



Université Echahid Hamma Lakhdar – El-Oued

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique et de Génie Civil

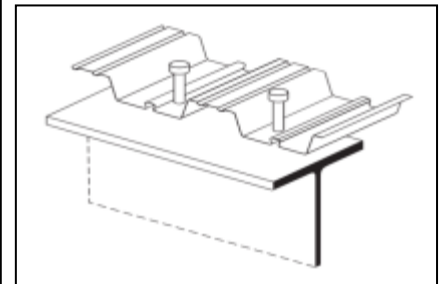
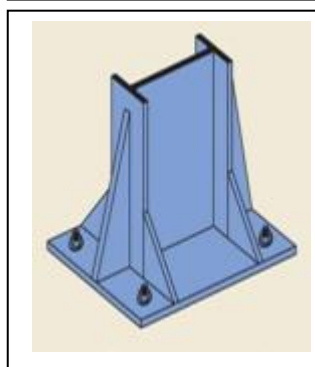
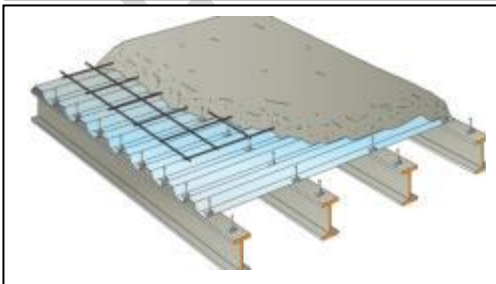
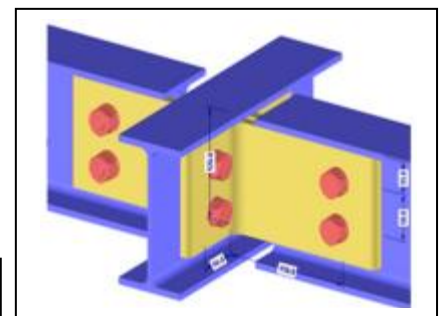
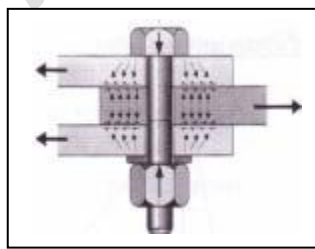
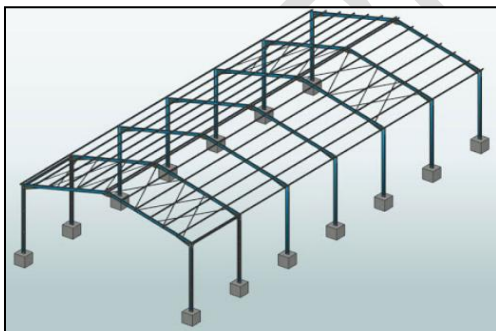


Dr. LOGBI Abdelaziz

OUVRAGES EN CHARPENTE METALLIQUE (COURS ET APPLICATIONS)

À l'usage des étudiants de :

**1^{ème} Année Master en Génie Civil
(Option : Matériaux en Génie Civil)**



Année académique 2023/2024

ملخص

هذه المجموعة من المحاضرات والتمارين مُخصصة بالدرجة الأولى لطلاب السنة الأولى من برنامج الماستر في الهندسة المدنية، والمتخصصين في مواد الهندسة المدنية. كما يُمكن لطلاب التخصصات الأخرى، مثل الطرق والمنشآت (VOA) والأشغال العمومية، الاستفادة منها.

تحتوي هذه المطبوعة على المواد الدراسية الأساسية المعتمدة من قبل الوزارة في مقياس الإنشاءات الفولاذية (الهياكل الفولاذية) وفقاً للوائح السارية: الجزائرية (CCM97)، واليورو كود 3، وحتى CM66، مع بعض التطبيقات في نهاية كل فصل.

يركز الفصل الأول على الوصلات، حيث يُقدم دراسة عامة لنوعي الوصلات الرئيسيين: الوصلات بالبراغي واللحام، وتطبيقاتها المختلفة في الإنشاءات المدنية والصناعية. ونُفصل فيه حساب كل نوع والتحقق منه وفقاً للوائح (CCM97) (اليورو كود 3)، بالإضافة إلى مزاياهما وعيوبهما واعتبارات التصميم والاحتياطات اللازمة.

أما الفصل الثاني، فيركز على قواعد الأعمدة: المفصلية والثابتة، وتطبيقاتها، مع دراسة مفصلة لألواح القاعدة وبراغي التثبيت. في الفصل الثالث، تناولنا حساب وتصميم البلاطات المختلطة، متناولين نوعيها الرئيسيين: البلاطات المختلطة الملتحمة وغير الملتحمة بالإضافة إلى مزايا وعيوب كل منهما.

يتناول الفصل الأخير "تصميم المباني الصناعية من نوع القاعات"، حيث وصفنا فيه أنواع أنظمة تحمل الأحمال المختلفة في المباني، بالإضافة إلى تصميم الأسقف والأغطية. تجدر الإشارة إلى أن هذا الفصل يُختار عادة كمشروع مصغر للتقييم المستمر للطلاب

Résumé

Ce recueil de cours et d'exercices est destiné essentiellement aux étudiants de *1^{ème} année Master en Génie civil, option (Matériaux en Génie Civil)*. Il peut être utilisé aussi par les autres options telles que : *voies et ouvrages d'art (VOA) et travaux publics*

Il contient le nécessaire du cours approuvé par le ministère pour le module de constructions métalliques (ouvrages en Charpente Métallique) selon les règlements en vigueur : Algérien (CCM97), l'Eurocode 3 et même le CM66 avec quelques applications à la fin de chaque chapitre.

Le premier chapitre porte sur *les assemblages*, c'est une étude générale des deux types principaux d'assemblage : le boulonnage et le soudage et leurs différentes utilisations dans la construction civile et industrielle. Où nous avons détaillé le calcul et la vérification de chaque type selon les deux règlements (CCM97 et l'Eurocode 3). Ainsi que leurs avantages, inconvénients, dispositions et précautions constructives.

Le chapitre deuxième est consacré aux *pieds de poteaux : articulés et encastrés*, et leurs utilisations, avec une vérification détaillée des platines d'assise et des goujons d'ancrage.

Dans le 3^{ème} chapitre nous avons entamé le calcul et le dimensionnement des *planchers mixtes* avec leur deux types principaux : *planchers à dalle collaborante* et *à dalle non collaborante*, ainsi que leurs avantages et leurs inconvénients.

Le dernier chapitre porte sur « *La conception des bâtiments industriels de type halles* », où nous avons décrit les différents types de systèmes porteurs des bâtiments ainsi que la conception des toits et des couvertures. Nous signalons que ce chapitre est généralement choisi comme mini-projet pour l'évaluation continue des étudiants.

Abstract

This collection of lectures and exercises is primarily intended for first-year Master's students in Civil Engineering, specializing in Materials in Civil Engineering. It can also be used by students in other specializations such as Roads and Structures (VOA) and Public Works.

It contains the essential course material approved by the Ministry for steel construction (steel-framed structures) according to current regulations: Algerian (CCM97), Eurocode 3, and even CM66, with some applications at the end of each chapter.

The first chapter focuses on connections. It is a general study of the two main types of connections: bolting and welding, and their various applications in civil and industrial construction. We detail the calculation and verification of each type according to the two regulations (CCM97 and Eurocode 3), as well as their advantages, disadvantages, design considerations, and precautions.

Chapter Two focuses on column bases: hinged and fixed, and their applications, with a detailed examination of base plates and anchor bolts.

In Chapter Three, we began the calculation and dimensioning of composite floors, covering their two main types: composite slab and non-composite slab floors, along with their advantages and disadvantages.

The final chapter addresses "The Design of Industrial Buildings of the Hall Type," where we described the different types of building load-bearing systems as well as the design of roofs and coverings. We note that this chapter is generally chosen as a mini-project for students' continuous assessment.

AVANT PROPOS

Le présent document est destiné essentiellement aux étudiants de **1^{ème} année Master en Génie civil, option (Matériaux en Génie Civil)**. Il peut être utilisé aussi par les autres options telles que : **voies et ouvrages d'art (VOA) et travaux publics**.

Il contient le nécessaire du cours programmé par le ministère en constructions métalliques (ouvrages en Charpente Métallique) selon les règlements en vigueur : Algérien (CCM97), l'Eurocode 3 et même le CM66 avec quelques applications à la fin de chaque chapitre.

Le premier chapitre porte sur **les assemblages**, c'est une étude générale des deux types principaux d'assemblage : le boulonnage et le soudage et leurs différentes utilisations dans la construction civile et industrielle. Où nous avons détaillé le calcul et la vérification de chaque type selon les deux règlements (CCM97 et l'Eurocode 3). Ainsi que leurs avantages, inconvénients, dispositions et précautions constructives.

Le chapitre deuxième est consacré aux **pieds de poteaux : articulés et encastrés**, et leurs utilisations, avec une vérification détaillée des platines d'assise et des goujons d'ancrage.

Dans le 3^{ème} chapitre nous avons entamé le calcul et le dimensionnement des **planchers mixtes** avec leur deux types principaux : **planchers à dalle collaborante** et **à dalle non collaborante**, ainsi que leurs avantages et leurs inconvénients.

Le dernier chapitre porte sur **« La conception des bâtiments industriels de type halles »**, où nous avons décrit les différents types de systèmes porteurs des bâtiments ainsi que la conception des toits et des couvertures. Nous signalons que ce chapitre est généralement choisi comme mini-projet pour l'évaluation continue des étudiants.

L'auteur : Dr. LOGBI Abdelaziz

MCA, Département d'hydraulique et de génie civil,

Université d'El-Oued

SOMMAIRE

Avant propos	I
Sommaire	1
CHAPITRE I : CALCUL DES ASSEMBLAGES	4
1.1. Généralités	4
1.2. Rôle des assemblages	4
1.3. Fonctionnement des assemblages	4
1.4. Précautions constructives	5
1.5. Dispositions constructives des assemblages boulonnés selon l'Eurocode 3	8
PARTIE A : CALCUL DES ASSEMBLAGES BOULONNES	12
1.6. Dimensionnement des boulons ordinaires	12
1.6.1. Définition	12
1.6.2. Assemblages sollicités au cisaillement	15
1.6.3. Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées :	17
1.6.4. Assemblages sollicités à la traction	19
1.6.5. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction	19
1.7. Dimensionnement des boulons précontraints	20
1.7.1. Principe	20
1.7.2. Précautions constructives	21
1.7.3. Le serrage des boulons (HR)	22
1.7.4. Caractéristiques mécaniques des boulons	22
1.7.5. Couple de serrage des différents boulons HR: (N.m)	24
1.7.6. Assemblages résistant au glissement	25
1.7.7. Assemblages résistant à la traction	26
1.7.8. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction	26
1.7.9. Applications	27
PARTIE B : CALCUL DES ASSEMBLAGES SOUDES	30
1.8. Avantages et inconvénients :	30
1.9. Précautions constructives	31
1.10. Calcul et vérification des cordons de soudure selon l'Eurocode 3 :	32
1.10.1. Cordons reliant des pièces orthogonales	32
1.10.1.1. Cordons frontaux	32
1.10.1.2. Cordons latéraux	33
1.10.1.3. Cordons obliques	34
1.10.1.4. Formule enveloppe	34
1.10.2. Cordons reliant des pièces obliques	35
1.10.2.1. Cordons frontaux	35
1.10.2.2. Cordons latéraux	36
1.10.2.3. Cordons obliques	36
1.10.2.4. Formule enveloppe	36
1.10.3. Assemblage de pièces fléchies (PRS)	37
1.10.4. Applications	38

PARTIE C : LES DIFFERENTS MODES D'ASSEMBLAGE	41
1.11. Les encastremets	41
1.11.1. Encastrement poteaux / poutre	41
1.11.2. Encastrement poutre / poutre	42
1.11.3. Encastrement pied de poteau.	42
1.12. Les articulations	43
1.12.1. Articulation poteau / poutre et poutre /poutre	43
1.12.2. Articulation en pied de poteau	44
1.13. Les appuis simples	45
1.13.1. Appui simple :	45
1.13.2. Appui simple sur console	46
1.14. Les jonctions des poteaux	46
1.15. Boulon (pas de liaison)	47
1.16. Rigidité des assemblages	48
CHAPITRE II : CALCUL DES BASES DE POTEAUX	50
2.1. Définition	50
2.2. Conception (composition) d'un pied de poteau	50
2.3. Calcul des platines et des tiges d'ancrages	52
2.3.1. Pied de poteau articulé	52
2.3.1.1. <i>Surface de la platine</i>	53
2.3.1.2. <i>Épaisseur de la platine :</i>	53
2.3.1.3. <i>Goujons d'ancrage</i>	54
2.3.1.4. <i>Exemple d'application :</i>	54
2.3.2. Pied de poteau encasté	55
2.3.2.1. Calcul et vérification	55
2.3.2.2. Exemple d'application	58
CHAPITRE III: CALCUL DES PLANCHERS MIXTES A DALLES COLLABORANTES	59
3.1. Généralités	59
3.2. Différents types de planchers mixtes	60
3.2.1. Plancher à dalle en béton armé non collaborante	60
3.2.2. Plancher à dalle en béton armé collaborante	61
3.3. Calcul et vérification d'un plancher mixte	63
3.3.1. Calcul d'un plancher mixte à dalle non collaborante	63
3.3.2. Calcul d'un plancher mixte à dalle collaborante	63
3.3.2.1. <i>Inertie du montage poutre/dalle</i>	63
3.3.2.2. <i>Contraintes de flexion simple</i>	64
A. <i>Contraintes dans la poutre acier</i>	65
B. <i>Contraintes dans la dalle de béton</i>	65
C- <i>Contraintes additionnelles dues au retrait du béton</i>	65
3.3.2.3. <i>Vérification de l'effort tranchant</i>	66
3.3.2.4. <i>Vérification de la flèche</i>	66
3.4. Exemples d'application	67
CHAPITRE IV: CONCEPTION DES BATIMENTS INDUSTRIELS DE TYPE HALLES (MINI-PROJET)	69
PARTIE I	69

4-1. Portiques	69
4-1-1. Types de portiques en acier	71
4-1-1-1. Portique avec toit à double pente	71
4-1-1-2. Portique avec plancher en mezzanine	73
4-1-1-3. Portique avec mezzanine extérieure	73
4-1-1-4. Portique avec pont roulant et corbeaux	74
4-1-1-5. Portique étayé	75
4-1-1-6. Portique à tirants	76
4-1-1-7. Portique Mansard	76
4-1-1-8. Portique à traverse cintrée	77
4-1-1-9. Portique à poutre cellulaire	78
4-1-1-10. Portiques de pignon	78
4-2. Structures poteaux-poutres	79
4-2-1. Structures poteaux-poutres à pieds de poteaux articulés	79
4-2-2. Structures poteaux-poutres à pieds de poteaux encastres	81
4-3. Contreventements et composants secondaires	81
4-4. Pannes	83
4-5. Assemblages	84
PARTIE II	
4-6. Systèmes de toits	88
4-6-1. Tôles à profil trapézoïdal à simple peau	88
4-6-2. Système à double peau	89
4-6-3. Tôles profilées à joints sertis et entretoises clipsées	90
4-6-4. Panneaux sandwich	90
4-6-5. Nombreux avantages offerts par les panneaux mixtes ou les panneaux sandwich	93
4-6-6. Systèmes de couvertures spéciaux	94
4-7. Systèmes de murs et façades	94
4-7-1. Panneaux mixtes ou panneaux-sandwich	96
4-7-2. Résistance incendie des murs	97
4-7-3. Autres types de façades	98
Bibliographie	101
Annexes	102

CHAPITRE I : CALCUL DES ASSEMBLAGES

1.1. Généralités

1.2. Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, *sans* générer de sollicitations parasites notamment de torsions. Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler:

- soit bout à bout (éclissages, raboutages),
- soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages:

- les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Cette dichotomie est en fait une simplification pour mener les calculs, car, en réalité, les assemblages ont un comportement intermédiaire (semi-articulés, semi-encastés, semi-rigides).

1.3. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblage sont:

- *le rivetage,*
- *le boulonnage,*
- *le soudage,*

— *le collage*, qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et/ou adhérence.

➤ *Fonctionnement par obstacle*

C'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

➤ *Fonctionnement par adhérence*

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

➤ *Fonctionnement mixte*

C'est le cas du rivetage (et dans les cas extrêmes, du boulonnage HR), à savoir que les rivets assurent la *transmission* des efforts *par* adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

1.4. Précautions constructives

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages ou la nature de l'acier affaiblie par la chauffe du soudage. En outre, les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser et les contraintes peuvent changer de sens (une poutre de charpente peut fléchir dans le sens positif sous charge de neige et dans le sens négatif sous soulèvement par le vent). C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Les *assemblages* peuvent être considérés comme autant de “talons d’Achille” dans une structure, *et les Anciens ont coutume de dire qu’une charpente sous-dimensionnée, mais correctement assemblée, est préférable à une charpente correctement dimensionnée, mais mal assemblée.*

Dans le premier cas, la réserve de plasticité autorisera l’apparition de grandes déformations, qui préviendront du risque possible.

En revanche, dans le second cas, aucune déformation prémonitoire ne sera observable avant la rupture brutale.

Mais un bon dimensionnement n’est pas suffisant, si la conception n’est pas correcte. Il faut assurer, au travers de l’assemblage, la transmission parfaite des forces, afin de ne pas créer d’efforts ou de moments secondaires parasites. Pour cela, quelques précautions élémentaires sont à prendre:

Il faut proscrire tout assemblage par recouvrement simple (figure A) et utiliser un assemblage symétrique par double couvre-joint (figure B).

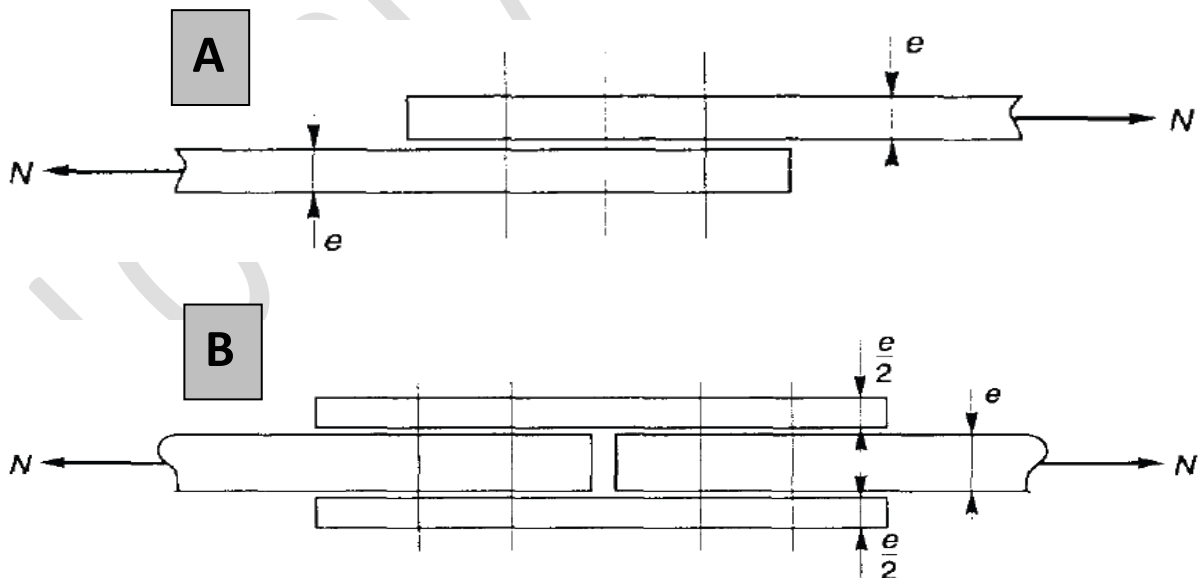


Figure 1.1. (A) Assemblage par recouvrement , (B) Assemblage symétrique par double couvre-joint.

En effet, dans le cas de la figure A, la dissymétrie crée un moment de flexion parasite et l'assemblage se déforme, comme le montre la figure C.

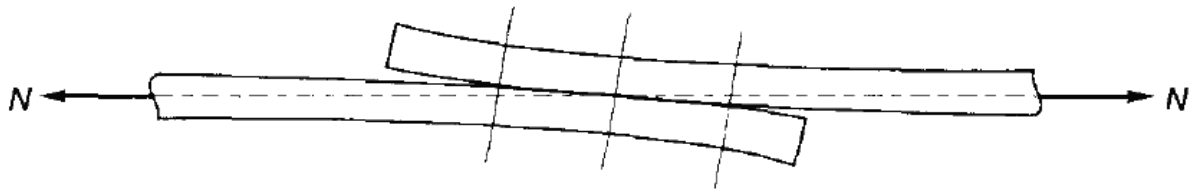


Figure 1.2. Déformation due à la flexion parasite d'un assemblage dissymétrique

Il faut par ailleurs s'assurer que les axes neutres des barres soient concourants aux nœuds des treillis dans les systèmes réticulés. Ce n'est souvent pas le cas pour les treillis réalisés en cornières, du fait de la non-superposition des axes neutres et des axes de trusquinage. Il convient alors de prendre en compte les majorations des contraintes engendrées par les moments secondaires, tant au niveau des barres qu'au niveau du gousset (ligne de déchirure). Dans le cas de la figure D, le moment secondaire vaut: $M = (F_2 - F_1).d$.

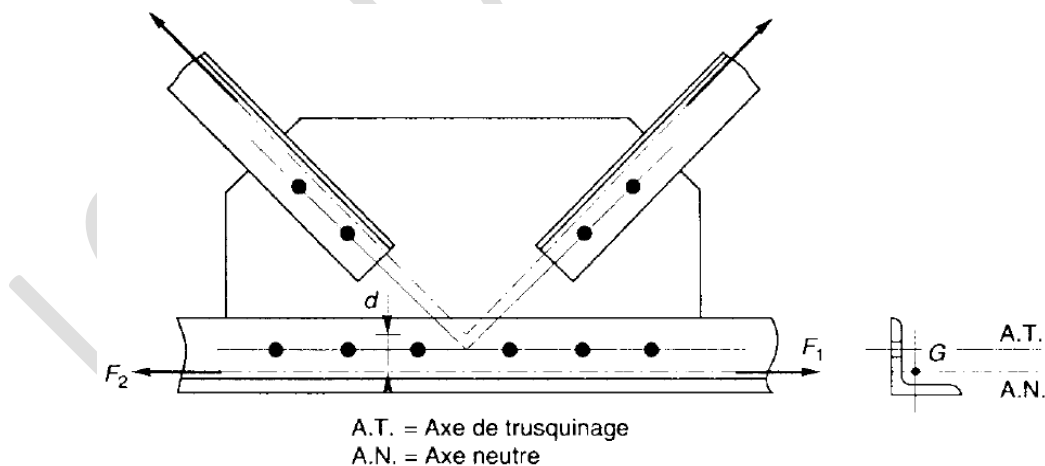


Figure 1.3. Intersection des axes neutres des barres aux nœuds des treillis dans les systèmes réticulés.

Nous allons examiner successivement:

- *les assemblages par boulons ordinaires,*
- *les assemblages par boulons précontraints,*
- *les assemblages par soudures.*

1.5. Dispositions constructives des assemblages boulonnés selon l'Eurocode3

- **Trous standards de perçage pour les boulons:** le tableau suivant donne les diamètres standards pour les différents boulons usuels

Trous nominaux	
Jeu (mm)	Diamètre boulon
1	M12 et M14
2	M16 à M24
3	≥ M27

Trous oblongs longs	
Dimensions (mm)	Boulon
2,5 d	tous

Positionnement des trous pour boulons : des espacements minimums sont imposés selon le type de sollicitations; l'indice (1) indique que la distance voulue est parallèle à l'effort, l'indice (2) indique que la distance voulue est perpendiculaire à l'effort.

Les distances entre axes des boulons ainsi qu'entre axes des boulons et bords des pièces (pinces) sont limitées par:

- **des valeurs minimales:**
 - pour faciliter la mise en place des boulons,
 - pour permettre le passage des clés,
 - pour éviter le déchirement des tôles (à la manière des timbres-poste);

- **des valeurs maximales:**
 - pour conserver un bon contact entre les pièces assemblées (ce qui augmente le frottement et limite les risques de corrosion),

- pour éviter des assemblages trop longs

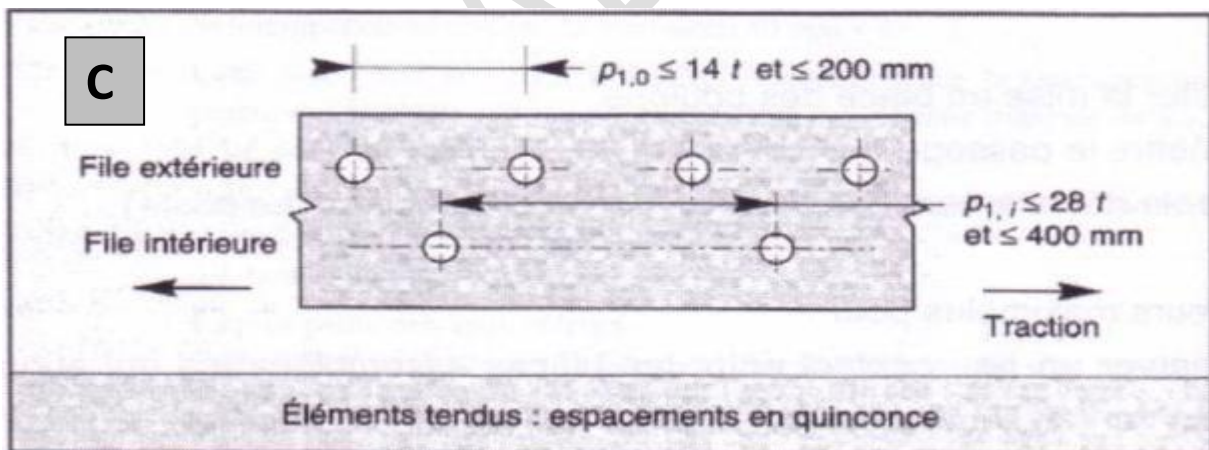
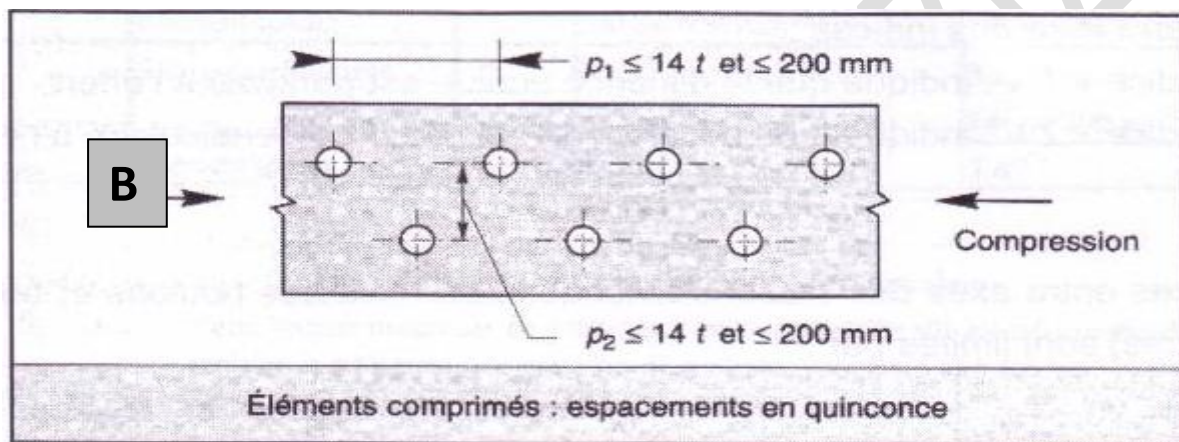
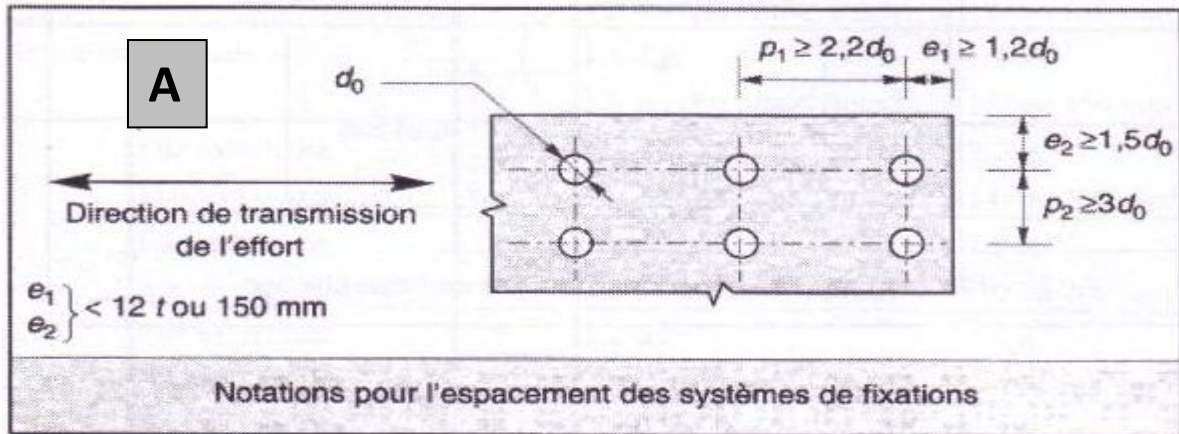


Figure 1.4. (A), (B), et (C), Dispositions constructives des assemblages boulonnés pour les trous normaux (circulaires) selon l'Eurocode3

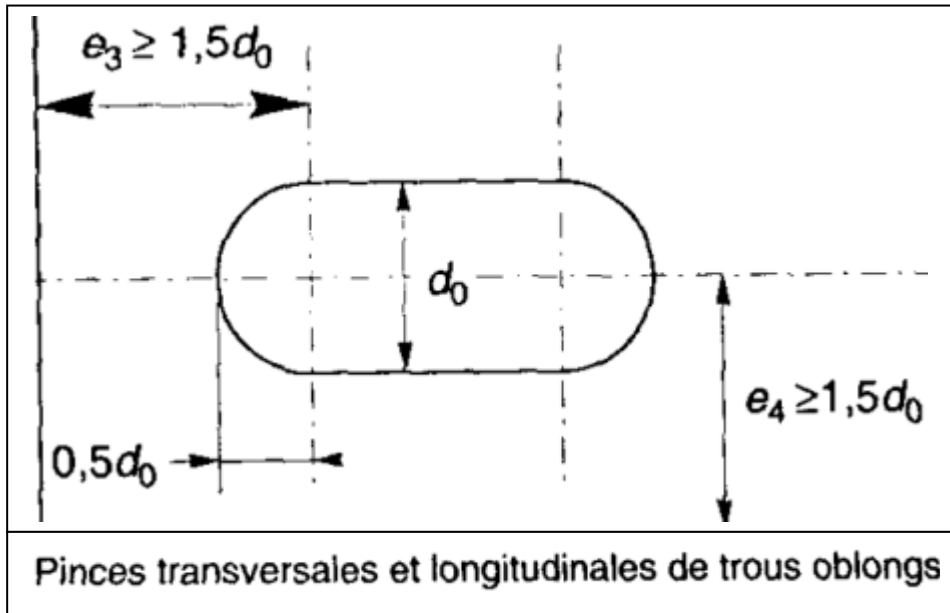
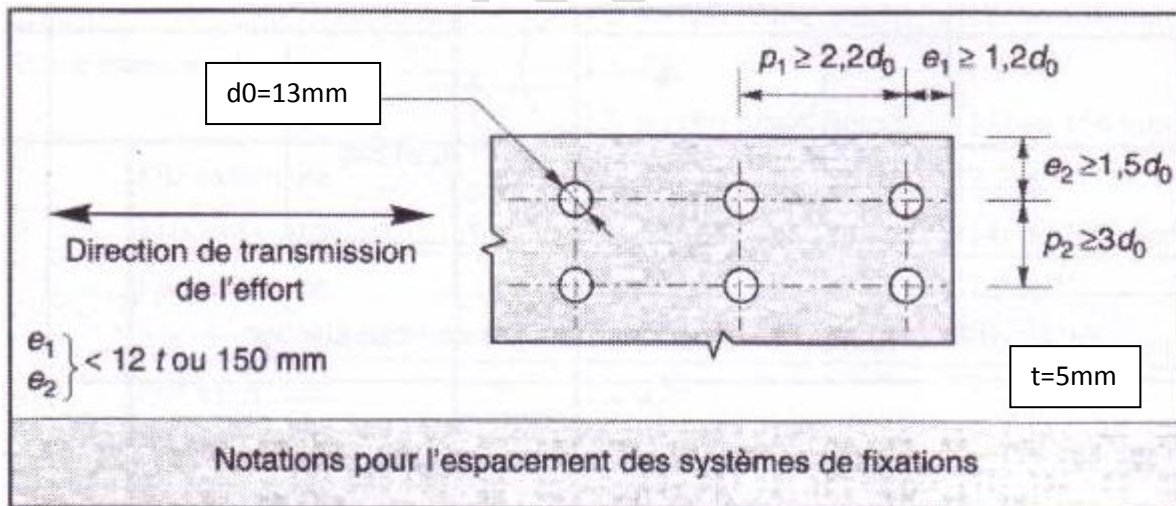
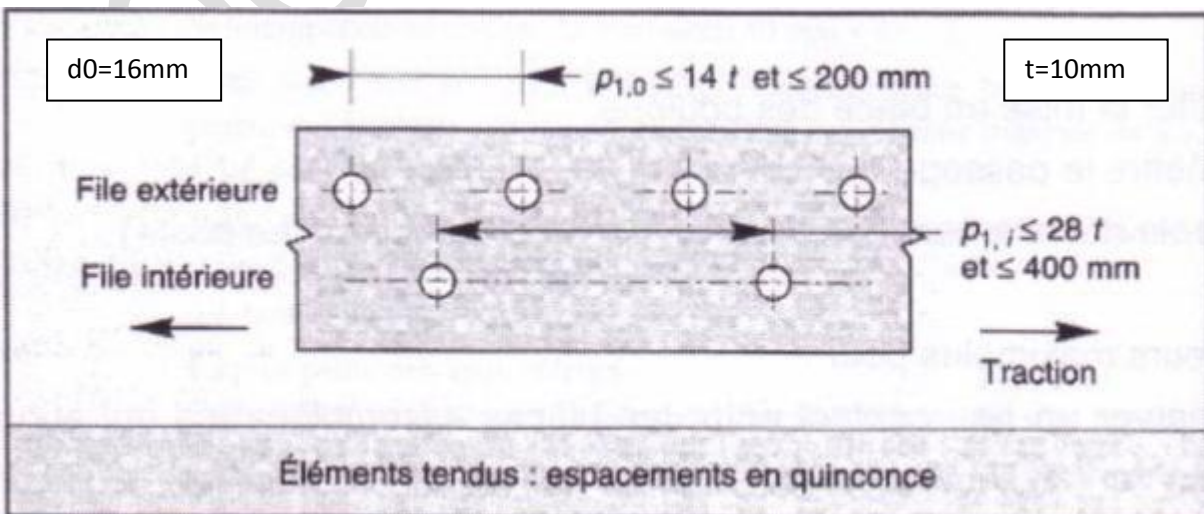
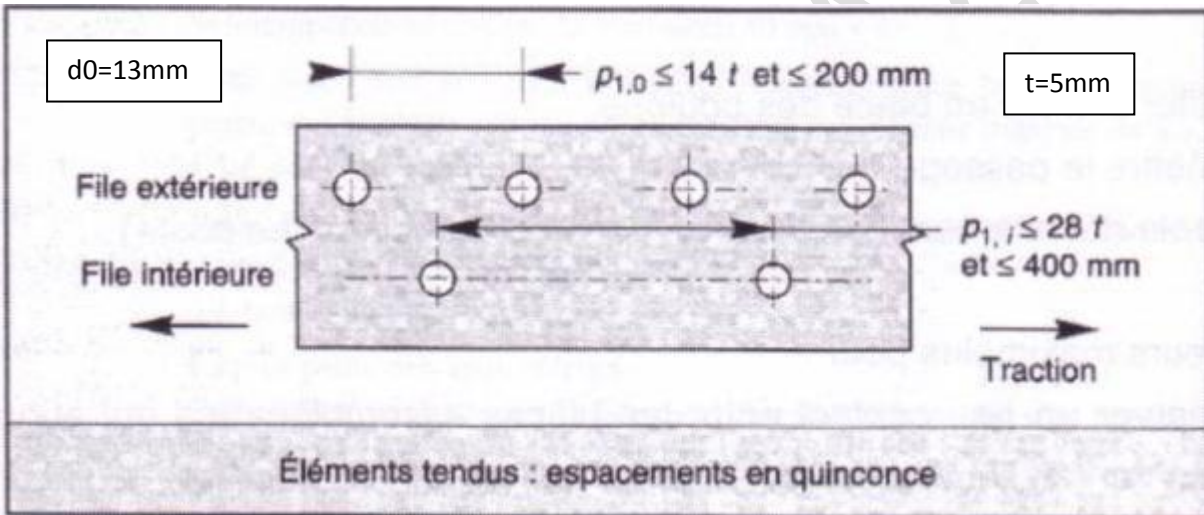
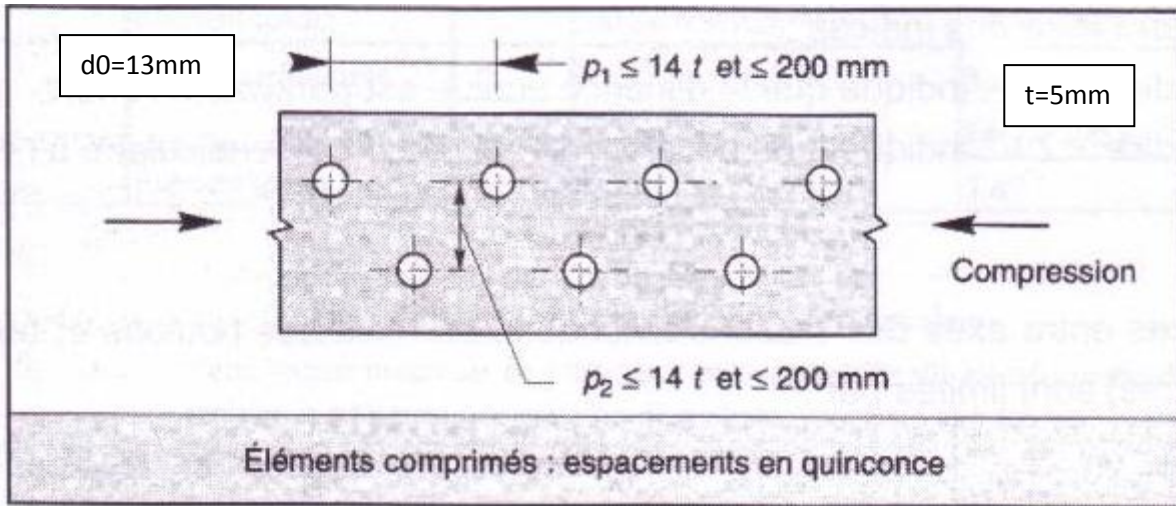


Figure 1.5. Dispositions constructives des assemblages boulonnés pour les trous oblongs selon l'Eurocode3

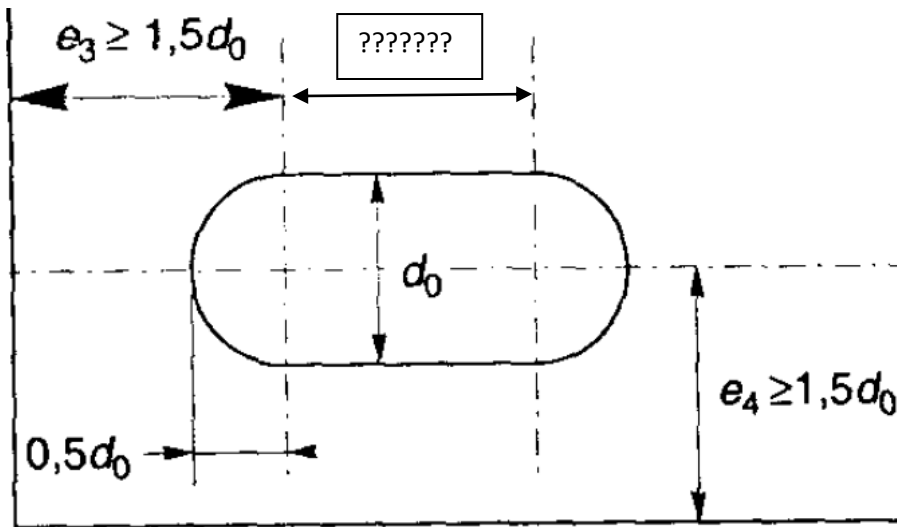
Exemple d'application ;

dimensionner les dispositions des assemblages suivants :





Dimensionner le trou oblong suivant : $d_0=13\text{mm}$



PARTIE A : CALCUL DES ASSEMBLAGES BOULONNES

1.6. Dimensionnement des boulons ordinaires

1.6.1. Définition

Les boulons ordinaires, sont mis en œuvre avec un serrage simple, non contrôlé; ils ne sont pas prévus pour subir une précontrainte, leur aptitude au serrage ne faisant l'objet d'aucun contrôle en fabrication. La reprise des efforts perpendiculaires à l'axe des vis s'effectue par cisaillement direct de celles-ci et pression diamétrale sur l'épaisseur des pièces. L'existence d'un jeu, indispensable au montage, entre le diamètre du trou et celui du boulon autorise un glissement de l'assemblage au cours de sa mise en charge en cisaillement.

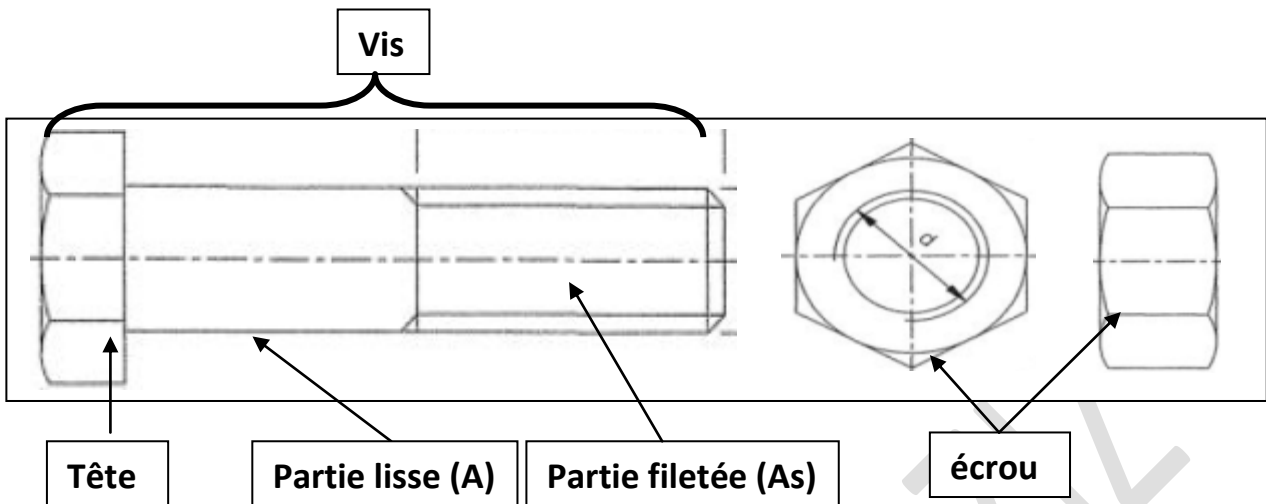
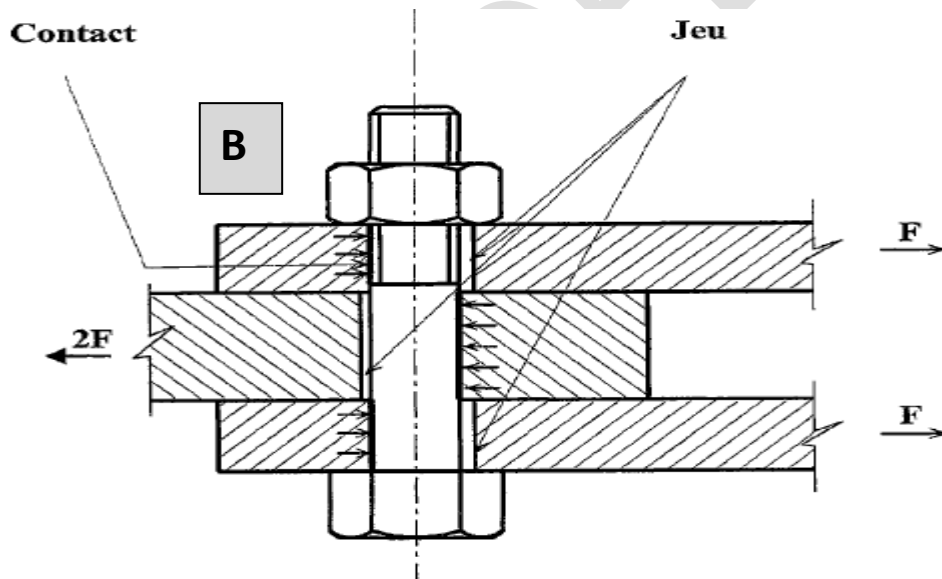
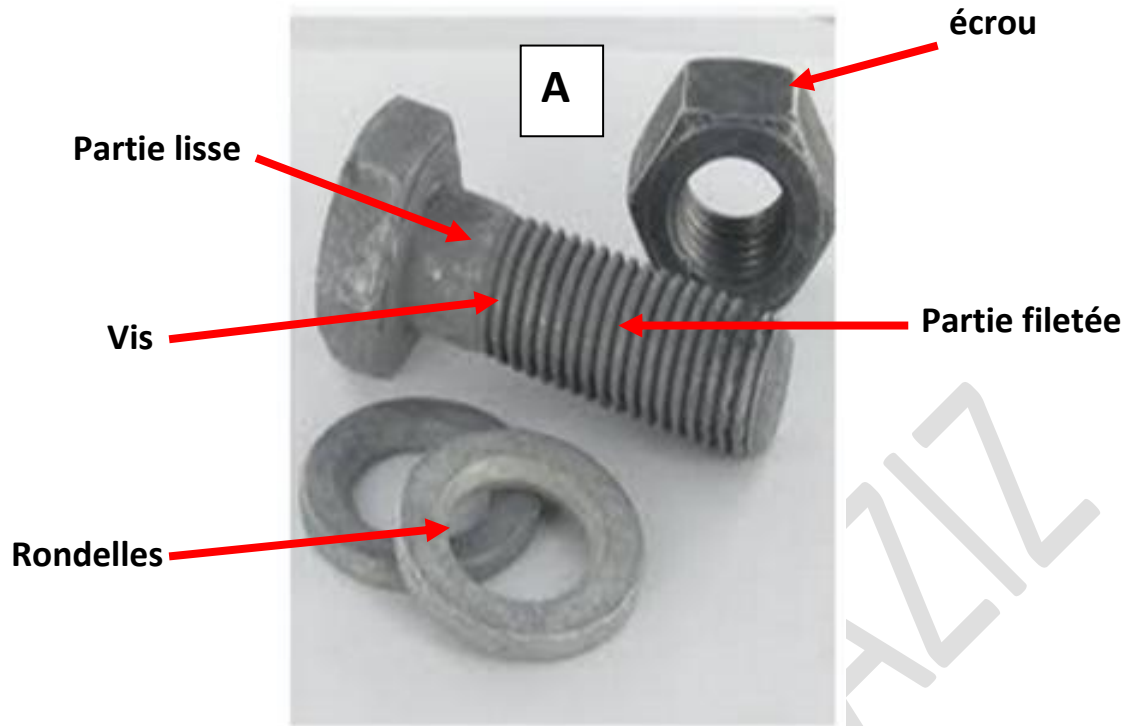


Figure 1.6. Différents composants d'un boulon

Tableau 1.1. Caractéristiques géométriques des différents boulons usuels

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
ϕ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
ϕ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10.14	> 14	-	-
cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	> 120	-	-
d_m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,60



Transmission d'effort
- cisaillement
- pression
- traction

longueurs de la vis: $L = E_p(\text{pièces à assembler}) + E_p(\text{rondelle}) + E_p(\text{écrou}) + 5\text{mm}$.

Figure 1.7. (A) : Différents composants d'un boulon, (B) : Montage d'un boulon

Les boulons ordinaires sont disponibles en 8 classes de résistance : **4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.6, 6.8, 8.8 et 10.9**. La codification des classes de boulons reflète les contraintes limites caractéristiques utilisées dans les calculs : le premier nombre du code est le dixième de la limite de rupture et le produit des deux nombres du code correspond à la limite d'élasticité (contraintes exprimées en daN/mm²). Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité ainsi que celles de la résistance à la traction (limite de rupture) des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.1.2. Résistances mécaniques des différentes classes des boulons

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1 000

1.6.2. Assemblages sollicités au cisaillement

Dans ce cas, il convient de vérifier:

- d'une part, la résistance au cisaillement des boulons,
- d'autre part, la résistance à la pression diamétrale des pièces.

Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

- pour les classes de qualité 4.6, 5.6 et 8.8:

$$F_V = 0,6 \times f_{ub} \times \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

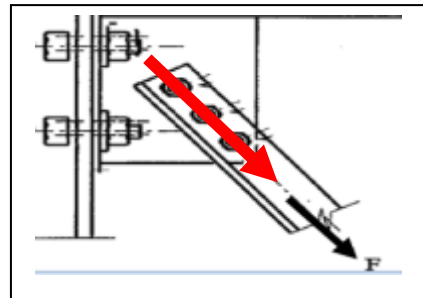


Figure 1.8. Boulons sollicités au cisaillement

➤ Pour les classes de qualité 4.8, 5.8, 6.8, et 10.9:

$$F_V = 0,5 \times f_{ub} \times \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

avec :

$A_b = A$: aire de la section brute du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée (lisse) du boulon;

$A_b = A_s$: aire de la section résistance en traction du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

Coefficient partiel de sécurité au cisaillement: $\gamma_{Mb} = 1,25$

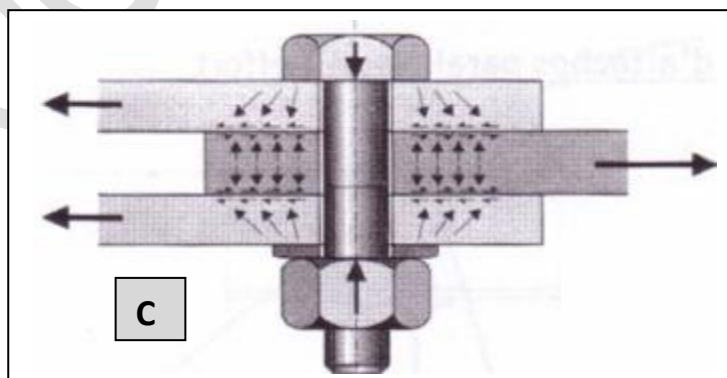
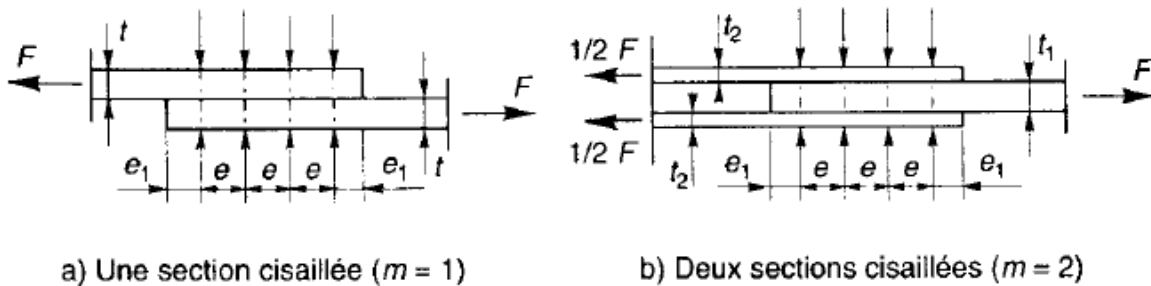


Figure 1.9. Boulons sollicités au cisaillement, (A) un seul plan de cisaillement, (B) et (C), 2 plans de cisaillement

Tableau : Valeurs des sections (A et A_s) des différents boulons usuels

Diamètre nominal d_b (mm)	Aire de la section du boulon (A_b)	
	Aire nominale A (mm^2)	Aire résistante A_s (mm^2)
8	50,3	36,6
10	78,5	58,0
12	113	84,3
14	154	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	573	459
30	707	561

1.6.3. Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées

La pression diamétrale est une pression (effort) exercée par la tige du boulon sur la paroi interne du trou.

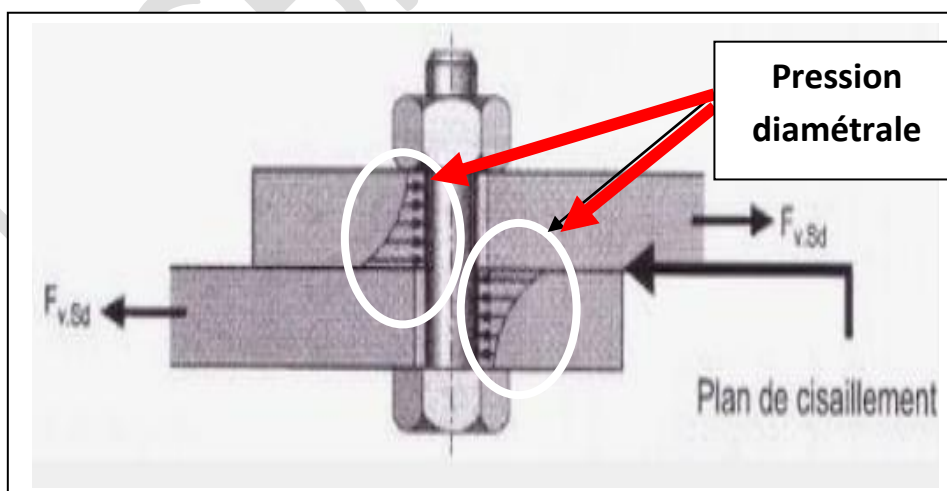


Figure 1.10. Pression diamétrale

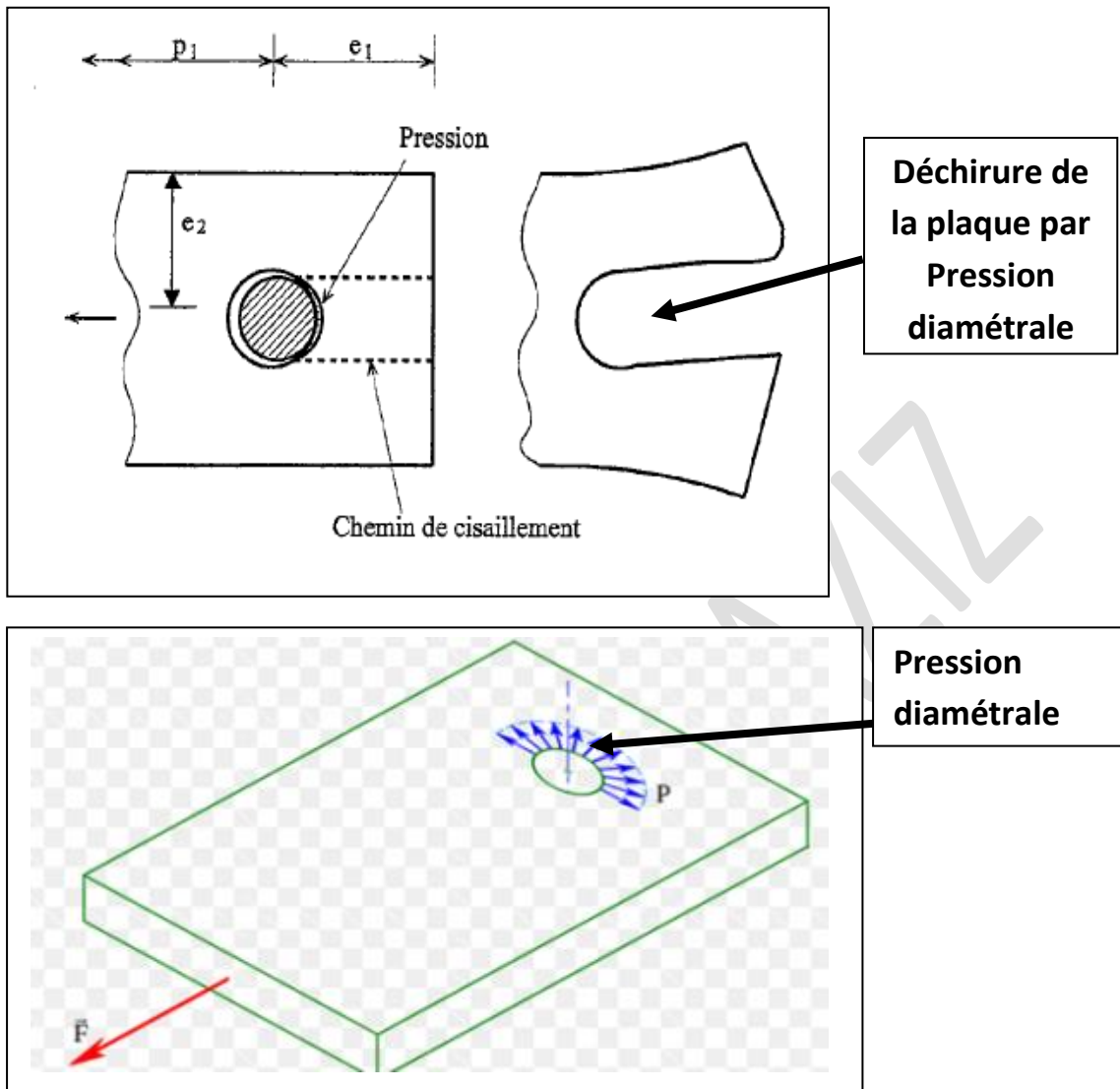


Figure 1.11. Effet de la pression diamétrale

On doit vérifier :

$$F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

avec (d : le diamètre du boulon, e_1 et P_1 , voir figures 1.4 et 1.9) et (α) est la plus petite des valeurs suivantes (**Attention : d_0 : diamètre du trou**):

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 d_0}, \frac{P_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

1.6.4. Assemblages sollicités à la traction

La résistance en traction des boulons vaut:

$$F_T = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Attention : $\gamma_{Mb} = 1,50$ pour le cas de traction

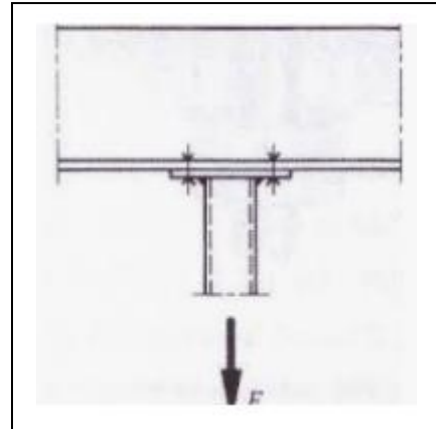


Figure 1.11. Boulons sollicités à la traction simple

1.6.5. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement (V) et de traction (T), doivent satisfaire pour chaque boulon et chaque plan de cisaillement

aux conditions suivantes :

$$\frac{V}{F_v} + \frac{T}{1,4 F_T} \leq 1$$

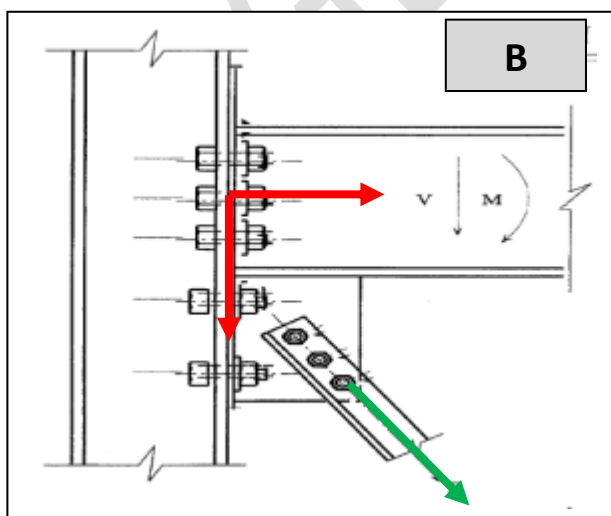
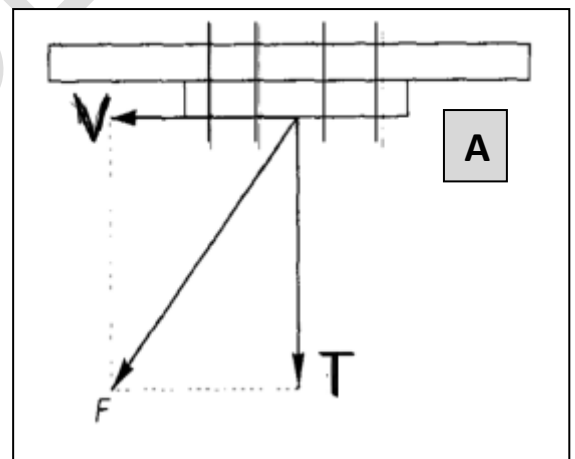


Figure 1.12. (A) et (B) Boulons sollicités à un effort incliné

1.7. Dimensionnement des boulons précontraints

1.7.1. Principe

Les boulons à serrage contrôlé, dits aussi boulons précontraints ou boulons à haute résistance (HR), sont fabriqués spécifiquement pour garantir une aptitude au serrage.

Bien que présentant le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (haute résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon, donc perpendiculairement aux plans de contact des pièces (c'est pourquoi les boulons HR sont aussi appelés boulons précontraints). Cette précontrainte développe, par frottement mutuel des pièces, une forte résistance à leur glissement relatif.

Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR ne travaillent pas au cisaillement, mais transmettent les efforts par frottement.

Le coefficient de frottement (μ) des pièces en contact joue donc un rôle prépondérant.

Si F_p est l'effort de précontrainte axial dans un boulon et F_s l'effort de cisaillement transmis par l'assemblage et sollicitant le boulon, il faut vérifier que l'interface des pièces en contact puisse transmettre l'effort tangent, sans glissement, soit:

$$F_s \leq \mu \cdot F_p$$

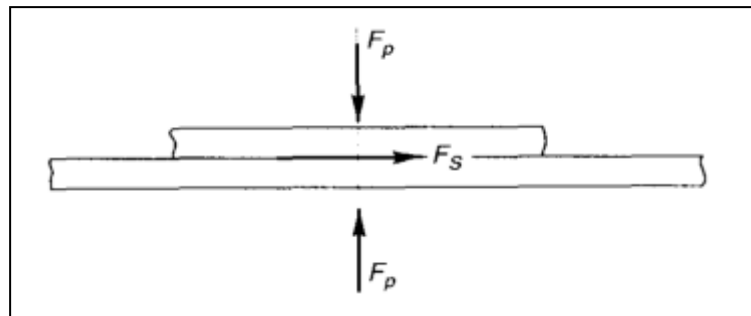


Figure 1.13. Principe de fonctionnement d'un boulon HR

Les boulons HR n'étant pas conçus pour fonctionner en obstacle (au cisaillement), leurs tiges ne sont théoriquement pas en contact avec les sections droites des perçages des pièces assemblées.

Cependant, dans certains cas, les tiges peuvent venir au contact des pièces, soit en raison d'un mauvais montage, soit accidentellement par glissement des pièces (coefficient de frottement (μ) insuffisant ou bien effort tangent excessif). Dans ces cas, les boulons HR vont fonctionner au cisaillement.

1.7.2. Précautions constructives

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment:

- la tête du boulon ne doit pas poinçonner les pièces assemblées (d'où l'interposition d'une rondelle),
 - la force de précontrainte doit bien être appliquée à sa valeur de calcul (d'où l'importance du couple de serrage et la nécessité d'utiliser des clés dynamométriques ou pneumatiques),
 - le coefficient de frottement (μ) doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine, de graisse, etc.
- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A
 - $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B
 - $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C
 - $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D



Figure 1.14. Clé dynamométrique

Classe A :

- Surfaces décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion;
- Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium;
- Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement base de zinc, garanti d'assurer un coefficient de glissement qui ne soit pas inférieur à 0,5.

Classe B:

Pas de recommandations.

Classe C:

Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes.

Classe D :

Surfaces non traitées.

1.7.3. Le serrage des boulons (HR)

Le serrage doit être effectué progressivement, dans un ordre préétabli (défini par les normes NF P.22464/466/468/469), afin de ne pas déformer les platines d'appui et préserver leur planéité. C'est pourquoi les boulons HR ont une troisième appellation de boulons à serrage contrôlé.

1.7.4. Caractéristiques mécaniques des boulons HR

Il existe deux classes de boulons HR, définies en fonction de leur contrainte limite d'élasticité (f_{yb}) et de leur contrainte de rupture (f_{ub}):

- **les boulons HR 1 ou HR 10.9,**
- **les boulons HR2 ou HR 8.8.**

Tableau 1.3. Caractéristiques mécaniques des boulons HR usuels

Repère	Appellation	f_{ub} (MPa)	f_{yb} (MPa)	$\Delta L / L$ (%)
HR 1	HR 10.9	1 000	900	≥ 8
HR 2	HR 8.8	800	640	≥ 12

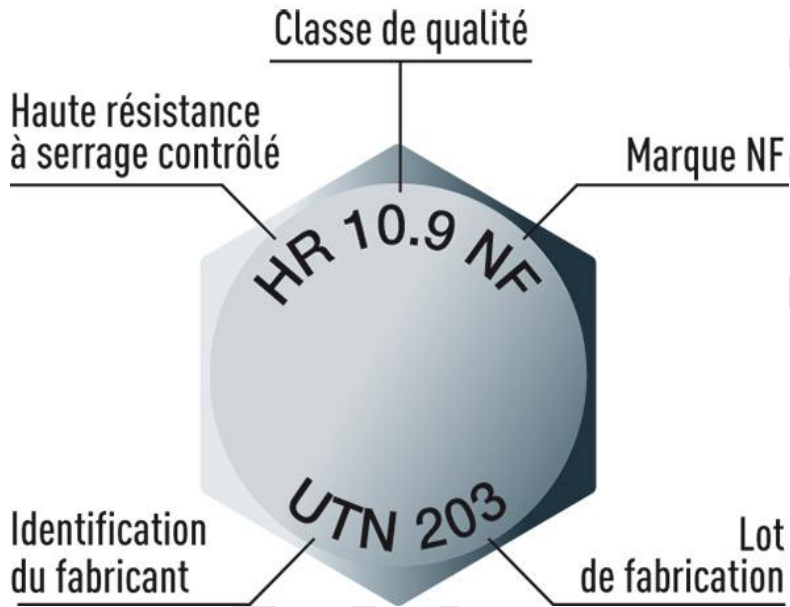


Figure 1.15. Marquage (en tête) des boulons HR

Tableau 1.6. Couple de serrage des différents boulons HR : (N.m)

Les tableaux ci-dessous permettent d'estimer rapidement le couple de serrage pour des valeurs usuelles de coefficient moyen k_m .

Classe 8.8							
Diamètre nominal d [mm]	Section résistante (1) A_s [mm ²]	Effort de précontrainte nominale (2) $F_{p,C}$ [kN]	Couple final de serrage (3) $C = 1,1 M_{r,2}$ [N.m]				
			$k_m = 0,11$	$k_m = 0,12$	$k_m = 0,13$	$k_m = 0,14$	$k_m = 0,15$
			12	84,3	47,2	69	75
14	115	64,6	110	119	129	139	149
16	157	87,7	170	185	201	216	232
18	192	108	235	256	277	299	320
20	245	137	332	362	392	422	452
22	303	170	452	493	535	576	617
24	353	197	573	625	677	730	782
27	459	257	840	917	993	1070	1146
30	561	314	1140	1243	1347	1450	1554
36	817	457	1992	2173	2355	2536	2717
39	976	546	2579	2813	3047	3282	3516
42	1121	628	3190	3480	3770	4060	4350

Classe 10.9							
Diamètre nominal d [mm]	Section résistante (1) A_s [mm ²]	Effort de précontrainte nominale (2) $F_{p,C}$ [kN]	Couple final de serrage (3) $C = 1,1 M_{r,2}$ [N.m]				
			$k_m = 0,11$	$k_m = 0,12$	$k_m = 0,13$	$k_m = 0,14$	$k_m = 0,15$
			12	84,3	59,0	86	93
14	115	80,8	137	149	162	174	187
16	157	109,7	212	232	251	270	290
18	192	134,7	293	320	347	373	400
20	245	171,4	415	452	490	528	565
22	303	212,4	565	617	668	720	771
24	353	246,8	717	782	847	912	977
27	459	321,6	1051	1146	1242	1337	1433
30	561	392,4	1424	1554	1683	1813	1942
36	817	571,7	2490	2717	2943	3170	3396
39	976	683,0	3223	3516	3809	4102	4395
42	1121	784,6	3988	4350	4713	5075	5438

1.7.6. Assemblages résistant au glissement

Résistance au glissement

La résistance au glissement (F_S) d'un boulon HR précontraint vaut:

$$F_S = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_P / \gamma_{MS}$$

Avec:

- F_P est la force de précontrainte, telle que définie au paragraphe suivant,

$$F_P = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

- (μ) est le coefficient de frottement des pièces,
- m : est le nombre d'interfaces de frottement,
- k_s : est un coefficient fonction de la dimension des trous de perçage et vaut:
 - $k_s=1,0$, pour les trous à tolérances normales, à savoir:
 - 1 mm, pour les boulons $\varnothing 12$ et $\varnothing 14$,
 - 2 mm, pour les boulons $\varnothing 16$ à $\varnothing 24$,
 - 3 mm, pour les boulons $\varnothing 27$ et plus.
 - $k_s = 0,85$ pour les trous circulaires surdimensionnés et pour les trous oblongs courts.
 - $k_s = 0,7$ pour les trous oblongs longs.
- γ_{MS} : est le coefficient partiel de sécurité qui vaut:

à l'ELU:

- $\gamma_{MS} = 1,25$ pour les trous à tolérances normales, ainsi que pour les trous oblongs dont le grand axe est perpendiculaire à l'axe de l'effort.
- $\gamma_{MS} = 1,40$ pour les trous surdimensionnés, ainsi que pour les trous oblongs dont le grand axe est parallèle à l'axe de l'effort.

à l'ELS:

- $\gamma_{Ms} = 1,10$ pour les trous à tolérances normales, ainsi que pour les trous oblongs dont le grand axe est perpendiculaire à l'axe de l'effort.

Précontrainte : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons vaut:

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

1.7.7. Assemblage résistant à la traction

On doit vérifier pour chaque boulon :

$$F_{app}/ \text{chaque boulon} \leq F_p$$

1.7.8. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

Si un assemblage résistant au glissement est soumis à un effort de traction (F_T) concomitant avec un effort de cisaillement (F_V), qui tend à provoquer le glissement, la résistance au glissement par boulon doit être calculée selon la formule ci-après :

$$F_V \leq F_S = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot (F_p - 0,8 \cdot F_T) / \gamma_{MS}$$

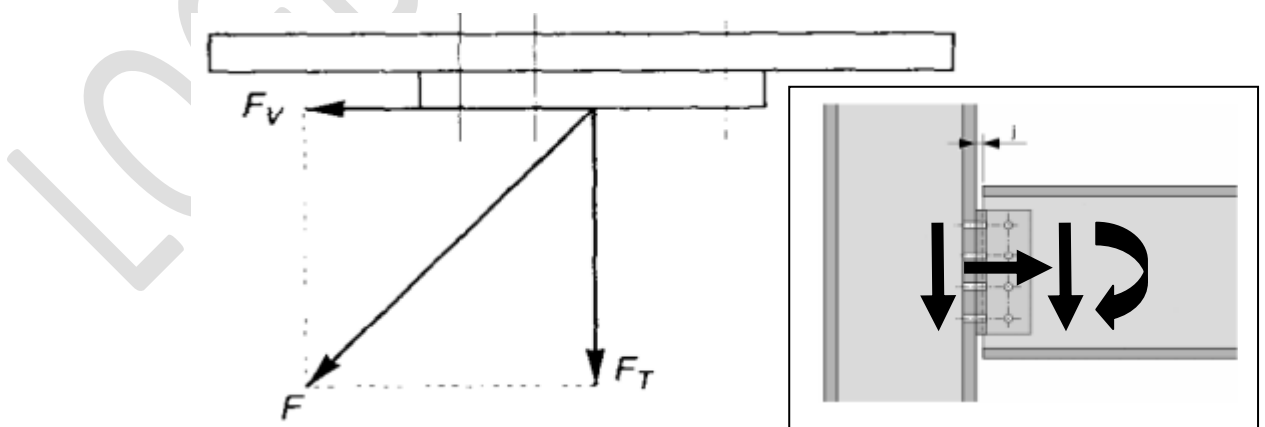


Figure 1.16. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

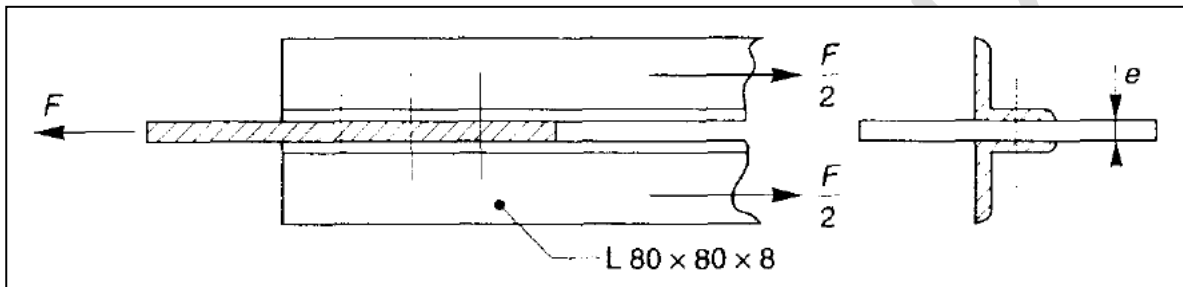
1.7.9. Applications

Boulons ordinaires

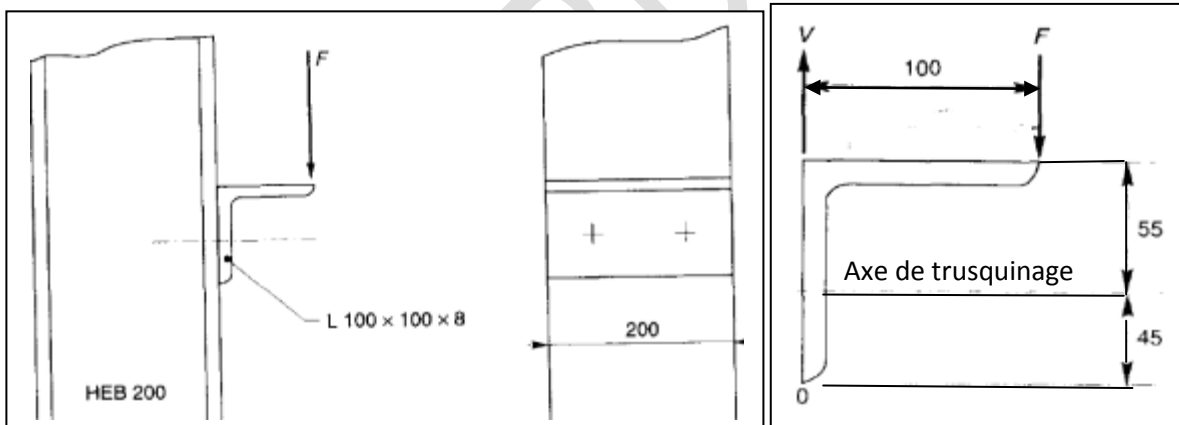
Exercice 1 : attache de deux cornières sur un gousset

- Déterminer le nombre de boulons nécessaire.

Données : $F=440\text{KN}$, $e=8\text{mm}$, Acier S235, boulons ($\phi 16$ classe 8.8)



Exercice 2 : assemblage d'une cornière en console sur un poteau



- Calculer le diamètre des boulons.

Données : Poteau HEB200, cornière 100x100x8, effort pondéré (majoré) $F = 6 \text{ kN}$, acier S.235, nombre de boulons $n = 2$.

Boulons HR

Exercice 1: attache d'une cornière sur un gousset

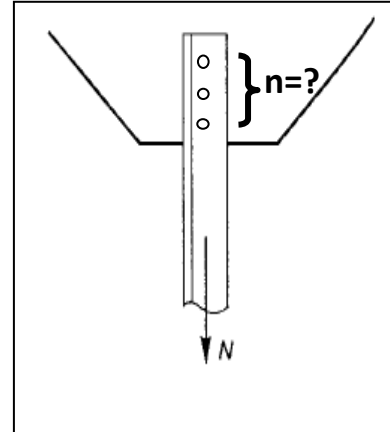
Cornière L 70 x 70 x 7

Épaisseur gousset = 8 mm

Acier S.235 , $\mu = 0,30$, Boulons HR 8.8.

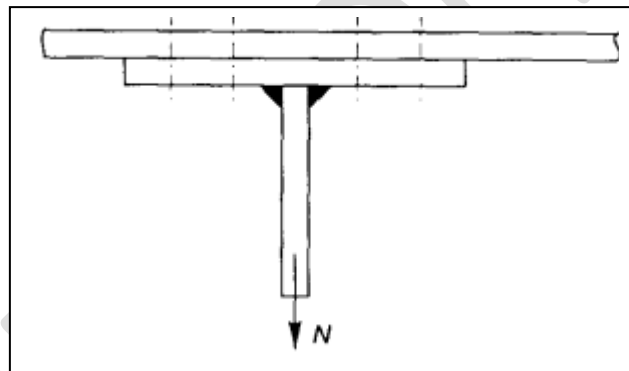
N pondéré (majorée) = 190kN

Calculer le diamètre et le nombre des boulons



Exercice 2: vérification d'un T à l'arrachement

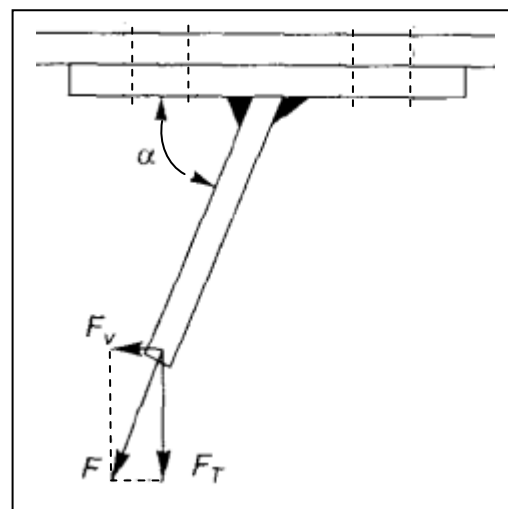
- Soit un T fixé par 8 boulons HR 8.8, de diamètre 16 mm. Quelle charge maximale pondérée peut supporter cet assemblage?



Exercice 3: vérification d'un assemblage sollicité selon deux directions

8 boulons HR 10.9, de diamètre 16 mm ,

$\alpha = 60^\circ$, $\mu = 0,3$.



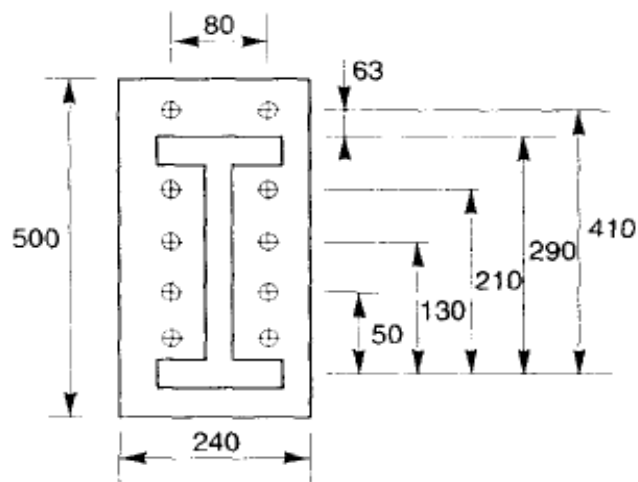
Exercice 4 (Résolu): vérification d'un assemblage Poteau / poutre

Soit un assemblage sollicité par :

- un moment fléchissant $M = 320$ kNm,
- un effort tranchant $V = 80$ kN,

et constitué de 10 boulons HR 10.9 selon la figure ci-après. La platine a une épaisseur de 28 mm et le coefficient de frottement vaut $\mu = 0,30$.

Déterminer le diamètre des boulons, sachant que la poutre est un IPE 360 et le poteau un IPE 400.



PARTIE B : CALCUL DES ASSEMBLAGES SOUDES

Le soudage est un procédé qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

Le soudage implique donc:

— l'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau. Elle peut être d'origine électrique (résistance, arc, plasma), chimique (combustion de gaz), mécanique (friction);

— une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité. La soudabilité à haute température dépend des qualités propres du matériau, mais également de divers paramètres limitatifs, tels que :

- les modifications de la structure physico-chimiques du matériau.
- l'apparition de fissurations et de criques au refroidissement,
- l'apparition de déformations géométriques dues aux effets de dilatation retrait,
- la naissance de contraintes internes,
- etc.,

qui nécessitent donc de prendre une série de précautions sur lesquelles nous reviendrons plus loin.

1.8. Avantages et inconvénients

Le soudage présente, par rapport au boulonnage, plusieurs avantages:

- il assure la continuité de matière, et, de ce fait, garantit une bonne transmission des sollicitations;
 - il dispense de pièces secondaires (goussets, attaches, etc.);
- il est *de* moindre encombrement et plus esthétique que le boulonnage.

En revanche, il présente divers inconvénients:

- le métal de base doit être soudable;
- le contrôle *des* soudures est nécessaire et onéreux;

- le contrôle des soudeurs est aléatoire;
- le soudage exige une main-d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique.

1.9. Précautions constructives

Le soudage de l'acier exige des températures élevées qui vont provoquer une dilatation locale des pièces. Lors du refroidissement de la zone du cordon de soudure, le retrait va :

- soit provoquer des déformations dans les pièces, si ces dernières sont librement dilatables (**Figure 1.17**) ;
- soit générer des contraintes internes dans les pièces, si ces dernières sont bridées (**Figure 1.17**).

Dans le premier cas, pour remédier aux déformations, il est possible: soit de donner aux pièces des pré- déformations initiales inverses, qui compenseront les déformations de retrait;

- soit de redresser les pièces à froid, sous presse;
- soit d'effectuer les cordons par tronçons discontinus et espacés dans le temps;
- soit de préchauffer les pièces pour éviter un refroidissement brusque.

Dans le second cas (pièces bridées ; أجزاء مثبتة) , pour limiter les contraintes internes, il est possible:

- soit d'assouplir le bridage, ce qui autorisera de faibles déformations, acceptables;
- soit de post chauffer les pièces.

Quelques autres précautions élémentaires doivent être prises:

- éviter l'assemblage de pièces de trop grande différence d'épaisseurs, car il y a risque de déformation de la pièce la plus mince et risque de fissuration du cordon de soudure au refroidissement;
- éviter les assemblages par soudure pour des pièces d'épaisseur supérieure à 30 mm;

- réaliser des cordons de diamètre supérieur à 4 mm ($a \geq 4$ mm) et de longueur supérieure à 50mm ($l > 50$ mm ou $10a$);
- veiller à une bonne corrélation entre l'épaisseur du cordon et l'épaisseur de la plus faible des pièces à assembler (figure 42).

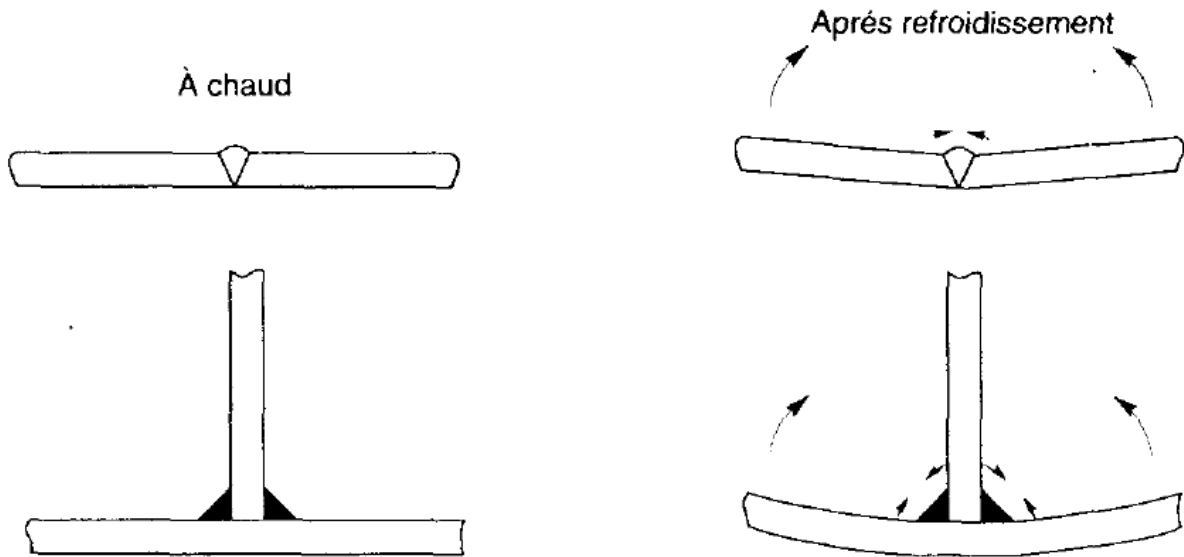


Figure 1.17. Déformations provoquées par le retrait après soudage.

1.10. Calcul et vérification des cordons de soudure selon l'Eurocode 3

Nous allons établir ci-après des formules de calcul pour des cordons reliant:

- soit des pièces orthogonales,
- soit des pièces obliques.

1.10.1. Cordons reliant des pièces orthogonales

Les cordons peuvent être frontaux, latéraux, obliques.

1.10.1.1. Cordons frontaux

On doit vérifier :

$$a \cdot \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{2}}{f_u}$$

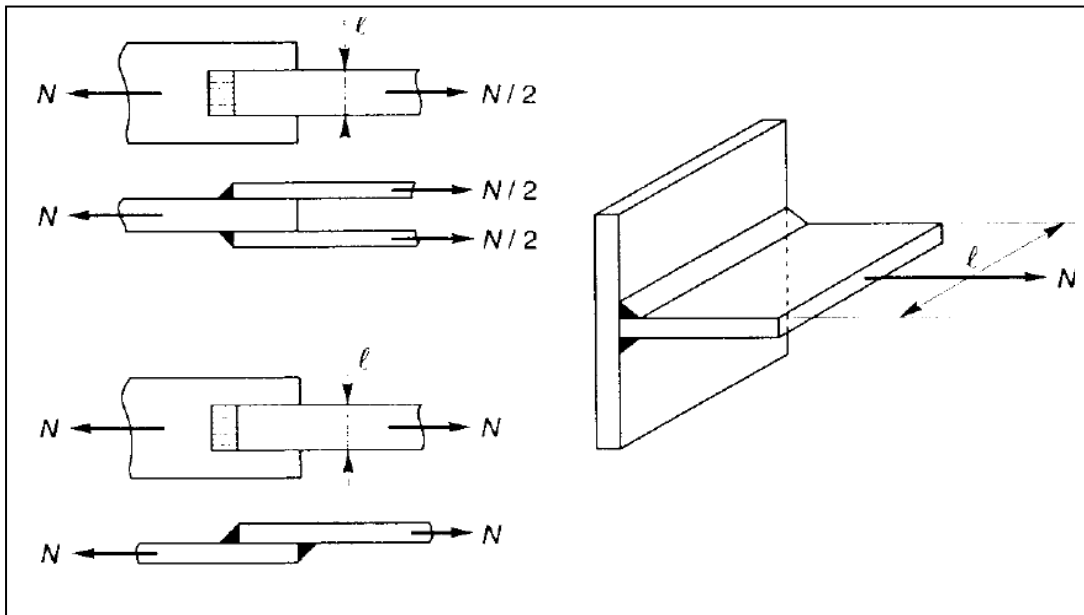


Figure 1.18. Cordons de soudures frontaux

1.10.1.2. Cordons latéraux

On doit vérifier :

$$a \cdot \Sigma \ell \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N\sqrt{3}}{f_u}$$

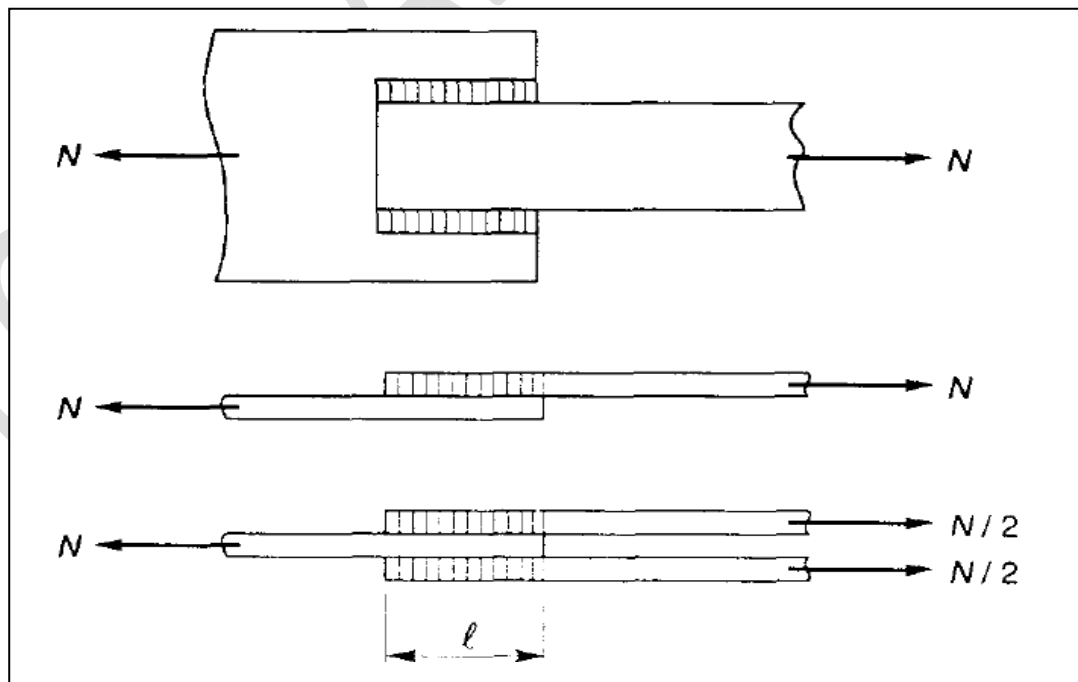


Figure 1.19. Cordons de soudures latéraux

Avec des coefficients β_w et γ_{Mw} variables selon la nuance d'acier :

Tableau 1.7. Valeurs caractéristiques de : β_w et γ_{Mw} selon la nuance d'acier

Nuances d'acier		γ_{Mw}	β_w	$\beta_w \cdot \gamma_{Mw}$
f_y	f_u			
235 MPa	360 MPa	1,25	0,80	1,00
275 MPa	430 MPa	1,30	0,85	1,10
355 MPa	510 MPa	1,35	0,90	1,20

1.10.1.3. Cordons obliques

On doit vérifier :

$$a. \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{f_u}$$

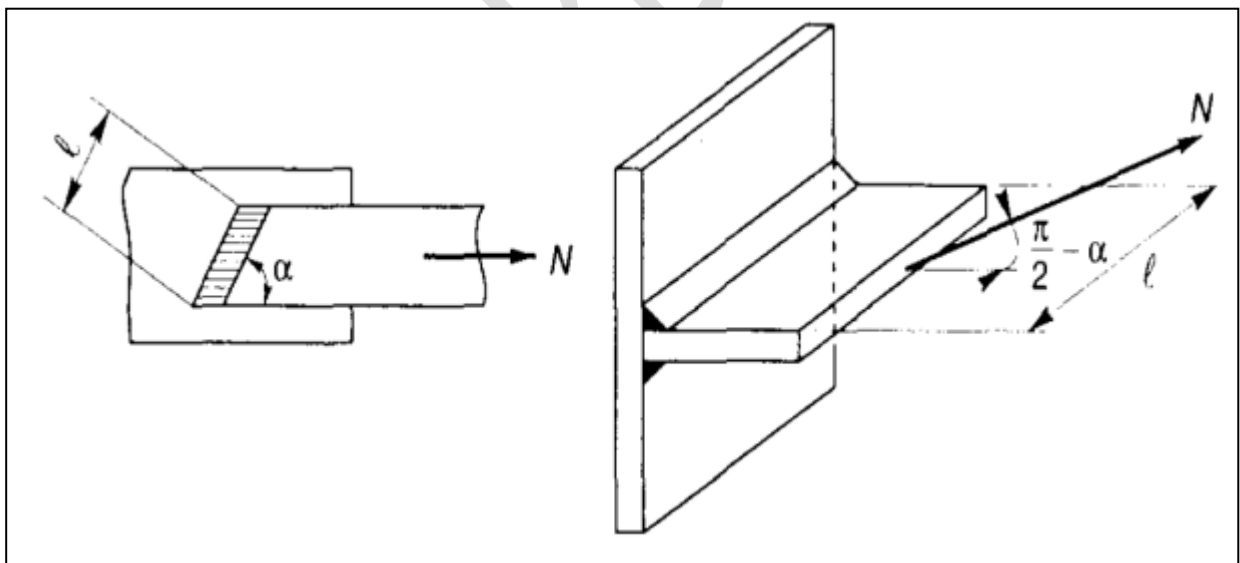


Figure 1.20. Cordons de soudures obliques

1.10.1.4. Formule enveloppe

Il existe une formule enveloppe, qui dispense de tous les calculs précédents, qui place en sécurité, quelle que soit l'orientation de l'effort et du cordon de soudure:

$$a. \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N\sqrt{3}}{f_u}$$

1.10.2. Cordons reliant des pièces obliques

(θ) : Désignant l'angle d'une des faces d'assemblage avec la perpendiculaire à l'autre face, on distingue de la même façon des cordons frontaux, latéraux et obliques.

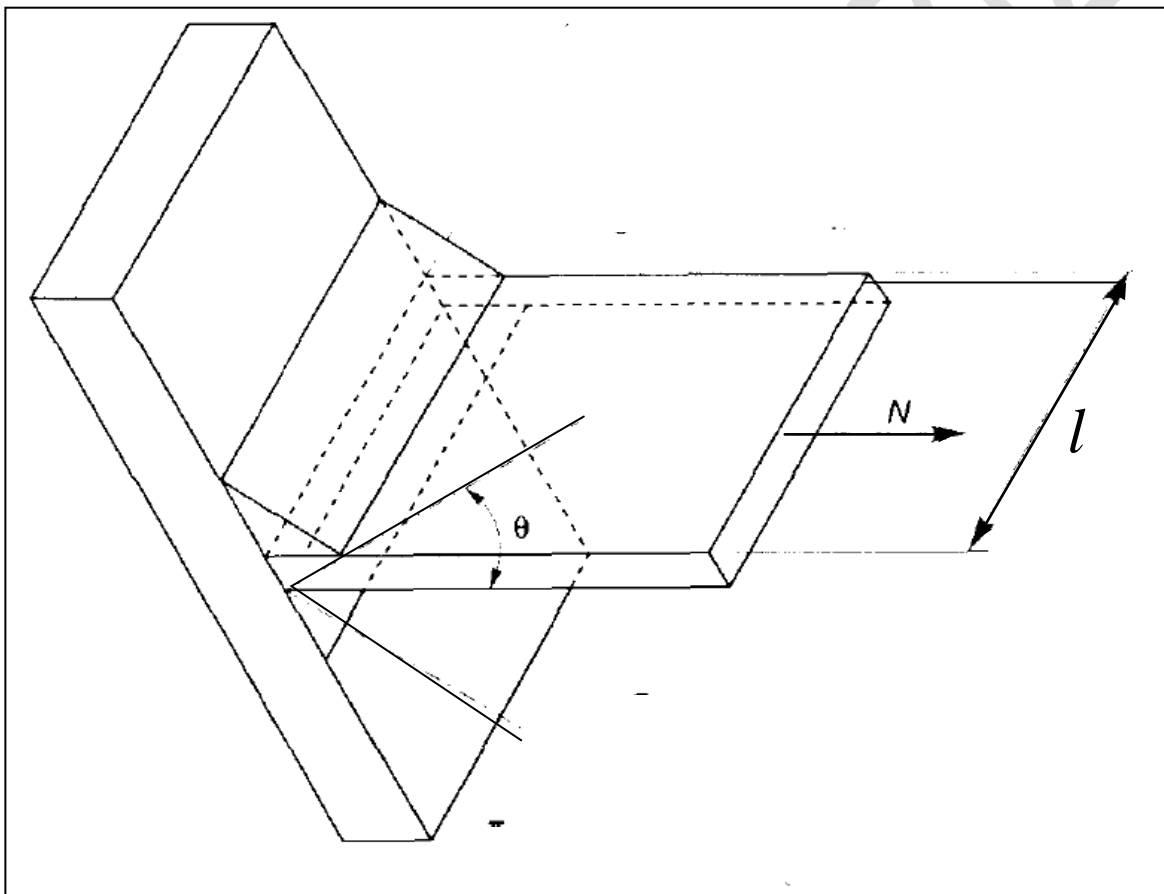


Figure 1.21. Cordons de soudures reliant des pièces obliques

1.10.2.1. Cordons frontaux

Pour l'angle obtus on doit vérifier que:

$$a. \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N\sqrt{2 - \sin \theta}}{f_u}$$

Pour l'angle aigu on doit vérifier que :

$$a. \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N\sqrt{2 + \sin \theta}}{f_u}$$

1.10.2.2. Cordons latéraux

De la même façon que pour des pièces orthogonales. on vérifie quel que soit l'angle, obtus ou aigu, que:

$$a. \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N\sqrt{3}}{f_u}$$

1.10.2.3. Cordons obliques

Dans le cas de cordons obliques, faisant un angle α avec la direction de l'effort, on établit:

- Pour un angle obtus:

$$a. \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N\sqrt{3 - (1 + \sin \theta) \cdot \sin^2 \alpha}}{f_u}$$

- Pour un angle aigu on doit vérifier que :

$$a. \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N\sqrt{3 - (1 - \sin \theta) \cdot \sin^2 \alpha}}{f_u}$$

1.10.2.4. Formule enveloppe

Il existe une formule enveloppe, qui dispense de tous les calculs précédents, qui place en sécurité, quelle que soit l'orientation de l'effort et du cordon de soudure:

$$a. \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N\sqrt{3}}{f_u}$$

1.10.3. Assemblage de pièces fléchies (PRS)

(cordons entre âme et semelles d'une poutre reconstituée soudée (PRS))

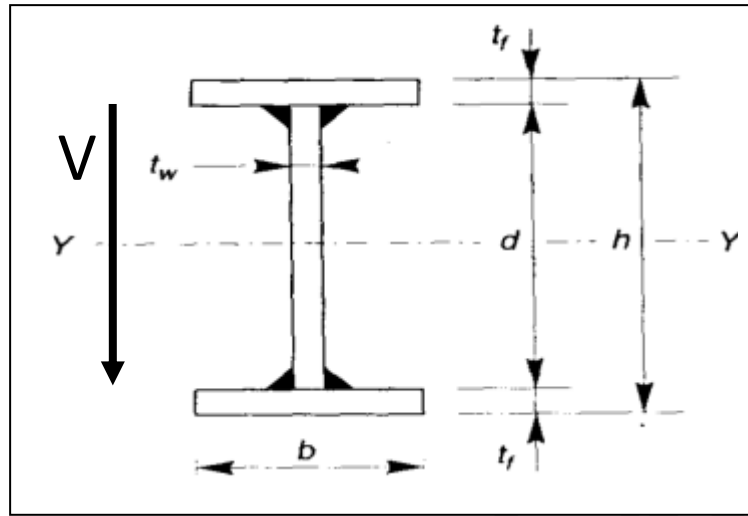


Figure 1.22. Cordons de soudures d'un PRS (âme-semelles) sollicités à un effort tranchant

- Soit (V) l'effort tranchant,
- Considérons l'attache d'une semelle sur l'âme (soit deux cordons).

➤ L'effort tranchant maximal (V) doit vérifier

$$V \leq \frac{f_u \cdot d \cdot t_w}{\sqrt{3}}$$

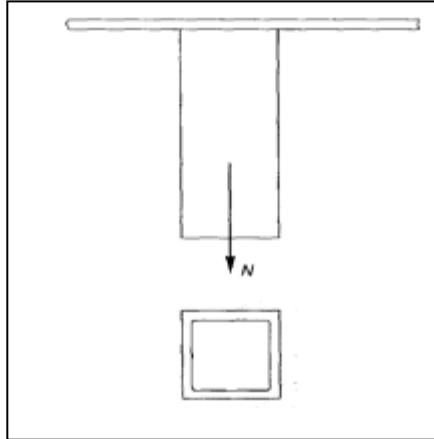
➤ L'épaisseur utile du cordon de soudure doit vérifier :

$$a \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{t_w}{2}$$

1.10.4. Applications

Exercice 1 : attache d'un tube sur une platine

Soit un tube 80 x 80 x 5, soudé sur une platine par un cordon périmétrique d'épaisseur $a = 5$ mm. Quel effort axial pondéré N peut-il supporter? Acier S.235 ($f_u = 360 \text{ N/mm}^2$).



Exercice 2 : attache de deux cornières sur un gousset

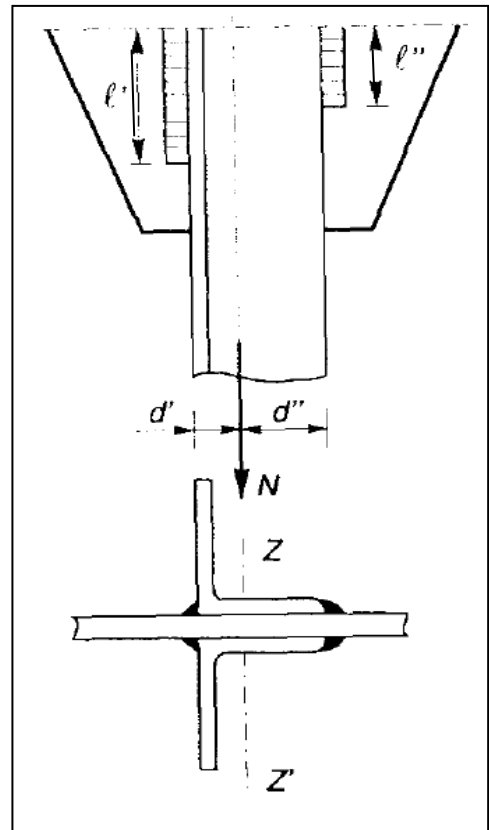
— Soient deux cornières 80x80x8, soudées sur un gousset par des cordons d'épaisseur $a = 4$ mm.

— L'effort de traction pondéré N appliqué sur l'axe

neutre vaut $N = 40\,000$ daN

- $d' = 23$ mm et $d'' = 57$ mm. Acier S.235.

Calculer la longueur des cordons de soudure.



Exercice 3 : attache d'une diagonale de treillis sur un gousset

Soit une diagonale de treillis, constituée d'une double cornière L 120 x 80 x 10, reprenant un effort de traction pondéré $N = 800$ kN (Soit 400 kN pour chacune des cornières).

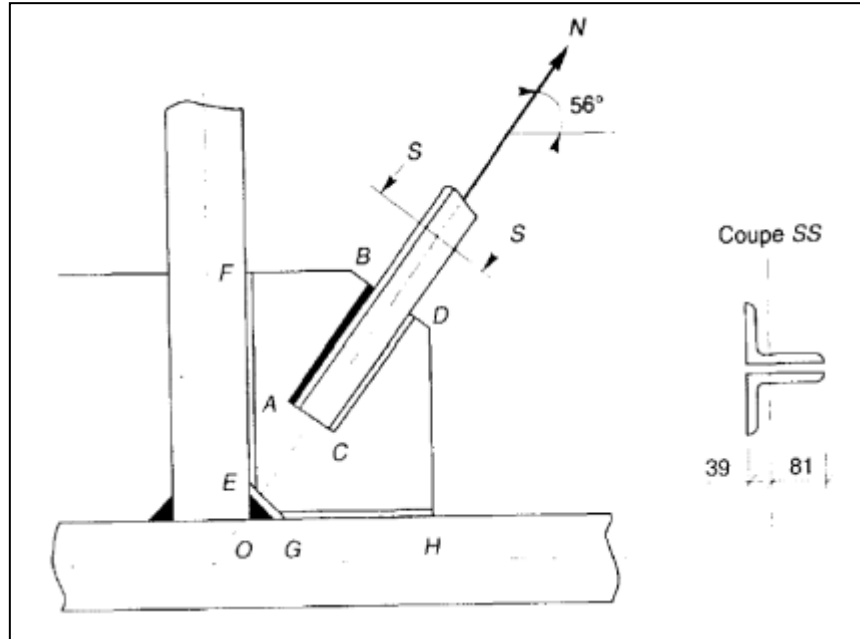
Dimensions du gousset:

$OE = OG = 50$ mm

$EF = 400$ mm

$GH = 250$ mm

épaisseur: $t = 14$ mm



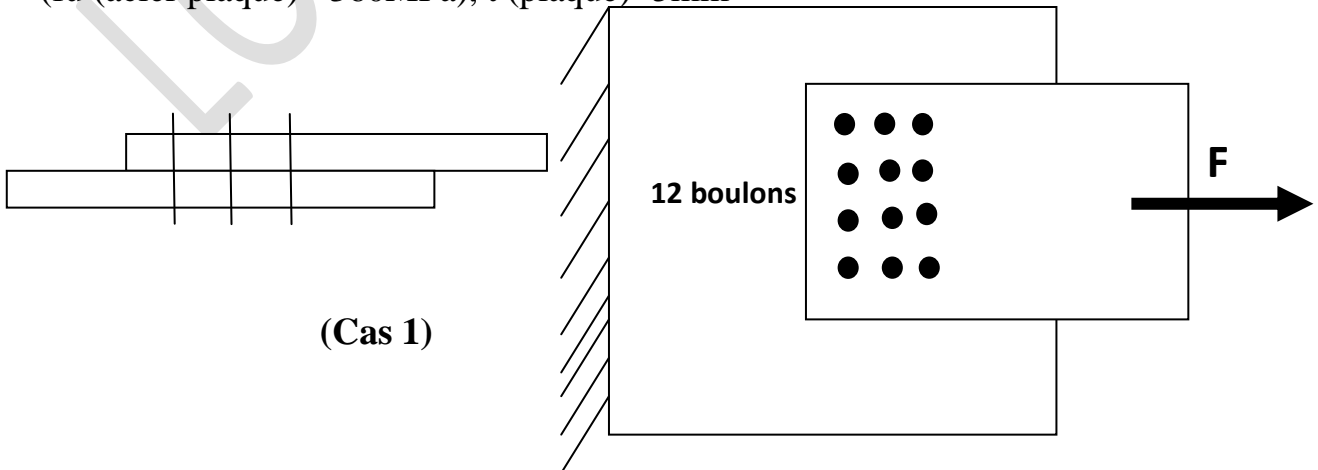
- Calculer les cordons de soudure

Exercice 4 :

- Calculer la résistance de l'assemblage suivant dans les deux cas suivant :

Assemblage boulonné : 12 boulons ordinaire ($\phi 16$) classe 6.8, acier S235,

(f_u (acier plaque) = 360 MPa), t (plaque) = 5 mm



(Cas 1)

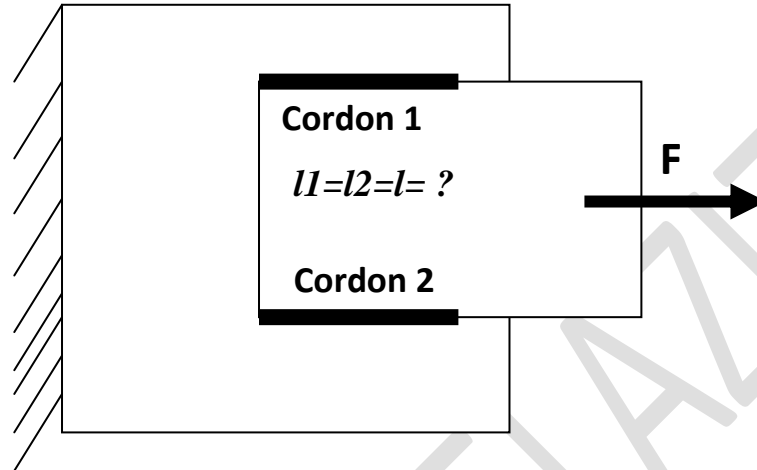
2^{ème} cas assemblage soudé :

- si on remplace les boulons par deux cordons de soudure, calculer la longueur (l) du cordon.

Données : $a_1=a_2=a=5\text{mm}$

$l_1=l_2=l= ?$

(Cas 2)



Exercice 5 :

- Calculer la résistance de l'assemblage suivant dans les trois cas:

1^{er} cas : $\alpha=0^\circ$

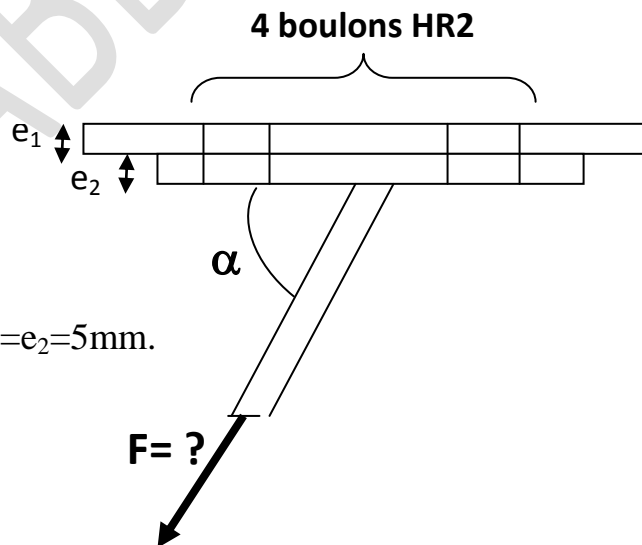
2^{ème} cas : $\alpha=90^\circ$

3^{ème} cas : $\alpha=60^\circ$

Données :

4 boulons HR2, $\phi 14$, $\mu=0,3$

Acier S235, $f_u=350\text{N/mm}^2$, $e_1=e_2=5\text{mm}$.



PARTIE C : LES DIFFERENTS MODES D'ASSEMBLAGE

Le choix du système porteur doit s'adapter au type de bâtiment, à sa configuration, à ses contraintes spécifiques. Plus on cherche de la continuité entre deux éléments à assembler, plus les liaisons sont sollicitées.

Nous distinguons trois familles d'assemblages dont dépendent les hypothèses de calculs :

1.11. Les encastremets

L'encastrement → C'est une liaison qui fixe complètement les éléments entre eux. Aucune translation, aucune rotation ne peut se produire. Ce type de liaison transmet les moments.

1.11.1. Encastrement Poteaux / Poutre

Raidisseurs disposés dans les âmes du poteau au droit des semelles de poutre.

Les raidisseurs reprennent les fortes sollicitations de traction et de compression dans les membrures supérieures de la poutre, qui endommageraient le poteau.

Autres exemples d'encastremets :

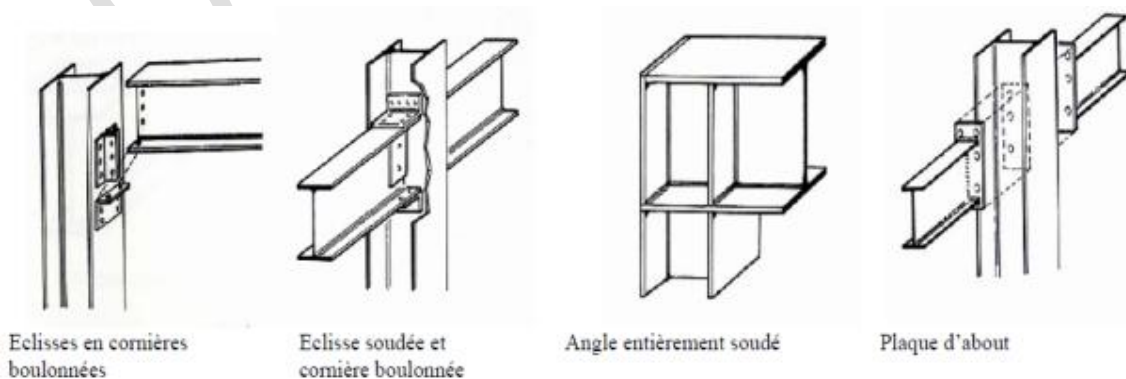
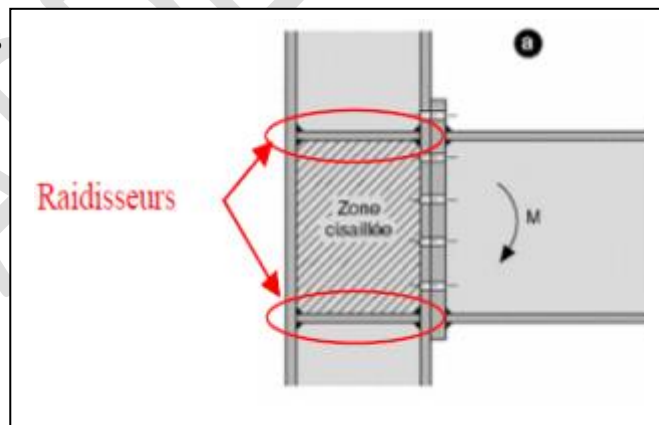


Figure 1.23. Différents types d'encastrement Poteaux / Poutre

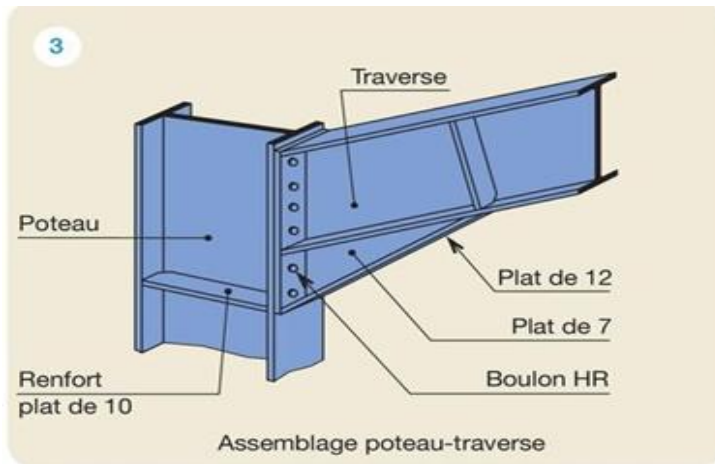


Figure 1.24. Encastrement par jarret (poutre-poteau)

1.11.2. Encastrement Poutre / Poutre

Assemblage de continuité boulonnée. Continuité des ailes assurée par des plaques et contreplaques boulonnées.

La continuité des âmes est assurée par des plaques d'éclissage.

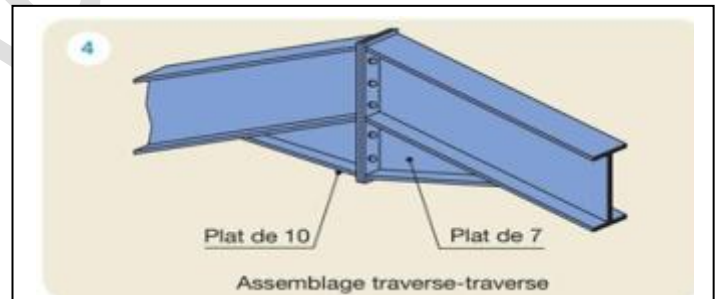
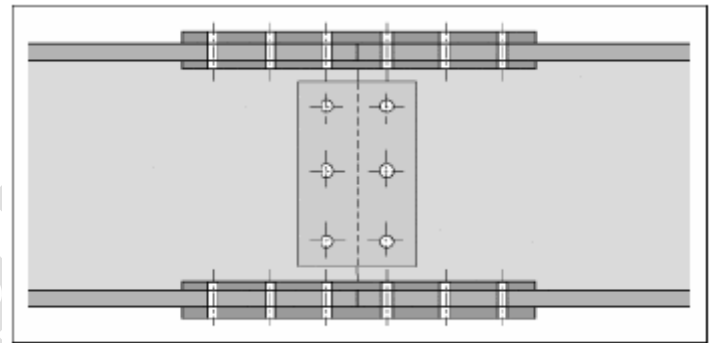
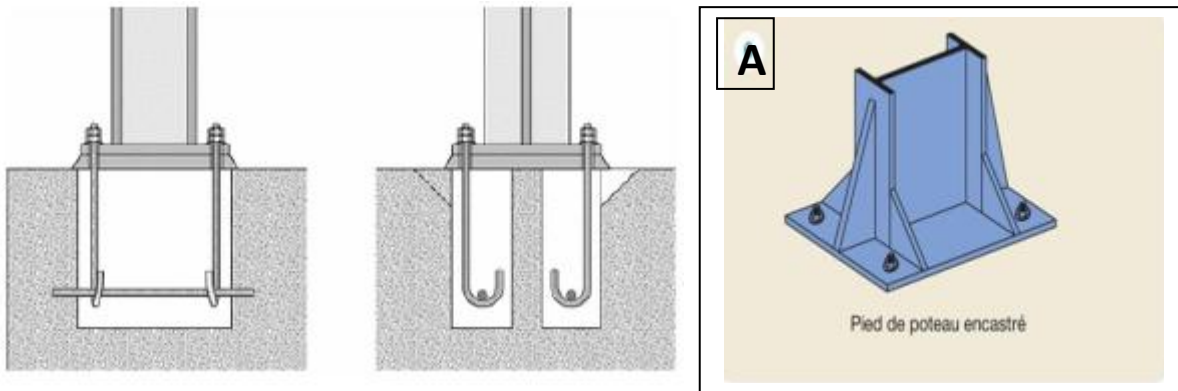


Figure 1.25. Encastrement Poutre / Poutre

1.11.3. Encastrement Pied de poteau.

Encastrement pied de poteau avec tige et clefs (clames) métalliques d'ancrage. Les tiges sont placées avec la platine, puis scellées par le béton dans le massif de fondation.



Plaque soudée au profilé et scellée au sol par goujons

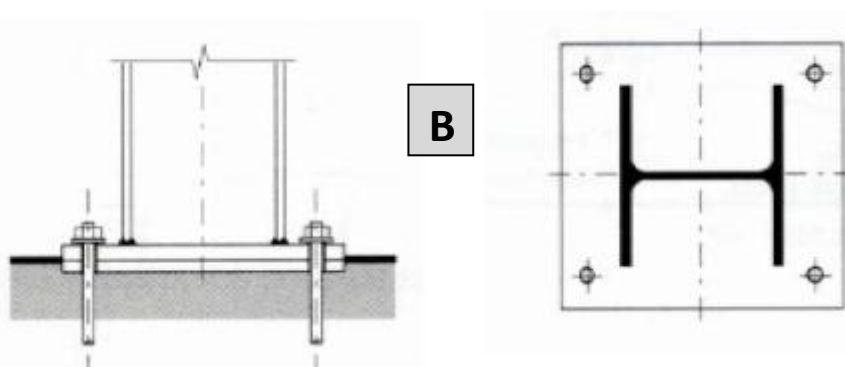


Figure 1.26. (A et B) Pieds de poteau encastrés.

1.12. Les articulations

L'articulation → C'est une liaison non rigide entre au moins deux éléments.

Seules les rotations autour de l'axe de l'articulation (plan) ou autour de son centre (espace) sont autorisées.

1.12.1. Articulation Poteau / Poutre et poutre /poutre

Assemblage articulé, l'âme de la poutre est fixée au moyen d'une cornière à l'aile du poteau. **Un jeu est laissé entre la poutre et le poteau afin de permettre un comportement correct de la structure**

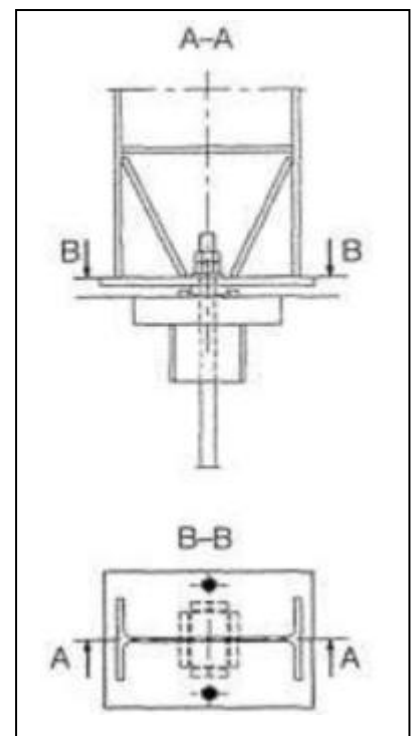
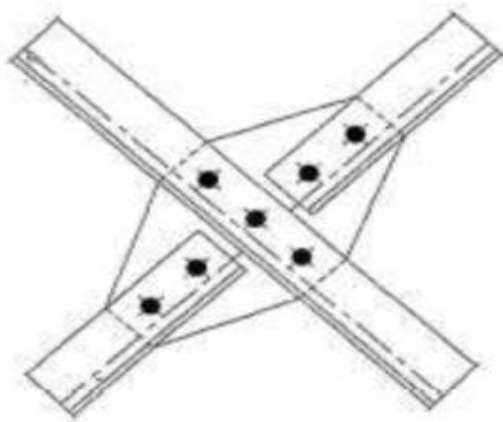
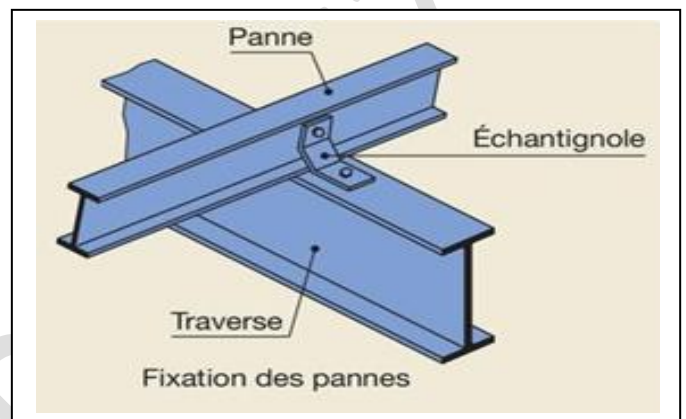
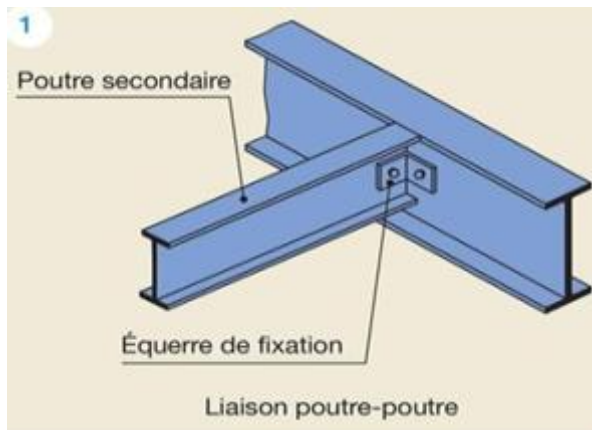
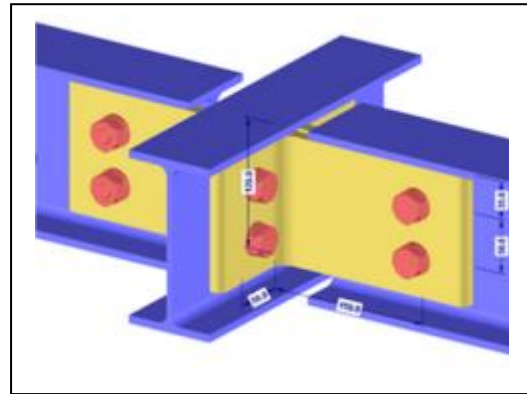
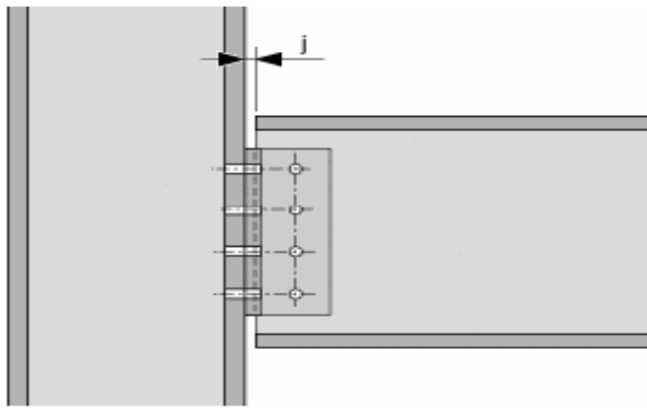


Figure 1.26. Différents assemblages boulonnés articulés

1.12.2. Articulation en pied de poteau

Une cornière platine est pré-scellée dans le massif de fondation. La platine de poteau vient se fixer ensuite dessus.

Figure 1.27. Pied de poteau articulé

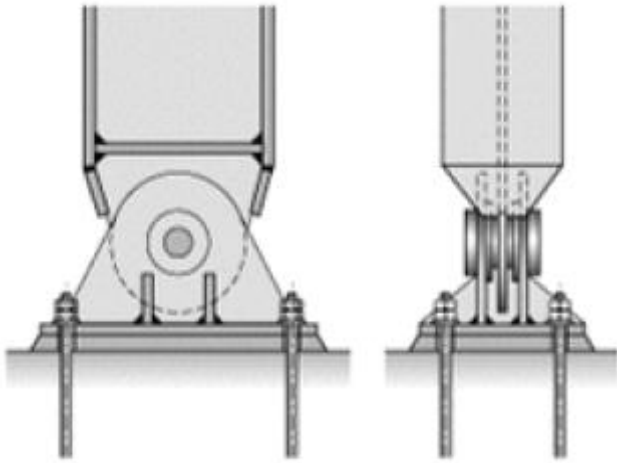


Figure 1.28. Pied de poteau articulé (Rotule)

1.13. Les appuis simples

Les liaisons ne permettent qu'une réaction perpendiculaire au plan de l'appui.

1.13.1. Appui simple

Le déplacement de la poutre métallique est rendu possible grâce à ses ouvertures oblongues.

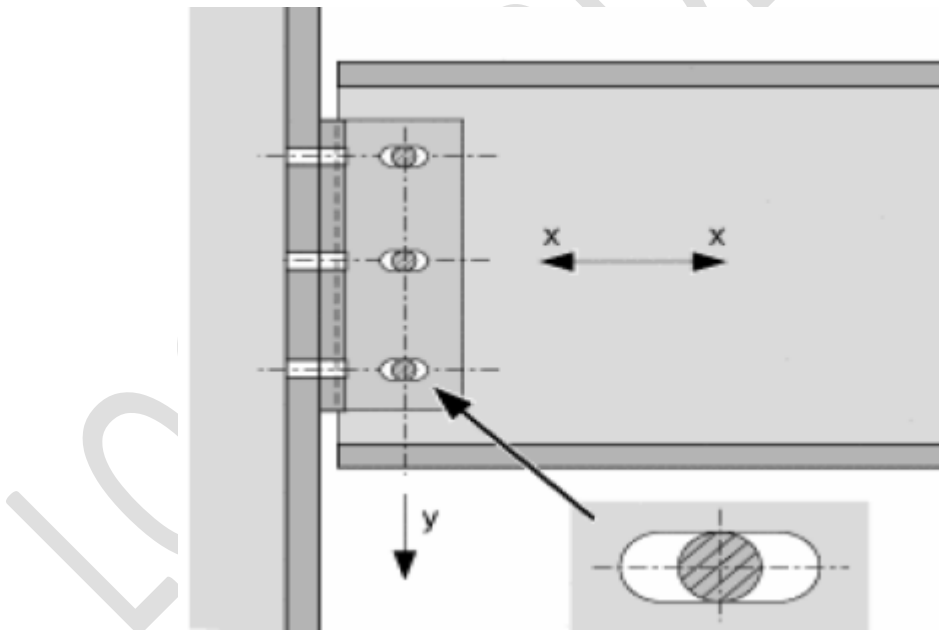


Figure 1.29. Appui simple par trou oblong (sens Y-Y)

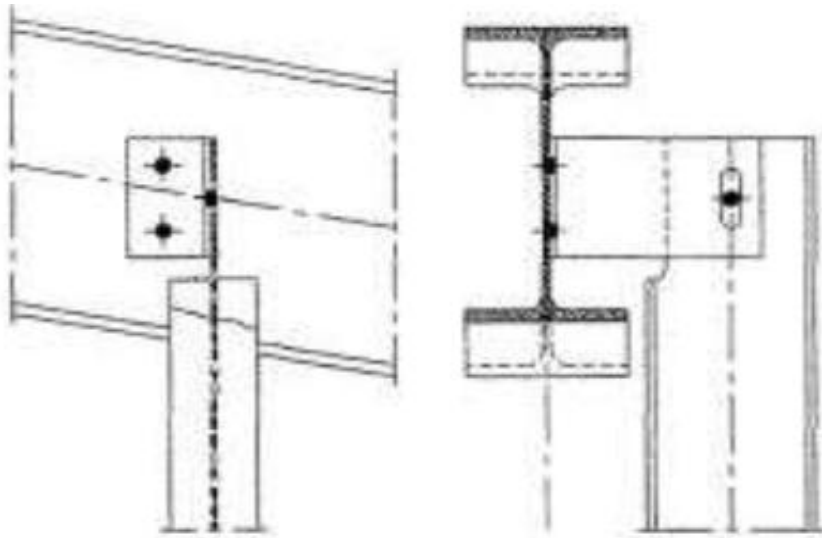


Figure 1.29. Appui simple par trou oblong (sens X-X)

1.13.2. Appui simple sur console

Des butées sont réglées pour limiter le déplacement horizontal.

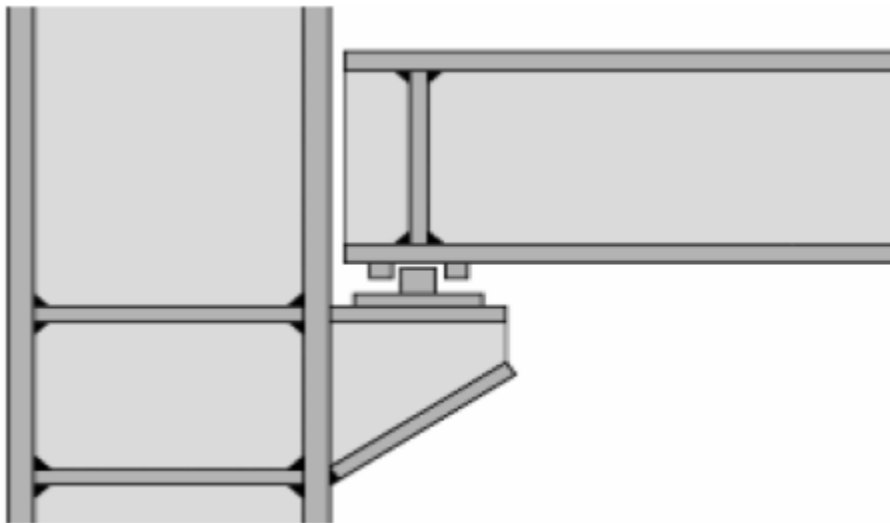


Figure 1.30. Appui simple par buté (sens Y-Y)

1.14. Les jonctions des poteaux

Quelques exemples de jonctions de poteaux.

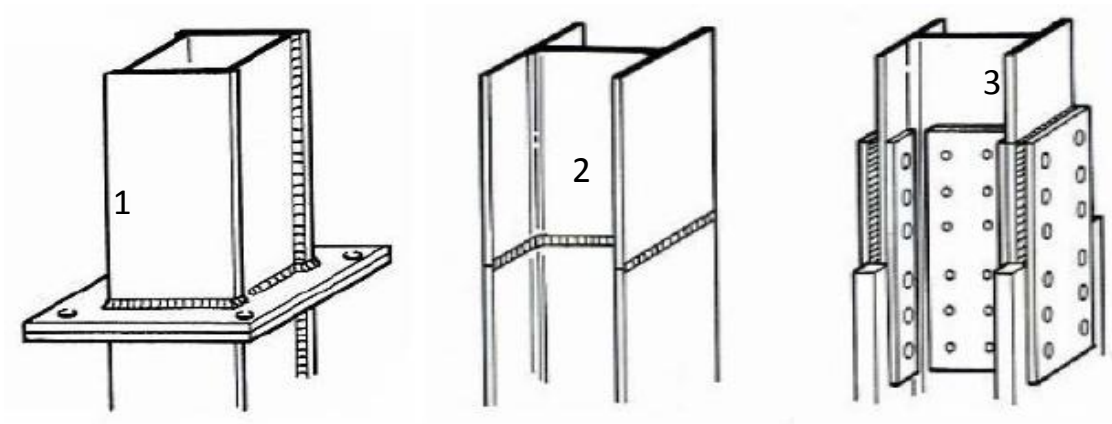


Figure 1.31. Différents types de jonction (Poteau-Poteau)

Exemple de jonction entre les poteaux

1. Joint par plaques d'extrémités soudées
2. Soudage bout à bout des tronçons
3. Joint par éclisses boulonnées

1.15. Boulon (pas de liaison) : liaison entre deux diagonales continues de grande longueur :

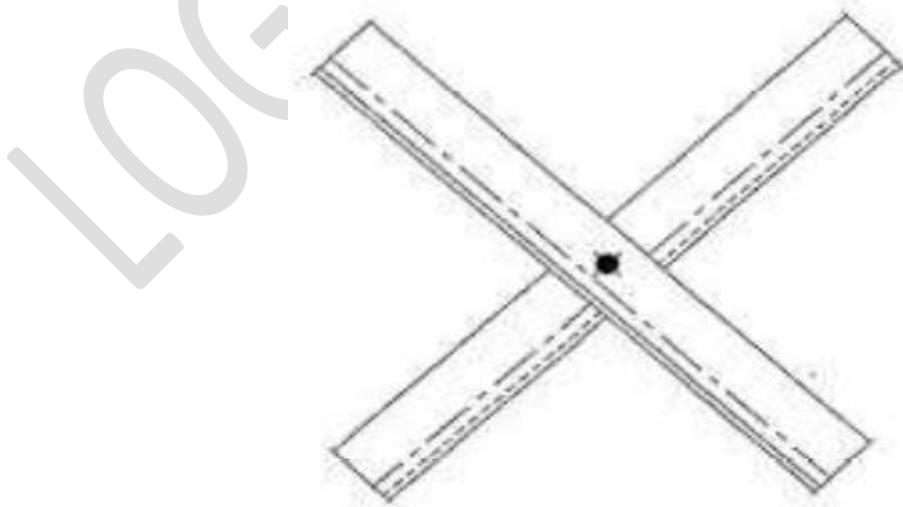


Figure 1.32. Boulon (Pas de liaison)

1.16. Rigidité des assemblages

En ce qui concerne les principes de dimensionnement des assemblages eux-mêmes, il est nécessaire de relever l'importance de certaines de leurs caractéristiques, à savoir :

- leur rigidité,
- leur résistance,
- leur capacité de rotation.

Ces différentes caractéristiques, influencent directement le comportement des assemblages. Ceci est illustré ci-dessous avec les relations de moments de flexion de trois types d'assemblages fléchis constituant une liaison poutre / poteau.

- La courbe (1) de la figure concerne le cas d'un assemblage ne transmettant qu'un effort tranchant : il s'agit d'un assemblage articulé qui ne présente pas de rigidité à la flexion.

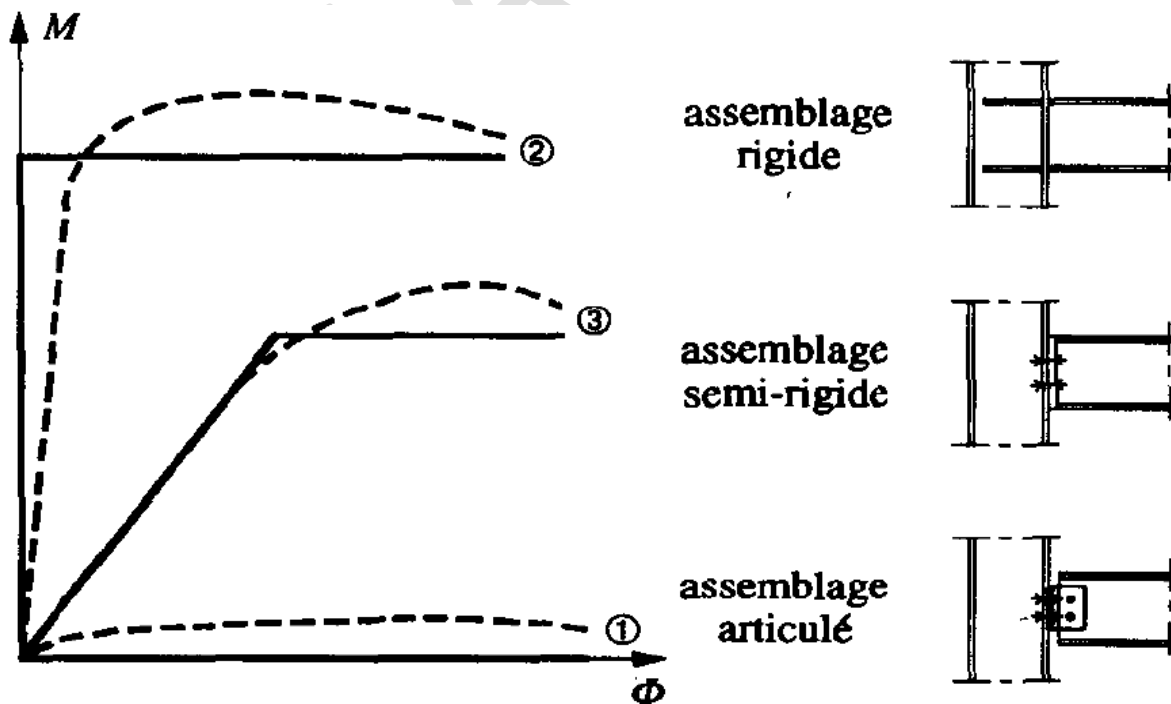


Figure 1.33. Rigidité des assemblages

- La courbe (2) correspond à un assemblage capable de transmettre un certain moment de flexion déjà pour une faible rotation : on parle alors d'assemblage rigide à cause de la rigidité à la flexion qu'il présente.
- Il existe aussi des assemblages moins rigides que celui de la courbe (2) : on parle alors d'assemblages semi-rigides, dont le comportement illustré par la courbe (3) montre qu'une grande rotation est nécessaire pour atteindre le moment de flexion à transmettre.
- La rigidité des assemblages a bien évidemment une influence sur la déformation d'une structure. Les assemblages doivent donc posséder une rigidité comparable à celle admise dans le calcul de la structure : il est donc particulièrement important que la modélisation des assemblages corresponde à leur comportement réel.
- On relèvera que cette rigidité est influencée par les déformations des éléments minces comme les ailes des profilés ou les plaques frontales, les jeux des boulons ainsi que par les effets de levier.

CHAPITRE II : CALCUL DES BASES DE POTEAUX

2.1. Définition

Par définition le pied de poteau est la base du poteau, autrement dit c'est la partie inférieure d'un poteau. Il a une grande importance dans la structure car toutes les charges descendantes de la superstructure passent par le pied de poteau pour arriver aux fondations en béton armé et ensuite au sol.

On distingue trois types de poteaux:

- encastrés au pied et articulés en tête
- articulés au pied et encastrés en tête (le plus courant)
- encastrés aux deux extrémités

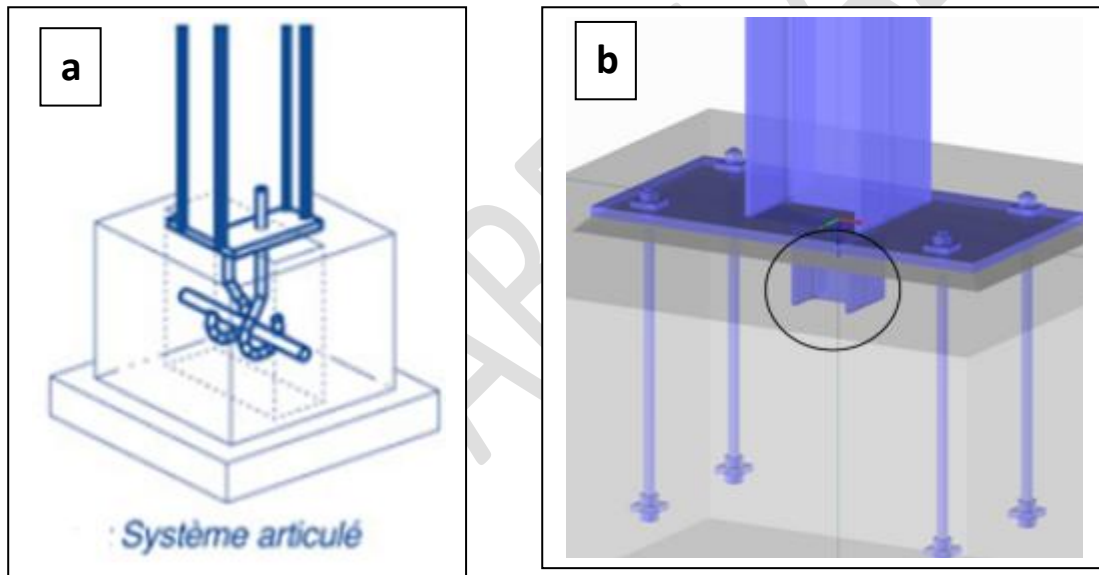


Figure 2.1. a) Pied de poteau articulé, b) Pied de poteau encastéré

2.2. Conception (composition) d'un pied de poteau

Le pied de poteau se compose généralement :

➤ **d'une platine:** plaque soudée en bout de poteau dont le rôle essentiel est de répartir au maximum la pression sur le béton, engendrée par la compression du poteau.

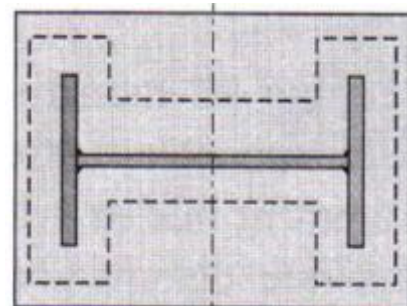


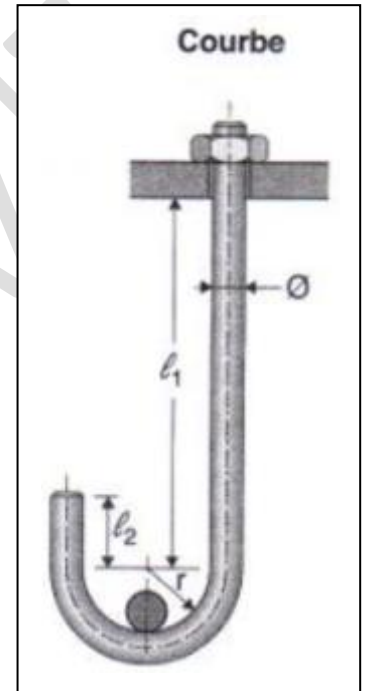
Figure 2.2. Platine d'un pied de poteau

➤ **des tiges d'ancrages:** on les place pour prévenir tout décollement de la platine (force de soulèvement, moment d'encastrement)

Le plus souvent les tiges ne sont pas pré scellées; des réservations sont faites où des clés d'ancrages permettent aux tiges de se fixer. Cette solution évite des positionnement trop précis et facilite le réglage de la structure. En cas de tiges



Figure 2.3. Tiges d'ancrage avec crose



➤ **d'une bêche d'ancrage:** assure la reprise de l'effort tranchant en cas de frottement insuffisants, et éventuellement les moments de torsion d'encastrement. Elle est constituée par une chute en I ou en H de faible hauteur soudée sur la platine.

Afin de garantir un comportement en bloc rigide on doit avoir la largeur de la bêche comprise entre 6cm et 1.5h-profil

Vérification de la bêche:

- flexion à l'encastrement sous la platine
- soudure bêche/platine
- cisaillement du à l'effort tranchant

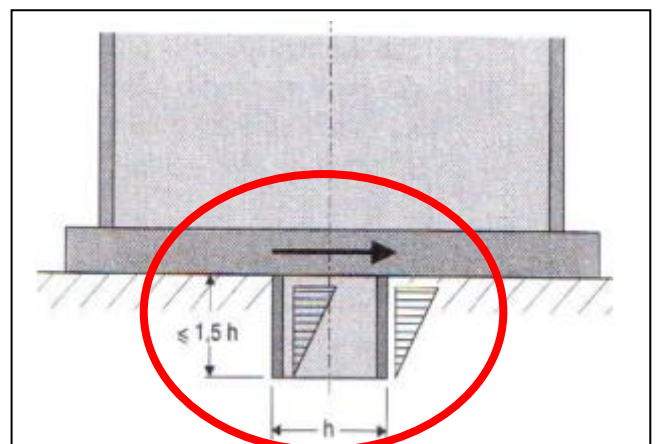


Figure 2.4. Conception d'une bêche d'ancrage

2.3. Calcul des platines et des tiges d'ancrages

2.3.1. Pied de poteau articulé

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux, telles que les lignes 1-1 et 2-2 de la figure suivante.

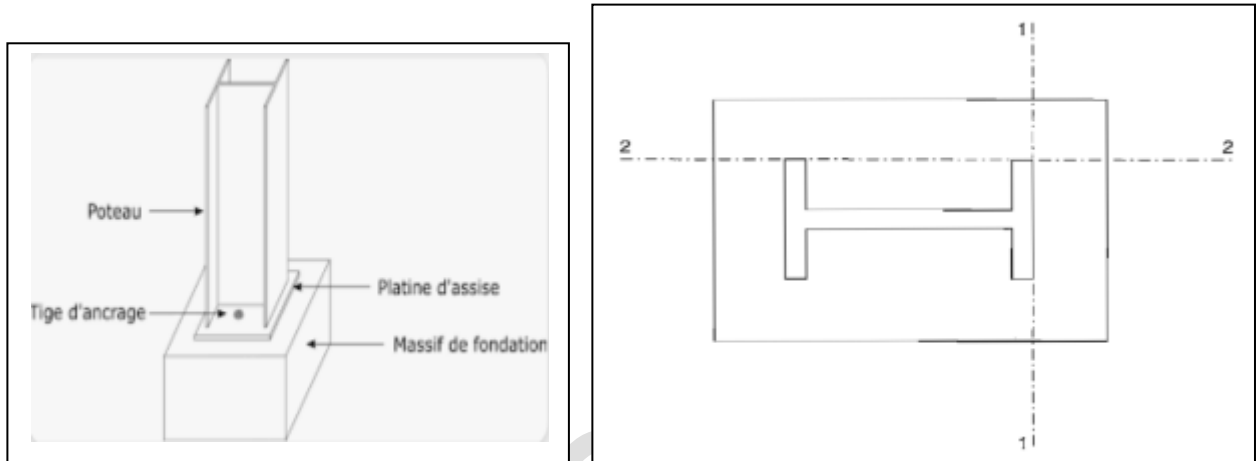


Figure 2.5. Calcul d'un pied articulé

Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont alors à calculer comme des poutres en porte-à-faux, et il faut vérifier que la section de tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des réactions exercées par le massif des fondations entre cette section et le bord libre de la platine.

Les calculs vont consister à :

- déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de fondation.
- déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
- déterminer les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment en pied (encastrement), soit par un soulèvement au vent.

2.3.1.1. Surface de la platine

Elle est déterminée par la condition:

$$\sigma = N / a \cdot b \leq f_{bu}$$

2.3.1.2. Épaisseur de la platine :

L'effort à droite de la ligne 1-1 est:

$$F = \sigma \cdot b \cdot u$$

Le moment correspondant a pour valeur :

$$M = F \frac{u}{2} = \sigma b \frac{u^2}{2}$$

Le moment résistant élastique de la platine est :

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y \text{ avec } W_{el} = \frac{b t^2}{6}$$

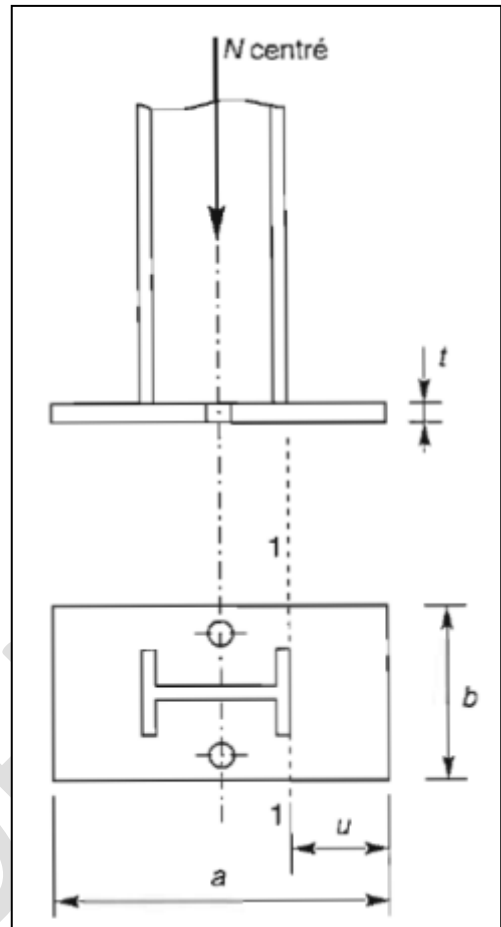


Figure 2.6. Détail du calcul d'un pied articulé

Il faut donc vérifier que :

$$\sigma b \frac{u^2}{2} \leq f_y \cdot \frac{b t^2}{6}, \text{ soit } t \geq u \sqrt{\frac{3 \sigma}{f_y}}$$

Inversement, si t est fixé a priori, le problème sera de vérifier la contrainte flexion (ρ) au droit de la ligne de pliage, soit :

$$\sigma \leq \frac{f_y}{3} \left(\frac{t}{u} \right)^2$$

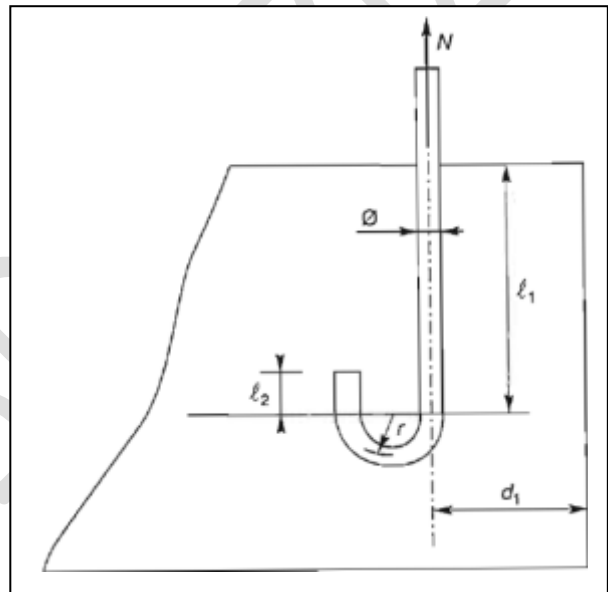
2.3.1.3. Goujons d'ancrage

L'effort admissible par scellement, dans le cas de goujon avec crosse, fixé par les règles CM 66 (article 5, 123) vaut en (daN):

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (\ell_1 + 6,4 r + 3,5 \ell_2)$$

g : étant le dosage en ciment du béton (Kg/m^3) et les valeurs courantes étant:
 ($r = 3 \phi$ $\ell_2 = 2 \phi$ $\ell_1 = 20 \phi$)

Figure 2.7. Détail et dimensions d'un goujon d'ancrage avec crosse

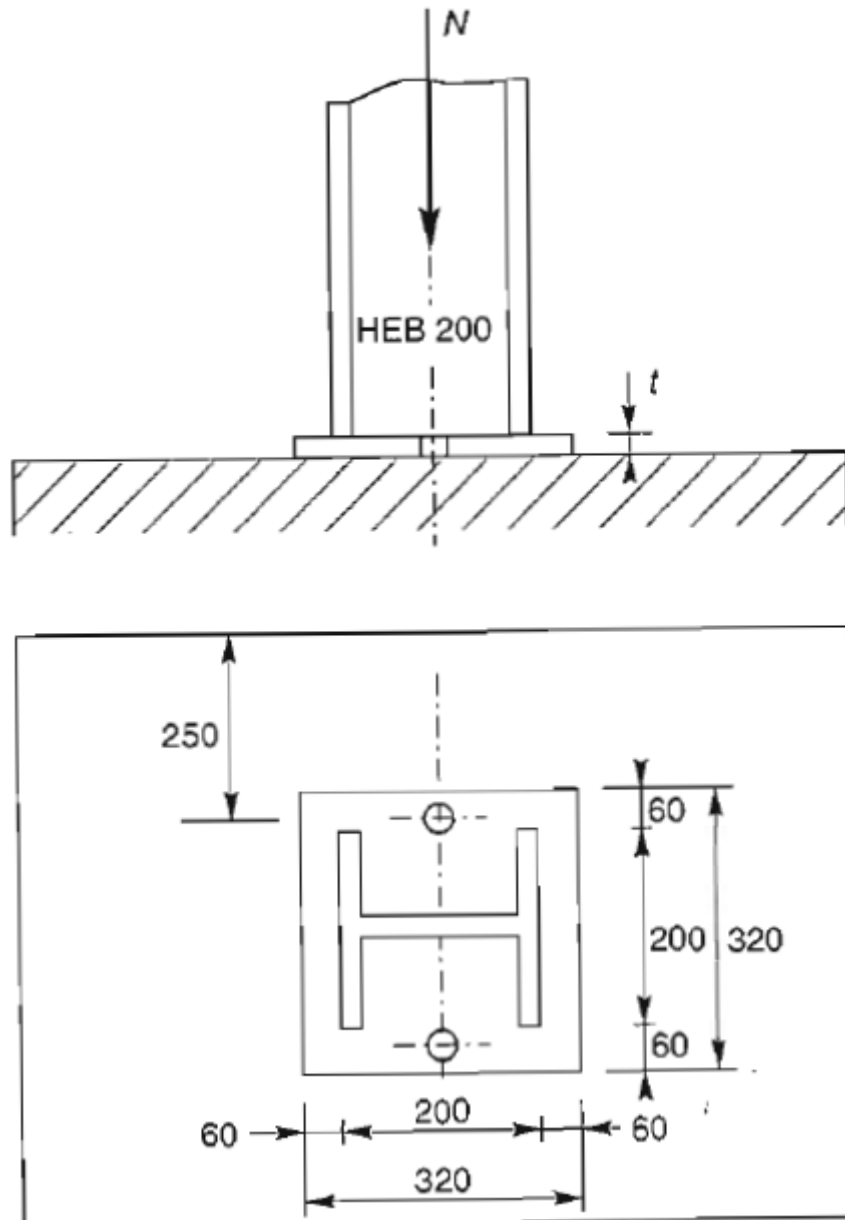


2.3.1.4. Exemple d'application :

Soit un poteau HEB 200, articulé en pied (Figure ci-dessous), soumis aux sollicitations suivantes:

- Effort de compression (sous $G + S$) : $N(\downarrow) = 440 \text{ KN}$
- Effort de soulèvement au vent (sous $G + W$) : $V(\uparrow) = 120 \text{ KN}$
- béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment, $f_{bu} = 8 \text{ N/mm}^2$

Question : Déterminer l'épaisseur de la platine et le diamètre des goujons, $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$;



2.3.2. Pied de poteau encastré

2.3.2.1. Calcul et vérification

Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré (N) et un moment de flexion M, ce qui est équivalent à un effort vertical (N) excentré de : $(e=M/N)$

Les boulons situés sur le côté opposé à l'effort (N) sont soumis à un effort de traction et le béton situé du côté de l'effort (N) est soumis à un effort de compression avec répartition triangulaire (Figure. 2.9).

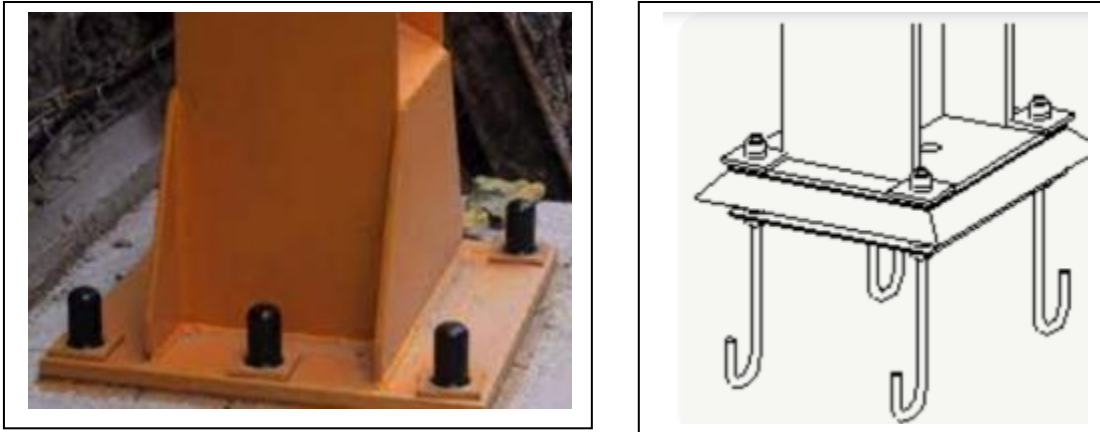


Figure 2.8. Pieds de poteau encastrés

- Effort de traction sollicitant les boulons de gauche: $T = A \cdot \rho_a$
- Effort de compression sollicitant le béton sous la platine:

$$C = \frac{1}{2} b h' \sigma_b$$

- Si (n) est le coefficient d'équivalence acier-béton

$$\left(n = \frac{E_a}{E_b} \right)$$

$$\sigma_a = n \sigma_b \frac{h - h'}{h'}$$

Écrivons l'équilibre des forces : $N + T = C$, et celui des moments :

$$C \left(h - \frac{h'}{3} \right) = N \ell = (C - T) \ell$$

La combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante, en faisant ($n = 15$):

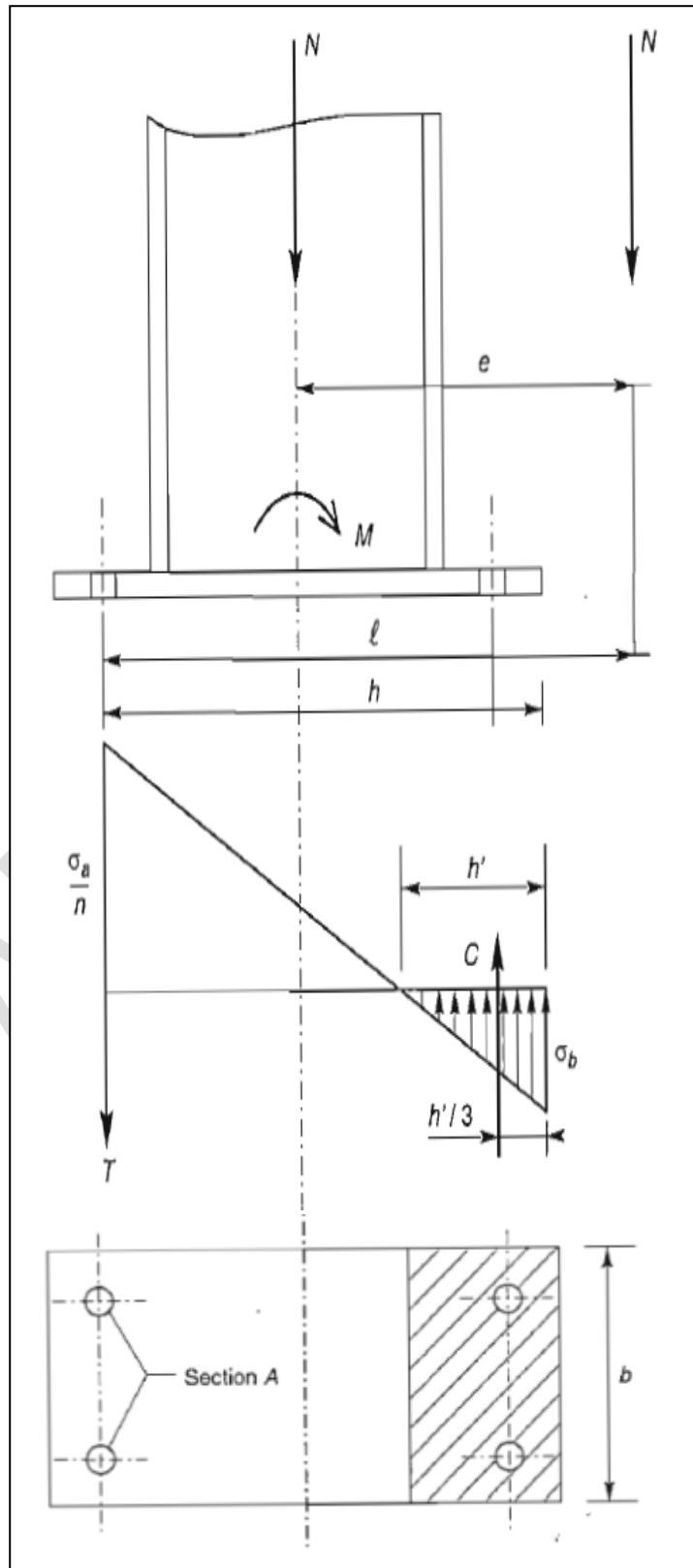
$$h^3 + 3 (\ell - h) h^2 + 90 A \frac{\ell}{h} h' - 90 A \frac{\ell}{h} h = 0$$

La résolution permet d'obtenir (h'), et par la suite de vérifier ρ_a et ρ_b :

$$\sigma_b = \frac{2 N \ell}{b h' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{\ell - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

Figure 2.9. Détail de Calcul d'un pied de poteau encasté

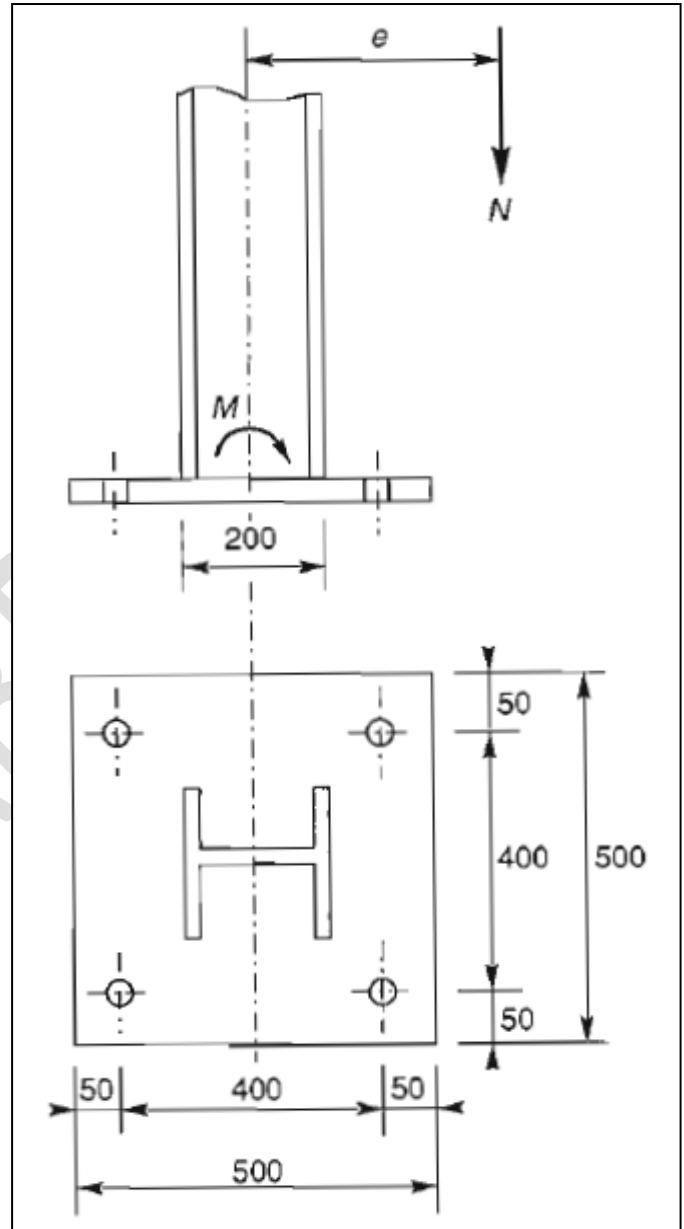


2.3.2.2.Exemple d'application

Soit un poteau HEB 200, encastré en pied, soumis à un effort normal pondéré centré de 250 KN et à un moment pondéré de 75 KN.m (figure ci-dessous).

- Diamètre des goujons:
- $\phi=24$ mm (acier S.235)
- Béton : $f_{ub}=8$ MPa

Question : Vérifier les contraintes de traction dans les goujons et de compression sur le béton et déterminer l'épaisseur de la platine (acier S.235).



CHAPITRE III: CALCUL DES PLANCHERS MIXTES A DALLE COLLABORANTE

3.1. Généralités

Les structures de couverture sont constituées d'ossatures (généralement des profils IPE) et de platelages (généralement des bacs en acier), qui sont légers, mais suffisants pour reprendre des charges finalement faibles. En revanche, les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes (IPE parfois, mais surtout HEA, HEB et PRS), recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre de fortes charges (surcharges d'exploitation de bureaux, de stockage... pouvant atteindre plusieurs tonnes au m²).

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (supportant le platelage) portant sur des poutres maîtresses, qui portent-elles mêmes sur des poteaux.

Quant aux platelages, ce sont :

soit de simples platelages métalliques : tôles épaisses, lisses ou larmées,
— soit des dalles métalliques, à raidisseurs croisés (dalles orthotropes), peu utilisées en bâtiment, en raison de leur coût élevé, et pratiquement réservées à la réalisation de tabliers de ponts.

— soit des dalles béton, coulées sur prédalles ou sur bacs acier utilisés comme coffrages perdus ou collaborants.

Ce dernier type de plancher, dit plancher mixte (acier-béton), est le plus répandu dans les constructions de planchers d'immeubles de bureaux, d'entrepôts, de mezzanines, etc.

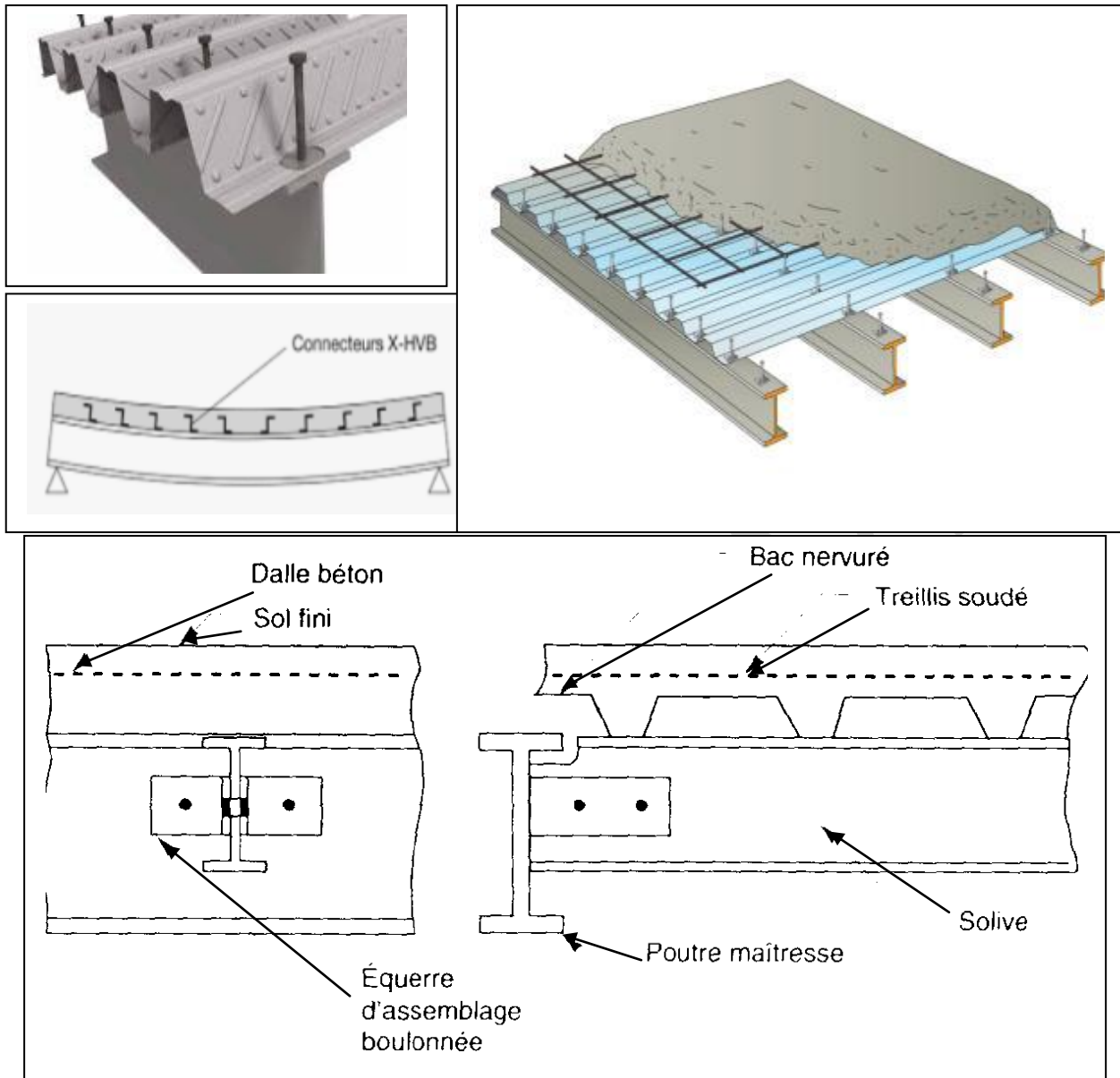


Figure 3.1 : Conception d'un plancher mixte

3.2. Différents types de planchers mixtes

Deux cas de figure sont possibles:

3.2.1. Plancher à dalle en béton armé non collaborante :

Elle n'est pas liaisonnée avec l'ossature porteuse en acier, et ne participe donc pas, de ce fait, à l'inertie globale du plancher. La dalle constitue, dans ce cas, une charge permanente pour l'ossature porteuse, qui est pénalisante du fait de son poids élevé;

3.2.2. Plancher à dalle en béton armé collaborante :

Elle participe à l'inertie globale du plancher, ce qui impose qu'elle soit parfaitement liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs), à l'interface acier -béton, qui solidarisent dalle et poutres entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel

Les planchers mixtes à dalle collaborante étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calculs de ce type de plancher.

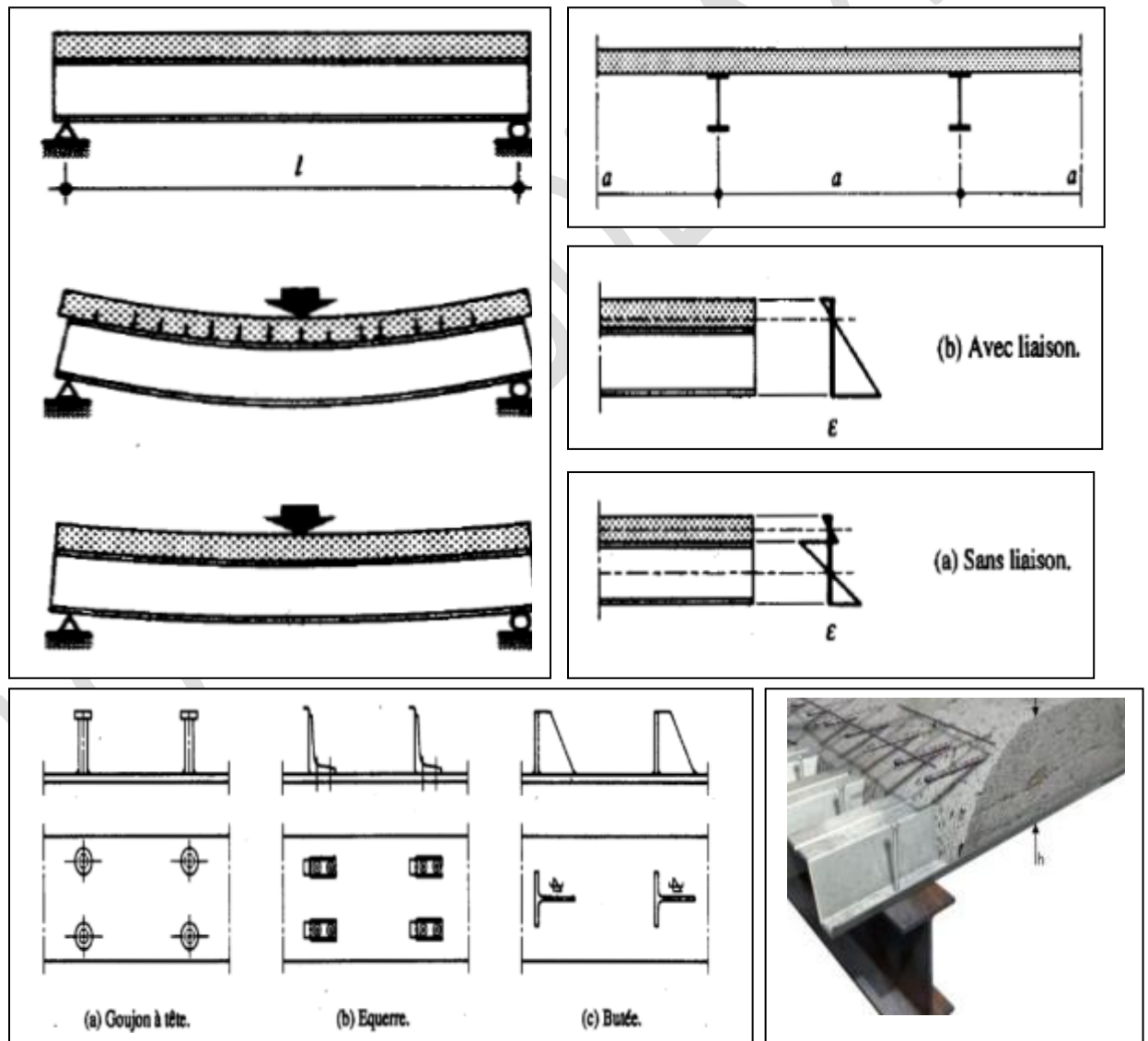


Figure 3.2 : Détails et principe de fonctionnement des planches mixtes.

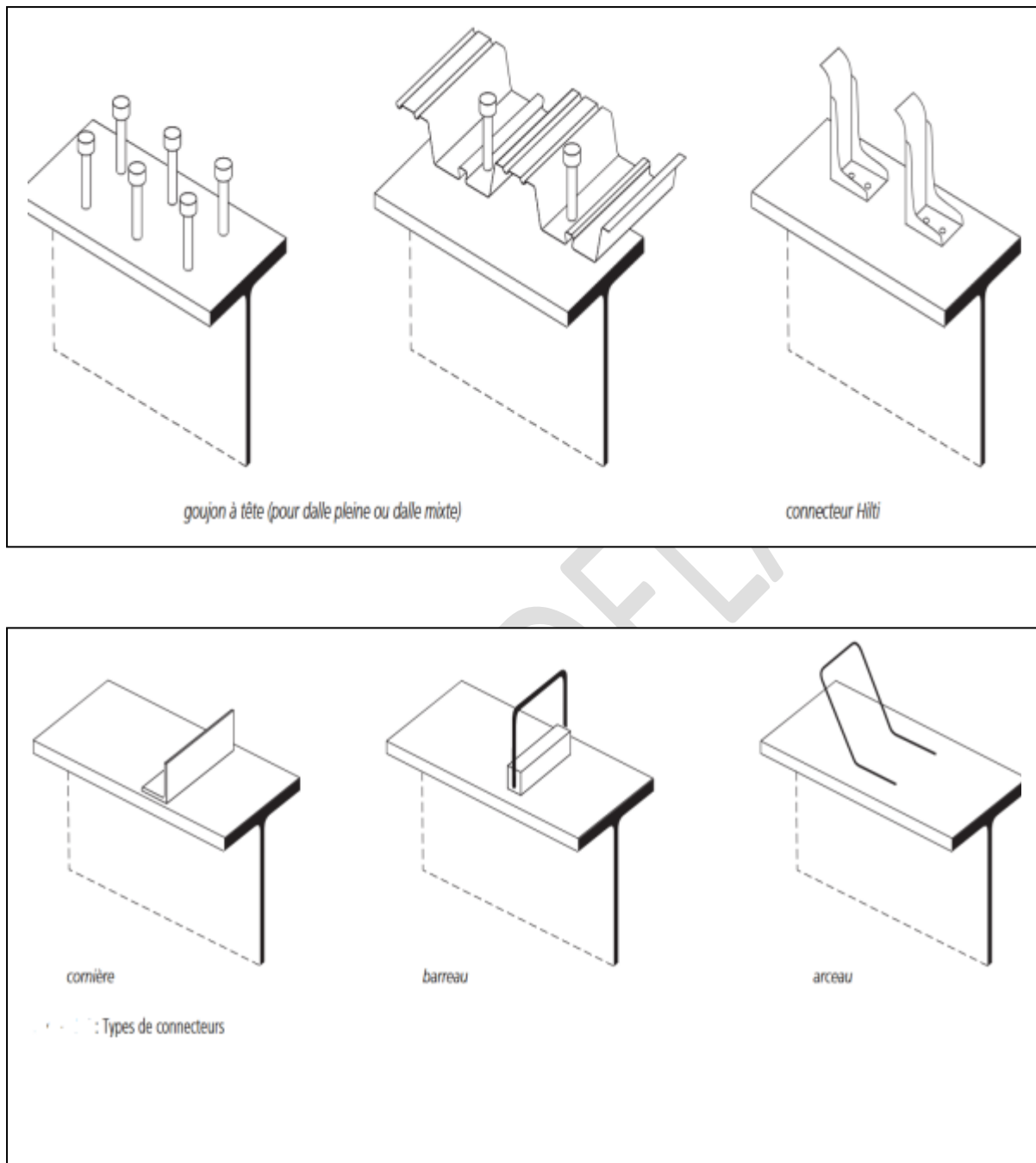


Figure 3.3 : Différents types de connecteurs

3.3. Calcul et vérification d'un plancher mixte

3.3.1. Calcul d'un plancher mixte à dalle non collaborante

Dans ce cas là, le calcul sera mené à la flexion simple d'une section en acier normale (c'est déjà fait en 3^{ème} année licence), et la dalle en béton sera considérée comme charge permanente supplémentaire sur le profilé en acier. Ce calcul donne toujours des sections en acier plus grandes que celles si on considère que la dalle est collaborante.

3.3.2. Calcul d'un plancher mixte à dalle collaborante

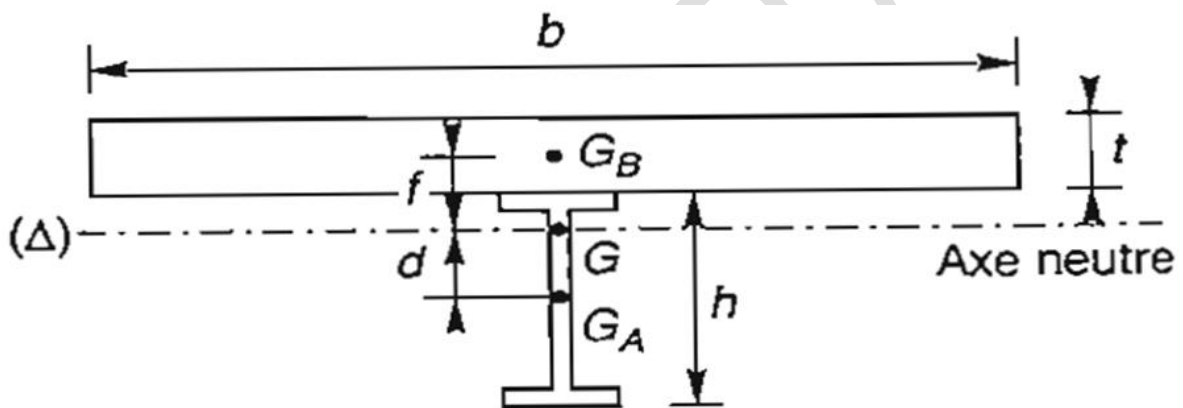


Figure 3.4 : Analyse d'un plancher mixte à dalle collaborante

3.3.2.1. Inertie du montage poutre/dalle

- Section mixte: $S = A + (B/n)$ avec $B = b.t$

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à G , centre de gravité de la poutre acier, est d et on l'obtient en écrivant l'égalité des moments statiques par rapport à (Δ):

- Poutre: $\mu_A = A.d$

- Dalle: $\mu_B = B.f/n$

Soit : $A.d = B.f/n$ Or, $f + d = (t+h) / 2$

D'où :

$$d = \frac{bt}{n} \frac{t+h}{2S}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I = I_A + A d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

I_A et I_B étant les inerties propres des sections A et B .

soit :

$$I = I_A + A d^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

3.3.2.2. Contraintes de flexion simple

- M : étant le moment fléchissant maximal dans la section mixte, d'inertie I , les diverses contraintes extrêmes sont:

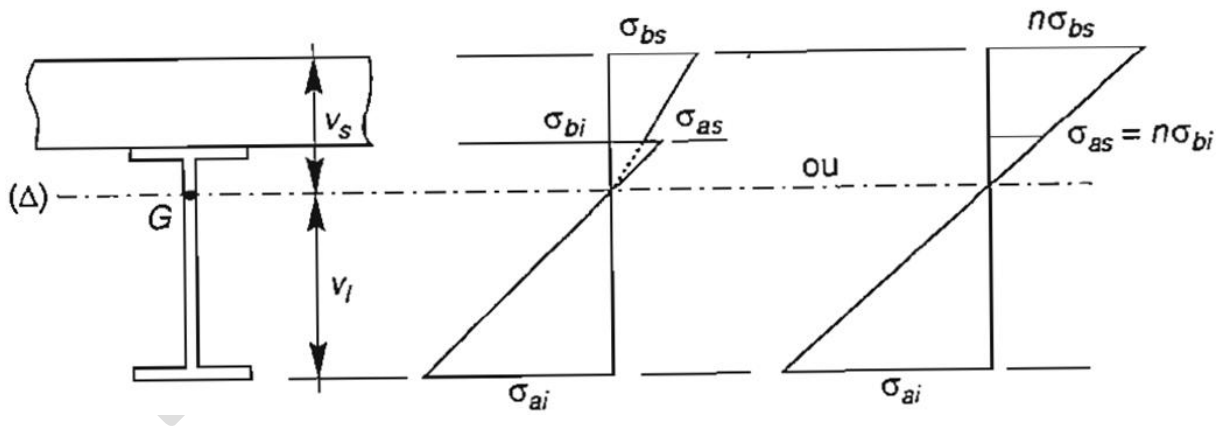


Figure 3.5 : Répartition des contraintes dans les différentes parties d'un plancher mixte à dalle collaborante

A. Contraintes dans la poutre acier :

➤ **Traction:** $\sigma_{ai} = \frac{M}{I} v_i$

➤ **Compression :** $\sigma_{as} = \frac{M}{I} (v_s - t)$

B. Contraintes dans la dalle de béton

Compression (fibre supérieure) : $\sigma_{bs} = \frac{M}{nI} v_s$

Compression (fibre inférieure) : $\sigma_{bi} = \frac{M}{nI} (v_s - t)$

avec : $v_i = \frac{h}{2} + d$ et $v_s = \frac{h}{2} + t - d$

Après calcul des contraintes on doit vérifier :

- Pour le profilé en acier : $\sigma_{ai} \leq f_y$ et $\sigma_{as} \leq f_y$
- Pour la dalle en béton : $\sigma_{bs} \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_{bi} \leq \bar{\sigma}_b$ avec $\bar{\sigma}_b = (f_{bu})$

C- Contraintes additionnelles dues au retrait du béton

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent des contraintes additionnelles qui doivent s'ajouter aux contraintes précédemment calculées lors de vérification.

3.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant maximal est considérée prise totalement par le profilé en acier, donc la vérification sera comme suit :

- On calcule l'effort tranchant maximal aux appuis :

$$V_{\max} = q_u \cdot L / 2 \quad \text{avec } q_u : \text{la charge due à G et Q (majorées à l'ELU)}$$

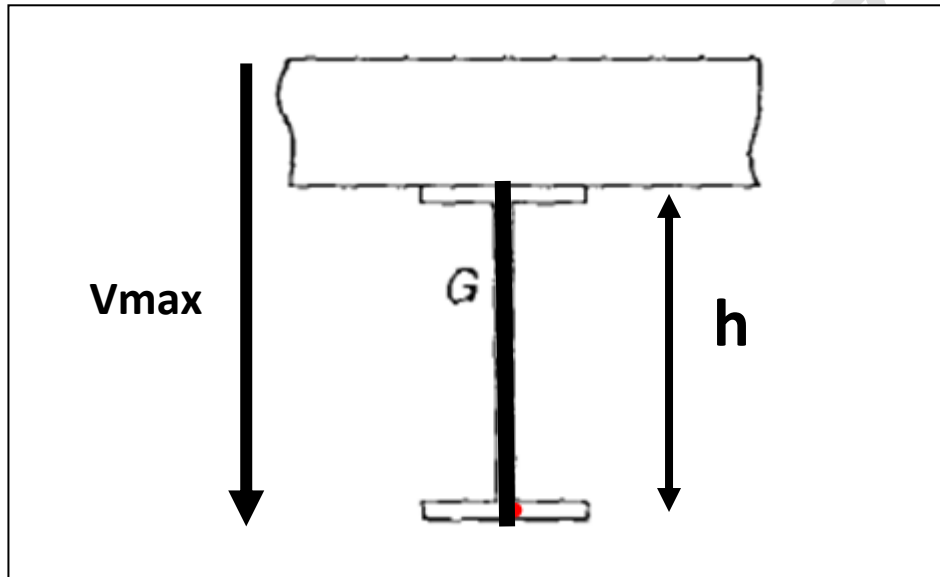


Figure 3.6. Calcul de l'effort tranchant

- Puis on calcule la contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_{\max} = V_{\max} / (t_w \cdot h)$$

Avec, t_w : l'épaisseur du profilé en acier et h : la hauteur totale du profilé

- On doit vérifier à la fin:

$$\tau_{\max} \leq \tau_{\text{adm}} \quad \text{avec } \tau_{\text{adm}} = 0,58 f_y$$

3.3.2.4. Vérification de la flèche

La flèche est calculée à l'état limite de service (l'ELS) sans majoration des charges :

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

- Pour une charge uniformément répartie la flèche maximale est calculée comme suit:

$$f_{\max} = (5 \cdot q_{\text{ser}} \cdot L^4) / (384 \cdot E_a \cdot I)$$

- Pour une charge concentrée au milieu (à $L/2$) la flèche maximale est calculée comme suit:

$$f_{\max} = (q_{\text{ser}} \cdot L^3) / (48 \cdot E_a \cdot I)$$

- avec : E_a c'est le module d'élasticité de l'acier , ($E_a = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$)
- *et (I) c'est le moment d'inertie de la section globale (équivalente : dalle en béton + profilé en acier) déjà calculé.*

- et on doit vérifier :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

Réglementairement les flèches maximales sont limitées:

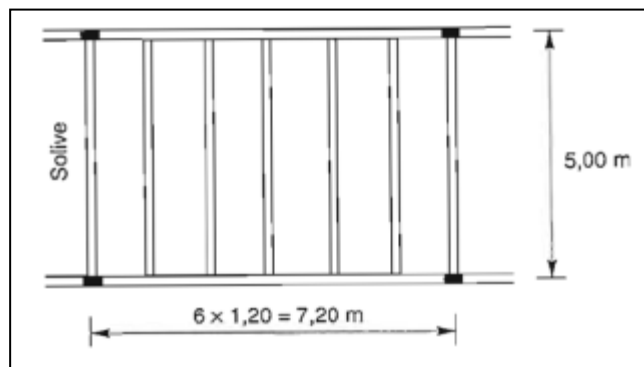
- à ($f_{\text{adm}} = L / 400$) , pour des planchers supportant des murs, cloisons ou vitrages.
- à ($f_{\text{adm}} = L / 250$) , pour des planchers courants.

3.4. Exemples d'application

Exercice 1 :

Dimensionner le profilé en acier (HEA ?) d'un plancher d'entrepôt (Figure ci-dessous), dans les deux cas :

- dalle collaborante
- dalle non collaborante



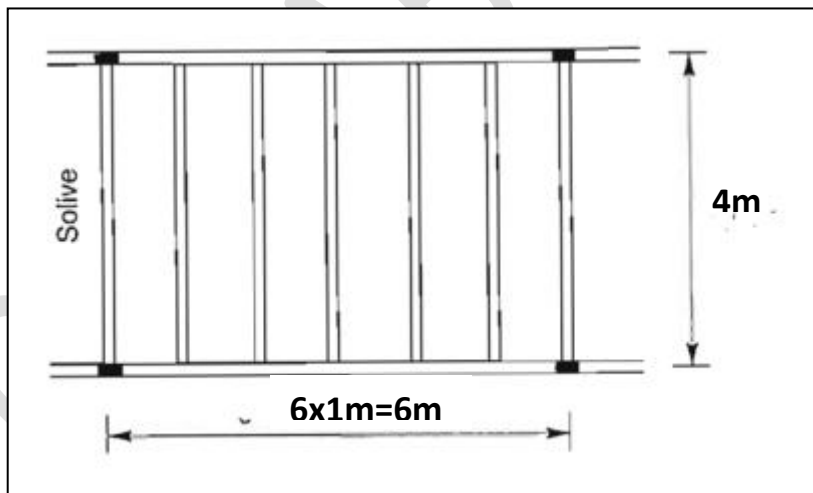
Données :

- trame : 7,20m x 5,00m
- surcharge de stockage: 10 KN/m²
- dalle B.A., coulée sur bacs acier, d'épaisseur moyenne t = 8 cm
- entraxe des solives (déterminé par la flexion transversale de la dalle): 1,20 m
- contraintes admissibles des matériaux:
 - **Acier S235** : $f_y = 235 \text{ MPa}$, $\tau_{adm} = 0,58 f_y$, $E_a = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
 - **Béton** : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, le coefficient d'équivalence acier/béton : $n = 15$
- Flèche : $f_{adm} = L / 250$

Exercice 2 :

Dimensionner le profilé en acier (HEA ?) d'un plancher d'entrepôt (Figure ci-dessous), dans les deux cas :

- a- dalle collaborante
- b- dalle non collaborante



Données : surcharge de stockage non pondérée : $Q = 8 \text{ KN/m}^2$, épaisseur de la dalle : $t = 8 \text{ cm}$; acier S235, béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

CHAPITRE 4 : CONCEPTION DES BATIMENTS INDUSTRIELS DE TYPE HALLES

(MINI PROJET)

Ce chapitre est entièrement extrait du document : «Guide de bonnes pratiques pour la construction de structures en acier – BÂTIMENTS A USAGE INDUSTRIEL- », édité par : Le Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM) -2008.

Les constructions industrielles ou les volumes de grandes dimensions sont très courants dans les bâtiments de parcs industriels, de loisirs et de sports. Leurs fonctionnalités ainsi que leur qualité architecturale sont influencées par de nombreux facteurs, par exemple le plan d'implantation, la polyvalence et la qualité souhaitée pour le bâtiment. L'acier offre de nombreuses possibilités pour un usage fonctionnel à la fois agréable et flexible.

Dans la première partie de ce chapitre nous allons décrire les systèmes couramment utilisés pour les structures porteuses principales des bâtiments industriels. Il décrit les caractéristiques des portiques et des structures poteaux-poutres, et donne des informations sur les assemblages et les composants secondaires.

La deuxième partie décrit des systèmes couramment utilisés pour les couvertures et les longs pans servant d'enveloppe au bâtiment et pouvant en même temps assurer la stabilité de la structure porteuse principale. Les principaux aspects architecturaux concernant les bâtiments à usage industriel, tels l'intégration des équipements techniques et l'éclairage sont évoqués.

PARTIE I

4-1. Portiques

Les bâtiments à portiques sont en général des structures de faible hauteur, comprenant des poteaux et des traverses horizontales ou inclinées, liés par des assemblages résistant aux moments.

Les portiques à pieds de poteaux articulés sont en général préférés car ils permettent des fondations de dimensions plus réduites comparées à des pieds

encastrés. En outre, les pieds de poteaux encastrés rigides demandent de réaliser un assemblage plus coûteux et sont donc surtout utilisés si le portique doit supporter des forces horizontales élevées. Toutefois, les poteaux articulés ont l'inconvénient d'exiger des quantités d'acier légèrement supérieures en raison de la moindre rigidité de l'ossature vis-à-vis des forces verticales et horizontales. Les portiques rigides sont stables dans leurs propres plans, et ils permettent d'obtenir des travées dégagées, c'est-à-dire sans contreventements. La stabilité est obtenue par la continuité au niveau des assemblages. Ils sont en général réalisés avec des jarrets disposés au niveau des assemblages poteaux-poutres de rives.

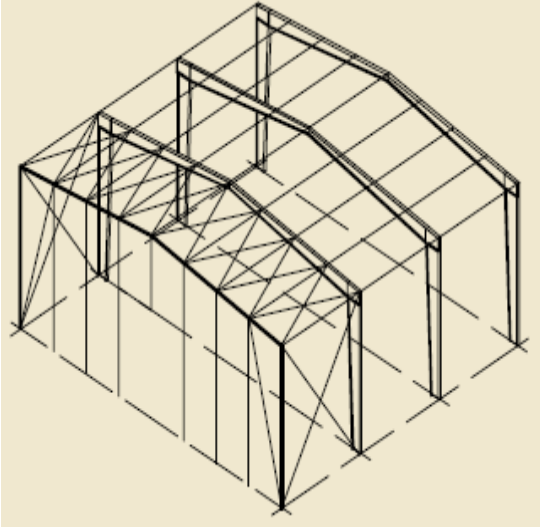
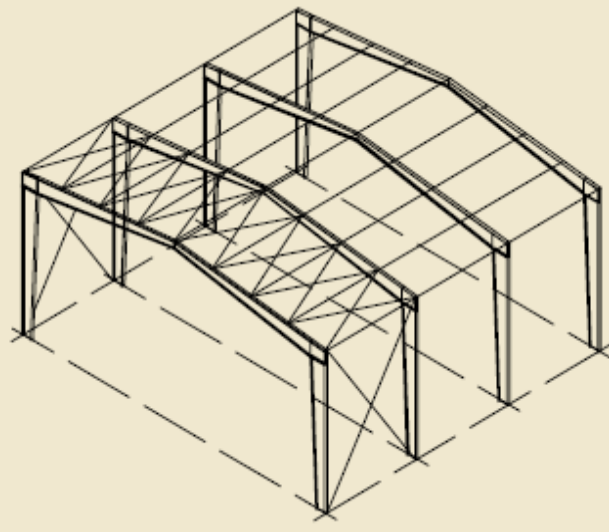
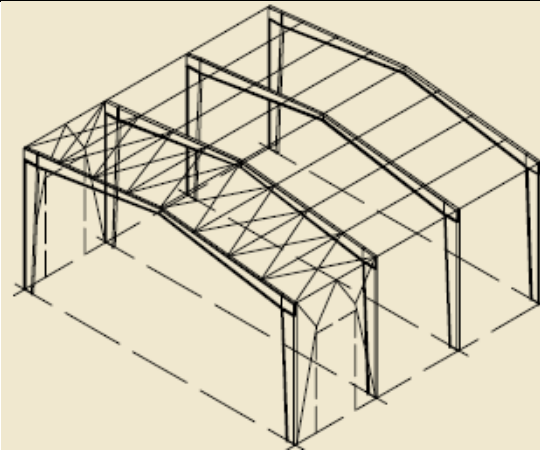
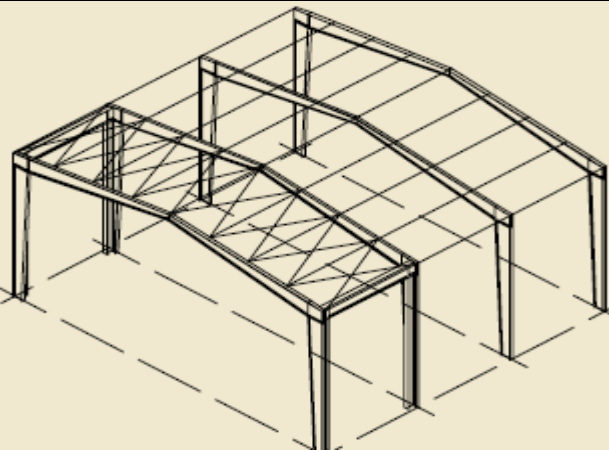
Dans la plupart des cas, la stabilité hors du plan doit être assurée par des éléments additionnels, comme des pannes ou des entretoises tubulaires (Figure 4.1). Si l'on utilise des tôles profilées, le toit peut être raidi de par l'action de diaphragme de l'enveloppe (effet de peau), sans que l'on ait besoin d'un autre contreventement. En pratique, ces systèmes sont rarement utilisés pour des raisons de responsabilités relatives à la résistance structurelle du bâtiment. L'utilisation de poteaux à extrémités encastrées, de noyaux et de murs en cisaillement peut également assurer un encastrement hors du plan du portique.

Un certain nombre de types de structures peuvent être considérés plus ou moins comme des portiques. Les informations qui sont fournies quant aux travées, aux pentes de toits, etc. sont typiques des formes de construction présentées dans ce document.

Les profilés en acier utilisés dans les portiques d'une portée de 12 m à 30 m sont en général des profilés laminés à chaud en aciers de nuance S235, S275 ou même S355. L'utilisation d'acier à haute résistance est rarement économique dans les structures où les critères d'aptitude au service (c'est-à-dire de flèche) ou de stabilité déterminent le dimensionnement.

Les portiques dimensionnés au moyen d'une analyse globale plastique sont plus économiques, bien qu'une analyse globale élastique soit privilégiée dans

certaines pays. Lorsqu'une analyse plastique est utilisée, les dimensions des sections doivent être adéquates pour permettre le développement de la résistance plastique à la flexion (formation de rotules plastiques).

	
<p>Ossature contreventée dans deux directions en utilisant un treillis de contreventement dans la toiture, les pignons et les longs pans</p>	<p>Ossature contreventée longitudinalement en utilisant un treillis de contreventement dans la toiture et les longs pans. Des portiques de pignons permettent de réaliser des extensions futures</p>
	
<p>Ossature contreventée longitudinalement en utilisant un treillis de contreventement dans la toiture et un contreventement spécial dans les longs pans pour permettre de placer une porte</p>	<p>Ossature contreventée longitudinalement en utilisant un treillis de contreventement dans la toiture et un portique dans les longs pans afin de placer une porte</p>
<p>Figure 4.1. Exemples de contreventement hors du plan d'un portique</p>	

4-1-1. Types de portiques en acier

4-1-1-1. Portique avec toit à double pente

L'une des structures les plus couramment utilisées pour les bâtiments industriels est le portique symétrique à travée unique, illustré dans la Figure 3.2.

Les caractéristiques suivantes sont les plus économiques et peuvent donc servir de base dans les premières étapes du dimensionnement :

- Portée de 15 m à 50 m (une portée de 25 à 35 m est la plus efficace).
- Hauteurs de rives de 5 à 10 m (une hauteur de 5 à 6 m est la plus efficace).
- Pente de toit de 5° à 10° (un angle de 6° est couramment adopté).
- Espacement des portiques de 5 m à 8 m (les espacements les plus grands étant associés aux portiques de plus longues portées).
- Présence de jarrets dans les traverses au niveau des rives et, si nécessaire, au faîtage.

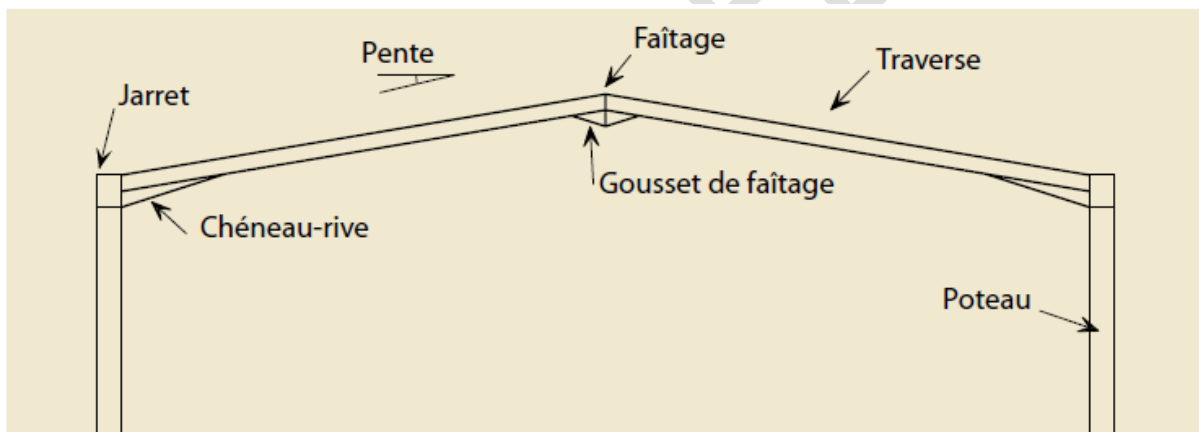


Figure 4.2 Portique symétrique à portée unique

Le Tableau 4.1 peut servir d'aide pour le pré-dimensionnement des portiques à travée unique. L'utilisation de jarrets au niveau des rives et du faîtage réduit la hauteur nécessaire de la traverse tout en permettant de transmettre les moments en ces endroits. Le jarret est souvent découpé dans un profilé de mêmes dimensions que la traverse.

Tableau 4.1. Table de pré-dimensionnement pour les portiques

Charge de neige [kN/m ²]	Portée [m]	Hauteur de rives [m]	Pente de toit [°]	Travées [m]	Profilé en acier nécessaire pour :	
					Poteau	Traverse
0.75	30.0	6.0	6.0	5.0	IPE 600	IPE 550
	25.0	6.0	6.0	5.0	IPE 500	IPE 500
	20.0	6.0	6.0	5.0	IPE 450	IPE 450
	15.0	5.0	6.0	5.0	IPE 360	IPE 360
	12.0	4.0	6.0	5.0	IPE 300	IPE 300
1.20	30.0	6.0	6.0	5.0	HEA 500	HEA 500
	25.0	6.0	6.0	5.0	IPE 600	IPE 550
	20.0	6.0	6.0	5.0	IPE 500	IPE 500
	15.0	5.0	6.0	5.0	IPE 450	IPE 450
	12.0	4.0	6.0	5.0	IPE 360	IPE 360
2.00	30.0	6.0	6.0	5.0	HEA 650	HEA 650
	25.0	6.0	6.0	5.0	HEA 550	HEA 550
	20.0	6.0	6.0	5.0	IPE 600	HEA 600
	15.0	5.0	6.0	5.0	IPE 500	IPE 500
	12.0	4.0	6.0	5.0	IPE 400	IPE 400

4-1-1-2. Portique avec plancher en mezzanine

Des bureaux sont souvent installés sur les structures de portiques au moyen d'un plancher en mezzanine (voir Figure 4.3), dont la largeur peut être partielle ou totale. Ce plancher peut servir de contreventement à la structure et être dimensionner en conséquence. Il arrive souvent que le plancher interne exige également une protection contre le feu.

4-1-1-3. Portique avec mezzanine extérieure

Les bureaux peuvent être situés en dehors du portique, créant ainsi une structure de portique asymétrique, comme illustré dans la Figure 4.4.

Le principal avantage de cette ossature est que des jarrets ou des poteaux de grandes dimensions ne forment pas d'obstacles à l'espace de bureaux. En général, cette structure additionnelle est stabilisée par le portique.

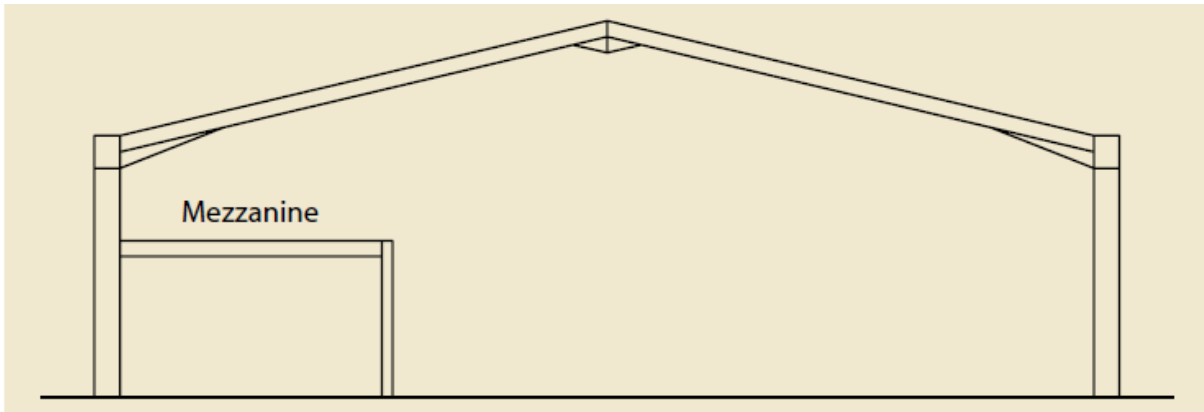


Figure 4.3 Portique avec un plancher en mezzanine intérieure

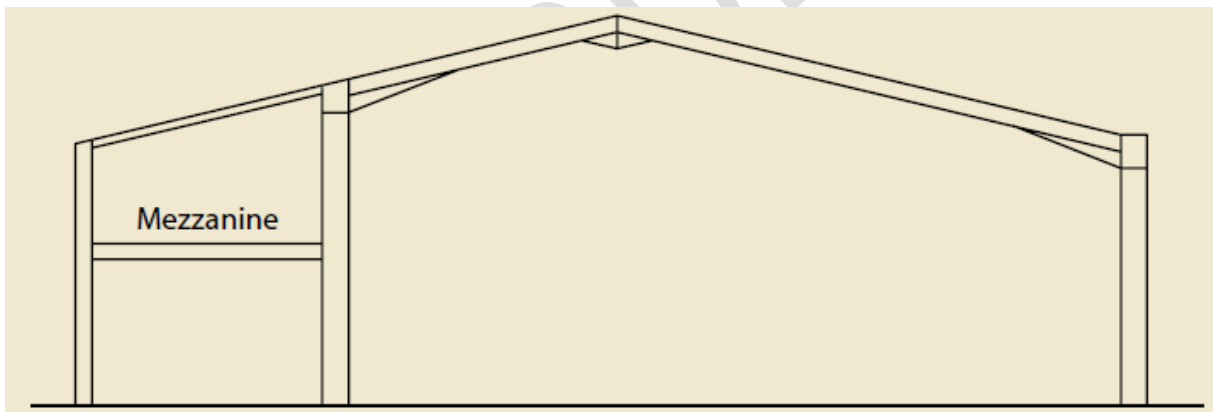


Figure 4.4 Portique avec un plancher en mezzanine extérieure

4-1-1-4. Portique avec pont roulant et corbeaux

Les ponts roulants, si leur présence est nécessaire, exercent une influence importante sur le calcul et les dimensions des portiques. Ils provoquent des charges verticales supplémentaires ainsi que des forces horizontales considérables, ce qui a un effet sur la dimension de la section des poteaux, en particulier.

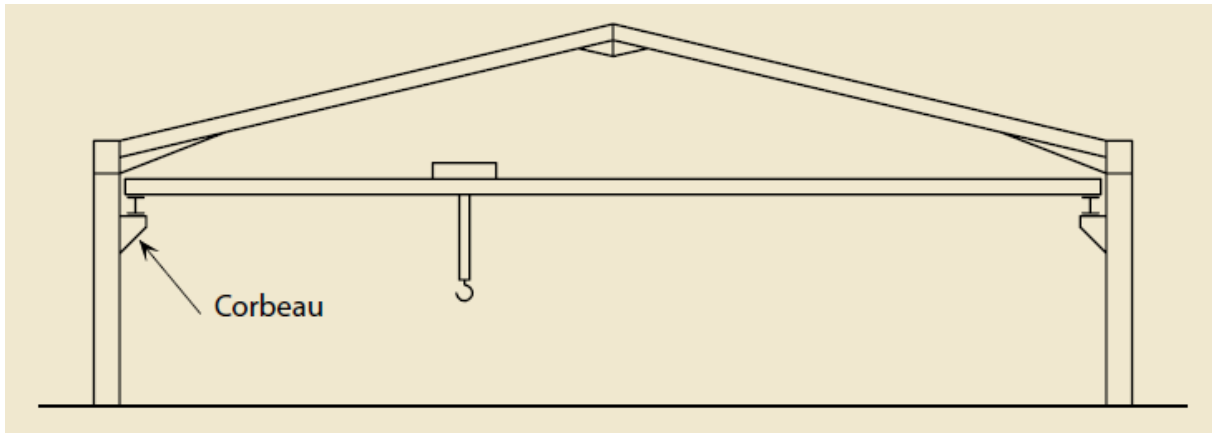


Figure 4.5 Portique avec un corbeau sur les poteaux

Lorsque le pont roulant est de capacité relativement faible (jusqu'à 20 tonnes environ), des corbeaux peuvent être fixés sur les poteaux pour supporter le pont roulant (voir Figure 3.5).

L'utilisation d'un tirant positionné au niveau des jarrets sur la largeur du bâtiment ou entre les pieds des poteaux peut s'avérer nécessaire pour réduire les déplacements horizontaux aux niveaux des rives.

Les déplacements horizontaux au niveau des chemins de roulement peuvent revêtir une importance capitale pour le fonctionnement du pont roulant. Pour les ponts roulants lourds, il convient d'appuyer les chemins de roulement sur des poteaux supplémentaires, qui peuvent être liés aux poteaux du portique au moyen de contreventements afin d'en assurer la stabilité.

4-1-1-5. Portique étayé

Lorsque la portée d'un portique est supérieure à 30 m, et qu'il n'est pas nécessaire d'obtenir une portée libre, le recours à un portique étayé (voir Figure 3.6) peut réduire la dimension de la traverse ainsi que les forces horizontales exercées au niveau des pieds des poteaux, permettant ainsi des économies à la fois sur les quantités d'acier et sur les fondations. Ce type de portique est parfois appelé "portique étayé à travée unique", mais il agit de fait comme un portique à deux travées.

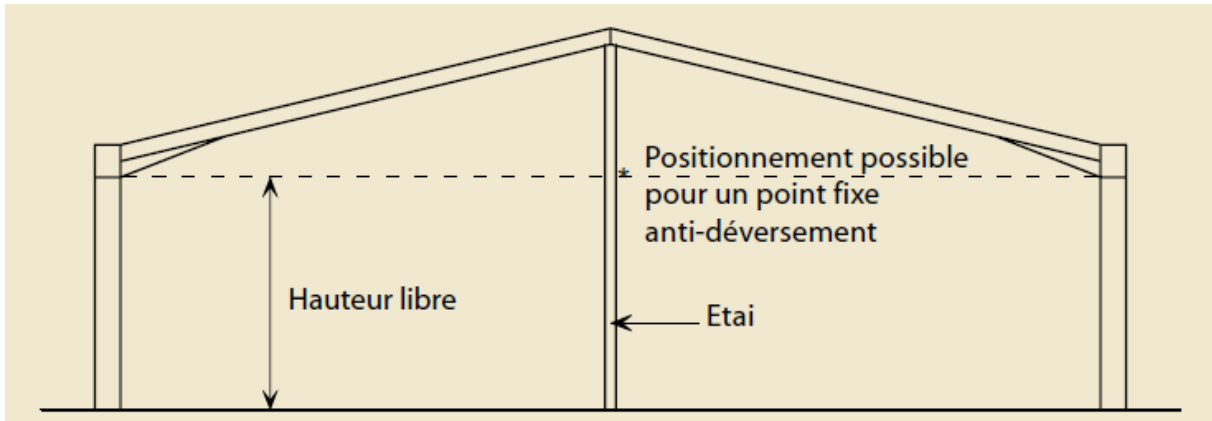


Figure 4.6 Portique étagé

4-1-1-6. Portique à tirants

Avec un portique à tirants (voir Figure 3.7), on obtient une réduction des mouvements horizontaux sur les rives ainsi que des moments agissant dans les poteaux, au prix d'une réduction de la hauteur libre. Pour les pentes de toit inférieures à 15° , des forces importantes se développent dans les traverses et dans le tirant.

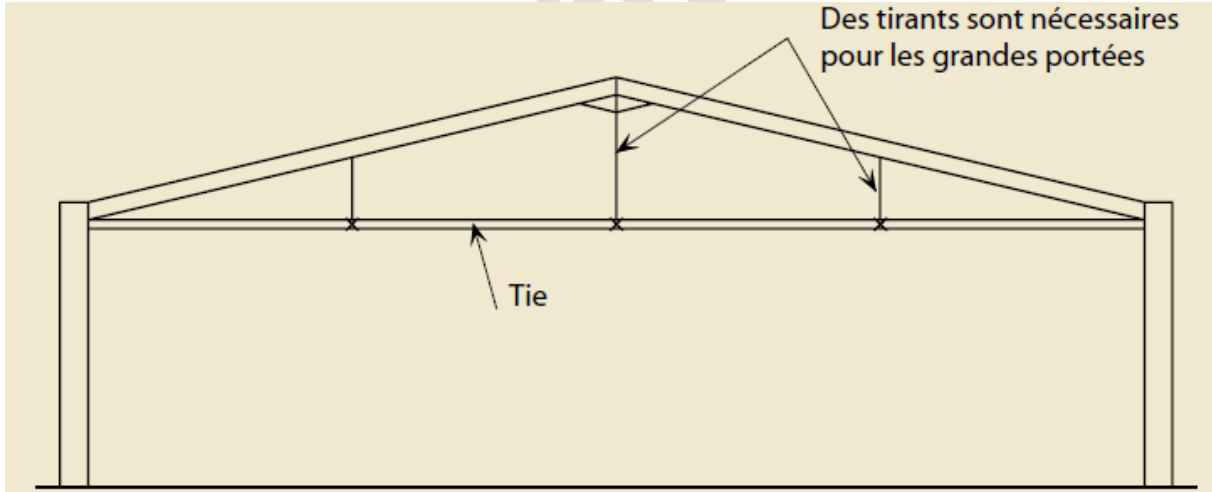


Figure 4.7. Portique à tirants

4-1-1-7. Portique Mansard

Un portique Mansard est composé d'une série d'éléments de traverses et de jarrets (comme illustré dans la Figure 4.8). Il peut être utilisé lorsqu'une grande travée libre est nécessaire, mais la hauteur des rives du bâtiment doit être réduite. Un portique Mansard avec tirants peut constituer une solution

économique lorsqu'il est nécessaire de réduire les déplacements horizontaux des rives.

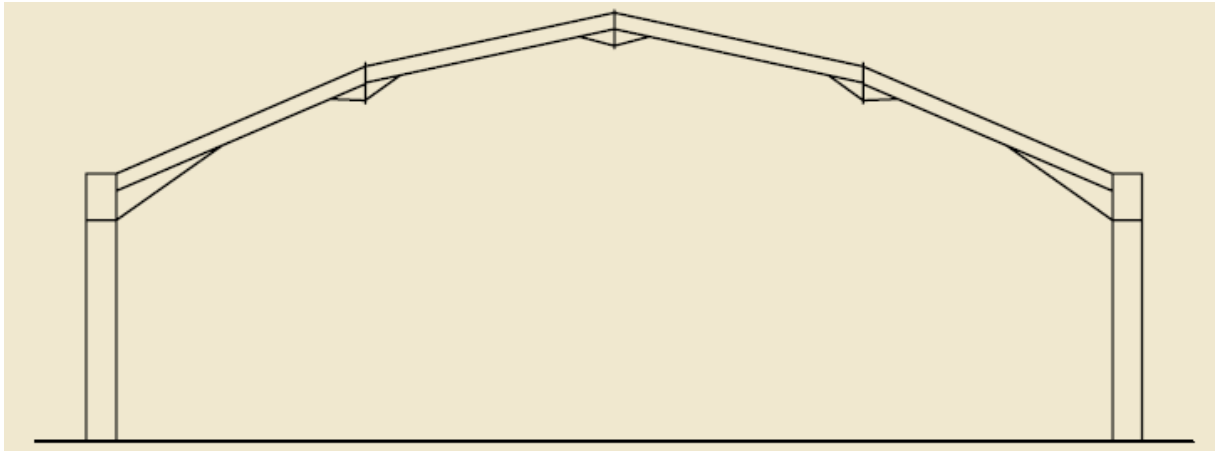


Figure 4.8. Portique Mansard

4-1-1-8. Portique à traverse cintrée

Les portiques à traverses cintrées (voir Figure 4.9) sont souvent utilisés pour des raisons architecturales. La traverse peut être cintrée selon un rayon résultant du cintrage à froid. Pour les portées supérieures à 16 m, il peut être nécessaire de prévoir des assemblages en continuité dans la traverse en raison des limitations de transport. Pour des raisons architecturales, ces assemblages de continuité peuvent être dimensionnés de sorte à être peu visible.

Une autre solution, lorsque le toit doit être cintré mais lorsqu'il n'est pas nécessaire que le portique le soit, consiste à fabriquer la traverse sous forme d'une série d'éléments rectilignes.

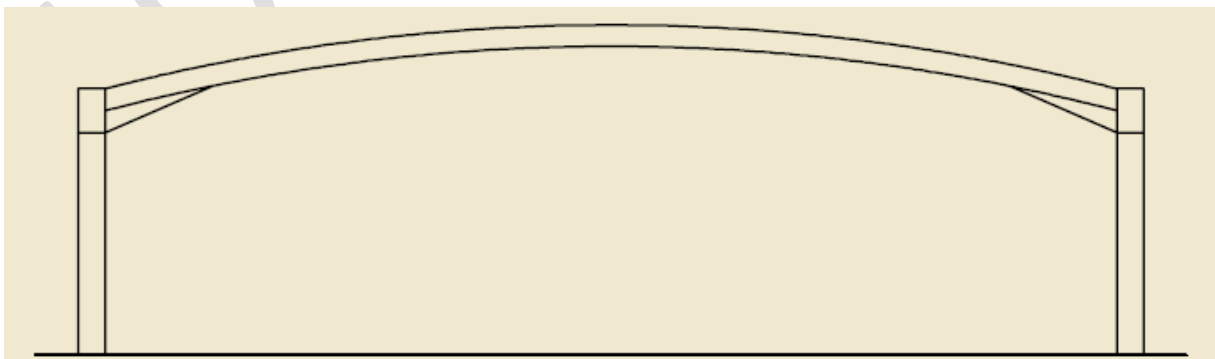


Figure 4.9 Portique avec traverse cintrée

4-1-1-9. Portique à poutre cellulaire

Les poutres cellulaires sont couramment utilisées pour les portiques dont les traverses sont cintrées (voir Figure 4.10 et Figure 4.11). Lorsque des assemblages de continuité de la traverse sont nécessaires pour le transport, ces assemblages doivent normalement être conçus de sorte à préserver les caractéristiques architecturales de cette forme de construction.

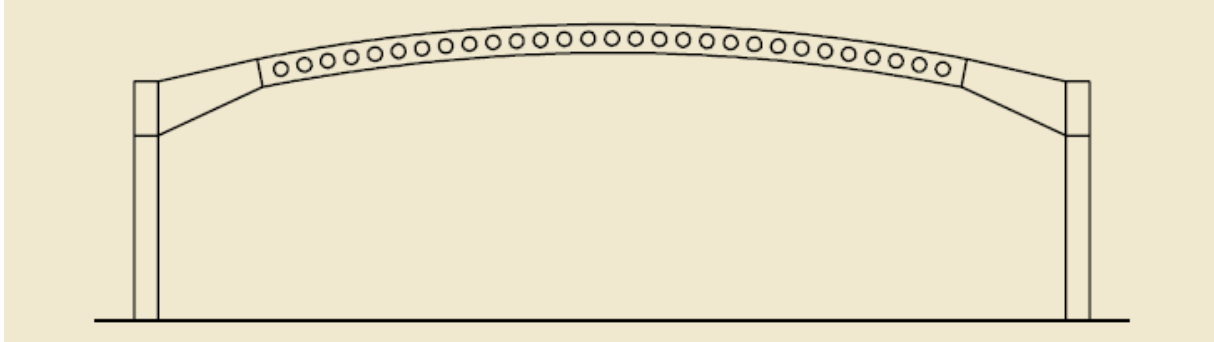


Figure 4.10 Poutre cellulaire utilisée dans un portique



Figure 4.11. Poutres cellulaires à assemblages innovants

4-1-1-10. Portiques de pignon

Les portiques de façades de pignon sont situés aux extrémités du bâtiment et peuvent consister en poteaux et traverses simplement appuyés, plutôt que

d'être des portiques complets (voir Figure 4.12). Si le bâtiment est destiné à être agrandi ultérieurement, il convient de prévoir un portique identique aux portiques intérieurs.

Dans les cas où la stabilité du pignon n'est pas assurée par un portique, il est nécessaire d'utiliser des contreventements ou des panneaux rigides, comme indiqué à la Figure 4.12.

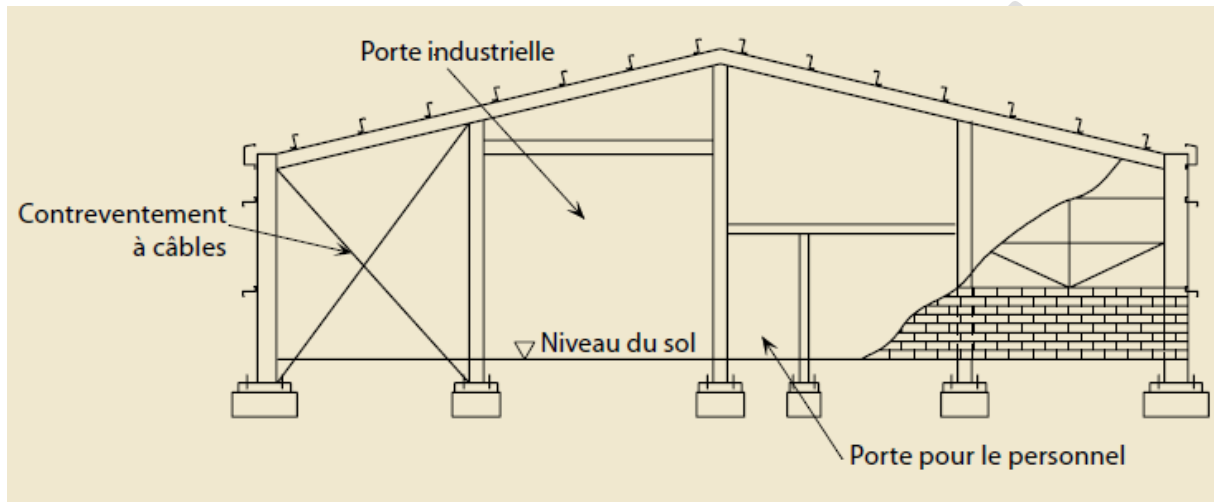


Figure 4.12 Pignons d'extrémité dans une structure à portiques

4-2. Structures poteaux-poutres

Les structures poteaux-poutres exigent la présence d'un système de contreventement indépendant dans les deux directions. Les poutres peuvent être des profilés en I ou des poutres à treillis. Le Tableau 4.2 donne certaines dimensions indicatives des poteaux et des poutres pour un pré-dimensionnement.

4-2-1. Structures poteaux-poutres à pieds de poteaux articulés

Dans les structures poteaux-poutres simples, les poteaux sont sollicités principalement en compression, ce qui permet l'utilisation de poteaux de plus faibles dimensions. Par rapport au portique, les sollicitations exercées dans la poutre sont supérieures, ce qui entraîne l'utilisation de profilés en acier de plus fortes dimensions. Etant donné que les assemblages articulés sont moins

complexes que les assemblages continus, les coûts de fabrication peuvent s'en trouver réduits.

Pour ce type de structure porteuse, il est nécessaire de prévoir des contreventements dans les deux directions, dans le toit ainsi que dans les murs, afin d'assurer la stabilité relative aux charges horizontales. Pour cette raison, ce type de structure est souvent utilisé pour les halls pratiquement fermés (c'est-à-dire ne possédant pas d'ouverture importante). Ceci doit également être mis en œuvre pendant la phase de montage par l'utilisation de contreventements provisoires.

Tableau 4.2. Table de pré-dimensionnement pour les structures poteaux-poutres

Charge de neige [kN/m ²]	Portée [m]	Hauteur de rives [m]	Pente de toit [°]	Travées [m]	Profilé en acier nécessaire pour :	
					Poteau	Poutre
0.75	30.0	6.0	6.0	5.0	IPE 270	HEA 550
	25.0	6.0	6.0	5.0	IPE 270	IPE 600
	20.0	6.0	6.0	5.0	IPE 240	IPE 500
	15.0	5.0	6.0	5.0	IPE 200	IPE 360
	12.0	4.0	6.0	5.0	IPE 160	IPE 300
1.20	30.0	6.0	6.0	5.0	IPE 300	HEA 700
	25.0	6.0	6.0	5.0	IPE 300	HEA 550
	20.0	6.0	6.0	5.0	IPE 270	IPE 550
	15.0	5.0	6.0	5.0	IPE 220	IPE 450
	12.0	4.0	6.0	5.0	IPE 180	IPE 360
2.00	30.0	6.0	6.0	5.0	IPE 330	HEA 900
	25.0	6.0	6.0	5.0	IPE 300	HEA 700
	20.0	6.0	6.0	5.0	IPE 300	HEA 500
	15.0	5.0	6.0	5.0	IPE 240	IPE 500
	12.0	4.0	6.0	5.0	IPE 200	IPE 450

4-2-2.Structures poteaux-poutres à pieds de poteaux encastrés

Lorsqu'on utilise des poteaux à pieds encastrés, il est nécessaire de prévoir des fondations de plus grandes dimensions en raison du moment fléchissant additionnel. Etant donné que la sollicitation importante dans les poteaux devient le moment et non plus l'effort normal, les dimensions de fondations nécessaires sont importantes et peuvent s'avérer peu économiques.

Les poteaux de grandes dimensions destinés aux bâtiments industriels équipés de ponts roulants peuvent être conçus comme des structures à treillis.

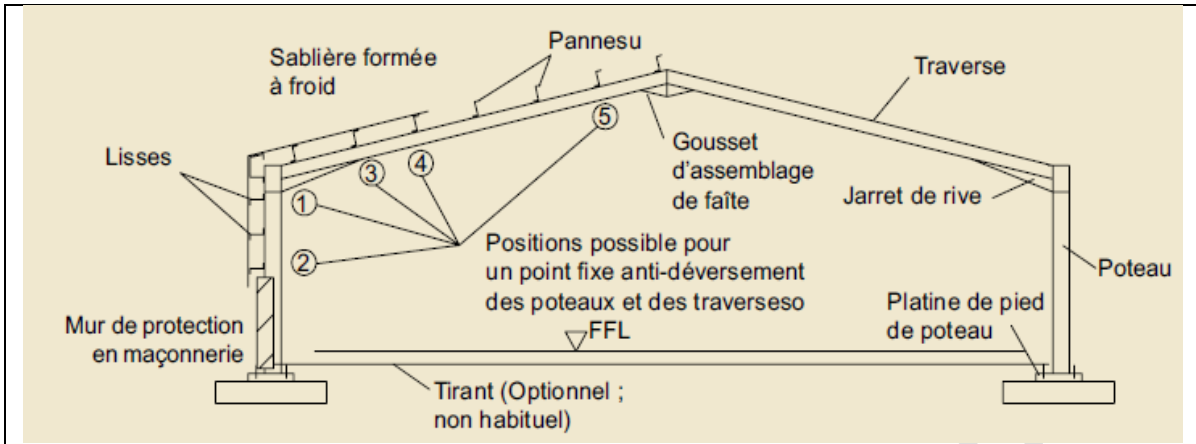
Comparés aux portiques, les moments internes exercés dans les traverses, ainsi que les déformations latérales, sont supérieurs. Les avantages de ce système résident dans son insensibilité aux mouvements de sol et, dans le cas d'appuis encastrés, dans le fait que la rigidité de l'appui agit dans les deux directions. La structure est donc stable après installation sans avoir recours à un contreventement supplémentaire.

4-3.Contreventements et composants secondaires

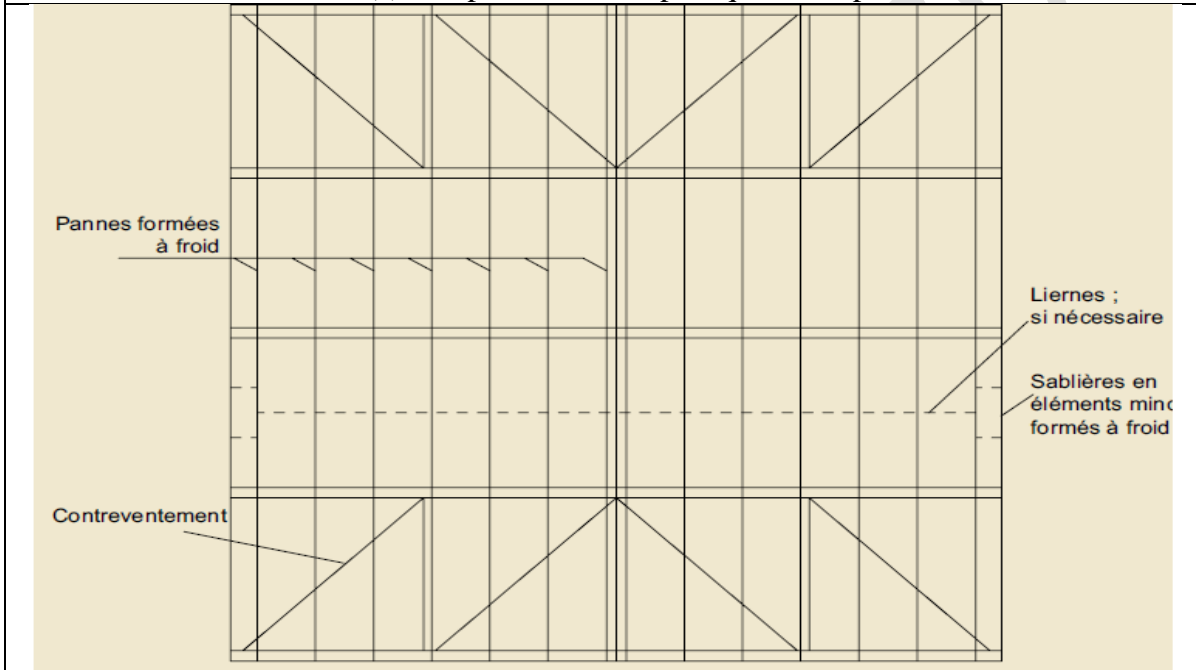
La Figure 4.13 montre une structure de portique en acier typique avec ses composants secondaires. Des systèmes similaires sont réalisés pour les assemblages de continuité de traverses et poteaux.

Les systèmes de contreventement illustrés dans la Figure 4.1 font en général appel à un contreventement (habituellement réalisé au moyen de barres) dans le plan du toit ou du mur.

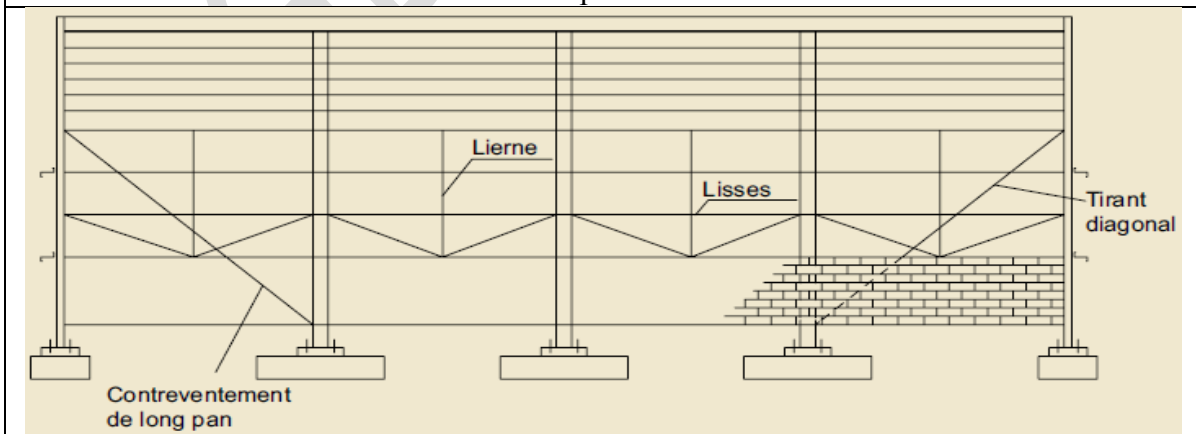
Des pannes et des lisses latérales supportent le toit et le revêtement de murs, et stabilisent la structure en acier contre le flambement transversal. Une autre solution consiste à utiliser des panneaux assurant une rigidité au cisaillement ou des tôles profilées en acier dont on exploite l'effet de diaphragme, pour assurer une stabilité suffisante hors du plan.



(a) Coupe montrant le portique et ses points fixes



b- Vue en plan de l'ossature de toiture



c- Vue en élévation

Figure 4.13. Vue d'ensemble des composants structuraux secondaires dans une structure à portiques

4-4.Pannes

Les pannes transmettent les efforts entre le revêtement de couverture et les éléments structuraux principaux, c'est-à-dire les traverses. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Pour des travées allant jusqu'à 7 m, il peut s'avérer économique d'installer les tôles profilées entre les traverses sans utiliser de pannes.

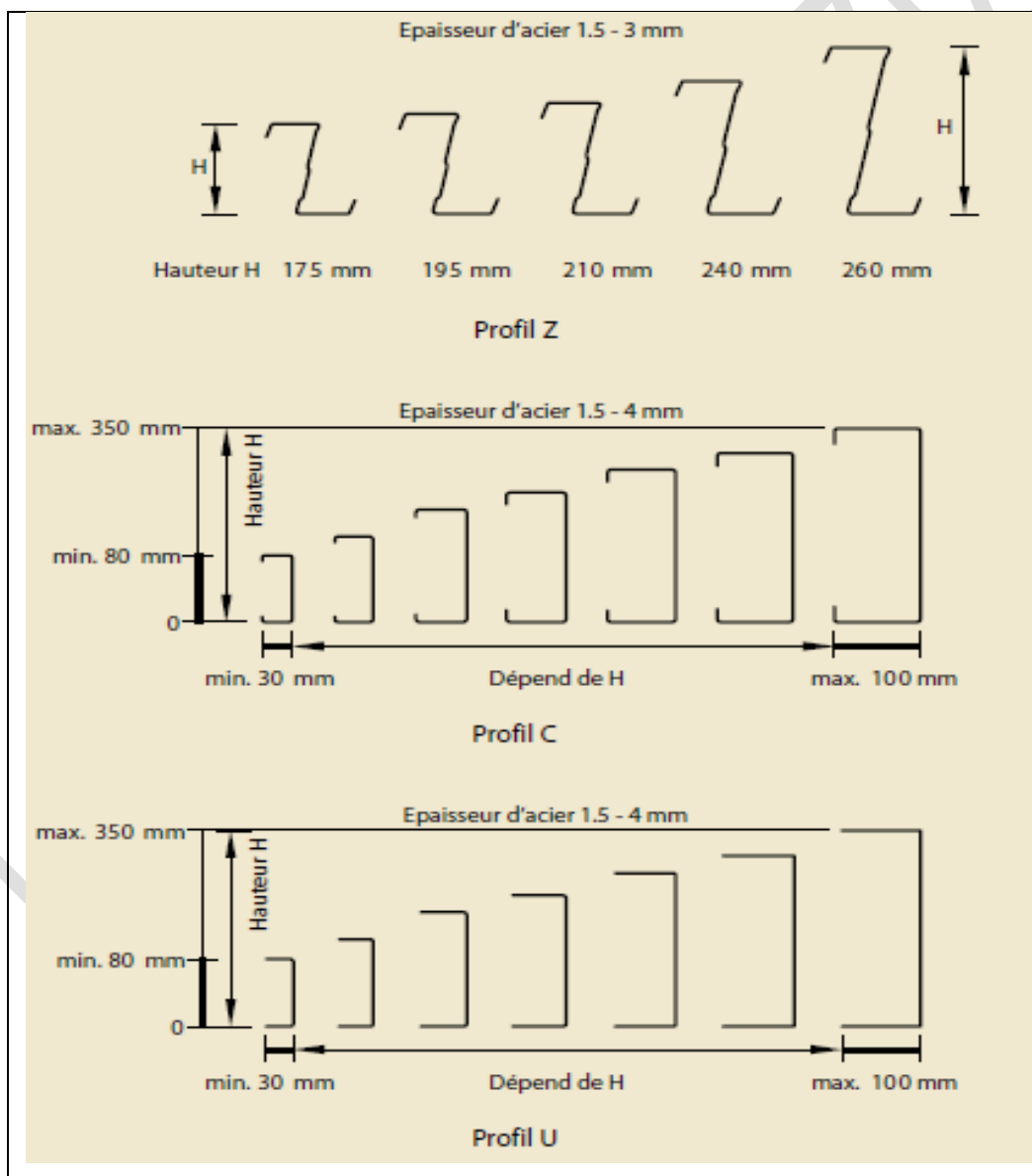


Figure 4.14. Profilés formés à froid habituellement utilisés pour les pannes

Des travées plus grandes permettent une réduction du nombre de plots de fondations et d'éléments structuraux principaux, mais exige le recours à des pannes plus lourdes. Dans les bâtiments industriels, on utilise des profilés en I laminés ainsi que des éléments formés à froid en Z, C, U ou à la demande, comme illustré dans la Figure 4.14. Lorsque l'on utilise des pannes formées à froid, celles-ci sont habituellement positionnées selon un espacement d'environ 1,5 m à 2,5 m. L'espacement entre les pannes est réduit dans les zones où les charges de vent et de neige sont élevées, et lorsque la stabilité de la traverse est nécessaire, par exemple à proximité des rives et des noues. Les fabricants proposent souvent des solutions éprouvées pour les assemblages sur le profilé de la traverse, faisant appel à éléments préfabriqués en plaques d'acier, comme illustré dans la Figure 4.15.

4-5.Assemblages

Les trois assemblages principaux dans un portique à travée unique sont ceux situés au niveau des rives, du faîtage et des pieds des poteaux.

Pour les rives, on utilise le plus souvent des assemblages boulonnés comme illustré dans la Figure 4.16. Un jarret peut être réalisé par soudage d'une "chute" sur la traverse, afin d'augmenter localement sa hauteur et rendre le dimensionnement de l'assemblage plus efficace. La "chute" est souvent prise dans le même profilé en acier que celui utilisé pour la traverse.

Dans certains cas, le poteau et la partie à jarret de la traverse sont construits comme un seul élément. La partie de la traverse à hauteur constante est alors boulonnée au moyen d'un assemblage à platine. Afin de réduire les coûts de fabrication, il est préférable de dimensionner les assemblages de rives sans avoir recours à des raidisseurs.

Dans certains cas, il est nécessaire de tenir compte des effets de la réduction de la rigidité des assemblages sur le comportement global de la structure, c'est-à-dire les effets sur les sollicitations et les flèches. L'EN 1993-1-8 donne une

procédure de dimensionnement prenant en compte ces effets dit de “semi-rigidité”.

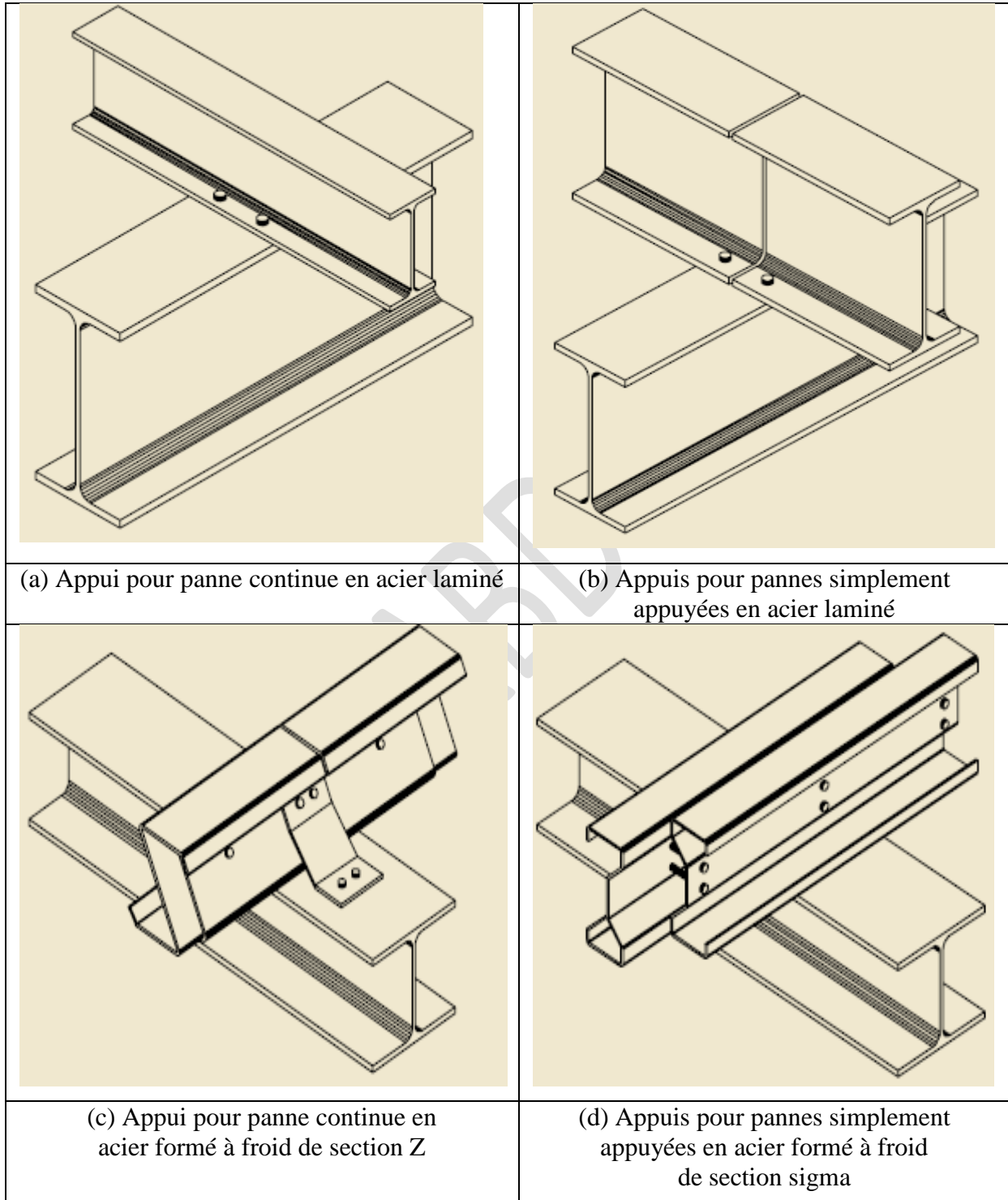


Figure 4.15. Solutions possibles pour les assemblages pannes-traverses

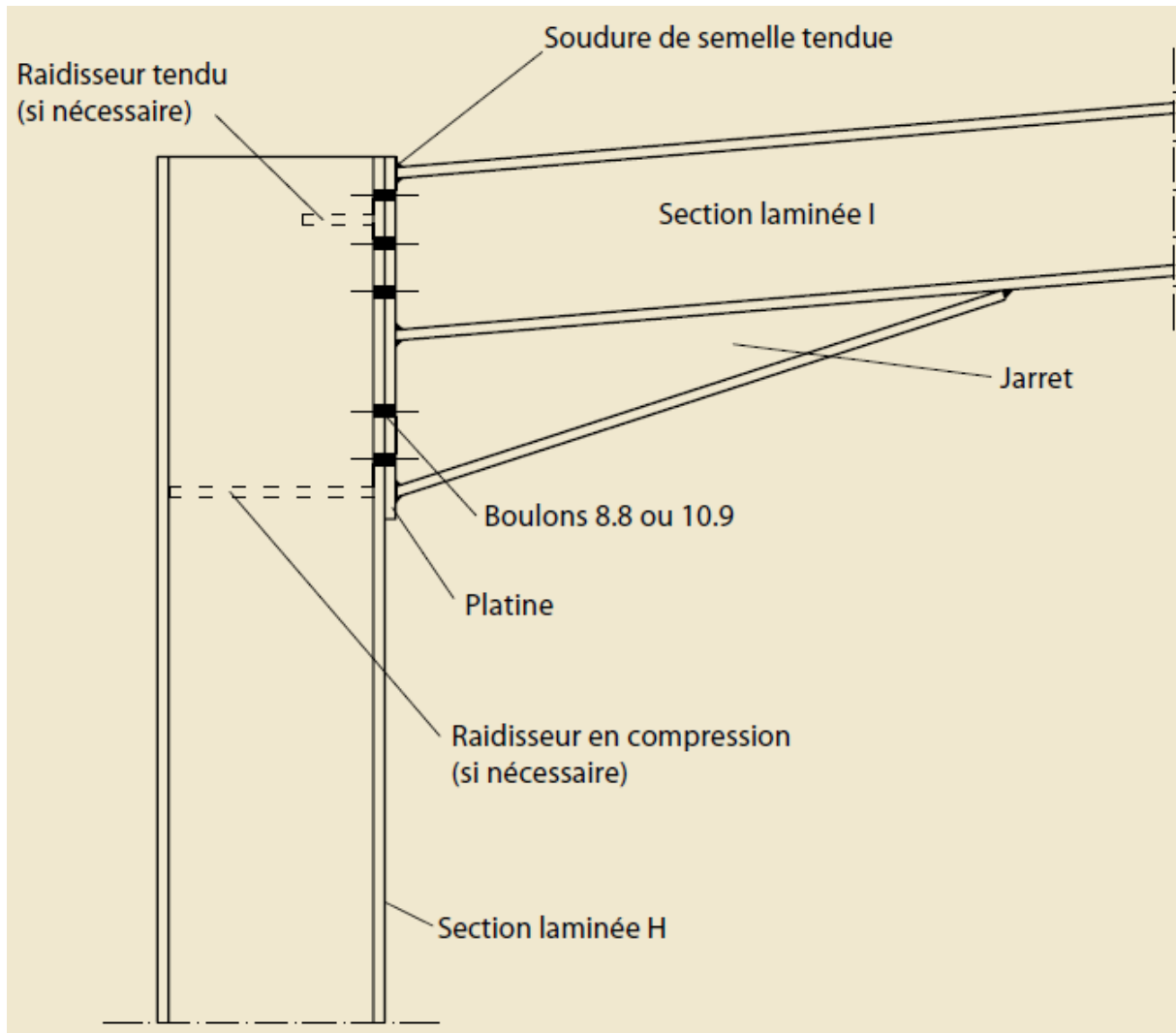


Figure 4.16. Assemblages poteaux-poutres typiques dans un portique

L'assemblage au faîtage est souvent dimensionné de façon similaire, voir Figure 4.17. Si la portée de l'ossature n'excède pas les limites fixées pour le transport (environ 16 m), l'assemblage du faîtage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

Les pieds de poteaux sont souvent articulés, avec des tolérances plus larges afin de faciliter les interfaces entre le béton et l'acier. On trouvera des détails typiques dans la Figure 4.18. Les assemblages articulés sont souvent préférés afin de réduire au minimum les dimensions des fondations. Toutefois, des forces horizontales élevées peuvent nécessiter le recours à des assemblages de pieds encastés.

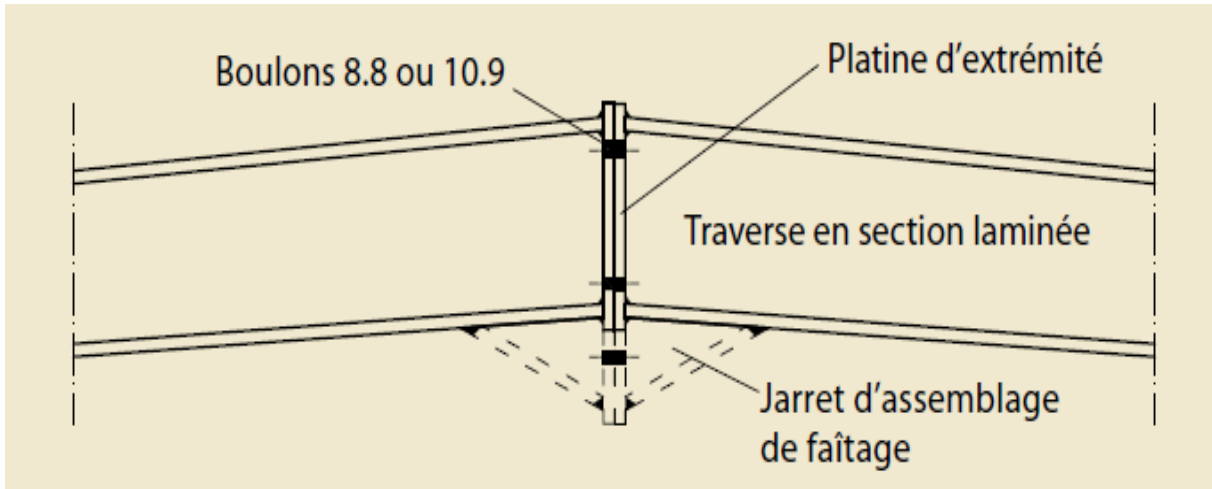


Figure 4.17. Assemblages de faîtage typiques dans un portique

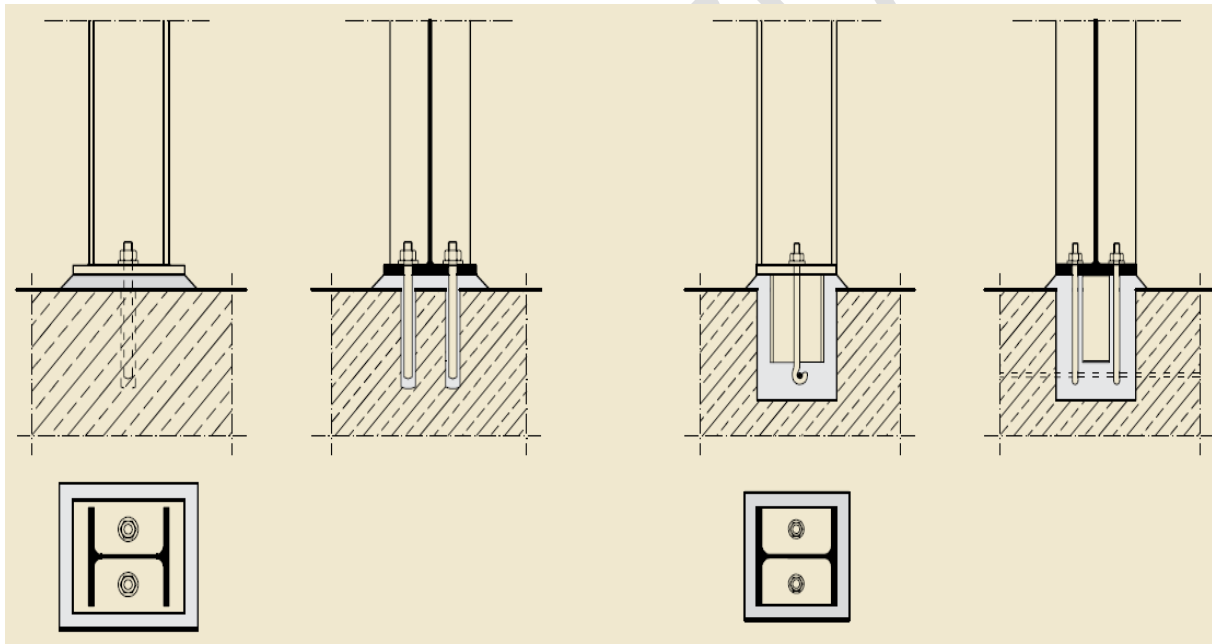


Figure 4.18. Exemples typiques de pieds de poteaux articulés dans un portique

PARTIE II**4-6. Systèmes de toits**

Il existe un certain nombre de types de revêtements spécifiques qui peuvent être utilisés dans les bâtiments industriels.

4-6-1. Tôles à profil trapézoïdal à simple peau

Les bardages à simple peau sont largement utilisés dans les structures agricoles et industrielles lorsqu'aucune isolation n'est exigée. En général, ils peuvent être utilisés pour les toits à faible pente, jusqu'à 4°, à condition que les recouvrements et les joints d'étanchéité soient conformes aux recommandations des fabricants relatives aux faibles pentes. Les tôles sont fixées directement sur les pannes et les lisses latérales, et elles assurent une stabilisation au déversement (voir Figure 4.19). Dans certains cas, l'isolation est fixée directement sous les tôles.

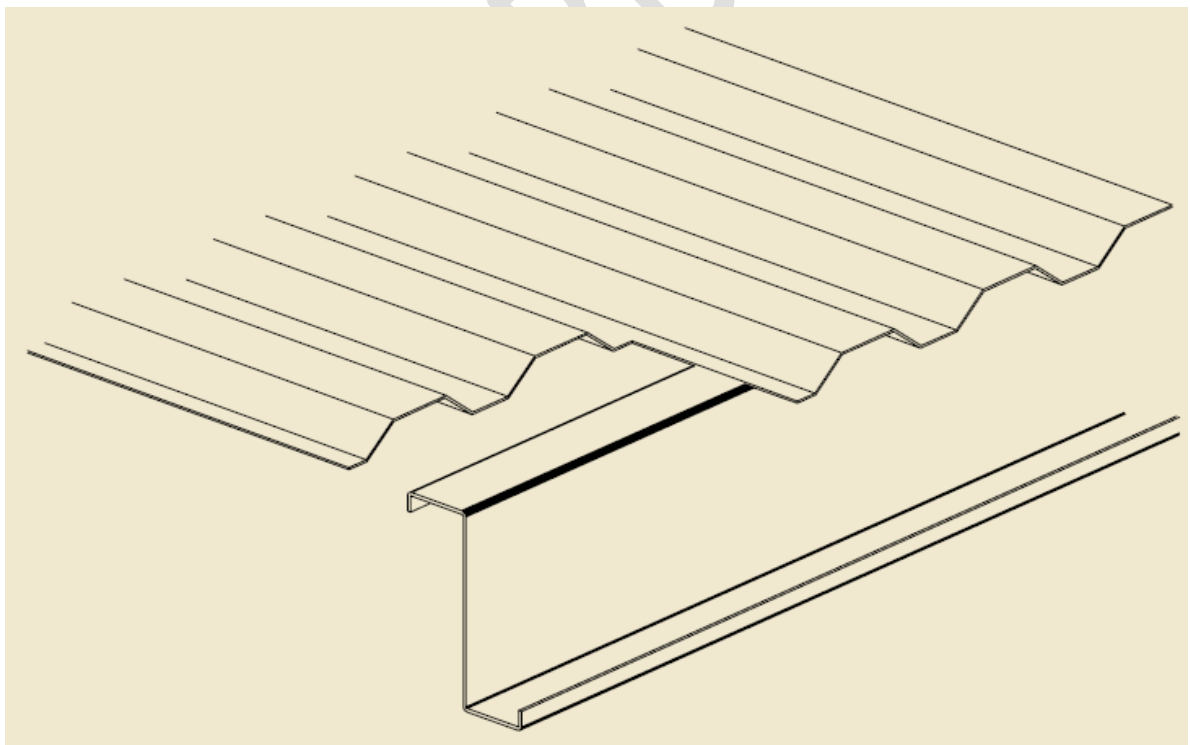


Figure 4.19 Tôles à profil trapézoïdal pour simple peau

4-6-2. Système à double peau

Les systèmes à double peau sont en général constitués d'un plateau en acier qui est fixé aux pannes, d'un système d'écarteurs (entretoises, Z, fausses pannes, etc.), d'une isolation et d'une tôle extérieure. Etant donné que la rigidité de l'assemblage entre la feuille extérieure et la feuille intérieure peut ne pas être suffisante, le plateau de doublage et les fixations doivent être choisis de telle sorte qu'ils assurent aux pannes la stabilité exigée. D'autres formes de construction possibles, faisant appel à des entretoises en plastique et à une fausse panne en Z, et des entretoises en équerre, sont illustrées dans les Figures 4.20 et 4.21.

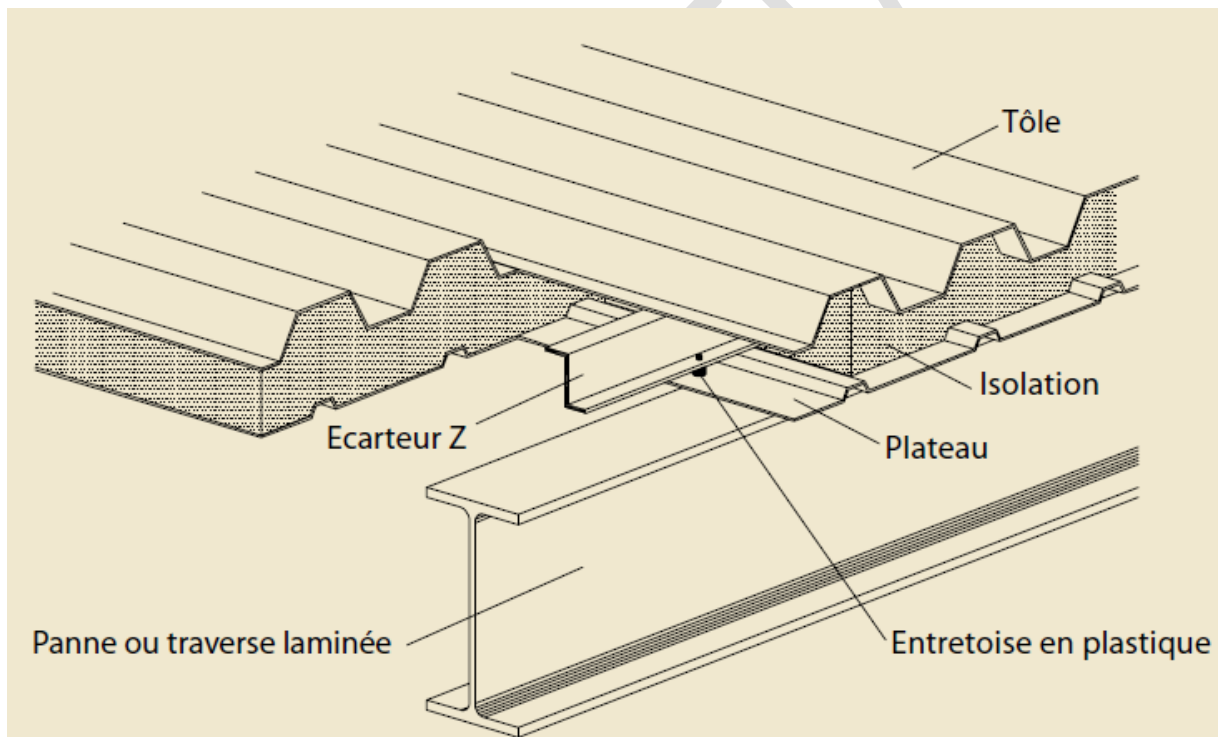


Figure 4.20. Toiture à double peau faisant appel à des écarteurs en plastique et des entretoises en Z

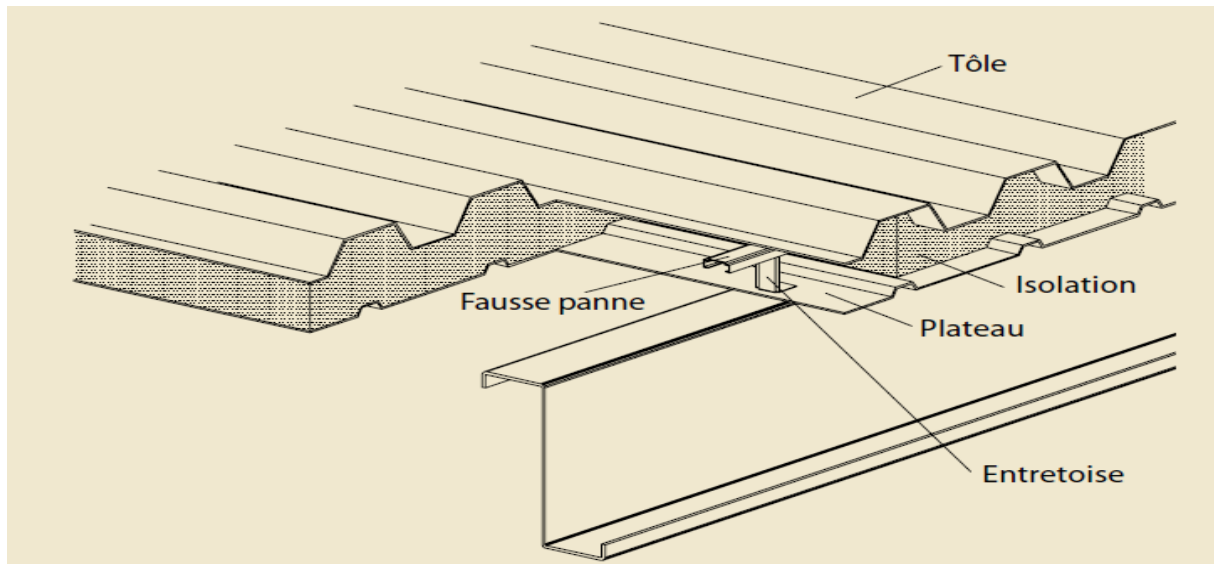


Figure 4.21. Toiture à double peau faisant appel à des entretoises à “Fausse-panne et équerres”

4-6-3. Tôles profilées à joints sertis et entretoises clipsées

Les tôles profilées à joints sertis comportent des fixations non visibles et peuvent être posées en longueurs allant jusqu'à 30 m. Les avantages sont l'absence de perforation de la tôle susceptible de donner lieu à des infiltrations d'eau, et leur mise en œuvre rapide. Les fixations sont réalisées avec des clips qui maintiennent les tôles en place, mais qui autorisent un mouvement longitudinal (voir Figure 4.22). L'inconvénient est qu'elles assurent une stabilisation des pannes notablement plus faible qu'avec un système à fixations traditionnelles. Néanmoins, un plateau de doublage correctement fixé assure aux pannes une stabilité appropriée.

4-6-4. Panneaux sandwich

Les panneaux sandwich sont formés par une couche en mousse isolante placée entre une tôle intérieure et une tôle extérieure. Les panneaux sandwich possèdent de bonnes capacités de portée en raison de leur action mixte en flexion. Il existe des systèmes à joints sertis (voir Figure 4.23) ainsi que des systèmes à fixations directes. Ces systèmes assurent évidemment des niveaux de stabilité différents aux pannes.

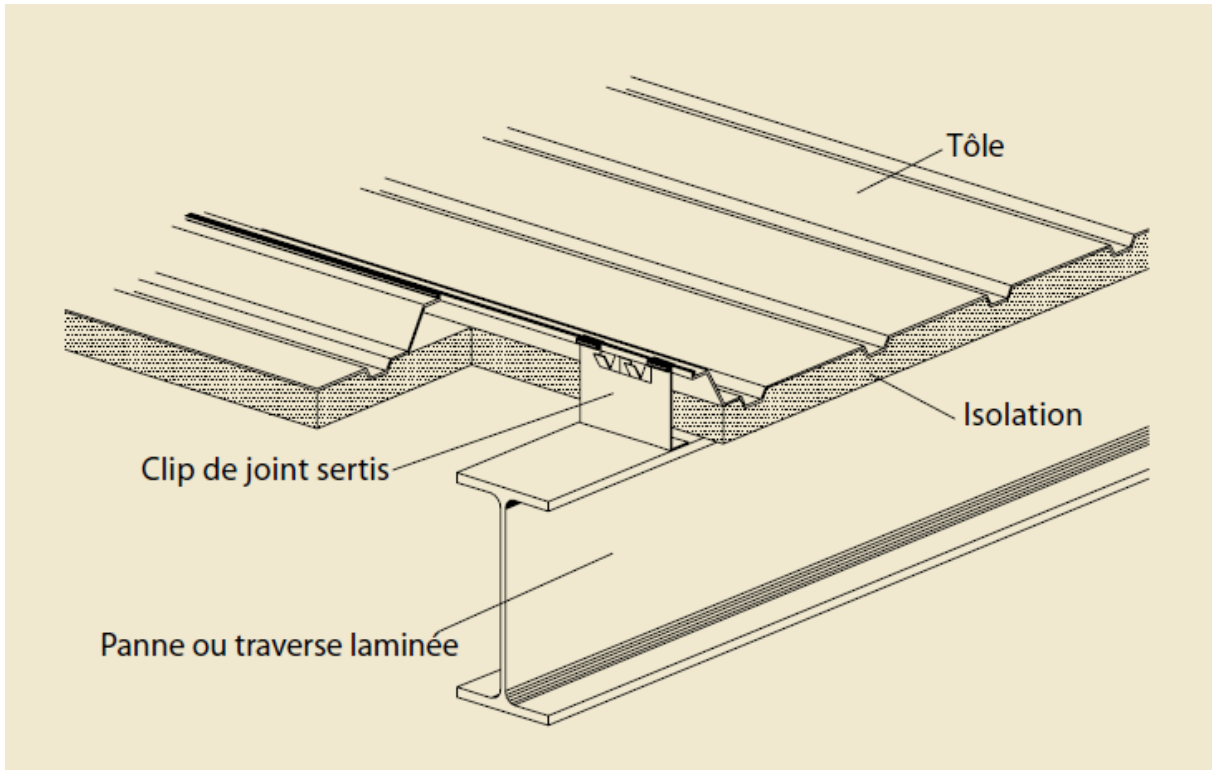


Figure 4.22. Panneaux à joints sertis avec plateaux de doublage

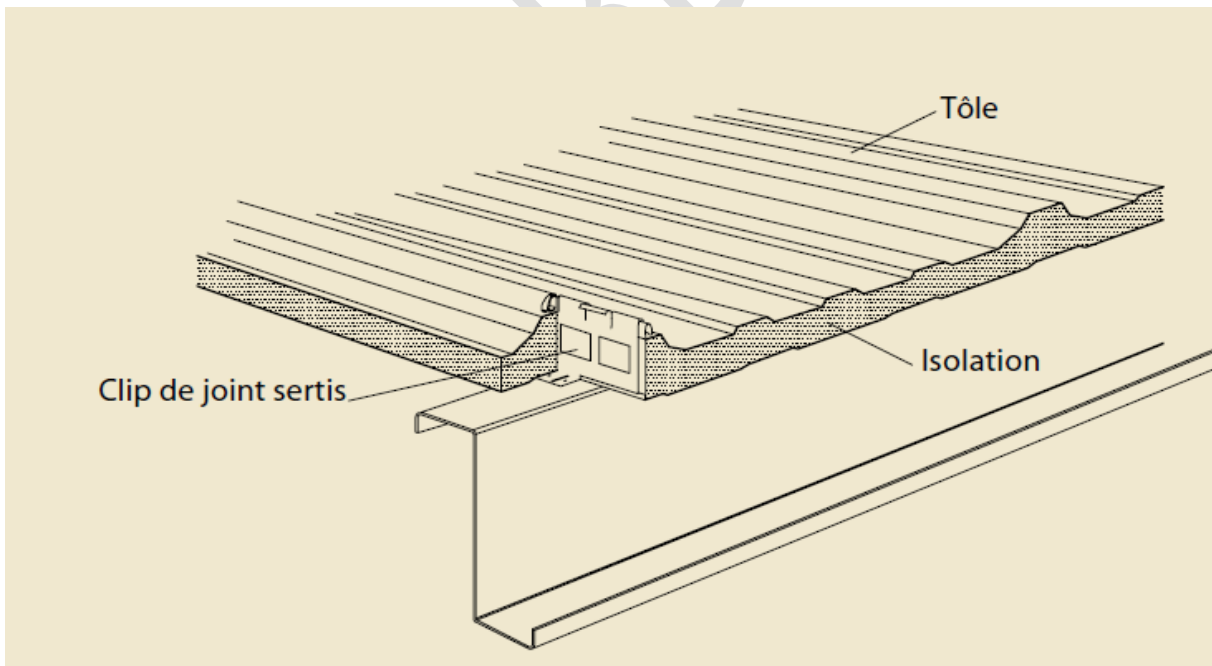


Figure 4.23. Panneaux sandwich avec clips de fixation

Les éléments sandwich pour toitures ont en général une largeur de 1000 mm avec des épaisseurs variant de 70 à 110 mm, selon le degré d'isolation thermique

exigée et les besoins de résistance structurelle. Malgré leur épaisseur, leur poids propre est relativement faible. Ces éléments sont donc faciles à manipuler et à assembler. Des longueurs pouvant aller jusqu'à 20 m pour les toits et les façades permettent de réaliser des constructions avec un faible nombre de joints. La tôle extérieure est habituellement en acier galvanisée de 0,4 à 1,0 mm d'épaisseur.

Les faces intérieures des panneaux sandwich sont souvent rainurées ; des modèles spéciaux à surface plane sont disponibles. Des modèles à fines cannelures ont également été réalisés, donnant l'impression d'une surface plane à une certaine distance bien qu'étant profilés. La Figure 4.24 montre quelques types de profilage extérieurs de panneaux-sandwich.

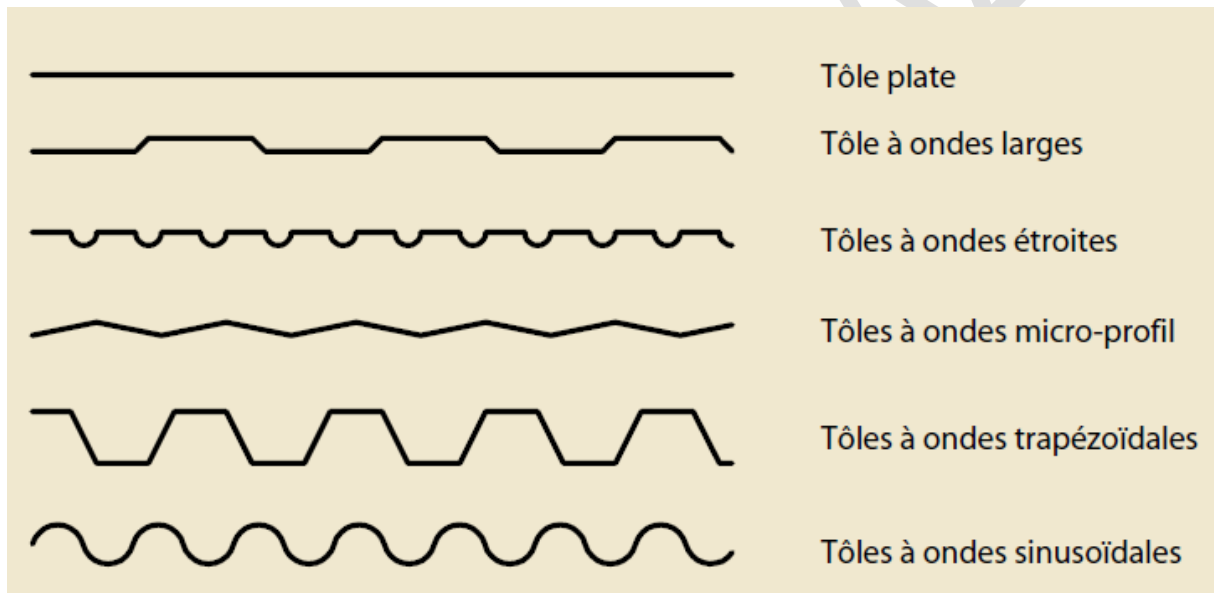


Figure 4.24. Types de profilage extérieurs pour panneaux-sandwich

Les exigences relatives à la protection anticorrosion des panneaux sandwich sont les mêmes que pour les tôles en acier à profil trapézoïdal.

En ce qui concerne les mousses d'isolation en mousse, les solutions suivantes ont été développées :

- Mousse polyuréthane rigide ;
- Matériau isolant minéral/en fibre ;
- Polystyrène (utilisé exceptionnellement en raison de son faible pouvoir isolant).

Les tôles et mousses sont des matériaux physiologiquement neutres à la fois lors de la production, de l'assemblage et en usage permanent dans le bâtiment. La mousse est inodore, imputrescible et résistante aux moisissures. Elle est en outre facilement recyclable.

Un facteur primordial qui doit être pris en compte pour le dimensionnement des panneaux-sandwich est le gradient de température dans l'élément. Le rayonnement solaire peut échauffer et dilater la tôle extérieure, ce qui peut à la longue induire la séparation entre les peaux intérieure et extérieure.

Pour les panneaux à simplement appuyés, ceci provoque une flexion du panneau. Même si ce phénomène ne génère aucune sollicitation supplémentaire, il peut affecter l'aspect de l'enveloppe.

Pour les panneaux posés en continuité, sur les appuis intermédiaires, le panneau est soumis à flexion et cintrage. Cela génère des efforts de compression dans les tôles, ce qui peut entraîner le voilement du panneau. Plus la couleur du panneau est sombre, plus les efforts de compression sont élevés. Par conséquent, pour les panneaux posés en continuités, il faut effectuer des calculs de vérifications pour deux situations : calculs pour périodes d'été et pour périodes hivernales, en prenant en compte le coloris du panneau.

Au niveau européen, l'EN 14509 (en préparation) présente une méthode de dimensionnement structural ainsi que les principes de production et les exigences de qualité des panneaux-sandwich. De plus amples informations peuvent être obtenues auprès des fabricants.

4-6-5. Nombreux avantages offerts par les panneaux mixtes ou les panneaux sandwich :

- La fabrication des panneaux permet une réduction des délais de construction et un bon rapport qualité-prix
- Bonne performance en physique du bâtiment
- Possibilité d'installation dans presque toutes les conditions météorologiques

- Longues portées possibles, ce qui réduit à un minimum le nombre d'éléments de la structure support

4-6-6. Systèmes de couvertures spéciaux

Dans un bâtiment industriel, un toit plat couvre une grande surface et est exposé au rayonnement solaire. On peut tirer avantage de cette situation en intégrant dans le toit une membrane comportant des cellules photovoltaïques afin de produire de l'énergie. Il existe sur le marché des produits économiques et faciles à mettre en œuvre.

Un autre système de toiture en acier a été développé comportant un système de canalisations d'eau intégré destiné à récupérer et utiliser le rayonnement solaire pour produire de l'eau chaude (collecteur thermique solaire).

4-7. Systèmes de murs et façades

Il existe de nombreux systèmes pour la conception des murs extérieurs de bâtiments industriels. Les revêtements en tôles d'acier sont les plus couramment utilisés, car ils offrent un haut niveau de qualité, un montage rapide et un bon rapport qualité-prix. En général, les revêtements en tôles peuvent être classés dans les mêmes types que les revêtements de toit, de la façon suivante :

Tôles, orientées verticalement et posées sur des lisses ;

Tôles ou plateaux de doublage structuraux posés horizontalement entre les poteaux ;

Panneaux-sandwich posés horizontalement entre les poteaux, rendant ainsi les lisses inutiles ;

Cassette métallique supportée par des lisses.

Différentes formes de revêtements peuvent être utilisées simultanément pour obtenir des effets visuels sur une même façade. Quelques exemples sont illustrés dans les Figures 4.25 à 4.27.

La brique est parfois utilisée comme mur "d'appui" pour des raisons de résistance aux impacts, comme illustré dans la Figure 4.27.



Figure 4.25. Panneaux mixtes positionnés horizontalement



Figure 4.26. Panneaux mixtes positionnés horizontalement et long bandeaux de fenêtres



Figure 4.27. Grande fenêtre et panneaux mixtes avec “mur de protection en briques

4-7-1. Panneaux mixtes ou panneaux-sandwich

Les panneaux sandwich sont des éléments à double peau produits en continu et comportant divers types d’âmes isolantes. Ils constituent le choix le plus courant de murs pour les bâtiments industriels en Europe.

Pour les murs, les éléments sandwich ont une largeur de 600 à 1200 mm et une épaisseur de 40 à 120 mm, et dans certains cas jusqu’à 200 mm pour les éléments utilisés dans les entrepôts frigorifiques.

Pour obtenir un aspect esthétique du bâtiment, il est important de prendre en compte les facteurs suivants :

- Texture de surface.
- Coloris.
- Détails constructifs des joints.
- Type de fixation.

En outre, pour une construction moderne, le client souhaite des fixations non visibles et des transitions propres au niveau des angles du bâtiment. Néanmoins, les fixations traversantes sont encore couramment utilisées.

Les Figure 4.23 et 4.28 présentent des détails constructifs avec des fixations non visibles, soit des éléments utilisant des clips de fixation séparés. Lorsqu’on

utilise des clips de fixation séparés, il est possible d'éviter les petites bosselures qui peuvent apparaître au niveau des fixations lors d'un montage défectueux ou de l'effet de la température.

Quant à la finition des façades, il existe des composants spécialement formés pour les transitions entre les façades et le toit. Pour la réalisation de façades de haute qualité, les fabricants proposent des composants cintrés pour le toit ou les angles de rives. Ces composants spéciaux doivent être de qualité et de couleurs identiques à celles des composants adjacents.

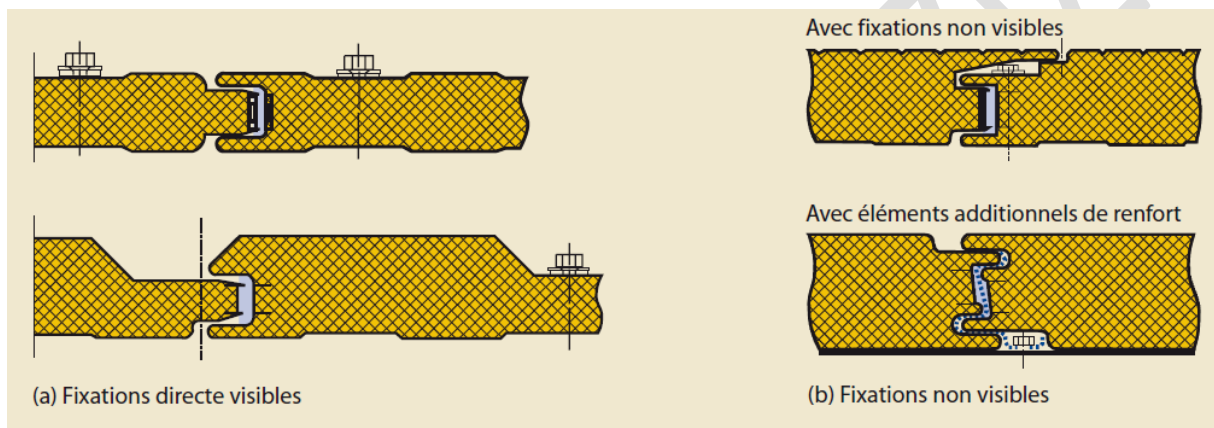


Figure 4.28. Exemples de modes de fixation pour façades en panneaux-sandwich

4-7-2. Résistance incendie des murs

Lorsque les bâtiments sont proches des limites du site, les règles de construction nationales exigent en général que le mur soit conçu de sorte à empêcher la propagation du feu aux biens adjacents.

Les essais au feu ont montré qu'un certain nombre de types de panneaux se comportent de manière satisfaisante, à condition qu'ils restent fixés à la structure. Des informations complémentaires peuvent être obtenues auprès des fabricants.

Il est souvent nécessaire de prévoir des trous oblongs pour les joints sur lisses afin de permettre la dilatation thermique. Pour garantir que cela ne compromet pas la stabilité du poteau en supprimant la stabilité en conditions normales, les trous oblongs sont munis de rondelles faites dans un matériau qui fond à haute

température, permettant ainsi le mouvement de la lisse par rapport aux poteaux en cas d'incendie uniquement. Un exemple de ce type de détail constructif est illustré dans la Figure 4.29.

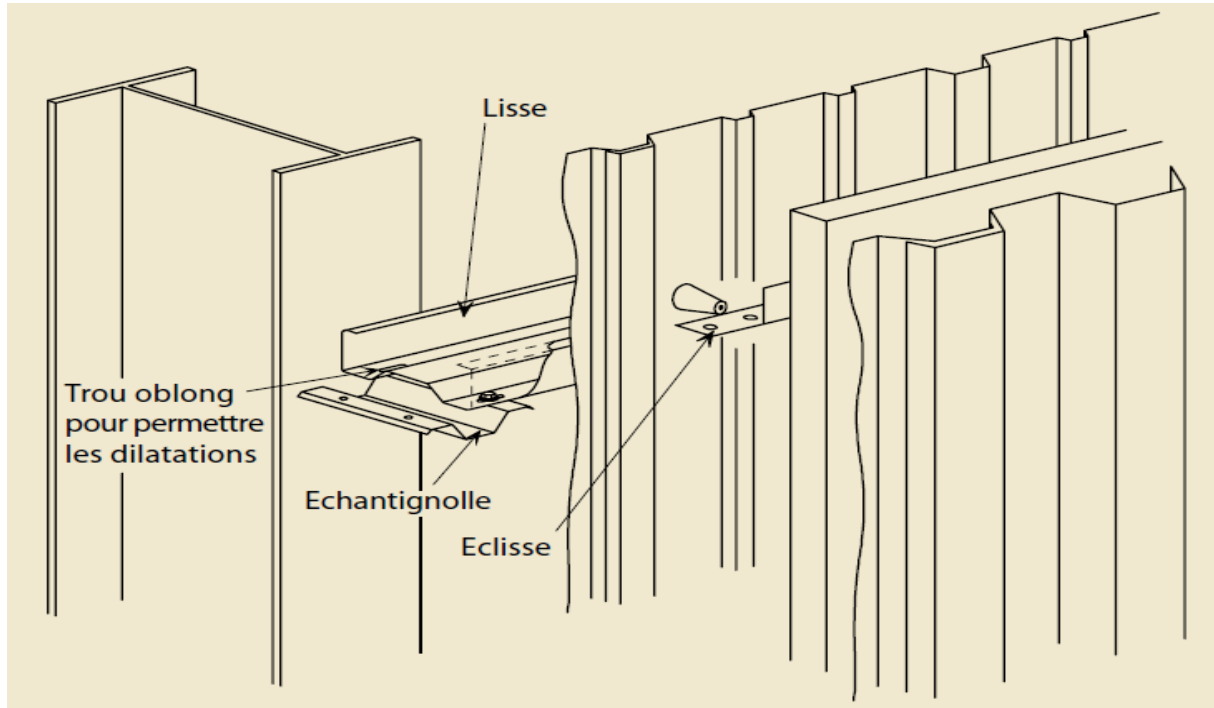


Figure 4.29. Détails typiques de mur coupe feu montrant les trous oblongs permettant la dilatation lors d'un incendie

4-7-3. Autres types de façades

De nombreux matériaux pour façades peuvent être utilisés pour les bâtiments industriels, par exemple le verre, comme illustré dans la Figure 4.30.

L'utilisation de ces façades de haute qualité architecturale n'entraîne pas automatiquement une augmentation des coûts. Dans l'exemple de la Figure 4.30, on a utilisé des profilés laminés à chaud pour l'ossature ainsi qu'un système de façade normalisé. Grâce à la prise en compte des apports solaires dans le bilan thermique, on a également réduit de manière significative les coûts de fonctionnement. La structure supportant la façade ainsi que les détails constructifs peuvent être adaptés à partir de solutions adoptées pour les bâtiments à plusieurs niveaux, dans lesquels l'utilisation de ces types d'enveloppes est pratique courante.



Figure 4.30. Bâtiment industriel à façade vitrée.



Figure 4.31. Bâtiment industriel à façade colorée

Une autre façon innovante de concevoir des bâtiments industriels d'une manière architecturalement attrayant consiste à utiliser différentes couleurs pour la façade. Une grande variété de coloris, y compris les finitions métalliques et les nuances pastel, sont disponibles auprès de nombreux fournisseurs de tôles profilées. La Figure 4.31 montre un exemple de bâtiment bien intégré à son environnement grâce à l'utilisation de façades colorées.

Des panneaux photovoltaïques peuvent également être intégrés dans la façade. Même si l'angle d'incidence des rayons solaires n'est pas optimal, l'utilisation de revêtements multicouches fait que les cellules sont moins dépendantes de l'angle d'incidence des rayons solaire. Un exemple de cette technologie est illustré dans la Figure 4.32.



Figure 4.32. Façade avec panneaux solaires intégrés.

BIBLIOGRAPHIE

1. **Logbi Abdelaziz**, Cours de constructions métalliques (Ouvrages en acier), 1^{ème} année Master génie civil, Université d'El-Oued (2023).
2. **J. MOREL** : Calcul des Structures Métalliques selon l'EUROCODE, édition Eyrolles, (1996).
3. **M.A. HIRT** ; R. BEZ : Construction Métallique – Volumes 10 - Presses Polytechniques et Universitaires Romandes., (1994).
4. **Règles de conception des structures en acier CCM97** édition CGS, Alger (1999)
5. **J.F Georgin, J.C. Borlides, G. Debicki, J.morel**; Construction Métallique, Recueil de cours, INSA, Lyon,
6. **C.Hazard, F. Lelong, B. Quinzain** ; Mémotech structures métalliques ; collection A. Capliez, ;Edition Casteilla, (2004).
7. **Sites web spécialisés (2023).**
8. **Norme NF E 25-030-2:2014** : Fixations – Assemblages vissés à filetage métrique ISO – Partie 2 : règles de conception pour les assemblages précontraints – Démarche complète.
9. **Norme NF EN 1993-1-8:2005** : Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-8 : calcul des assemblages.
- 10- **Guide de bonnes pratiques pour la construction de structures en acier – BÂTIMENTS A USAGE INDUSTRIEL-**, Edition du Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM) -2008.

ANNEXES

A- Charges permanentes et surcharges d'exploitation

A-1. Charges permanentes

Elles comprennent le poids propre de la structure, le poids des planchers, le poids des parois intérieures – minces et épaisses – le poids des façades, le poids de la couverture, de l'étanchéité...

Poids surfacique de divers éléments

- Éléments de structure en acier (*par niveau*) 30/60 daN/m²
- Charpente métallique (*fermes, pannes, chevrons*) 20/40 daN/m²
- Couverture acier inoxydable (*compris voligeage, lattis, feuillure*) 25 daN/m²
- Couverture tôle ondulée galvanisée (*compris voligeage*) 15/20 daN/m²
- Panneaux sandwich 12/15 daN/m²
- Bardage simple peau 8/10 daN/m²
- Bardage double peau 20/25 daN/m²
- Structure secondaire 8/10 daN/m²
- Bac acier (matériau seul) 8/10 daN/m²
- Cloisons 10/20 daN/m²

A-2. Surcharges d'exploitation

Les surcharges dites d'exploitation ou d'utilisation sont évaluées en fonction :

- du poids des personnes ;
- du poids du mobilier et des cloisonnements spécifiques ;

– des véhicules et de leur mouvement (dans le cas de parkings en superstructure, des ponts...).

Ces charges ou ces surcharges produisent des forces qui se traduisent en actions sur la structure. Elles peuvent être concentrées ou uniformément réparties. Les valeurs des charges à prendre en compte sont déterminées à partir de la norme NF P 06-001. Elle sera remplacée à terme dans l'Eurocode par l'EN 1991-1-1 (actuellement ENV 1991-2-1).

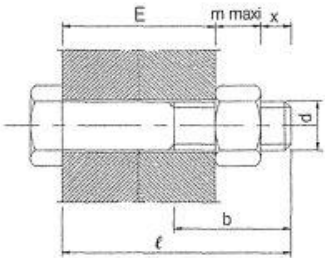
Surcharges d'exploitation uniformes

- Logements : 150 daN/m^2
- Bureaux : 250 daN/m^2
- Bâtiments scolaires (salles de classe) : 250 daN/m^2
- Bâtiments hospitaliers et dispensaires (chambres) : 150 daN/m^2
- Archives : 500 daN/m^2
- Bâtiments à usage sportif : 500 daN/m^2
- Bâtiments à usage sportif (places debout) : 600 daN/m^2
- Bâtiments industriels : $300/500 \text{ daN/m}^2$
- Escaliers et passerelles dans locaux industriels : 200 daN/m^2
- Parkings : 250 daN/m^2

B- Choix de la longueur de la vis d'un boulon ordinaire en fonction des épaisseurs des pièces à assembler

		Organes d'assemblage et accessoires																
d	ℓ	45	50	55	60	65	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	180	200
10	pas	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5								
	x mini = 2 Pas	3	3	3	3	3	3	3	3	3								
	m maxi	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4								
	b	26	26	26	26	26	26	26	26	26								
	E mini	21	26	31	36	41	46	56	66	76								
	E maxi	34	39	44	49	54	59	69	79	89								
12	pas		1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75						
	x mini = 2 Pas		3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5						
	m maxi		10,8	10,8	10,8	10,8	10,8	10,8	10,8	10,8	10,8	10,8						
	b		30	30	30	30	30	30	30	30	30	30						
	E mini		27	32	37	42	52	62	72	82	92							
	E maxi		41	46	51	56	66	76	86	96	106							
14	pas		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2				
	x mini = 2 Pas		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4				
	m maxi		12,8	12,8	12,8	12,8	12,8	12,8	12,8	12,8	12,8	12,8	12,8	12,8				
	b		34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	40	40				
	E mini		28	33	38	48	58	68	78	88	92	102						
	E maxi		43	48	53	63	73	83	93	103	113	123						
16	pas		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2			
	x mini = 2 Pas		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4			
	m maxi		14,8	14,8	14,8	14,8	14,8	14,8	14,8	14,8	14,8	14,8	14,8	14,8	14,8			
	b		38	38	38	38	38	38	38	38	44	44	44	44				
	E mini		29	34	44	54	64	74	84	88	98	108	118					
	E maxi		46	51	61	71	81	91	101	111	121	131	141					
18	pas		2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5		
	x mini = 2 Pas		5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5		
	m maxi		15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	15,8	
	b		42	42	42	42	42	42	42	42	48	48	48	48	48			
	E mini		41	51	61	71	81	85	95	105	115	135						
	E maxi		59	69	79	89	99	109	119	129	139	159						
20	pas		2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	
	x mini = 2 Pas		5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
	m maxi		18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	
	b		46	46	46	46	46	46	46	52	52	52	52	52	52			
	E mini		37	47	57	67	77	81	91	101	111	131	151					
	E maxi		57	67	77	87	97	107	117	127	137	157	177					
22	pas		2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	
	x mini = 2 Pas		5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
	m maxi		19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	
	b		50	50	50	50	50	50	56	56	56	56	56	56	56			
	E mini		43	53	63	73	77	87	97	107	127	147						
	E maxi		66	76	86	96	106	116	126	136	156	176						
24	pas								3	3	3	3	3	3	3	3	3	
	x mini = 2 Pas								6	6	6	6	6	6	6	6	6	
	m maxi								21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	
	b								54	54	54	60	60	60	60	60	60	
	E mini								49	59	69	73	83	93	103	123	143	
	E maxi								73	83	93	103	113	123	133	153	173	
27	pas								3	3	3	3	3	3	3	3	3	
	x mini = 2 Pas								6	6	6	6	6	6	6	6	6	
	m maxi								23,8	23,8	23,8	23,8	23,8	23,8	23,8	23,8	23,8	
	b								60	60	66	66	66	66	66	66	66	
	E mini								53	63	67	77	87	97	107	117	137	
	E maxi								80	90	100	110	120	130	150	170		
30	pas								3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	
	x mini = 2 Pas								7	7	7	7	7	7	7	7	7	
	m maxi								25,6	25,6	25,6	25,6	25,6	25,6	25,6	25,6	25,6	
	b								66	72	72	72	72	72	72	72	72	
	E mini								58	62	72	82	92	112	132			
	E maxi								87	97	107	117	127	147	167			
33	pas								3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	
	x mini = 2 Pas								7	7	7	7	7	7	7	7	7	
	m maxi								28,7	28,7	28,7	28,7	28,7	28,7	28,7	28,7	28,7	
	b								78	78	78	78	78	78	78	78	78	
	E mini								56	66	76	86	106	126				
	E maxi								94	104	114	124	144	164				
36	pas								4	4	4	4	4	4	4	4	4	
	x mini = 2 Pas								8	8	8	8	8	8	8	8	8	
	m maxi								31	31	31	31	31	31	31	31	31	
	b								84	84	84	84	84	84	84	84	84	
	E mini								60	70	80	100	120					
	E maxi								101	111	121	140	161					
39	pas								4	4	4	4	4	4	4	4	4	
	x mini = 2 Pas								8	8	8	8	8	8	8	8	8	
	m maxi								32	32	32	32	32	32	32	32	32	
	b								90	90	90	90	90	90	90	90	90	
	E mini								64	74	84	104	114					
	E maxi								110	120	140	160						

CHOIX DE LA LONGUEUR DE LA VIS EN FONCTION DES ÉPAISSEURS DES PIÈCES À ASSEMBLER



Les diamètres en gras sont préférentiels
 Diamètre des trous d_{tr} d'après la norme NF P 22-431 :
 - $d_{tr} = d + 1$ mm si $d < 10$ mm
 - $d_{tr} = d + 2$ mm si $12 < d < 22$
 - $d_{tr} = d + 3$ mm si $d > 24$ mm

C- Choix de la longueur de la vis d'un boulon HR en fonction des épaisseurs des pièces à assembler

Boulons précontraints		d	ℓ	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	
12	s		3	3	3	3	3	3	3	3	3									
	m		11	11	11	11	11	11	11	11	11									
	x mini = 2 Pas		3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5									
	30		30	30	30	30	30	30	30	30	30									
	E mini		22	32	42	52	62	72	82	92										
	E maxi		30	40	50	60	70	80	90	100										
14	s		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	m		13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	x mini = 2 Pas		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	b		34	34	34	34	34	34	34	34	34	40	40	40	40	40	40	40	40	40
	E mini		18	28	38	48	58	68	78	88	92	102	112	122	132	142	152	162		
	E maxi		27	37	47	57	67	77	87	97	107	117	127	137	147	157	167	177		
16	s			3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
	m			15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	
	x mini = 2 Pas			4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
	b			38	38	38	38	38	38	38	44	44	44	44	44	44	44	44	44	
	E mini			24	34	44	54	64	74	84	88	98	108	118	128	138	148	158		
	E maxi			35	45	55	65	75	85	95	105	115	125	135	145	155	165	175		
18	s			4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
	m			16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	
	x mini = 2 Pas			5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
	b			42	42	42	42	42	42	42	48	48	48	48	48	48	48	48	48	
	E mini			21	31	41	51	61	71	81	85	95	105	115	125	135	145	155		
	E maxi			31	41	51	61	71	81	91	101	111	121	131	141	151	161	171		
20	s				4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
	m				18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	
	x mini = 2 Pas				5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
	b				46	46	46	46	46	46	52	52	52	52	52	52	52	52	52	
	E mini				27	37	47	57	67	77	81	91	101	111	121	131	141	151		
	E maxi				39	49	59	69	79	89	99	109	119	129	139	149	159	169		
22	s					4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
	m					20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
	x mini = 2 Pas					5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
	b					50	50	50	50	50	56	56	56	56	56	56	56	56	56	
	E mini					23	33	43	53	63	73	77	87	97	107	117	127	137	147	
	E maxi					37	47	57	67	77	87	97	107	117	127	137	147	157	167	
24	s						4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
	m						22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	
	x mini = 2 Pas						6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
	b						54	54	54	54	60	60	60	60	60	60	60	60	60	
	E mini						29	39	49	59	69	73	83	93	103	113	123	133	143	
	E maxi						44	54	64	74	84	94	104	114	124	134	144	154	164	
27	s							5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
	m							24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	
	x mini = 2 Pas							6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
	b							60	60	60	60	66	66	66	66	66	66	66	66	
	E mini							23	33	43	53	63	67	77	87	97	107	117	127	
	E maxi							40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	
30	s								5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
	m								27	27	27	27	27	27	27	27	27	27	27	
	x mini = 2 Pas								7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	
	b								66	66	66	66	72	72	72	72	72	72	72	
	E mini								28	38	48	58	62	72	82	92	102	112	122	
	E maxi								46	56	66	76	86	96	106	116	126	136	146	

D- Formes et caractéristiques dimensionnelles des tiges d'ancrage standardisées

Éléments standard									
15.4.2 TIGE D'ANCRAGE									
Définition : Éléments employés pour solidariser un poteau avec sa fondation en béton.									
FORMES ET CARACTÉRIS- TIQUES DIMENSION- NELLES DE TIGES D'ANCRAGE STANDARDISÉES	Tige courbée					Tige contre courbée			
Caractéristiques dimensionnelles (en mm)		Diamètre Φ de la tige d'ancrage en mm							
		14	16	18	20	22	24	27	30
A	$22 \times \Phi$	308	352	396	440	484	528	594	660
B	$4 \times \Phi$	84	96	108	120	132	144	162	180
C	$2 \times \Phi$	28	32	36	40	44	48	54	60
D	$6 \times \Phi$	84	96	108	120	132	144	162	180
E	Clé d'ancrage en acier HA	20	25	25	32	32	40	40	3×25
F	$15 \times \Phi$	210	240	270	300	330	360	405	450
G	$10 \times \Phi$	140	160	180	200	220	240	270	300
longueur développée	Tige courbée	510	583	656	728	801	874	983	1093
	Tige contre courbée	503	575	647	719	791	863	971	1079
Filetage	Pas	2	2	2,5	2,5	2,5	3	3	3,5
section du noyau en mm ²		115	157	192	245	303	353	459	561

E- Pieds de poteaux sur massif de fondation et dispositifs d'ancrage

11.4 ASSEMBLAGES DANS LES BÂTIMENTS ET PLANCHERS MÉTALLIQUES

En construction métallique on rencontre essentiellement 3 types de liaisons : l'appui simple, l'articulation, l'encastrement.

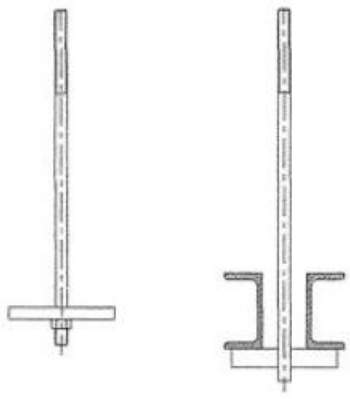
Résultat de la RDM : dans une poutre en forme de I, c'est l'âme qui reprend essentiellement l'effort tranchant, les ailes qui reprennent essentiellement le moment fléchissant. L'effort normal est repris par l'âme et les ailes.

Principe général pour concevoir un assemblage articulé ou encastéré :

- pour réaliser un assemblage articulé, relier les âmes des poutres entre elles.
- pour réaliser un assemblage encastéré, relier les âmes des poutres entre elles et les ailes des poutres entre elles.

	Dessin	Modélisation	Commentaire
PIED DE POTEAU SUR MASSIF DE FONDATION		<p>Articulation admise si la dimension de la platine < 300 mm</p> <p>Articulation dans les deux plans</p>	<p>Articulation par platine, avec ou sans bêche</p> <p>Utilisée dans la majorité des bâtiments industriels, agricoles. L'effort vertical vers le bas est transmis au massif par une surface de platine suffisante. L'effort vertical vers le haut est transmis au massif par les tiges d'ancrage. L'effort horizontal est transmis au massif par l'adhérence entre la platine et le massif. Dans le cas où l'adhérence est insuffisante on place une bêche qui reprend les efforts horizontaux. La réservation est remplie de béton après réglage de l'ossature.</p>
		<p>Articulation admise si la dimension de la platine < 300 mm</p> <p>Articulation dans les deux plans</p>	<p>Articulation par platine pré-scellée</p> <p>Plus facile à mettre en œuvre que le cas précédent car ne nécessite pas un coulage de béton après le montage de l'ossature, mais il n'y a pas de possibilité de réglage des appuis.</p>
		<p>Articulation</p>	<p>Articulation avec axe</p> <p>Utilisé pour des charges verticales plus importantes que les cas ci-dessus. Des charges verticales plus importantes imposent une surface de platine > 300 mm pour limiter la contrainte sur le béton. Les solutions avec platines ne sont plus possibles pour admettre l'articulation. On peut également utiliser un tube (qui a une bonne tenue au flambement) pour le poteau.</p>

Ouvrages en construction métallique			
	Dessin	Modélisation	Commentaire
PIED DE POTEAU SUR MASSIF DE FONDATION		Articulation	<p>Articulation avec grain Utilisé pour des charges verticales importantes lorsque la solution avec platine ne peut être retenue (surface de platine > 300 mm pour limiter la contrainte sur le béton).</p> <p>Le grain peut être un plat d'épaisseur comprise entre 30 et 60 mm dont les bords sont chanfreinés ou à base cylindrique. Le grain est maintenu horizontalement par des butées nommées boîte à grain.</p> <p>Les tiges d'ancrage peuvent ou non traverser le grain.</p>
		Encastrement	<p>Encastrement par platine On peut utiliser ou non une platine pré-scannée comme pour les pieds de poteaux articulés par platine. Pour limiter les déformations de cette platine, il faut que son épaisseur soit suffisante, sinon il faut placer des raidisseurs.</p> <p>Le poteau peut être en profilé de type I ou H ou en tube.</p>
DISPOSITIFS D'ANCRAGE		Encastrement	<p>Chevilles autoexpansibles ou chimiques Utilisées pour des charges modérées, par exemple, en pied de potelet.</p>
		Encastrement	<p>Tiges courbées Solution la plus courante d'ancrage qui peut reprendre des efforts importants. L'effort de traction dans la tige est transmis au béton par adhérence dans la partie droite de la tige et par compression sur le béton dans la partie courbe de la tige.</p> <p>Tiges contre-courbées Variante de la tige courbée mais permet en plus à la tige de rester verticale pendant le réglage de la structure grâce à l'alignement de la clé d'ancrage et de l'axe de la tige.</p>

Assemblages dans les bâtiments et planchers métalliques			
	Dessin	Modélisation	Commentaire
DISPOSITIF D'ANCRAGE		Encastrement	<p>Tiges avec plaque d'ancrage Solution utilisée pour des efforts de traction très importants.</p> <p>Tiges avec sommier Solution utilisée pour des efforts encore plus importants. Les tiges s'appuient sur un sommier constitué de 2 barres en U dont les extrémités sont ancrées dans le massif de fondation.</p>

LOGBI ABDELAZIZ