre plastique se trouve dans la semelle du profilé.

Prendre les moments sur la semelle supérieure :

$$M_{pl,Rd} \approx N_{cm,Rd} \frac{(h_s + h_p)}{2} + N_a \cdot \frac{h}{2} \approx \left[ 2975 \times \frac{(130 + 60)}{2} + 3358 \times \frac{457}{2} \right] \times 10^{-3} = 1050 \text{KN.m}$$

### Résistance à la flexion pour une connexion au cisaillement partielle :

Pour une connexion partielle, la résistance à la flexion de la section mixte est obtenue par interpolation entre celle de la section d'acier et celle du profilé mixte avec connexion complète.

Résistance à la flexion de la section d'acier :

$$M_{pl,a,Rd} = w_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} = 1650 \times \frac{355}{1} \times 10^{-3} = 586 \text{KN.m}$$

Utiliser une interpolation linéaire :

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \eta \cdot (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) = 586 + 0.62(1050 - 586) = 873 \text{KN.m}$$

Puisque  $M_{Rd} = 873 \text{KN.m} > M_{Ed} = 476 \text{KN.m}$ , la conception de la résistance à la flexion à mi-travée est satisfaite.

## 6. Conception de la poutre au niveau des ouvertures circulaires 3 et 4

### 6.1. Les données géométriques :

Les distances entre les centres des ouvertures et l'extrémité la plus proche de la poutre sont :

$$X_{0,4} = 1.95 \text{ m} ; X_{0,3} = 2.4 \text{ m}$$

Diamètre des ouvertures  $h_0 = 300 \text{ mm}$

Hauteur de l'ouverture rectangulaire équivalente :  $h_{eo} = 0.9 h_0 = 0.9 \times 300 = 270 \text{ mm}$

Longueur de l'ouverture rectangulaire équivalente pour flexion vierendeel :

$$l_e = 0.45 \times 300 = 135 \text{ mm}$$

Longueur effective d'ouverture  $l_{o,eff} = 0.7 h_0 = 0.7 \times 300 = 210 \text{ mm}$

La section de chacune des deux tees :

$$A_T = \frac{(A - h_{eo} t_w)}{2} = \frac{(9460 - 270 \times 9.0)}{2} = 3515 \text{ mm}^2$$

La hauteur de té :  $h_T = (h - h_{eo}) / 2 = (457 - 270) / 2 = 93.5 \text{ mm}$

La hauteur d'âme de té :  $h_{w,T} = h_T - t_f = 93.5 - 14.5 = 79 \text{ mm}$

La hauteur  $Z_{el}$  de l'axe neutre élastique définie par rapport à la face supérieure de la semelle du té, est donnée par :

$$Z_{el} = \frac{b_f \cdot \frac{t_f^2}{2} + (t_f + \frac{h_{w,T}}{2}) \cdot h_{w,T} \cdot t_w}{A_T}$$

Négliger les congés de raccord de té :

$$Z_{el} = \frac{190 \times \frac{14.5^2}{2} + (14.5 + \frac{79}{2}) \times 79 \times 9.0}{190 \times 14.5 + 79 \times 9.0} = 17 \text{ mm}$$

Hauteur effective entre les centres de gravité des tees :

$$h_{eff} = h - 2 Z_{el} = 457 - 2 \times 17 = 423 \text{ mm}$$

## 6.2 Efforts de calcul

Le moment fléchissant à l'axe d'ouverture 4 ( $X_{0,4} = 1.95 \text{ m}$ ) est :

$$M_{Ed} = 190 \times 1.95 - 12.69 \times 3 \times \frac{1.95^2}{2} = 299 \text{ KN.m}$$

De la même façon, le moment à l'ouverture 3 est  $M_{Ed} = 347 \text{ KN.m}$ .

L'effort tranchant à l'extrémité de l'ouverture équivalente 4 (à  $X_{0,4} - 0.135/2$ ) est :

$$V_{Ed} = 190 - 12.69 \times 3 \times (1.95 - \frac{0.135}{2}) = 119 \text{ KN}$$

L'effort tranchant à mi-distance entre les ouvertures 3 et 4 (à  $X_{3,4} = 2.175$  m) est :

$$V_{Ed} = 190 - 12.69 \times 3 \times 2.175 = 107 \text{ KN}$$

### 6.3. Classification des sections :

La semelle supérieur est de classe 2, en raison de son attachement à la dalle.

Classement de l'âme du té supérieur en flexion vierendeel (ignorant la compression axiale) :

Pour l'âme doit être de classe 2, indépendamment de sa hauteur :

$$l_{o,eff} < 32 \cdot \varepsilon \cdot t_w ,$$

Où :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\text{Donc } 32 \cdot \varepsilon \cdot t_w = 32 \times 0.81 \times 9.0 = 233 \text{ mm} > l_{o,eff} = 210 \text{ mm}$$

Le té est de classe 2 en flexion vierendeel. Le té inférieur est donc aussi de classe 2, quelle que soit la force de traction dans le té (ce qui permettrait d'améliorer le classement).

### 6.4. Résistance à la flexion à l'axe de l'ouverture circulaire :

La résistance à la traction de té inférieur est donnée par :

$$N_{bT,Rd} = \frac{A_{bT} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3515 \times 355}{1.0} \times 10^{-3} = 1250 \text{ KN}$$

La résistance à la compression de la largeur effective de la dalle à l'ouverture est donnée par :

$$N_{c,Rd} = \min \left\{ 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff,0} \cdot h_c ; n_{sc} P_{Rd} \right\}$$

Négligeant  $b_0$ , la largeur effective est donnée par :

$$b_{eff,0} = \frac{3L}{16} + \frac{X}{4} \quad \text{pour } X \leq L/4$$

On a  $X_{0,4} = 1950$  mm : pour  $X \leq L/4$

$$b_{eff,0} = \frac{3 \times 10000}{16} + \frac{1950}{4} = 2363 \text{ mm}$$

$$n_{sc,4} = 12$$

Ainsi :

$$N_{c,Rd} = \min \left\{ 0.85 \times \left( \frac{30}{1.5} \right) \times 2363 ; 12 \times 57.2 \right\} = \min \{ 2811 ; 686 \} = 686 \text{ KN}$$

L'axe neutre est donc dans la semelle de té supérieur. La résistance plastique à la flexion est donc donnée par :

$$M_{c,Rd} = N_{bT,Rd} \cdot h_{eff} + N_{c,Rd} (Z_t + h_s - 0.5h_c)$$

$$Z_t = Z_{el} = 17 \text{ mm}$$

$$M_{c,Rd} = [1250 \times 423 + 686 \times (17 + 130 - 0.5 \times 70)] \times 10^{-3} = 605 \text{ KN.m}$$

Cette résistance à la flexion est suffisante au niveau des deux ouvertures 4 et 3.

Pour l'examen de coexistant de flexion globale, flexion vierendeel et cisaillement à l'ouverture 4, la conception de la force de traction dans le té inférieur est requise.

Pour le cas 2, la valeur de  $N_{bT,Ed}$  est donnée par la suivante (à moins que cela dépasse  $N_{c,Rd}$ )

$$N_{bT,Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_{eff} + Z_t + h_s - 0.5h_c} = \left( \frac{299}{423 + 17 + 130 - 0.5 \times 70} \right) \times 10^3 = 559 \text{ KN}$$

La résistance à la compression de la dalle est 686 KN et il n'y a donc aucune exigence pour le té supérieur à résister à la compression axiale à cette ouverture. (Si la force de traction dans le té inférieur était supérieur à la résistance de dalle, puis l'équation 10 serait utilisé à déterminer la force dans le té inférieur et donc la compression dans le té supérieur.)

### 6.5. Résistance au cisaillement de la poutre mixte perforé :

La résistance au cisaillement de la poutre mixte est la somme des résistances des tés supérieur, inférieur et la dalle en béton.

$$V_{Rd} = V_{t,Rd} + V_{b,Rd} + V_{c,Rd}$$

La résistance plastique au cisaillement d'une section en té est donnée par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}}$$

Dans lequel :  $A_v = A - b_f \times t_f + (2r + t_w) \times 0.5 \times t_f$

Pour la résistance plastique au cisaillement, considérer la hauteur utile des ouvertures circulaires, la section est donnée par :

$$A_r = \frac{(A - h_0 \times t_w)}{2} = \frac{(9460 - 300 \times 9.0)}{2} = 3380 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 3380 - 190 \times 14.5 + (2 \times 10.2 + 9.0) \times 7.25 = 838 \text{ mm}^2$$

$$V_{t,Rd} = V_{b,Rd} = \frac{838 \times 355 / \sqrt{3}}{1.0} = 172 \text{ KN}$$

La résistance au cisaillement de la dalle en béton à une ouverture :

$$V_{c,Rd} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

Avec une valeur minimal de :

$$V_{c,Rd} = [V_{\min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

Largeur effective de la dalle :  $b_w = b_f + 2 h_{s,eff}$

$$h_{s,eff} = 0.75 \times h_s = 0.75 \times 130 = 97.5 \text{ mm}$$

$$b_w = 190 + 2 \times 97.5 = 385 \text{ mm}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad \text{et} \quad k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \text{mais} \leq 2$$

Epaisseur effective de la dalle pour le cisaillement,  $d = h_c = 70 \text{ mm}$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{70}} = 2.69 > 2 \quad \text{et par conséquent on prend } k = 2$$

Renforcement :

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{252}{1000 \times 70} = 0.0035 > 0.02$$

La valeur du premier terme dans l'expression pour  $V_{c,Rd}$  est :

$$C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} = 0.12 \times 2 \times (100 \times 0.0035 \times 30)^{1/3} = 0.52 \text{ N/mm}^2$$

La valeur du premier terme dans l'expression pour la valeur minimale,  $V_{\min}$  est :

$$V_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \times 2^{3/2} \times \sqrt{30} = 0.54 \text{ N/mm}^2$$

Donc, utiliser  $0.54 \text{ N/mm}^2$ .

A partir de ci-dessus, en supposant qu'aucune compression dans le té supérieur, la force dans la dalle à l'ouverture soit égale à la force dans le té inférieur = 556 KN.

Force de compression agit sur une largeur effective  $b_{eff} = 2363 \text{ mm}$ , et donc :

$$Ac = h_c \cdot b_w = 70 \times 1876 = 131 \times 103 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{556 \times 10^3}{2363 \times 70} = 3.36 \text{ N/mm}^2$$

La force de cisaillement total du béton est :

$$V_{c,Rd} = (0.54 + 0.50) \times 385 \times 70 \times 10^{-3} = 28 \text{ KN}$$

C'est pourquoi :

$$V_{Rd} = V_{c,Rd} + V_{t,Rd} + V_{b,Rd} = 28 + 172 + 172 = 372 \text{ KN}$$

Cela dépasse la force de cisaillement à l'ouverture 4,  $V_{Ed} = 119 \text{ KN}$ .

### 6.6 Résistance à la flexion de té :

#### Distribution supposé de la force de cisaillement :

Au départ, supposant que 50% de la force de cisaillement  $V_{Ed}$  est résistée dans chaque té.

Tant que la force de cisaillement dans chaque té est inférieure à  $0.5 V_{pl,Rd}$ , l'épaisseur de l'âme n'a pas être réduit lorsqu'il détermine la résistance plastique à la flexion et la résistance axiale.

Si la force de cisaillement dans le té inférieur est limitée par la résistance de flexion vierendeel sur le té, les forces de cisaillement devriez peut-être redistribués.

#### Résistance plastique à la flexion :

Pour une section transversale de classe 2, la résistance à la flexion d'un té non raidie, en l'absence de force axiale et cisaillement élevé est donnée par :

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_{w,T} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} (0.5 \cdot h_{w,T} + t_f - Z_{pl}) + \frac{A_f \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} (0.5 \cdot t_f - Z_{pl} + \frac{Z_{pl}^2}{t_f})$$

La hauteur  $Z_{pl}$  de l'axe neutre plastique définie par rapport à la face supérieur de la semelle du té, est donnée par :

$$Z_{pl} = \frac{A_f + A_{w,T}}{2b_f} = \frac{190 \times 14.5 + 79 \times 9.0}{2 \times 190} = 9.1 \text{ mm}$$

C'est pourquoi :

$$M_{pl,Rd} = \frac{79 \times 9 \times 355}{1.0} (0.5 \times 79 + 14.5 - 9.1) \times 10^{-6} + \frac{190 \times 14.5 \times 355}{1.0} (0.5 \times 14.5 - 9.1 + \frac{9.1^2}{14.5}) \times 10^{-6}$$

$$= 15.1 \text{ KN.m}$$

La résistance plastique à la flexion du té inférieur est réduite pour traction axiale, comme suit :

$$M_{bT,N,Rd} = M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]$$

Dans lequel :  $N_{Ed} = 559 \text{ KN}$  et  $N_{pl,Rd} = N_{bT,Rd} = 1250 \text{ KN}$

C'est pourquoi,



$$M_{bT,N,Rd} = 15.1 \left[ 1 - \left( \frac{559}{1250} \right)^2 \right] = 12.1 \text{ KN.m}$$

La résistance plastique du té supérieur n'est pas réduite pour la charge axiale et donc :

$$M_{tT,N,Rd} = 15.1 \text{ KN.m}$$

### Resistance à la flexion composée :

Comme dans le pire des cas, il n'y a pas de connecteurs de cisaillement sur les ouvertures circulaires, donc aucune action composée locale ne se développe. C'est pourquoi la composante de résistance à la flexion vierendeel due à l'action composée est négligée (c-à-d  $M_{vc,Rd} = 0$ ).

### 6.7. Vérification de la résistance à la flexion vierendeel :

Le critère d'adéquation de la résistance à la flexion vierendeel est :

$$2M_{bT,NV,Rd} + 2M_{tT,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \geq V_{Ed} J_e$$

En utilisant les valeurs indiquées pour le té, le critère est donc :

$$2 \times 12.1 + 2 \times 15.1 + 0 = 54.2 \text{ KN.m} \geq 119 \times 0.135 = 16.1 \text{ KN.m} \quad \text{ok}$$

### 6.8. Cisaillement, flexion et flambement du montant entre les ouvertures 3 et 4 :

Pour les ouvertures circulaires très rapprochées, la résistance du montant en cisaillement, flexion ou flambement pourrait gouverner. Chacune de ces résistances doit être vérifiée. (Mais la flexion du montant ne sera critique lorsque la distribution de cisaillement entre les tés est radicalement différente.)

### Résistance à la flexion du montant

La résistance élastique à la flexion du montant (à mi-hauteur entre les ouvertures circulaires) :

$$M_{wp,Rd} = S_0^2 \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{6} = (450 - 300)^2 \times 9.0 \times \frac{355}{6} \times 10^{-6} = 11.9 \text{ KN.m}$$

Puisque la résistance à la flexion vierendeel a été vérifiée ci-dessus pour la force de cisaillement égale dans chacune des tés, avec aucune force de cisaillement dans la dalle, le

moment du montant  $M_{wp,Ed} = 0$ . Donc la vérification de la résistance à la flexion en haut et en bas des ouvertures circulaires n'est pas nécessaire.

### Résistance au cisaillement du montant :

Vérifier c'il y a des connecteurs suffisantes pour développer une force dans la dalle égale à la force progressive dans le té inférieur.

Il y a des connecteurs suffisantes si :  $V_{wp,Ed} \leq \Delta N_{cs,Rd}$

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{h_{eff} + Z_t + h_s - 0.5h_c}$$

En prenant la valeur de  $V_{Ed}$  à mi-distance entre les ouvertures :

$$V_{wp,Ed} = \frac{107 \times 450}{(423 + 17 + 130 - 0.5 \times 70)} = 90 \text{ KN}$$

$$\Delta N_{cs,Rd} = n_{sc,s} \cdot P_{Rd}$$

Pour  $n_{sc,3-4} = 3$  :

$$\Delta N_{cs,Rd} = 3 \times 57.2 = 171 \text{ KN}$$

Donc il y'a une connexion de cisaillement suffisante entre les axes des ouvertures.

### Résistance au cisaillement du montant :

La résistance au cisaillement longitudinal du montant est donnée par :

$$V_{wp,Rd} = \frac{(S_0 \cdot t_w) f_y \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}} = 150 \times 9.0 \times 0.577 \times 355 \times 10^{-3} = 276 \text{ KN} > V_{wp,Ed} = 90 \text{ KN}$$

### Résistance au flambage du montant :

Le flambage du montant peut être traité en tenant compte de la contrainte de compression due à une force longitudinale efficace dans le montant lui-même.

Etant donné que les ouvertures sont placées au centre de la hauteur d'âme et le moment du montant requis à mi-hauteur  $M_{wp,Ed} = 0$ ,  $N_{wp,Ed} = V_{wp,Ed}$ . C'est pourquoi,  $N_{wp,Ed} = 90 \text{ KN}$ .

La distance bord à bord entre les ouvertures 3 et 4 = 150 mm, ce qui est inférieur à  $h_0$  donc, les ouvertures sont classées comme « rapprochées ».

Elongement réduit de l'élément dans le plan de flambement du montant :

$$\bar{\lambda} = \frac{1.75 \cdot \sqrt{S_0^2 + h_0^2}}{t_w} \times \frac{1}{\lambda_1} \quad \lambda_1 = 76 \text{ Pour S355}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1.75 \cdot \sqrt{150^2 + 300^2}}{9.0} \times \frac{1}{76} = 0.86$$

Le coefficient de réduction est calculé en utilisant le facteur  $\phi$ , donné par :

$$\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

Pour une section soudée, utiliser la courbe de flambage C, le facteur d'imperfection  $\alpha=0.49$ .

$$\phi = 0.5(1 + 0.49(0.86 - 0.2) + 0.86^2) = 1.03$$

Le facteur de réduction  $\chi$  est donné par :

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.03 + (1.03^2 - 0.86^2)^{0.5}} = 0.63$$

$$N_{wp,Rd} = \chi \cdot \frac{S_0 \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = \frac{0.63 \times 150 \times 9.0 \times 355}{1.0} \times 10^{-3} = 302 \text{ KN} > N_{wp,Ed} = 90 \text{ KN} \quad \text{ok}$$

## 7. Etat limite de service :

### 7.1. La flèche :

Module d'élasticité :

Acier :  $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

Béton :  $E_{cm} = 33 \text{ Gpa}$  (chargement de court terme)

$$E_{c,eff} = E_{cm}/2 = 16.5 \text{ Gpa} \text{ (chargement de long terme)}$$

Coefficient d'équivalence (pour les charges de long et courte terme)

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = \frac{210}{16.5} = 12.7$$

### Phase de non-service :

Considérer seulement les actions permanentes (ignorer les charges de construction).

Poids propre de la dalle et de la poutre :  $0.4 + 2.45 = 2.85 \text{ KN/mm}^2$

$$w_a = \frac{5 \cdot g_k \cdot b \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_Y} = \frac{5 \times 2.85 \times 3 \times 10^4 \times 10^9}{384 \times 210 \times 33300 \times 10^4} = 15.9 \text{ mm}$$

### Phase de service :

Finition :  $g_k = 1.3 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $q_k = 5.0 \text{ KN/m}^2$

Moment d'inertie de la section composée (éloignée de l'ouverture) :

$$I_y = \frac{A(h + h_s + h_p)^2}{4(1 + nr)} + \frac{b_{\text{eff}} \cdot h_c^3}{12n} + I_y$$

Où :

$$r = \frac{A}{b_{\text{eff}} \cdot h_c} = \frac{9460}{2500 \times 70} = 0.054$$

$$I_y = \frac{9460 \times (457 + 130 + 60)^2}{4(1 + 12.7 \times 0.054)} + \frac{2500 \times 70^3}{12 \times 12.7} + 33300 \times 10^4$$

$$= 926 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Donc la flèche :

$$w_i = \frac{5 \cdot q_k \cdot b \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_y} = \frac{5 \times 6.3 \times 3 \times 10^4 \times 10^9}{384 \times 210 \times 926 \times 10^6} = 12.7 \text{ mm}$$

(Connexion au cisaillement complet)

Dans ce cas de conception, les effets de la connexion au cisaillement partielle sur glissement peuvent être négligés, le degré de connexion dépasse 0.5. Par conséquent :

$$w = 15.9 + 12.7 = 28.6 \text{ mm}$$

**Flèche supplémentaire due aux ouvertures,  $w_{\text{add}}$  :**

Pour chaque ouverture, la flèche supplémentaire due à la présence d'ouverture est donné par :

$$\frac{w_{\text{add}}}{w} = K_0 \left( \frac{l_e}{L} \right) \cdot \left( \frac{h_0}{h} \right) \cdot \left( 1 - \frac{X}{L} \right)$$

Où  $K_0 = 1.0$  pour les ouvertures raidies et  $K_0 = 1.5$  pour les ouvertures non raidies.

Pour l'ouverture circulaire 3 :

$$\frac{w_{\text{add}}}{w} = 1.5 \left( \frac{0.135}{10} \right) \cdot \left( \frac{0.3}{0.457} \right) \cdot \left( 1 - \frac{2.40}{10} \right) = 0.010$$

Pour l'ouverture circulaire 4 :

$$\frac{w_{\text{add}}}{w} = 1.5 \left( \frac{0.135}{10} \right) \cdot \left( \frac{0.3}{0.457} \right) \cdot \left( 1 - \frac{1.95}{10} \right) = 0.011$$

La flèche totale due aux ouvertures  $28.6 + (0.010 + 0.011) \cdot 28.6 = 29.8012 \text{ mm}$

B Conception et calcul pour les poutres à ouverture isolé par des feuilles

EXCEL :

➤ Présentation de l'exemple SCI par des feuilles Excel :

• Les données :

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	<b>Données</b>													
2	longueur de la travée	10	m				<b>les connecteurs</b>							
3	espacement	3	m											
4	épaisseur de la dalle	130	mm											
5	charge de finitions	1,3	KN/m <sup>2</sup>			<b>La toile profilé</b>								
6	charge d'exploitation	5	KN/m <sup>2</sup>											
7	densité du béton	30	N/mm <sup>3</sup>											
8	charge permanente	4,15	KN/m <sup>2</sup>			<b>béton armé</b>								
9														
10	<b>Le profilé en acier</b>													
11	UB	457x191x74	Kg/m											
12	nuance	S355												
13	h	457	mm											
14	bf	190	mm											
15	tw	9	mm											
16	tf	14,5	mm											
17	r	10,2	mm											
18	masse	74	Kg/m											
19	A	94,6	cm <sup>2</sup>											
20	Iy	33300	cm <sup>4</sup>											
21	Wply	1650	cm <sup>3</sup>											
22	Ea	210000	N/mm <sup>2</sup>											
23	<b>Ouverture</b>													
24	ho	300	mm											
25	s0	150	mm											
26	Distances à partir de l'appui													
27	Distances d'extrémités													
28	p(ouv3)	1800	mm											
29	S(ouv4)	2250	mm											
30	Distances d'extrémités													
31	p(ouv3)	1800	mm											
32	S(ouv4)	2250	mm											
33	Distances d'extrémités													

• Etat limite ultime :

Conception de la poutre mixte :

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1																
2	combinaison ELU(1,35x0,925 G+1,5Q)			q	12,682313	KN/m <sup>2</sup>										
3	Résistance de la poutre en acier			$N_{u,Rd}$	3358,3	KN		$N_{u,Rd} = \frac{A_s f_y}{\gamma_{st}}$								
4	Résistance de la dalle en béton			$N_{c,s,Rd}$	2975	KN		$N_{c,s,Rd} = \frac{0,85 f_{ct,d} b_e d^2}{\gamma_c}$								
5	Résistance à la traction de la semelle			$N_{t,Rd}$	978,025	KN		$N_{t,Rd} = \frac{b_f \times l_f \times f_y}{\gamma_{st}}$								
6	Résistance à la traction de l'âme			$N_{w,Rd}$	1402,25	KN		$N_{w,Rd} = N_{c,s,Rd} - 2N_{t,Rd}$								
7	Axe neutre situé dans la semelle du profilé															
8	Position de l'axe neutre plastique			Axe neutre plastique situé dans le profilé d'acier												
9	Classification des sections transversales			Semelle classe 2												
10				Âme Classe 2												
11	La section est de			classe 2												
12	Effort tranchant de calcul			VEd	190,2346873	KN										
13	Moment de calcul			MEd	475,5867188	KN.m										
14	Moment résistant			MRd	871,0350934	KN.m										
15	MRd > MEd			OK												
16	Effort de compression dans la dalle			Nomax		1828,1733	KN		$N_{c,max} = n \times P_{rd}$							
17	Degré de connexion			$\eta$	0,614512											
18	Degré de connexion minimale			$\eta_{min}$	0,55											
19	$\eta_{min} < \eta$			OK												
20	$\eta = \frac{N_{c,max}}{N_{c,u,Rd}}$															
21	Résistance au cisaillement d'un connecteur			hsd,d	5,263157895											
22				$\alpha$	1											
23				PRd	81,61488	KN										
24				kt	0,7											
25				PRd	57,130416	KN										
26	nombres de connecteurs			32												
	nsc,4			12												
	nsc,3			16												
	nsc,3-4			3												

Conception de la poutre au niveau des ouvertures et des montants :

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R				
1																						
2	conception de la poutre au niveau des ouvertures équivalentes 3 et 4										Cisaillement, flexion et flambement du montant X3-4											
3	Géométrie			Calcul des sollicitations				Ouv 4				Résistance élastique à la flexion du montant										
4	Xo,4	1,95	m	ouverture 4				Résistance à la flexion à l'axe de l'ouverture				Mwp,Rd				11,98125	KN.m					
5	Xo,3	2,4	m	MEd	298,6209	KN.m	Résistance à la traction de t <sub>e</sub> inférieure				résistance au cisaillement du montant				Vwp,Ed		90,339281	KN				
6	ho	300	mm	VEd	118,61133	KN	Nbt,Rd				1247,825	KN	$\Delta N_{cs,Rd}$				171,39125	KN				
7	X3-4	2,175	m	ouverture 3				Résistance à la compression de la dalle				Vwp,Rd				276,69312	KN	Vwp,Rd > Vwp,Ed		OK		
8	he,o	270	mm	MEd	346,98807	KN.m	Nc,Rd				685,56499	KN	Résistance au flambement du montant				Mwp,Ed		0	KN.m		
9	le	135	mm	VEd	101,49021	KN	Ouv 3 et Ouv 4				Résistance plastique à la flexion				Nwp,Ed		90,339281	KN				
10	lo,eff	210	mm	ouverture 3-4				Résistance à l'effort tranchant au niveau de l'ouverture				Nwp,Rd				301,26193	KN	Nwp,Rd < Nwp,Ed		OK		
11	AT	3515	mm <sup>2</sup>	VEd	107,4826	kN	Vt,Rd				171,78668	KN	Vb,Rd				171,78668	KN				
12	hT	93,5	mm	Résistance plastique à la flexion de t <sub>e</sub>				Vc,Rd				28,246862	KN	VRd				371,82021	KN	VRd < VEd		OK
13	hw,T	79	mm	Zpl	9,1210526	mm	Vr,Rd				171,78668	KN	Vr,Rd				171,78668	KN				
14	Zel	16,605334	mm	Mpl,Rd	15,109143	KN.m	MbT,NV,Rd				12,090409	KN.m	MbT,NV,Rd				12,090409	KN.m				
15	heff	423,78933	mm	MtT,N,Rd	15,109143	KN.m	Mv,Rd				0	KN.m	Mv,Rd				0	KN.m				
16	beff,o	2362,5	mm	Mv,Rd	0	KN.m	Vérification de la résistance à la flexion vierendeel				2 MbT,NV,Rd + 2 MtT,NV,Rd + Mv,Rd ≥ VEd,Le				OK							
17	As	252	mm																			
18																						
19																						
20																						
21																						
22																						
23																						
24																						
25																						
26																						

- Etat limite de service :

	A	B	C	D	E	F
1						
2	<b>Etat limite de service</b>					
3						
4	combinaison ELS		q*	6,3	KN/m <sup>2</sup>	
5	charge de la dalle mixte gk		gk	2,85	KN/m <sup>2</sup>	
6						
7	Module d'elasticité		Ec,eff	16,5	Gpa	
8	coefficient d'équivalence		n	12,7272727		
9						
10	La flèche de la poutre à âme pleine					
11	phase non-service					
12	Wa	15,9199378				mm
13	phase de service					
14	r	0,05405714				
15	Iy	925113567				mm <sup>4</sup>
16	wi	12,6673637				mm
17	w	28,5873015				mm
18	flèche supplémentaire					
19	ouverture 3					
20	wadd/w	0,01010284				
21	ouverture 4					
22	wadd/w	0,01070104				
23	la flèche totale					
24	wTOT	29,7767553				mm
25						

- Poutre cellulaire a profilé européen IPE 500 à ouverture isolée

- Les données :

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	<b>Données</b>													
2	longueur de la travée	7	m			<b>les connecteurs</b>								
3	espacement	2	m											
4	épaisseur de la dalle	120	mm											
5	charge de finitions	1,3	KN/m <sup>2</sup>											
6	charge d'exploitation	5	KN/m <sup>2</sup>											
7	densité du béton	25	N/mm <sup>2</sup>											
8	charge permanente	4,15	KN/m <sup>2</sup>											
9	<b>Le profilé en acier</b>						<b>La toile profilé</b>							
10	IPE	500	Kg/m	t	1		mm	<b>béton armé</b>						
11	nuance	S355		hsp	55		mm	fck	25	Mpa				
12	h	500	mm	b0	160		mm	Ecm	31,5	KN/m <sup>2</sup>				
13	bf	200	mm	hc	70		mm	<b>γc</b>						
14	tw	10,2	mm	hs	120		mm	<b>γMo</b>						
15	tf	16	mm				<b>γv</b>							
16	r	21	mm				<b>γc</b>							
17	masse	90,7	Kg/m				<b>γMo</b>							
18	A	116	cm <sup>2</sup>				<b>γv</b>							
19	Iy	48200	cm <sup>4</sup>				<b>γc</b>							
20	Wpl,y	2194	cm <sup>3</sup>				<b>γMo</b>							
21	Ea	210000	N/mm <sup>2</sup>				<b>γv</b>							
22							<b>γc</b>							
23							<b>γMo</b>							
24	<b>Ouverture</b>						<b>γv</b>							
25	ho	370	mm				<b>γc</b>							
26	so	276	mm				<b>γMo</b>							
27	Distances à partir de l'appui						<b>γv</b>							
28	Distances d'extrémités	210	mm				<b>γc</b>							
29	p(ouv3)	1260	mm				<b>γMo</b>							
30	S(ouv4)	1575	mm				<b>γv</b>							
31							<b>γc</b>							
32							<b>γMo</b>							
33							<b>γv</b>							

• Etat limite ultime

La poutre mixte

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P																					
1																																					
2	combinaison ELU(1,35x0,925 G+1,5Q)		q	12,682313	KN/m <sup>2</sup>	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Résistance de la poutre en acier</td> <td><math>N_{a,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}</math></td> <td colspan="2"> <table border="1"> <tr> <td colspan="2">Résistance à la traction de la semelle</td> <td><math>N_{f,Rd} = \frac{b_f \times t_f \times f_t}{\gamma_{M1}}</math></td> </tr> <tr> <td>Na,Rd</td> <td>4118</td> <td>KN</td> <td colspan="2">Nf,Rd</td> <td>1136</td> <td>KN</td> </tr> </table> </td> </tr> <tr> <td colspan="2">Résistance de la dalle en béton</td> <td><math>N_{c,s,Rd} = \frac{0,85 \cdot f_{ct,d} \cdot b \cdot h_f}{\gamma_c}</math></td> <td colspan="2"> <table border="1"> <tr> <td colspan="2">Résistance à la traction de l'âme</td> <td><math>N_{w,Rd} = N_{c,Rd} - 2N_{f,Rd}</math></td> </tr> <tr> <td>Nc,s,Rd</td> <td>1735,4167</td> <td>KN</td> <td colspan="2">Nw,Rd</td> <td>1846</td> <td>KN</td> </tr> </table> </td> </tr> </table>		Résistance de la poutre en acier		$N_{a,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Résistance à la traction de la semelle</td> <td><math>N_{f,Rd} = \frac{b_f \times t_f \times f_t}{\gamma_{M1}}</math></td> </tr> <tr> <td>Na,Rd</td> <td>4118</td> <td>KN</td> <td colspan="2">Nf,Rd</td> <td>1136</td> <td>KN</td> </tr> </table>		Résistance à la traction de la semelle		$N_{f,Rd} = \frac{b_f \times t_f \times f_t}{\gamma_{M1}}$	Na,Rd	4118	KN	Nf,Rd		1136	KN	Résistance de la dalle en béton		$N_{c,s,Rd} = \frac{0,85 \cdot f_{ct,d} \cdot b \cdot h_f}{\gamma_c}$	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Résistance à la traction de l'âme</td> <td><math>N_{w,Rd} = N_{c,Rd} - 2N_{f,Rd}</math></td> </tr> <tr> <td>Nc,s,Rd</td> <td>1735,4167</td> <td>KN</td> <td colspan="2">Nw,Rd</td> <td>1846</td> <td>KN</td> </tr> </table>		Résistance à la traction de l'âme		$N_{w,Rd} = N_{c,Rd} - 2N_{f,Rd}$	Nc,s,Rd	1735,4167	KN	Nw,Rd		1846	KN
Résistance de la poutre en acier		$N_{a,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Résistance à la traction de la semelle</td> <td><math>N_{f,Rd} = \frac{b_f \times t_f \times f_t}{\gamma_{M1}}</math></td> </tr> <tr> <td>Na,Rd</td> <td>4118</td> <td>KN</td> <td colspan="2">Nf,Rd</td> <td>1136</td> <td>KN</td> </tr> </table>		Résistance à la traction de la semelle		$N_{f,Rd} = \frac{b_f \times t_f \times f_t}{\gamma_{M1}}$	Na,Rd	4118	KN	Nf,Rd		1136	KN																							
Résistance à la traction de la semelle		$N_{f,Rd} = \frac{b_f \times t_f \times f_t}{\gamma_{M1}}$																																			
Na,Rd	4118	KN	Nf,Rd		1136	KN																															
Résistance de la dalle en béton		$N_{c,s,Rd} = \frac{0,85 \cdot f_{ct,d} \cdot b \cdot h_f}{\gamma_c}$	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Résistance à la traction de l'âme</td> <td><math>N_{w,Rd} = N_{c,Rd} - 2N_{f,Rd}</math></td> </tr> <tr> <td>Nc,s,Rd</td> <td>1735,4167</td> <td>KN</td> <td colspan="2">Nw,Rd</td> <td>1846</td> <td>KN</td> </tr> </table>		Résistance à la traction de l'âme		$N_{w,Rd} = N_{c,Rd} - 2N_{f,Rd}$	Nc,s,Rd	1735,4167	KN	Nw,Rd		1846	KN																							
Résistance à la traction de l'âme		$N_{w,Rd} = N_{c,Rd} - 2N_{f,Rd}$																																			
Nc,s,Rd	1735,4167	KN	Nw,Rd		1846	KN																															
3	<b>largeur participante de la dalle</b>																																				
4	beff	1,75	m																																		
5																																					
6																																					
7																																					
8																																					
9																																					
10																																					
11																																					
12																																					
13																																					
14																																					
15																																					
16																																					
17																																					
18																																					
19																																					
20																																					
21																																					
22																																					
23																																					
24																																					
25																																					
26																																					
27																																					
28																																					



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1													
2				<b>conception de la poutre au niveau des ouvertures équivalentes 3 et 4</b>									
3													
4	Géométrie				Calcul des sollicitations				Ouv 4				
5	Xo,4	1,445	m	ouverture 4				Résistance à la flexion à l'axe de l'ouverture					
6	Xo,3	1,76	m	MEd	101,800605	KN.m	Résistance à la traction de té inférieure						
7	ho	300	mm	VEd	53,8364166	KN	Nbt,Rd	1570,165	KN				
8	X3-4	1,768	m	ouverture3				Nbt,Ed	180,414999				KN
9	he,o	270	mm	MEd	116,961359	KN.m	Résistance à la compression de la dalle						
10	le	135	mm	VEd	45,8465597	KN	Nc,Rd	368,936201	KN				
11	lo,eff	210	mm	ouverture 3-4									
12	AT	4423	mm <sup>2</sup>	VEd	43,9315305	kN	Ouv 3 et Ouv 4						
13	hT	115	mm	Résistance plastique à la flexion									
14	hw,T	99	mm					Mc,Rd	758,957806	KN.m			
15	Zel	20,7420077	mm	Résistance plastique à la flexion de té				Résistance à l'effort tranchant au niveau de l'ouverture					
16	heff	458,515985	mm	Zpl	10,5245	mm	Vt,Rd	231,727036	KN				
17	beff,o	1673,75	mm	Mpl,Rd	24,7040524	KN.m	Vb,Rd	231,727036	KN				
18	As	252	mm	MbT,N,Rd	24,3778982	KN.m	Vc,Rd	19,3104089	KN				
19				MtT,N,Rd	24,7040524	KN.m	VRd	482,764481	KN				
20				Mvc,Rd	0	KN.m	VRd < VEd						
21							OK						
22													
23				Vérification de la résistance à la flexion vierendeel									
24				$2 M_{bT,NV,Rd} + 2 M_{tT,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \geq V_{Ed} L_e$								OK	
25													
26													

	M	N	O	P	Q	R	S
1							
2	<b>Cisaillement, flexion et flambement du montant X3-4</b>						
3							
4	Résistance élastique à la flexion du montant						
5	Mwp,Rd	45,972216	KN.m				
6							
7	résistance au cisaillement du montant						
8	Vwp,Ed	50,2957319	KN				
9	$\Delta N_{cs,Rd}$	158,888524	KN				
10	Vwp,Rd	577,00155	KN				
11	$V_{wp,Rd} > V_{wp,Ed}$					OK	
12							
13	Résistance au flambement du montant						
14	Mwp,Ed	0	KN.m				
15	Nwp,Ed	50,2957319	KN				
16	Nwp,Rd	518,753661	KN				
17	$N_{wp,Rd} < N_{wp,Ed}$					OK	
18							
19							

- Etat limite de service :

	A	B	C	D	E	F
1						
2	Etat limite de service					
3						
4	combinaison ELS		q*	6,3	KN/m <sup>2</sup>	
5	charge de la dalle mixte gk		gk	2,85	KN/m <sup>2</sup>	
6						
7	Module d'élasticité		Ec,eff	15,75	Gpa	
8	coefficient d'équivalence		n	13,33333333		
9						
10	La flèche de la poutre à âme pleine					
11	phase non-service					
12	Wa	1,76051392				mm
13	phase de service					
14	r	0,09469388				
15	Iy	1069735139				mm <sup>4</sup>
16	wi	1,75350064				mm
17	w	3,51401456				mm
18	flèche supplémentaire					
19	ouverture 3					
20	wadd/w	0,01602478				
21	ouverture 4					
22	wadd/w	0,0169881				
23	la flèche totale					
24	wTot	3,74602999				mm
25						
26						
27						

**C : Conception et calcul de poutre mixte avec ouverture d'âme multiple.**

- Résultats de l'ACB+

Avec le logiciel ACB+ on va vérifier la poutre mixte à température ambiante.

Nous entrons toutes les informations dans le logiciel, de manière explicite sur les images suivantes :

**Les données concernant la dalle et la tôle :**

**Dalle béton**

Dalle | Bac acier | Connecteurs | Connexion

Type de dalle

Dalle pleine

Prédalle

Dalle avec bac

Sens porteur

Sens perpendiculaire

Sens parallèle

Etalement en phase de construction

Etalement total

Aucun étalement

Epaisseurs

Epaisseur totale de la dalle

E = 120,0 mm

Caractéristiques du béton

Béton léger

Classe C25/30

Densité 2400 kg/m<sup>3</sup>

Retrait 300 x10<sup>-6</sup>%

Annuler OK

Dalle | Bac acier | Connecteurs | Connexion

Définition

Profilé à partir de la base

HI BOND\_55.800 t=1.00

Profilé à partir des dimensions

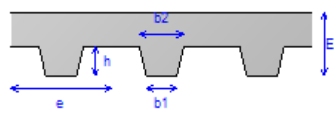
b1 = 61,5 mm

b2 = 88,5 mm

h = 55,0 mm

e = 200,0 mm

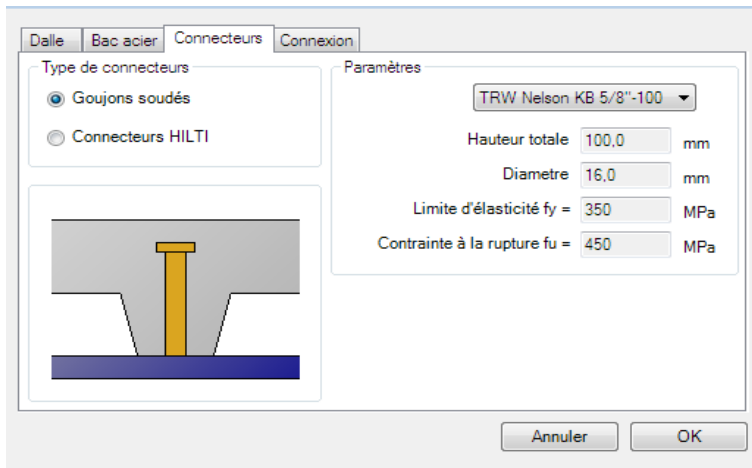
Bac prépercé



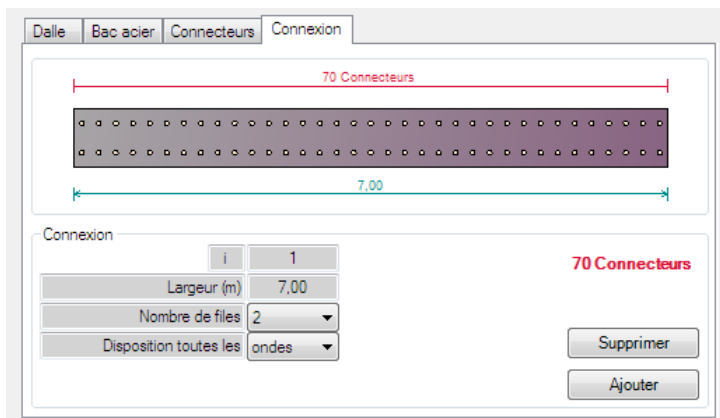
E = 120 mm

Annuler OK

Les connecteurs :



**La connexion :**



**Sollicitations en flexion global :**

	x (m)	M (kNm)	V <sub>L</sub> (kN)	V <sub>R</sub> (kN)
1	0,000	0,0	-	-321,3
2	0,270	83,4	-296,5	-296,5
3	0,593	174,4	-266,8	-266,8
4	0,916	255,8	-237,2	-237,2
5	1,239	327,6	-207,5	-207,5
6	1,562	389,8	-177,9	-177,9
7	1,885	442,5	-148,2	-148,2
8	2,208	485,6	-118,6	-118,6
9	2,531	519,1	-88,9	-88,9
10	2,854	543,1	-59,3	-59,3
11	3,177	557,4	-29,6	-29,6
12	3,500	562,2	0,0	0,0
13	3,823	557,4	29,6	29,6
14	4,146	543,1	59,3	59,3
15	4,469	519,1	88,9	88,9
16	4,792	485,6	118,6	118,6
17	5,115	442,5	148,2	148,2
18	5,438	389,8	177,9	177,9
19	5,761	327,6	207,5	207,5
20	6,084	255,8	237,2	237,2
21	6,407	174,4	266,8	266,8
22	6,730	83,4	296,5	296,5
23	7,000	0,0	321,3	-

**Propriétés plastiques des sections mixtes au droit des ouvertures :**

Ouv.	x (m)	L <sub>Béton</sub> (m)	F <sub>Dalle</sub> (kN)	F <sub>Connec</sub> (kN)	z <sub>PNA</sub> (mm)	M <sub>Rd</sub> (kNm)	N <sub>m,top</sub> (kN)	N <sub>m,bot</sub> (kN)	N <sub>Dalle</sub> (kN)
1	0,270	0,360	497,4	72,74	445,0	667,7	1308	-1381	72,74
2	0,916	1,221	1687	363,7	478,6	711,0	1017	-1381	363,7
3	1,562	1,750	2417	581,9	484,7	738,9	798,7	-1381	581,9
4	2,208	1,750	2417	800,1	486,2	764,2	580,5	-1381	800,1
5	2,854	1,750	2417	1018	487,7	787,9	362,3	-1381	1018
6	3,500	1,750	2417	1309	489,8	817,0	71,35	-1381	1309
7	4,146	1,750	2417	1018	487,7	787,9	362,3	-1381	1018
8	4,792	1,750	2417	800,1	486,2	764,2	580,5	-1381	800,1
9	5,438	1,750	2417	581,9	484,7	738,9	798,7	-1381	581,9
10	6,084	1,221	1687	363,7	478,6	711,0	1017	-1381	363,7
11	6,730	0,360	497,4	72,74	445,0	667,7	1308	-1381	72,74

Ouv.	Sect.	$N_{m,slab}$ (kN)	$N_{m,top}$ (kN)	$N_{m,bot}$ (kN)
1	2	9,088	163,404	-172,492
2	4	130,838	365,848	-496,686
3	6	307,026	421,429	-728,456
4	8	508,437	368,891	-877,328
5	10	701,899	249,722	-951,620
6	12	901,009	49,101	-950,110
7	14	701,899	249,722	-951,620
8	16	508,437	368,891	-877,328
9	18	307,026	421,429	-728,456
10	20	130,838	365,848	-496,686
11	22	9,088	163,404	-172,492

- Validation des résultats par feuilles Excel :

Les données :

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1									
2		les données					les connecteurs		
3		longueur de la travée	7	m			d	16	mm
4		espacement	2	m			hsc	100	mm
5		épaisseur de la dalle hs	120	mm			fu	450	N/mm <sup>2</sup>
6		densité du béton	24	N/mm <sup>2</sup>			Nombre	70	
7		ELU	91,789	KN			nr	2	rangée
8							fy	350	N/mm <sup>2</sup>
9							espacement trans al	200	mm
10									
11		le profilé en acier(section brute)					la tôle profilé		
12		IPE	500				t	1	mm
13		nuance	355	N/mm <sup>2</sup>			hp	55	mm
14		h	500	mm			b1	61,5	mm
15		bf	200	mm			b2	88,5	mm
16		tw	10,2	mm			e	200	mm
17		tf	16	mm			b0	75	mm
18		r	21	mm			hc	65	mm
19		masse	77,14	Kg/m					
20		A(brute)	115,5	cm <sup>2</sup>			béton armé		
21		Iy(brute)	48196	cm <sup>4</sup>			fck	25	N/mm <sup>2</sup>
22		Wply	2194	cm <sup>3</sup>			Ecm	31476	N/mm <sup>2</sup>
23									
24		Ouvertures							
25		h0	370	mm					
26		s0	276	mm					
27		A(nette)	77,78	cm <sup>2</sup>					
28		Aw	499,8	mm <sup>2</sup>					
29		Af	3200	mm <sup>2</sup>					
30		Ar	189,27	mm <sup>2</sup>					
31									
32									
33									
34									

Etats limite ultime :

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
1																	
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
11																	
12																	
13																	
14																	
15																	
16																	
17																	
18																	
19																	
20																	
21																	
22																	
23																	
24																	

<b>Largeur participante de la dalle beff</b> $b_{eff} = 2 \times \min(\frac{L}{8}; b)$		
appui intermédiaire	1,75	m

<b>Résistance au cisaillement d'un connecteur</b>		
hsc/d	6,25	
a	1	
P/Rd	65,856362	KN
kt	0,5522446	

P/Rd	36,368817	kN
------	-----------	----

<b>Classification des sections transversales</b>	
La semelle	L'âme
Casse 2	Classe 2

La section est de	Classe 2
-------------------	----------

<b>Résistance de la dalle en béton</b>		
Nc	2417,1875	KN
<b>Résistance de la poutre en acier</b>		
Na	2761,19	KN
Nc < Na		

<b>position de l'axe neutre plastique</b>		
Axe neutre plastique situé dans le profilé d'acier		

<b>L'effort total au cisaillement longitudinal</b>		
VIN	2417,1875	KN
<b>Résistance au cisaillement des connecteurs</b>		
Nc,max	1309,27742	KN

<b>Degré de connexion</b>		<b>Degré de connexion minimal</b>		
$\eta$	0,54165323	$\eta_{min}$	0,4522857	$\eta > \eta_{min}$ OK

<b>Connexion complète</b>		
<b>Résistance à la traction de la semelle</b>		
Nf,Rd	1600	KN
<b>Résistance à la traction de l'âme</b>		
Nw,Rd	-438,81	KN
Na > Nc et Nw,Rd < Nc		
Axe neutre plastique dans la semelle		

<b>Résistance à la flexion</b>		
Mpl,Rd	901,30141	KN.m

<b>Connexion partiel</b>		
<b>Résistance à la flexion</b>		
Mpl,Rd	845,45619	KN.m

<b>Poutre mixte</b>		
<b>Moment max</b>		
MEd	562,20763	KN.m
<b>Effort tranchant max</b>		
VEd	321,2615	KN

**Sollicitation en flexion global :**

	A	B	C	D	E
25					
26		Sollicitations en flexion globale			
27	sections	X (m)	M(KN.m)	VL(KN)	VR(KN)
28	1	0	0	-	-321,3
29	2	0,27	83,4	-296,5	-296,5
30	3	0,593	174,4	-266,8	-266,8
31	4	0,916	255,8	-237,2	-237,2
32	5	1,239	327,6	-207,5	-207,5
33	6	1,562	389,8	-177,9	-177,9
34	7	1,885	442,5	-148,2	-148,2
35	8	2,208	485,6	-118,6	-118,6
36	9	2,531	519,1	-88,9	-88,9
37	10	2,854	543,1	-59,3	-59,3
38	11	3,177	557,4	-29,6	-29,6
39	12	3,5	562,2	0	0
40	13	3,823	557,4	29,6	29,6
41	14	4,146	543,1	59,3	59,3
42	15	4,469	519,1	88,9	88,9
43	16	4,792	485,6	118,6	118,6
44	17	5,115	442,5	148,2	148,2
45	18	5,438	389,8	177,9	177,9
46	19	5,761	327,6	207,5	207,5
47	20	6,084	255,8	237,2	237,2
48	21	6,407	174,4	266,8	266,8
49	22	6,73	83,4	296,5	296,5
50	23	7	0	321,3	-
51					
52					
<span>Données SCI</span> <span>Poutre mixte</span> <span>Poutre ajourée</span> <span>ELS</span> <span>Donn</span>					

Propriétés plastiques des sections mixtes au droit des ouvertures :



	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
53															
54	ouv	X(m)	L Béton (m)	Nombre de connecteurs	F Connect (KN)	F Dalle (KN)	F Ame (KN)	F Semelle (KN)	F racord (KN)	F acier (KN)	ZPNA (mm)	MRd (KN.m)	Nm,t (KN)	Nm,b (KN)	N D (KN)
55	1	0,27	0,36	2,00	72,74	497,25	177,429	1136	67,2	2761,258	445	667,7	1308,26	1381	72,74
56	2	0,916	1,221	10,00	363,69	1686,50625	177,429	1136	67,2	2761,258	478,6	711	1017,31	1381	363,69
57	3	1,562	1,75	16,00	581,9	2417,1875	177,429	1136	67,2	2761,258	484,7	738,9	799,1	1381	581,9
58	4	2,208	1,75	22,00	800,11	2417,1875	177,429	1136	67,2	2761,258	486,2	764,2	580,89	1381	800,11
59	5	2,854	1,75	28,00	1018,33	2417,1875	177,429	1136	67,2	2761,258	487,7	787,9	362,67	1381	1018,33
60	6	3,5	1,75	36,00	1309,28	2417,1875	177,429	1136	67,2	2761,258	489,8	817	71,72	1381	1309,28
61	7	4,146	1,75	28,00	1018,33	2417,1875	177,429	1136	67,2	2761,258	487,7	787,9	362,67	1381	1018,33
62	8	4,792	1,75	22,00	800,11	2417,1875	177,429	1136	67,2	2761,258	486,2	764,2	580,89	1381	800,11
63	9	5,438	1,75	16,00	581,9	2417,1875	177,429	1136	67,2	2761,258	484,7	738,9	799,1	1381	581,9
64	10	6,084	1,221	10,00	363,69	1686,50625	177,429	1136	67,2	2761,258	487,6	711	1017,31	1381	363,69
65	11	6,73	0,36	2,00	72,74	497,25	177,429	1136	67,2	2761,258	445	667,7	1308,26	1381	72,74
66															

Avec :

$$F_{Dalle} = N_{c,s,Rd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c}{\gamma_c}$$

$$N_{m,b} = N_{sT,Rd} = \frac{A_{sT} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$F_{Connect} = N_{c,max} = n \times P_{Rd}$$

$$N_D = N_{c,Rd} = \min \{ 0.85 \cdot f_{cd} \cdot L_{min} \cdot h_c ; n_{sc} \cdot P_{Rd} \}$$

$$F_{acier} = N_{a,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{m,t} = N_{m,b} - F_{connect}$$

$$F_{semelle} = N_{f,Rd} = \frac{b_f \times t_f \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$F_{Ame} = N_{v,Rd} = N_{a,Rd} - 2N_{f,Rd}$$

	B	C	D	E	F	G	H	I	J
67									
68	Ouverture	Section	MEd (KN)	Nm,slab (KN)	Nm,top (KN)	Nm,bot (KN)			
69	1	2	83,4	9,086	163,4100404	-172,495732			
70	2	4	255,8	130,847	366,0026695	-496,849226			
71	3	6	389,8	306,976	421,5579645	-728,534037			
72	4	8	485,6	508,418	369,1182727	-877,53677			
73	5	10	543,1	701,936	249,988675	-951,924229			
74	6	12	562,2	900,951	49,3524896	-950,303794			
75	7	14	543,1	701,936	249,988675	-951,924229			
76	8	16	485,6	508,418	369,1182727	-877,53677			
77	9	18	389,8	306,976	421,5579645	-728,534037			
78	10	20	255,8	130,847	366,0026695	-496,849226			
79	11	22	83,4	9,086	163,4100404	-172,495732			
80									
81									

$$N_{m,top} = N_{m,t} \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

$$N_{m,bot} = N_{m,b} \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

$$N_{m,slab} = N_{m,s} \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

**Références du chapitre IV :**

- [1] ArcelorMittal, MACS+ version 2.06.3, Analyse au feu des dalles de planchers mixtes
- [2] ArcelorMittal, ABC version 3.12, Arcelor Beams calculator
- [3] Bachir Tebbakh ; Analyse expérimentale de la connexion acier-béton dans les structures mixtes, thèse de doctorat, Université Mentouri Constantine ; 2011.
- [4] CTICM ; Guide de bonnes pratiques pour la construction en acier- Batiments à usage commercial
- [5] Daniel BITAR, PLANCHERS MIXTES À POUTRELLES AJOURÉES, Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM), 2005.
- [6] Eurocodes pour les structures mixtes, Leçon 3 : Modélisation et calcul des structures, Développement d'une approche Transnationale, SSEDTA
- [7] EN 1994-1-1. Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acierbéton – Partie 1.1 : Règles générales et règles pour le bâtiment. Document d'application nationale, Editions Eyrolles 1997
- [8] Les cahiers de l'APK – Construction Métallique et Mixte Acier-Béton. Tome 1 : Calcul et dimensionnement, Eyrolles 1996.
- [9] René Maquoi, Rik Debruyckere et LincyPil, Construction mixte dans les bâtiments : Conception et dimensionnement à température ordinaire et en situation d'incendie selon l'Eurocode 4, Guide de construction métallique
- [10] R.M. LAWSON, J. LIM J, S.J. HICKS, W.I. SIMMS, "Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings", Journal of Constructional Steel Research, vol 6(62), pp. 614-629, 2005.
- [11] RESEARCH FUND FOR COAL AND STEEL. Large web openings for service integration in composite floors (LWO+). Final report, 2006
- [12] R M Lawson, S J Hicks ; Design of composite beams with large web openings in accordance with Eurocodes and the UK National Annexes ; TATA STEES SCI publication p355 ; 2011.
- [13] SLIMANI RACHID, Etude et caractérisation des assemblages mixtes de type poutre-poteau selon l'eurocode- 4 ; thèse de magister en mécanique de structures, 2007
- [14] BS EN 1993-1-5 : Eurocode 3- Design of steel structures-part 1-5 : Plated structural elements ; 2006.

# **Chapitre V :**

**Résistance au feu des poutres à  
ouverture d'âme**

## Chapitre V : Résistance au feu des poutres à ouverture d'âme

### 1 Introduction

La sécurité incendie a pour principal objectif de protéger aussi bien la vie des occupants des locaux concernés que celle des personnels de secours. Elle vise également à préserver l'environnement et à limiter les dommages aux biens (ouvrages et contenu) et économiques (continuité de l'activité). Pour atteindre ces objectifs, différentes mesures respectant les réglementations incendie doivent être mises en œuvre.

Les incendies peuvent se développer et se propager rapidement dans un bâtiment et sous l'effet de la chaleur dégagée par le feu, l'échauffement des éléments de structure qui en résulte peut devenir important. Plus particulièrement pour les bâtiments en charpente métallique le matériau acier est vulnérable à l'augmentation des hautes températures. Dans le cas de structure à base de poutres ajourées (poteau ajouré) son effet est beaucoup plus important du fait de la réduction du volume à cause des ouvertures donc du facteur de massiveté  $A_m/V$ .

### 2 Terminologie feu et incendie :

Un feu est une combustion. On le trouve dans des fours, des chaudières sous forme de combustion contrôlée. Dans le domaine de l'incendie il devient une combustion incontrôlée. Il prend alors une dimension telle qu'il peut provoquer un incendie. [3]

### 3 Déroulement d'un incendie:

#### 3.1 Le triangle du feu:

Pour qu'un incendie puisse prendre naissance, trois conditions doivent être réunies

Simultanément:

- **Présence d'un combustible** : matière inflammable solide: (bois, charbon, papier..).  
Liquide:( essence, alcools...) ; gazeux: (butane, propane...).
- **Présence d'un carburant** : corps qui se combinant avec le combustible qui permet la combustion (oxygène, air, peroxyde...)
- **Source d'inflammation** : source d'énergie nécessaire au démarrage de la combustion (Flamme étincelle décharge électrique...)

Ces trois composantes sont souvent représentées graphiquement sous forme d'un triangle

Appelé triangle du feu :

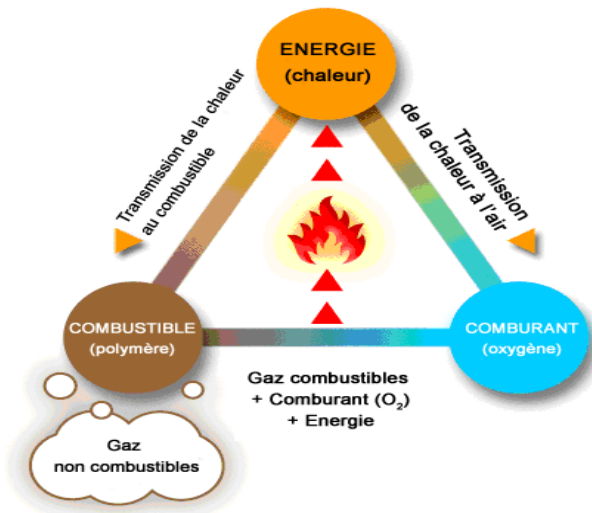


Figure 3.1 : triangle du feu

### 3.2 Le développement d'un incendie:

Un incendie comporte une phase de développement où la température s'élève, puis une phase de décroissance où cette température diminue [9].

Les caractéristiques d'un incendie sont montrées sur la figure 3.2 et comportent :

- **Une phase couvante**

Feu couvant à très basse température avec une durée souvent difficile à estimer.

Cette phase n'est pas montrée sur la figure 3.2.

- **Une phase de croissance appelée « pré-flashover » (feu localisé)**

La durée de cette phase dépend principalement des caractéristiques du compartiment.

Le feu reste localisé jusqu'à une généralisation probable du feu.

- **Un « flashover » (feu généralisé)**

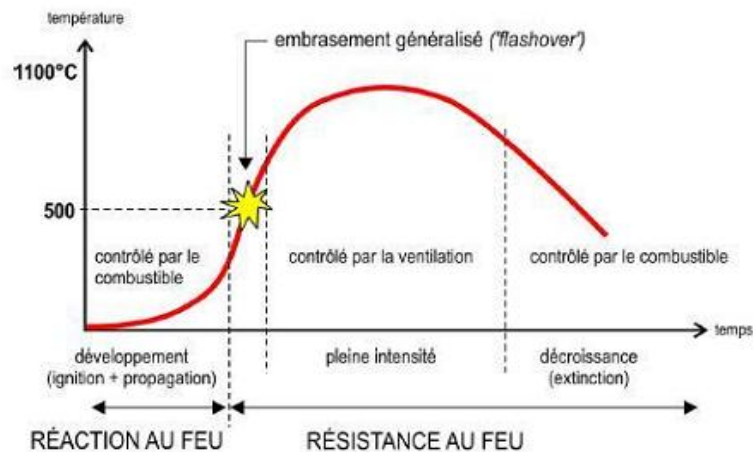
C'est un feu généralisé. Cette phase est généralement très courte.

- **Une phase de « post flashover »**

Cette phase correspond à un feu généralisé dont la durée dépend de la charge calorifique et de la ventilation.

- **Une phase décroissante**

Le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux combustibles aient complètement brûlé.



**Figure 3.2:** phases de développement d'un incendie [8]

#### 4 Incendie normalisé, Norme ISO834

Dans un souci de faciliter l'analyse de la résistance au feu des structures, aussi bien pour les essais que pour les calculs numériques, un programme thermique conventionnel, matérialisant l'action des incendies dans un bâtiment avec petits compartiments, a été adopté au niveau international (Norme ISO834).

Dans ce cas, l'élévation de température à laquelle est soumis un élément est conforme à la relation suivante :

$$\theta - \theta_0 = 345 \log_{10}(8t + 1)$$

Où  $t$  est le temps exprimé en minutes ;  $\theta$  représente la température [°C] à laquelle sera soumis l'élément de structure au temps  $t$  et  $\theta_0$  est la température initiale, généralement prise égale à 20 °C.

La courbe représentative de la fonction ci-dessus est dite 'courbe température-temps normalisée' ou 'courbe ISO'. On considère souvent la courbe ISO comme étant une courbe enveloppe d'incendie réels bien que, dans certains cas, on observe un dépassement des valeurs théoriques après 20 ou 30 min. Néanmoins, la sollicitation thermique correspondant à la courbe ISO peut être considérée comme assez sévère.

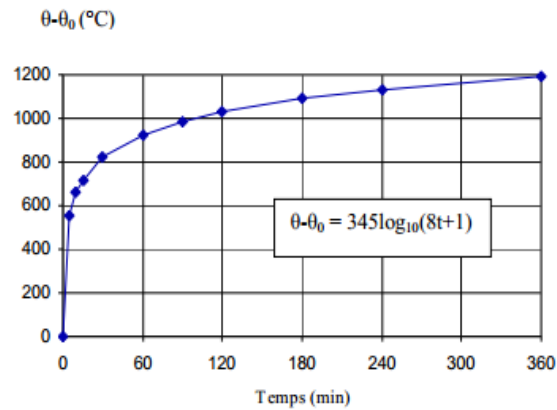


Figure 4.1 : Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu

## 5 Caractéristiques de l'acier et du béton

### 5.1 Propriétés thermiques :

Les propriétés thermiques proviennent de l'équation de chaleur appliquée au cas d'échauffement dans une seule direction sans source de chaleur interne :

$$c\rho \frac{\partial \vartheta}{\partial t} + \frac{\partial \left( \lambda \frac{\partial \vartheta}{\partial x} \right)}{\partial x} = 0$$

Avec :

- $\theta$ : température en un point du solide,
- $t$  : temps,
- $\lambda$ : conductivité thermique,
- $c$  : chaleur massique,
- $\rho$ : masse volumique.

La masse volumique de l'acier peut être considérée indépendante de la température alors que la conductivité thermique et la chaleur spécifique en dépendent. Ces paramètres seront expliqués au paragraphe suivant.

La résolution de cette équation donne en considérant une température uniforme dans la section (hypothèse réaliste à cause de la forte conductivité thermique de l'acier nu).

On obtient ainsi la formule d'échauffement de l'acier :

$$\Delta \theta_{a,t} = \frac{1}{c_a \rho_a} \frac{A_m}{V} \dot{h}_{net} \Delta t$$

Avec :

- $\theta_a$ : température de l'acier en °C (supposée uniforme),
- $t$  : temps en seconde,
- $\rho_a$ : masse volumique de l'acier en  $\text{kg/m}^3$ ,



- $c_a$ : chaleur spécifique de l'acier en J/kg,
- $h_{net}$ : flux thermique total à l'élément en  $W/m^2$ ,
- $A_m$ : aire de la surface exposée au feu de l'élément en acier en  $m^2/m$ ,
- $V$  : volume de l'acier de l'élément en  $m^3/m$ .

Le rapport  $A_m/V$  définit ce que l'on appelle le facteur de massivété. Il représente l'effet de la géométrie de la section acier et la condition de son exposition au feu.

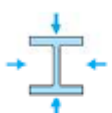
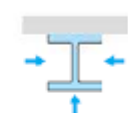

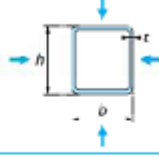
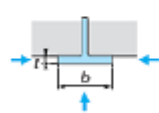
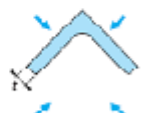
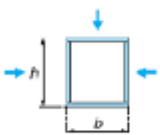
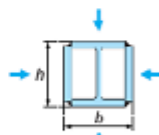
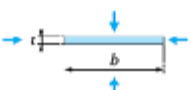
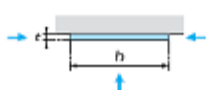
Profilé exposé au feu sur tous les côtés	Profilé exposé au feu sur trois côtés	Profilé creux circulaire exposé au feu sur tout le pourtour	Profilé creux (ou caisson reconstitué soudé d'épaisseur constante) exposé au feu sur tous les côtés
$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre}}{\text{Aire de la section}}$ 	$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{Périmètre exposé au feu}}{\text{Aire de la section d'acier}}$ 	$A_m/V = 1/t$ 	$\text{Si } t \ll b : A_m/V = 1/t$ 
<p>Semelle de profilé I exposée au feu sur trois côtés</p> $A_m/V = (b - 2t)/(bt)$ <p>Si <math>t \ll b : A_m/V = 1/t_f</math></p> 	<p>Cornière (ou tout profilé ouvert d'épaisseur constante) exposée au feu sur tous les côtés</p> $A_m/V = 2/t$ 	<p>Caisson reconstitué soudé exposé au feu sur tous les côtés</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{Aire de la section d'acier}}$ 	<p>Profilé I avec renforts formant caisson, exposé au feu sur tous les côtés</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{Aire de la section d'acier}}$ 
<p>Plat exposé au feu sur tous les côtés</p> $A_m/V = 2(b-t)/(bt)$ <p>Si <math>t \ll b : A_m/V = 2/t</math></p> 		<p>Plat exposé au feu sur trois côtés</p> $A_m/V = (b-2t)/(bt)$ <p>Si <math>t \ll b : A_m/V = 1/t</math></p> 	

Figure 5.1: Formules pour le calcul du facteur de massivété d'éléments en acier non protégés

Cependant, afin d'obtenir des règles de calcul plus précises et réalistes dans la détermination de l'évolution de température dans les éléments en acier nus un nouveau paramètre est introduit, l'effet d'ombre. Supposons les éléments entièrement entourés de feu, l'effet d'ombre est induit par les écrans locaux pour le rayonnement, dû à la forme des profils en acier. Il joue un rôle pour les profils de forme concave, par exemple les sections de type I ; en revanche, pour les profils de forme convexe, par exemple les tubes, il devient inexistant.

L'accroissement de température  $\Delta\theta_{a,t}$  pour un élément en acier non-protégé durant un intervalle de temps  $\Delta t$  peut être ainsi déterminé à partir de :

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{1}{c_a \rho_a} \frac{A_m}{V} h_{net}$$

Où  $k_{sh}$  est le facteur de correction pour l'effet d'ombre.

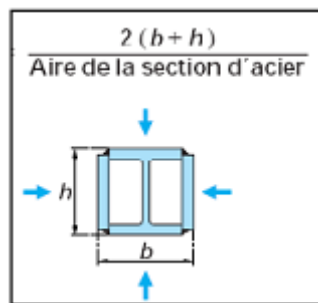
Il peut être démontré que pour les sections de type I sous conditions de feu nominal, l'effet d'ombre est décrit de façon raisonnable en prenant :

$$k_{sh} = 0.9 [Am/V]_{box} / [Am/V]$$

Avec :

-  $[Am/V]_{box}$  : la valeur en caisson du facteur de massivété. Cette valeur est définie comme le ratio entre l'aire de la surface exposée d'un caisson virtuelle entourant la section et le volume du profil en acier échauffé.

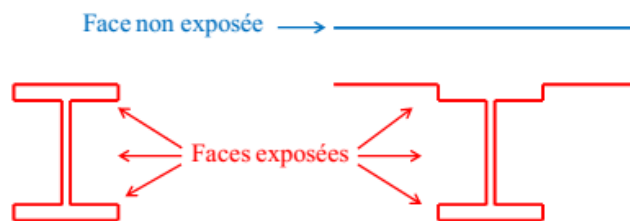
- Pour des éléments prismatiques avec des conditions limites constantes le long de sa longueur, la distribution de la température est bidimensionnel et le facteur de massivété est le rapport du périmètre de la section exposé au feu, en mètres, et l'aire de la section droite de l'élément, en m<sup>2</sup>. [3]



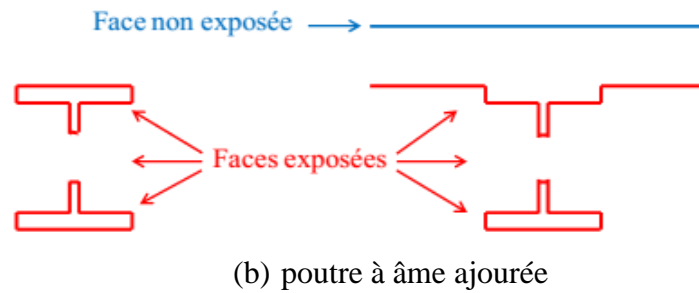
**Figure 5.2:** Représentation de la notion de la valeur en caisson du facteur de massivété.

### Facteur de massivété pour une section ajourée

Par ailleurs, l'échauffement d'une section de poutre en acier seul ou mixte non-protégée donné dans l'EN 1993-1-2 et 1994-1-2 [7] [6] ne peut directement s'appliquer en présence d'une ouverture. En effet, l'âme d'une section nette de poutre cellulaire étant divisée en 2 parties également ou inégalement échauffées, elle peut être considérée comme exposée sur 4 faces en partie inférieure pour acier et mixte, et en partie supérieure exposée sur 4 faces pour acier seul et sur 3 faces pour la section mixte.



(a) poutre à âme pleine



**Figure 5.3:** Configuration de l'exposition au feu

Le facteur de massiveté de la section en Té exposée sur 4 faces peut être défini comme suit :

$$\left[ \frac{A_m}{V} \right] = \frac{P}{A} = \frac{2b_f - 4r + \pi r + 2h\phi}{A}$$

$$\left[ \frac{A_m}{V} \right]_{BOX} = \frac{P}{A} = \frac{2(b + h_\phi)}{A}$$

Et pour le montant d'une poutre ajourée le facteur de massiveté est défini dans la figure 5.1 ci-dessus "plat exposé au feu sur tous les cotés" :

$$\left[ \frac{A_m}{V} \right] = \frac{2}{t_w}$$

Et pour un élément métallique protégés, l'augmentation de température  $\Delta\theta_{a,t}$ , pendant l'intervalle de temps  $\Delta t$ , est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{d_p c_a \rho_a (1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/3} - 1) \Delta\theta_{g,t}$$

$$\Delta\theta_{a,t} \geq 0 \quad \text{si} \quad \Delta\theta_{g,t} > 0$$

Avec :  $\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p A_p / V$ ; la quantité de chaleur stockée dans la protection.

Où :

$A_p/V$  facteur de massiveté pour les éléments en acier protégés par un matériau de protection contre le feu;

$A_p$  surface concernée du matériau de protection par unité de longueur [ $m^2$ ];

$V$  volume de l'élément par unité de longueur [ $m^3$ ];

$c_p$  chaleur spécifique du matériau de protection indépendante de la température [ $J/Kg K$ ];

$\lambda_p$  conductivité thermique du matériau de protection [ $w/m K$ ];

$d_p$  épaisseur du matériau de protection [ $m$ ];

$\Delta t$  intervalle de temps [secondes]. Selon L'EC3,  $\Delta t \leq 30 S$ ;

$\rho_p$  masse volumique du matériau de protection [ $\text{Kg}/\text{m}^3$ ]

Le facteur de massiveté modifiée est donné sous la formule suivante :

$$\frac{\lambda_p A_p}{d_p V} \left[ \frac{1}{1 + \phi/2} \right]$$

### Cas particulier :

Pour les matériaux de protection légers l'équation peut être simplifiée en prenant  $\phi=0$

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p}{d_p V} \frac{1}{c_a \rho_a} (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t$$

L'avantage que présente cette équation est qu'il est possible de présenter des tableaux ayant 2 variables. Une variable pour le temps et une autre pour le facteur de massiveté modifié

$$\frac{\lambda_p A_p}{d_p V}$$

Les isolants les plus couramment utilisés sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau 5.1** : propriétés thermiques des protections

Matériaux	Densité $\rho_p$ [ $\text{Kg} \cdot \text{m}^3$ ]	Conductivité thermique $\lambda_p$ [ $\text{W}/\text{m} \cdot \text{K}$ ]	Chaleur spécifique $C_p$ [ $\text{J}/\text{Kg} \cdot \text{K}$ ]
<b>Isolant projetés, faible densité</b>			
-fibre minérales	300	0.12	1200
-ciment vermiculite ou perlite	350	0.12	1200
<b>Isolants projetés, haute densité :</b>			
-vermiculite ou perlite avec ciment	550	0.12	1100
-vermiculite ou perlite avec plâtre	650	0.12	1100
<b>Isolant en panneaux :</b>			
-vermiculite ou perlite avec ciment	800	0.20	1200
-fibre de silite ( de calcium)	600	0.15	1200
-plâtre	800	0.20	1700
<b>Laine minimale, laine de roche</b>	150	0.20	1200
<b>Béton normal</b>	2300	1.60	1000
<b>Béton léger</b>	1600	0.80	840
<b>Parpaings</b>	2200	1.00	1200
<b>Briques creuses</b>	1000	0.40	1200
<b>Briques pleines</b>	2000	1.20	1200

### 6 Conditions initiales et conditions limites :

Au niveau des conditions initiales, on considère la poutre comme étant soumise à une température ambiante de 20°C. Ensuite les conditions aux limites sont déterminées à partir d'un flux net total considérant un flux net rayonnant et un flux net convectif.

Le flux net rayonnant est donné par :

$$\dot{h}_{net,r} = 5.67 \cdot 10^{-8} \phi \epsilon_m \epsilon_f \left[ (\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right]$$

Avec :

- la constante Stephan-Boltzmann égale à  $5.67 \times 10^{-8}$ ,
- $\epsilon_m$ : émissivité de la surface de l'élément qui dépend du type de matériau (l'euro code considère que pour l'acier il est de 0,7),
- $\epsilon_f$ : émissivité du compartiment feu,
- $\phi$ : facteur de configuration qui dans beaucoup de cas ce facteur peut être pris égal à l'unité 1,
- $\theta_r$  et  $\theta_m$  : température environnante et à la surface de l'élément.

Le flux net convectif est caractérisé par la différence de température entre l'environnement et la température de surface de la poutre pondéré par un coefficient de convection  $\alpha_c$  pris égal à  $25 \text{ W/m}^2\text{K}^6$ :

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m)$$

Ainsi deux paramètres sont importants dans la caractérisation de ce flux, le facteur d'émissivité pris égal à 0,7 d'après l'eurocode et le facteur de convection convenu comme étant de  $25 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

On peut donc ainsi définir l'échauffement d'une section d'acier suivant la courbe d'élévation de température choisie. Dans le cadre de cette étude on ne se basera uniquement sur la courbe de feu ISO.

## 7 Propriétés mécaniques:

### a. Acier

L'acier en s'échauffant perd de sa résistance et de sa rigidité au cours du temps suivant deux courbes distinctes, définies dans l'Eurocode. Ces courbes et tableaux donne le coefficient de réduction à appliquer sur la limite élastique et sur le module d'Young en fonction de la température dans l'acier.

En effet le module élastique se retrouve par exemple diminué de 70% environ lorsque l'on atteint les 600°C.

Température de l'acier $\theta_a$	Coefficients de réduction à la température $\theta_a$ par rapport à la valeur de $f_y$ ou $E_a$ à 20°C		
	Coefficient de réduction (par rapport à $f_y$ ) pour la limite élastique efficace $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Coefficient de réduction (par rapport à $f_y$ ) pour la limite proportionnelle $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	Coefficient de réduction (par rapport à $E_a$ ) pour la pente du domaine élastique linéaire $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,510
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE: Pour des valeurs intermédiaires de la température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée.

Tableau 7.1 : Coefficients de réduction pour les relations contraintes-déformation de l'acier aux températures élevées. [7] [6]

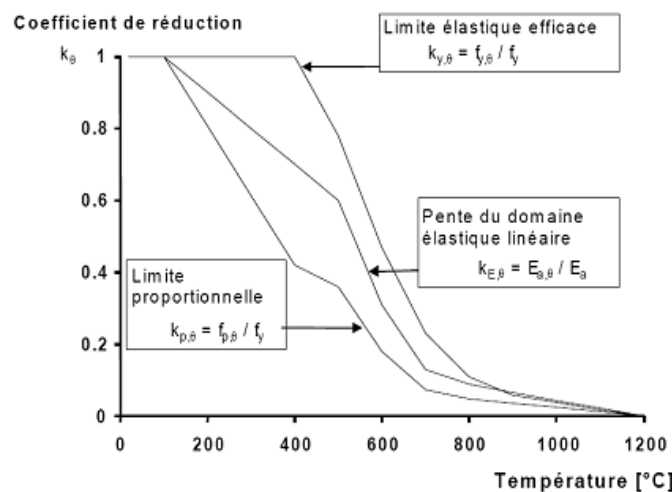


Figure 7.1 : Coefficients de réduction pour les relations contraintes déformation de l'acier aux températures élevées. [7] [6]

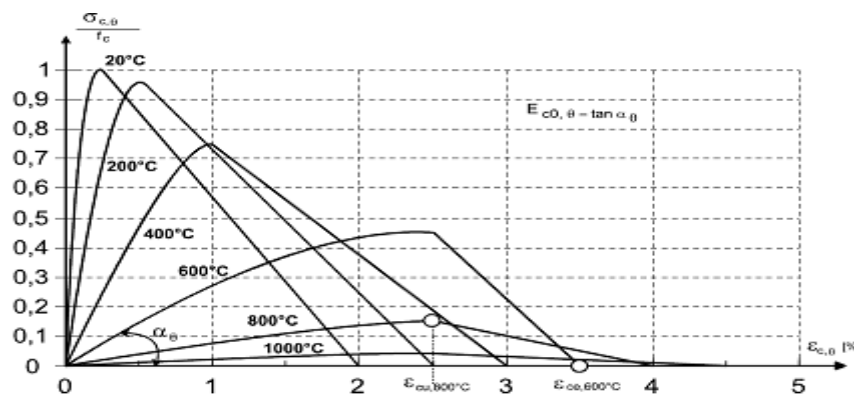
NB : On peut constater que le module d'Young chute beaucoup plus rapidement que la limite élastique. Ainsi on peut en déduire que l'acier perd plus rapidement de sa rigidité que de sa résistance. Ainsi les éléments structuraux seront le plus souvent soumis à des

phénomènes d'instabilités, modes de ruine dépendant de ces deux paramètres alors qu'une simple plastification dépend uniquement de la limite élastique efficace.

**b. Béton**

La déshydratation générée par l'échauffement du béton provoque l'apparition d'eau libre et une augmentation de la pression interstitielle. Les modifications simultanées de la pâte et des granulats entraînent alors une dégradation de la microstructure [5].

Une représentation graphique des relations contrainte-déformation du béton siliceux est donnée sur la Figure jusqu'à une déformation maximale  $\epsilon_{ce,\theta} = 4.75\%$



**Figure 7.2:** Relations contrainte-déformation du béton siliceux à température élevée

Les facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation pour l'acier aux températures élevées sont donnés par le tableau suivant:

Température (°C)	Facteur de réduction de la résistance de l'acier des armatures $k_{sy,\theta}$	Facteur de réduction de la résistance en compression du béton $k_{c,\theta}$
20	1,00	1
100	1,00	0,95
200	1,00	0,90
300	1,00	0,85
400	0,94	0,75
500	0,67	0,60
600	0,40	0,45
700	0,12	0,30
800	0,11	0,15
900	0,08	0,08
1000	0,05	0,04
1100	0,03	0,01
1200	0,00	0

**Tableau 7.2:** Valeurs des coefficients de réduction du béton armé

La variation de ces coefficients de réduction en fonction de la température est illustrée sur la Figure:

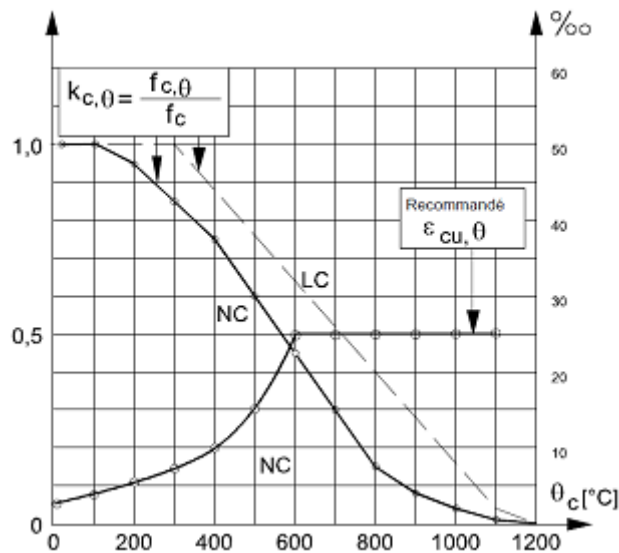


Figure 7.3: Coefficient de réduction du béton

**8 Action mécaniques :**

En situation d'incendie, les charges mécaniques appliquées aux structures peuvent être obtenues en utilisant les formules suivantes[4]:

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,j} + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{k,j} Q_{k,i}$$

Où :

G<sub>k,j</sub> Valeur caractéristique des actions permanentes

Q<sub>k,1</sub> Action variable principale caractéristique

Q<sub>k,i</sub> Valeur caractéristique des actions variables d'accompagnement

ψ<sub>1,1</sub> Facteur pour valeur fréquente d'une action variable

ψ<sub>2,1</sub> Facteur pour valeurs quasi-permanentes des actions variables

Les valeurs recommandées de ψ<sub>1,1</sub> et ψ<sub>2,1</sub> sont données dans le chapitre I tableau 3.3.

Une autre notion largement utilisée dans les méthodes de calcul des Euro codes est le niveau de chargement pour la situation d'incendie η<sub>fi,t</sub> qui est définie comme

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{d,fi}}{E_d}$$

Avec

E<sub>d</sub> : Effet de calcul des actions à température normale

E<sub>d,fi</sub> : Effet de calcul des actions en situation d'incendie. Elle peut être déterminée d'une manière différente par :

$$\eta_{fi,t} = G_k + \Psi_{fi,1} Q_{k,1} / \gamma_G G_K + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

Où

γ<sub>Q,1</sub> est le facteur partiel pour l'action variable principale 1.

En fait, le niveau de charge η<sub>fi,t</sub> dépend fortement du facteur ψ<sub>1,1</sub> qui varie en fonction des catégories de bâtiments [2]



## 9 Température critique

Les températures critiques se définissent comme les températures des sections où est initiée la ruine de la poutre. En cas de ruine par flambement des montants, elles sont déterminées au voisinage des ouvertures. En cas de ruine par flexion, elles sont déterminées au niveau de la semelle inférieure. Celle-ci est calculée selon le taux d'utilisation  $\mu_0$  par la formule suivante

$$\theta_{cr} = \theta_{a,cr} = 39.19 \ln \left[ \frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482$$

qui est incorporée dans le logiciel ACB+ est les résultats sont présentés dans le tableau 9.1.

On considère dans notre étude de température critique au niveau de l'ouverture et au niveau du montant correspondant à deux modes de ruine observés sur les poutres ajourées à température ambiante qui sont la flexion locale Vierendeel et le voilement des montants d'âme. Ces modes sont reproduits avec des déformations amplifiées en situation d'incendie. En effet, la dégradation des propriétés mécaniques de l'acier produit une instabilité des montants à froid ou une déformation des ouvertures par effet Vierendeel est nécessairement plus marquée à chaud. [1]

### Etude paramétrique des températures critiques

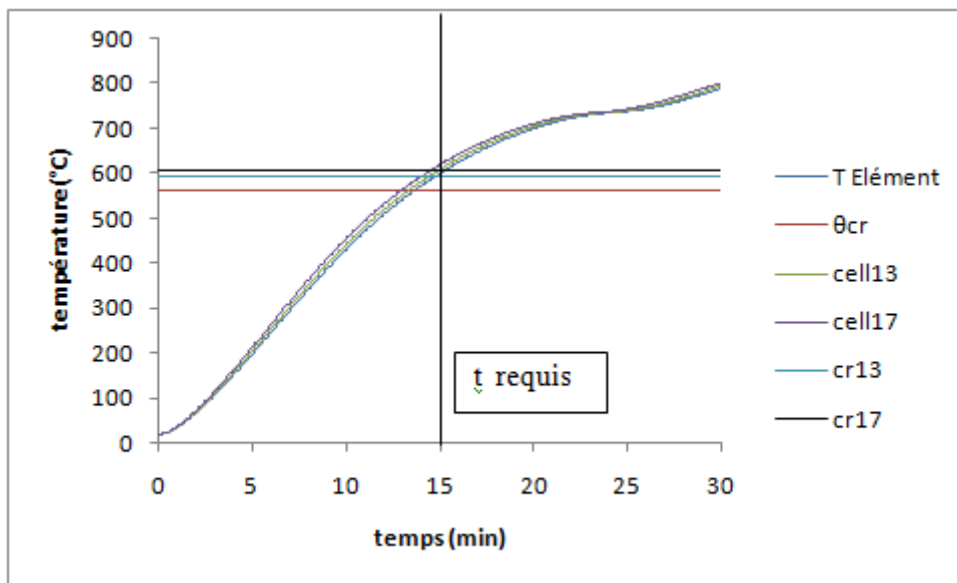
La figure 9.1 représente le profil de la progression de la température dans la section en fonction du temps ainsi que les différentes températures critiques.

**Tableau 9.1** : variations des températures au droit des ouvertures

Au droit des ouvertures					
ao	370	340	310	280	250
$\alpha$	1.7458919	1.7235294	1.6967742	1.6642857	1.624
$\beta$	1.3513514	1.4705882	1.6129032	1.7857143	2
n	11	12	13	15	17
A	44.18	45.25	45.93	46.7	45.87
Am/v	125.78	128.87	131.6	135.27	138.89
(Am/v)box	129.83	132.85	135.5	139.14	142.81
ksh	0.92897917	0.92779545	0.92667173	0.9257485	0.9254014
ksh Am/V	116.847	119.565	121.95	125.226	128.529
$\Gamma_{MN}$	0.582	0.525	0.487	0.459	0.448
$\theta_a$	600.03	604.79	608.8	614.08	619.13
$\theta_{cr}(ACB+)$	564	582	595	605	609

**Tableau 9.2 :** variation des températures au niveau du montant

au niveau de montant					
$\Gamma_{vh}$	0.332	0.353	0.369	0.407	0.442
Am/v	196.1	196.1	196.1	196.1	196.1
(Am/v)box	196.1	196.1	196.1	196.1	196.1
Ksh	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ksh Am/v	176.49	176.49	176.49	176.49	176.49
$\theta_{cr(ACB+)}$	657	649	642	626	612
$\theta_a$	584.22	584.22	584.22	584.22	584.22



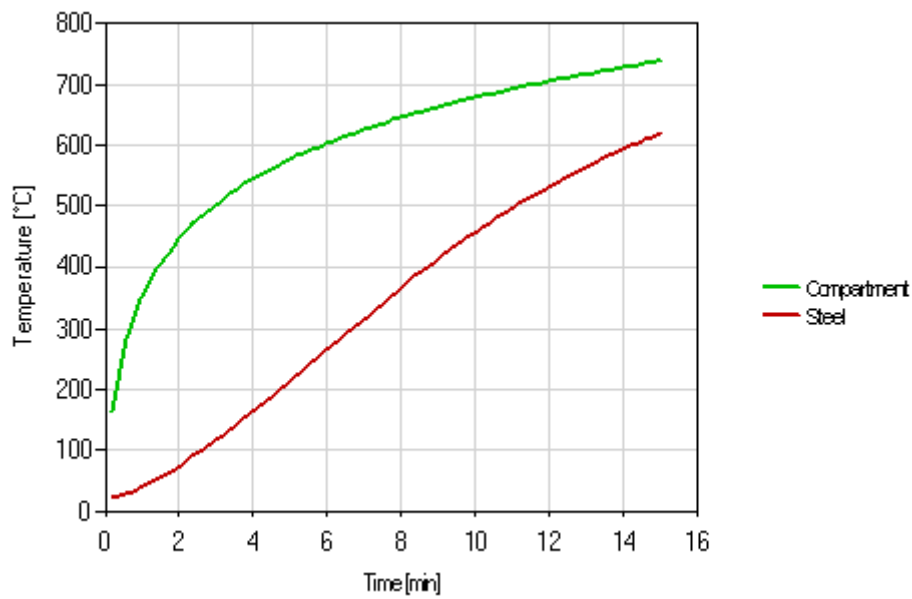
**Figure 9.1 :** variation de température vs t

En préconisant un temps requis de référence les différents poutres cellulaire non pas une bonne résistance au feu (voir les tableaux 9.2 de comparaison) et nécessite une protection qui pour notre étude sera faite par un mélange de béton léger ayant les propriétés du tableau ci-dessus.

**Variation du diamètre  $a_0=370$  mm en fonction de  $\alpha$  cas d'un IPE 500:**

- **Les températures au droit des ouvertures :**

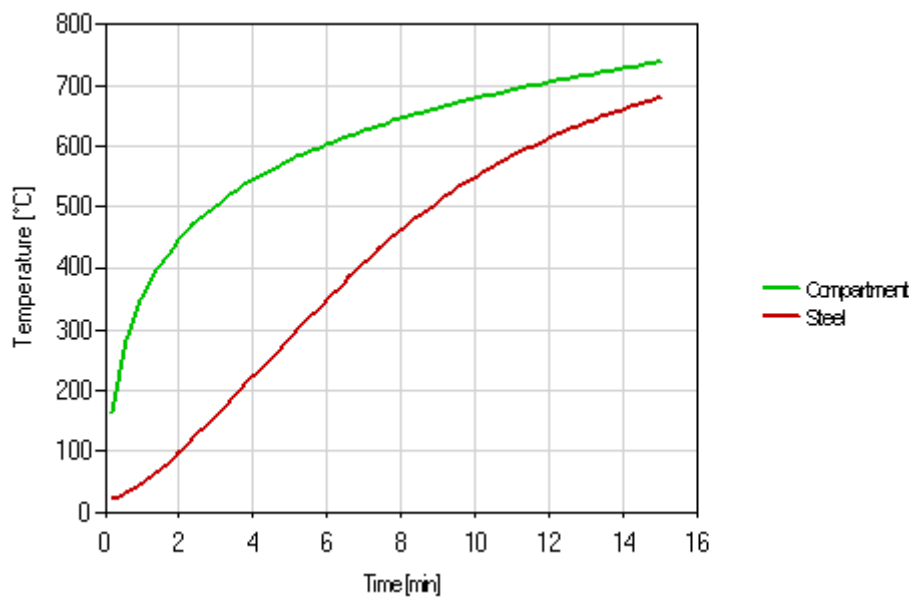
E	646	550	470	450
N	11	12	14	16
W	276	180	100	80
A	1,746	1,486	1,27	1,22
Am/v	126,6			
ksh Am/v	116,84	116,84	116,84	116,84
$\theta_a$	600,03	600,03	600,03	600,03
$\theta_{cr}$	564	564	564	564



Température max de compartiment : 738.6 °c a 15 min/ acier : 619.9°c a 15 min

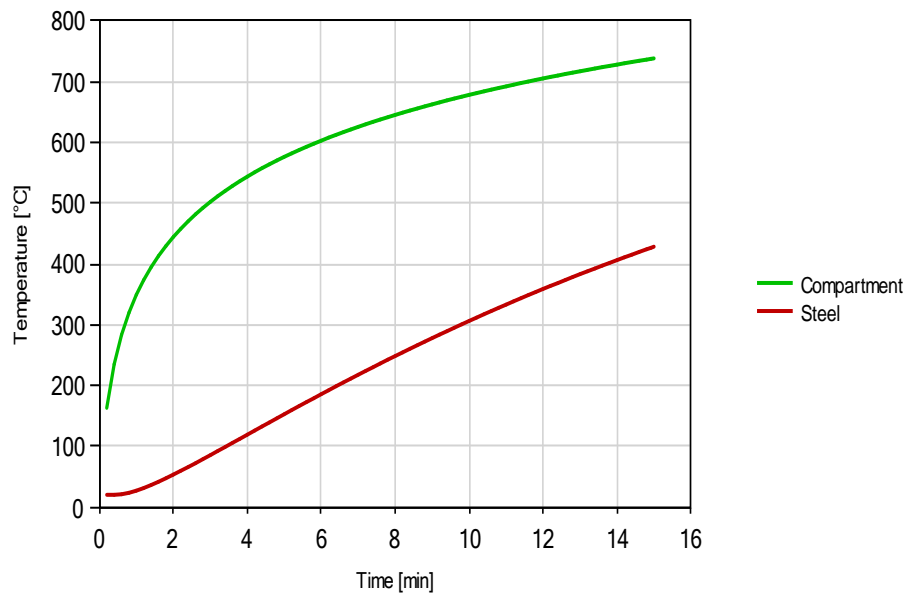
• Les températures au niveau du montant :

N	11	12	14	15
W	276	180	100	80
A	1,746	1,486	1,27	1,22
Am/v	196,0784314			
$\Theta_a$	680,67	680,67	680,67	680,67
$\Theta_{cr}$	625	657	543	489

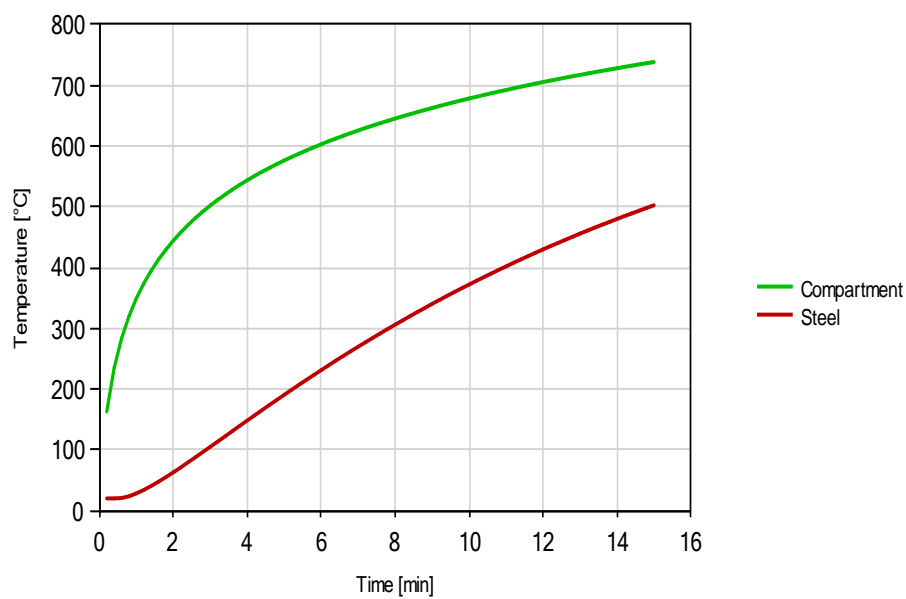


[Température maximale] compartiment 738.6°C à 15 min/ACIER 680.67

Dans les deux cas  $\Theta_a > \theta_{cr}$  donc il faut protéger.

**Protection au droit des ouvertures**

Température max de compartiment : 738.6 °c a 15 min/ acier : 428.5°c a 15 min/ épaisseur de protection 15mm

**Protection du montant**

[Température maximum] compartiment : 738.6°c a 15 min /acier : 502.7°c a 15 min/épaisseur de protection 15 mm.

**Références du chapitre VI**

- [1]A ,NADJAL, VASSART, O., ALI, F., TALAMONA, D., ALLAM, A., HAWES, M. Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures. Fire Safety Journal, September-October 2007, Vol. 42, Issues 6-7, pp. 489-497.
- [2]B. ZHAO. Projet DIFISEK Partie 3: Comportement mécanique au feu. CTICM – Centre Technique de la Construction Métallique, France
- [3] Cours Sécurité Incendie, Equipe ingénierie incendie- Laboratoire LSGR-Université HassibaBenbouali de Chlef, 2015
- [4] Eurocode 1. Bases du calcul et actions sur les structures Partie 2-2 : Actions sur les structures — Actions sur les structures exposées au feu. Décembre 1997.
- [5] EN 1992-1-2. Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu. Comité Européen de Normalisation (CEN), Octobre 2005.
- [6] EN 1994-1-2. Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu, COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN), Février 2006.
- [7] ENV 1993-1-2, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale, Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu, Décembre 1997
- [8] Ir Jean-François Denoël. Sécurité incendie et constructions en béton Choix du béton,  
FEBELCEM Fédération de l'industrie cimentière belge.
- [9]Loïc Thomas Guy Archambault .sécurité incendie Collection Mémentos acier .Nouvelle édition 2005.

## **CONCLUSION**

Ce projet de fin de cycle du Master 2 dont le thème concerne l'étude de poutre cellulaire acier et mixte en condition normale et incendie nous a permis de chercher les méthodes de vérifications disponibles à ce jour qui permettent une conception selon les règles de l'art. On constate que les formulations des Eurocodes ne sont pas suffisantes et que de nouvelles approches ont été développées pour permettre des solutions appropriées au comportement complexe des poutres cellulaire en condition normale et sous incendie. Les calculs automatiques des poutres ajourées acier et mixte par feuilles EXCEL en complément au logiciel ACB+ facilite leur conception pour une meilleure étude paramétrique.

Les températures critiques relevées dans les cas d'études présentés montrent la nécessité de l'utilisation d'une protection qui doit être faite par rapport au profil de température de la section.

Enfin l'influence des nombres d'ouvertures sur la résistance de ce type de poutre a été présentée en détail à travers cette étude, cependant on propose une reprise de l'investigation supplémentaire pour les poutres cellulaires mixtes selon de nouvelles méthodes.