République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider Biskra
Faculté Des Sciences Et De La Technologie
Département De Génie Civil Et d'Hydraulique

Polycopié de:

CONSTRUCTIONS METALLIQUES

I ET II

Cours et exercices corrigés

Niveau: 3ème A Licence en Génie Civil

Préparé par:

Dr. CHADLI MOUNIRA

Année Universitaire: 2020/2021

Avant-propos

C'est avec un grand plaisir que nous présentons ce document qui comporte les notions fondamentales des constructions métalliques dans le domaine de Génie Civil.

Le présent polycopié intitulé " Constructions Métalliques I et II cours et exercices corrigés", s'adresse aux étudiants de la troisième année Licence en Génie Civil, il représente aussi une référence très utile pour ceux ayant la construction métallique à leur programme d'études tels que les étudiants de travaux publics, génie mécanique.

Il est rédigé de manière simplifiée et des exemples sont introduits après avoir donné des notions afin que l'étudiant puisse assimiler le contenu du cours et ait une vision claire de son application dans la vie courante. Des exercices sont accompagnés de leurs solutions à la fin pour que l'étudiant s'y entraine.

Les méthodes données dans ce polycopié sont basées sur les règles Algériennes de calcul des ouvrages en aciers le CCM97 ainsi que sur l'Eurocode3.

Ce document est scindé en cinq chapitres semestres I et quatre chapitres S2:

- **Chapitre 1:** Généralités sur les constructions métalliques
- **Chapitre 2:** Notions de base et de sécurité
- **Chapitre 3:** Les assemblages
- **Chapitre 4:** Calcul des pièces sollicitées en traction simple
- **Chapitre 5:** Calcul des pièces fléchies.
- **Chapitre 6:** Phénomènes d’instabilités élastiques
- **Chapitre 7:** Calcul des pièces sollicitées en compression simple
- **Chapitre 8:** Calcul des pièces sollicitées en flambement composé
- **Chapitre 9.** Déversement des pièces métalliques

TABLES DES MATIERES	page
Chapitre I : Généralités sur les constructions métalliques	**10**
I.1 Introduction	11
I.2 Domaines d'utilisation	12
I.2.1 Constructions à usage d'habitation	12
I.2.1.1 Maison individuelle	12
I.2.1.2 Ossatures des bâtiments à plusieurs étages à usage d'habitation ou administratif	13
I.2.2 Bâtiments industriels	14
I.2.3 Ponts et passerelles	14
I.2.4 Les tours et les mâts	15
I.2.5 Les constructions métalliques en tôle	16
I.2.6 Les calottes sphériques	16
I.2.7 Les mécanismes mobiles	17
I.2.8 Les plates-formes off-shore	17
I.2.9 Les châteaux d'eau	18
I.3 Avantages et Inconvénients des Constructions Métalliques	18
I.3.1 Avantages	18
I.3.2 Inconvénients	18
I.4 Le matériau acier et produits sidérurgiques	20
I.4.1 Les procédés d'élaboration de l'acier	21
I.4.1.2 Phases principales du laminage à chaud	22
I.4.2 Les deux grandes familles de produits finis	23
I.4.2.1 Les produits longs	23
I.4.2.1.1 Les laminés marchands:	23
I.4.2.1.2 Les poutrelles laminées	24
I.4.2.1.3 Les demi-poutrelles	25
I.4.2.1.4 Les poutrelles dissymétriques	25
I.4.2.2 Les produits plats	25
I.4.2.2.1 Les tôles et les larges plats	25
I.4.2.2.2 Les tôles nervurées	25
I.4.2.2.3 Les profils creux	26
I.4.2.2.4 Les plaques	27
I.4.2.2.5 Les profils minces	27
I.4.3 Les essais de contrôle des aciers	30
I.4.3.1 Les essais métallographiques (essais non destructifs)	30
I.4.3.2 Les essais mécaniques (essais destructifs)	31
I.4.3.2.1 Essai de flexion par choc (essai de résilience)	31
I.4.3.2.2 Essais de dureté	31

I.4.3.2.3 Essai de pliage	31
I.4.3.4 Essai de traction	31
I.4.3.4.1 Principales caractéristiques des aciers de construction	34
I.4.4 Nuance et aspect normatif	35
I. 4.4.1 Le choix d'un acier	36
I.5. Les règles et normes de conception et de calcul appliquées à l'étude des projets deconstruction en acier	36
Chapitre II: Notions de base et de sécurité	**37**
II.1 Introduction	38
II.2 Règlements classiques- coefficient de sécurité	38
II.3 Les états-limites	39
II.3.1 États-limites ultimes (E.L.U.)	39
II.3.2 États-limites de service (E.L.S.)	39
II.4 Les actions et combinaisons d'actions: (Eurocode 1)	39
II.4.1 Les actions permanentes (G)	39
II.4.2 Les actions variables (Q)	40
II.4.3 Les actions accidentelles (A)	40
II.4.4 Les combinaisons d'actions (Eurocode 1)	40
II.4.4.1 Combinaisons d'actions aux E.L.U	40
II.4.4.2 Combinaisons d'actions aux E.L.S	40
II.4.4.2.1 Facteurs partiels de sécurité	41
II.5 Classification des sections transversales selon EC3	42
II.5.1 Notion de classification des sections	42
Chapitre III: Les Assemblages	**45**
III.1 Assemblage par boulons	46
III.1.1 Généralités	46
III.1.2 Types et fonctionnement d'un assemblage	46
III.1.3 Définition et rôle d'un assemblage	47
III.1.4 Différentes formes d'assemblage rencontres en C.M.	47
III.1.5 Assemblages dans une ferme ou dans une poutre reconstituée	50
III.1.6 Modes d'assemblages	51
III.1.6.1 Le rivetage	51
III.1.6.1.1 Calcul des assemblages rivés	52
III.1.6.2 Le boulonnage	52
III.1.6.2.1 Dispositions constructives	52
III.1.6.2.2 Caractéristiques géométriques	55
III.1.6.2.3 Caractéristiques mécaniques des boulons:	57
III.1.6.2.4 Dispositions constructives réglementaires	57

III.1.6.2.5 Résistance de calcul des boulons	58
III.1.6.3 Assemblage par boulons obstacles (boulons ordinaires)	58
III.1.6.3.1 Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement	58
III.1.6.3.2 Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées :	59
III.1.6.3.3 Résistance des boulons en traction	59
III.1.6.3.4 Résistance au poinçonnement de la pièce (B.pRd)	60
III.1.6.4 Assemblage par boulons à serrage contrôlé Boulons précontraints	61
III.1.6.4.1 Principe de fonctionnement d'un assemblage par boulon H.R	61
III.1.6.4.1.1 Résistance au glissement d'un boulon précontraint	61
III.1.6.4.1.2 Résistance à la traction d'un boulon précontraint	62
III.1.6.4.1.3 Boulons soumis à des efforts combinés de traction et de cisaillement	63
III.1.6.4.1.4 Assemblages par platines sollicités par un moment fléchissant, un effort tranchant	63
III.2 Les Assemblages Soudés	65
III.2.1 Introduction	65
III.2.2 Procédés De Soudage	65
III.2.2.1 Procédé chimique au chalumeau oxyacéthylénique	66
III.2.2.2 Procédés à l'arc électrique	66
III.2.2.2.1 Procédés à électrode non fusible (TIG)	66
III.2.2.2.2 Procédés à électrodes fusibles	67
III.2.3 Dispositions constructives	67
III.2.3.1 Définitions de la gorge des cordons d'angle	67
III.2.3.1.1 Soudures bout à bout	67
III.2.3.1.2 Soudures d'angle	68
III.2.3.1.3 Autres types de liaisons soudées	69
III.2.4 Précautions constructives	69
III.2.5 Calcul des cordons de soudure	70
III.2.5.1 Pré dimensionnement de la gorge	70
III.2.5.1.1 Cordons frontaux	71
III.2.5.1.2 Cordons latéraux	71
III.2.5.1.3 Cordons obliques	72
III.2.6 Exercices d'application	73
Chapitre IV: Calcul des pièces sollicitées en traction simple	**77**
IV.1 Introduction	78
IV.2 Vérification des pièces tendues	78
IV.2.1 Résistance de la section transversale	78
IV.2.2 Détermination de l'aire nette	80
IV.2.2.1 Cas des trous régulièrement distribués	81

IV.2.2.2 Cas où les trous ne sont pas régulièrement distribués	81
IV.2.2.3 Eléments assemblées par une seule aile	82
IV.2.2.3.1 Cornières assemblées par une aile	82
IV.2.2.3..1.1 Cornières assemblées par une file de boulons	82
IV.3 Exercices d'application	84
CHAPITRE V: CALCUL DES PIECES FLECHIES	**86**
V.1 Introduction	87
V.2 Principaux types de profilés laminés utilisés en flexion	87
V.3 Flexion simple (uniaxiale)	88
V.3.1Résistance de la section transversale sous moment fléchissant seul:	88
V.3.2 Vérification au cisaillement (l'effort tranchant Vsd)	89
V.3.2.1 Résistance de la section transversale	89
V.3.3 Interaction flexion – cisaillement	90
V.3.3.1Résistance d'une section au moment fléchissant et à l'effort tranchant (M+V)	90
V.4 Classification des sections transversales	91
V.5 Flexion composée seule (M + N)	92
V.6 Moment de flexion, effort tranchant et effort axial (M + V + N)	92
V.7 Flexion déviée	93
V.7.1 Calcul en élasticité (sections de classe 3)	93
V.7.2 Calcul en plasticité (sections de classes 1 et 2)	94
V.8 Exercices d'application	94
CHAPITRE VI: Phénomènes d'instabilité élastique	**100**
VI.1 Origine de phénomènes	101
VI.1.1. Le cas petits déformations	101
VI.1.2. Le cas de grandes déformations	101
CHAPITRE VII : Calcul des pièces sollicitées en compression simple	**102**
VII.1 Définition et domaine d'utilisation	103
VII.2 Comportement et dimensionnement des éléments comprimés	103
VII.3 Le flambement simple, aspect théorique	103
VII.4 Aspect réglementaire du flambement	107
VII.4.1Vérification selon EUROCODE 3 et CCM97	107
VII.4.1.1Flambement simple	107
VII.5 Exercices d'application	113
Chapitre VIII Calcul des pièces sollicitées en flambement composé	119
VIII.1 Aspects réglementaires du flambement avec flexion	120

VIII.2 Exercices d'application	124
Chapitre X: Déversement des pièces métalliques	**125**
X.1 Introduction	126
X.2 Aspect théorique du déversement	126
X.3 Aspect réglementaire du déversement	128
X.3.1 Vérification du déversement des poutres selon l'Eurocode3	128
X.3.1.2 Calcul du moment critique élastique de déversement Mcr	129
X.3.1.3 Calcul de M_{cr} – Quelques cas particuliers	132
X.3.1.3.1 Poutres en I à section transversale constante mono-symétrique et à semelles inégales :	132
X.3.1.3.2 Poutres en I à section transversale constante et doublement symétrique	133
X.4 Exercices d'application	134
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	**139**

Liste des tableaux

tableaux	pages
Tableau I.1: Produits sidérurgiques (profilés classiques)	28
Tableau I.2: Produits sidérurgiques (profilés spéciaux)	29
Tableau I.3: Produits plats	30
Tableau I.4: Principales caractéristiques des aciers de construction	34
Tableau I.5: Caractéristiques mécaniques des aciers en fonction de leur épaisseur t	35
Tableau II.1: Coefficients partiels de sécurité γ	41
Tableau II.2:Facteurs Ψ_i	41
Tableau II.3 Valeurs limites recommandées des déformations	41
Tableau II.4: Coefficients partiels de sécurité γ	42
Tableau II.5: Classes de sections transversales	43
Tableau V.1: L'aire de cisaillement Av,z	90
Tableau VII. 1: Longueurs du flambement selon le type d'appui	107
Tableau VII.2 : Valeur du facteur d'imperfection	109
Tableau VII.3 : Coefficient de réduction χ	110
Tableau X.1: Cas de moments d'extrémités	131
Tableau X.2:Cas de charges transversales	132

Listes des figures

Figures	pages
Figure I.1: Maison individuelle	13
Figure I.2: Bâtiments à plusieurs étages	13
Figure I.3: Bâtiments industriels	14
Figure I.4: Ponts et passerelles	14
Figure I.5: Les tours et les mâts	15
Figure I.6: Les constructions métalliques en tôle	16
Figure I.7: Les calottes sphériques	16
Figure I.8: Les grues	17
Figure I.9: Les plates-formes	17
Figure I.10: Les châteaux d'eau	18
Figure I.11: Les phénomènes d'instabilité élastique	20
Figure I.12: Les procédés d'élaboration de l'acier	21
Figure I.13: Les demi-produits (Bloom, Billette et Brame)	22
Figure I.14: Laminage à chaud	22
Figure I.15: Les laminés marchands	23
Figure I.16: Les poutrelles laminées	24
Figure I.17: Les poutrelles en HE	24
Figure I.18: Les demi-poutrelles	25
Figure I.19: Les tôles nervurées	26
Figure I.20: Les profils creux	26
Figure I.21: Les profils minces	27
Figure I.22: Diagramme : Contrainte – déformation	32
Figure III.1: Assemblages Bout à bout et Concourantes	46
Figure III.2: Différents des types d'assemblages dans une ossature de bâtiment	48
Figure III.3: Attache dans une base de poteau (D)	48

Figure III.4: Assemblage poutre-poutre (B)	48
Figure III.5: Assemblage poteau-poutre (A)	49
Figure III.6: Assemblage poteau-poteau (C)	49
Figure III.7: Assemblages dans une ferme ou dans une poutre reconstituée	50
Figure III.8: Assemblages avec et sans bride et fixation sur faitage.	51
Figure III.9: Rivet et rivet à anneau	51
Figure III.10: Assemblage rivé	52
Figure III.11: Assemblage par recouvrement simple et symétrique par double couvre – joint	53
Figure III. 12 : Liaison de deux pièces par soudage	65
Figure III. 13 : Principe de soudage à l'arc	66
Figure III.14 : Soudage sous flux gazeux – Procédé TIG	66
Figure III.15 : Soudage sous flux gazeux	67
Figure III.16: Soudures bout à bout	67
Figure III.17: Soudures d'angle	68
Figure III.18: Dispositions constructives évitant l'arrachement lamellaire	68
Figure III.19: Cordons discontinus	69
Figure V.1: Panne sur versant incliné	93
Figure VII.2 : Poutre bi-articulée soumise a un effort normal	105
Figure VIII.1: Flambement avec flexion	120
Figure VIII.2 : Flexion bi-axiale	120
Figure X.1: Poutre console	126
Figure X.2: Poutre en I parfaitement élastique et initialement rectiligne	127

Chapitre I :
Généralités sur les constructions métalliques

I.1 Introduction

Le fer a commencé à faire son apparition comme élément de construction au XVIII° siècle, alors que les matériaux usuels à cette époque étaient le bois et la pierre. Il s'agissait alors d'assurer des fonctions d'ornementation et de renforcement des ossatures (essentiellement de maintenir les pierres dans leur position initiale par agrafage).

XIX° siècle: Avec l'introduction du fer comme élément de construction, les méthodes de conception furent bouleversées. Le concepteur ne travailla plus en effet avec des éléments singuliers, en fonte, moulés en atelier, mais avec des profilés standards en I, T, L, etc., dont l'assemblage permettait d'obtenir les solutions recherchées. Ce passage d'éléments uniques à des produits standardisés ne fut possible que grâce aux nombreux développements effectués dans le domaine des chemins de fer. Ce succès ne fut possible que grâce à l'introduction massive du rivet comme moyen d'assemblage, qui permettait une combinaison presque illimitée des produits de bases.

Ces nouveaux moyens d'assemblage permirent une architecture révolutionnaire utilisant le fer, le bois et le verre (voir ci-dessous l'œuvre de Joseph Paxton, le fameux cristal palace construit pour l'exposition universelle de Londres en 1850):

Les progrès techniques dans le domaine sidérurgique contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau, l'acier, qui devait une nouvelle fois révolutionner le domaine de la construction métallique, avec l'apparition de la soudure et de profilés de plus grande longueur, supérieure à 6 m. L'utilisation de l'acier devint ainsi de plus en plus massive en cette fin de XIX° siècle.

Première moitié du XX° siècle: Durant cette période l'acier subit la forte concurrence du béton. L'engouement pour ce nouveau matériau entraîna une baisse significative du nombre d'ouvrages en métal construits durant cette période, cependant que de nombreux concepteurs contribuèrent à faire évoluer la construction métallique et à sensibiliser la profession sur ses avantages et sa rationalité. La situation était toute inverse en Amérique du nord où l'acier répondait de manière tout à fait satisfaisante à la création d'immeubles de grandes hauteurs à coût modéré, et fût utilisé massivement.

Deuxième moitié du XX° siècle: La fin de la guerre fût caractérisée par un besoin urgent de reconstruction. La rapidité d'exécution, l'économie de moyens et la rationalité étaient alors des contraintes à respecter. La construction métallique répondait parfaitement à ces exigences, et pouvait bénéficier d'une industrie métallurgique très forte, développée pour des besoins militaires. L'acier fût dés lors massivement utilisé.

Les années 70 furent marquées par un nouveau type architectural basé sur la mise en valeur de la haute technologie (e.g. centre Georges Pompidou). Cependant il fallut attendre les années 80 pour entrevoir les premiers signes d'une architecture inventive, caractère de la construction en acier

d'aujourd'hui (carénage continu, forme d'ailes d'avion ou de bateau, utilisation de mâts et habillage de verre et d'acier).

L'année 1850 a marqué la réalisation d'une première véritable ossature métallique en poutres colonnes, l'hôtel CRYSTAL PALACE à LONDRES, qui a servit pour la première exposition universelle, c'était aussi la première application de l'idée de préfabrication des éléments (barres).

En 1855: HENRY BESSEMER inventa le convertisseur qui porte son nom et qui a permis l'évolution de la fonte en acier.

En 1889: A été marqué par la réalisation de la tour EIFFEL à PARIS, ossature rivetée de 320m de hauteur par GUSTAVE EIFFEL.

En 1930: Un nouveau procédé d'assemblage, outre l'assemblage riveté et boulonné, commence à se généraliser: c'était l'assemblage soudé.

En 1931: C'était la construction de l'empire STATE BUILDING à NEW YORK: ossature en acier de 380 m de hauteur.

En 1973: Construction du WORLD TRADE CENTRE à NEW YORK (TWINS TOWERS).

En 1974: A marqué la construction de la SEARS TOWER à CHICAGO: un bâtiment de 109 étages et de 442m de hauteur.

En 1981: C'était la réalisation d'un pont suspendu de 1410m de portée centrale en (G.B).

En 1998: A marqué la réalisation d'un pont suspendu de 1990m de portée centrale au (JAPON).

En 2000: A marqué la réalisation de deux tours en béton armé de 450m de hauteur.

En 2003: Inauguration de la tour la plus haute à usage de bureau de 100 étages et 508 m de hauteur à TAÏPEÏ.

En 2008: A marqué la réalisation de la tour de DUBAI de 560 m de hauteur.

I.2 Domaines d'utilisation

On peut réaliser différents types de construction métallique tels que:

I.2.1 Constructions à usage d'habitation

Telles que les maisons individuelles ou collectives et les constructions de grande hauteur qui peuvent servir à des fins administratives.

I.2.1.1 Maison individuelle

Ce sont des maisons à ossature métallique très répondues au canada et Australie, mais pas autant en Europe par contre complètement ignorées en Algérie. Dans ces maisons ce n'est pas seulement la charpente (le toit) qui est en acier, mais toute la structure. Il s'agit du concept d'un squelette qui remplit la remplit la fonction porteuse pour qui l'habillage des parements se fait simplement et facilement avec divers matériaux.

Figure I.1: Maison individuelle [14]

I.2.1.2 Ossatures des bâtiments à plusieurs étages à usage d'habitation ou administratif

Ce sont généralement des immeubles de plus de vingt étages, ils constituent un domaine d'application de la construction métallique. Où l'ossature est complètement métallique, les planchers sont supportés par des solives servant d'appuis aux coffrages perdus pour le coulage du béton. Dans certaines tours en France, le noyau central est en béton armé.

Figure I.2: Bâtiments à plusieurs étages [14]

I.2.2 Bâtiments industriels : bâtiments de grandes hauteurs et portées (avec ou sans ponts roulants)

Figure I.3: Bâtiments industriels [14]

I.2.3 Ponts et passerelles

Des ponts métalliques de très grande portée qui ont marqués l'histoire tel que le golden gâte au USA. Ces ponts peuvent être en bipoutres, des ponts haubanés ou des ponts suspendus.

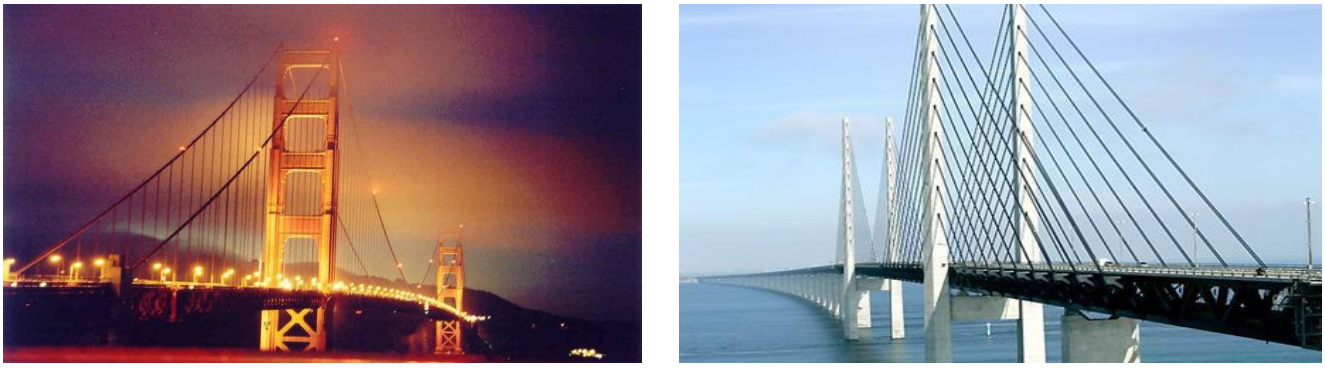


Figure I.4: Ponts et passerelles [14]

I.2.4 Les tours et les mâts

Ce sont des grands poteaux métalliques utilisés pour supporter des transformateurs et pour la transmission de celle-ci.les mâts qui servent de support aux moyens de transmission. Ils sont souvent haubanés par des câbles qui assurent leur stabilité.

Figure I.5: Les tours et les mâts [14]

I.2.5 Les constructions métalliques en tôle

Réalisés en tôle d'acier, ils servent pour le stockage des denrées alimentaires tel que: (le blé, l'orge, le sucre) ou le stockage du ciment.

Figure I.6: Les constructions métalliques en tôle [14]

I.2.6 Les calottes sphériques

Figure I.7: Les calottes sphériques [14]

I.2.7 Les mécanismes mobiles : les grues …

Figure I.8: Les grues [14]

I.2.8 Les plates-formes off-shore

Utilisées pour le forage et l'extraction du pétrole en mer. Les plates formes pétrolières sont des structures marines mobiles ou fixes utilisées pour l'exploitation des champs pétrolifères en mer.

Figure I.9: Les plates-formes [14]

I.2.9 Les châteaux d'eau

Autres structures

Figure I.10: Les châteaux d'eau [14]

I.3 Avantages et Inconvénients des Constructions Métalliques

Les constructions métalliques ont beaucoup d'avantages et certains inconvénients par rapport à d'autres types de construction en béton armé ou précontraint. Parmi ces avantages on peut citer:

I.3.1 Avantages

I.3.1.1 La légèreté

Les constructions en acier sont en général plus légères que celles en béton armé ou précontraint, en bois, en pierre. La légèreté peut être caractérisée par le rapport entre le poids volumique et la résistance (appelé rendement).

I.3.1.2 La solidité

Grâce à l'homogénéité des matériaux utilisés en construction métallique.

I.3.1.3 La résistance mécanique

Grande résistance à la traction → franchissement de grandes portées.

Bonne tenue aux séismes (ductilité + mêmes résistances à la traction et à la compression).

I.3.1.4 L'industrialisation

La préparation et la mise en forme des éléments de structures en acier se font en atelier.

Ces éléments arrivent sur le chantier prêt à être montés et assemblés. Cela nécessite des techniques et des

Équipements modernes.

I.3.1.5 L'imperméabilité

L'acier se caractérise par son imperméabilité (fluides: liquide + gaz). Attention lors de la réalisation des assemblages.

I.3.1.6 Les possibilités architecturales

Avec l'acier on peut imaginer des formes architecturales plus élaborées avec des portées très importantes que celles qu'on peut réaliser avec du béton.

I.3.1.7 Les modifications

Aisément réalisables.

I.3.2 Inconvénients

I.3.2.1 La corrosion

L'acier tend à s'oxyder et à se corroder lorsqu'il est soumis à des atmosphères humides, à des agressions chimiques, à la condensation, qu'il est en contact avec l'eau ou lessols.

La protection contre la corrosion peut se faire par:

- l'ajout d'additifs à l'acier.
- Le revêtement périodique de la surface d'acier (galvanisation, métallisation au pistolet, électozinguage…)avec peinture ou vernis.
- la sélection de formes de structures sans brèches et fentes afin de se prémunir des risques de l'humidité et des poussières.

I.3.2.2 Mauvaise tenue au feu nécessitant des mesures de protection onéreuse

Le module d'élasticité de l'acier commence à diminuer à partir de la température T=200°C. L'acier perd sa capacité portante et passe à l'état plastique à partir de la température T=600°C.la mauvaise tenue au feu exige des mesures de protection onéreuses, pour assurer la stabilité et l'intégrité structurale au moins le temps d'évacuation des occupants, telle que:

- L'application de peinture intumescente, produit relativement onéreux, il est utilisé pour des degrés de stabilité au feu e 30 minutes.
- Application d'un isolant pour freiner la transmission du flux thermique tel que: le plâtre. Soit par des plaques de plâtre entourant l'élément métallique ou par projection directement du produit sur celui-ci c'est le principe du flocage.

I.3.2.3 Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique

En raison de la minceur des profils. Les éléments métalliques ont une faible épaisseur devant les autres dimensions ce qui fait d'eux des éléments élancés et donc susceptibles au flambement, déversement et voilement.

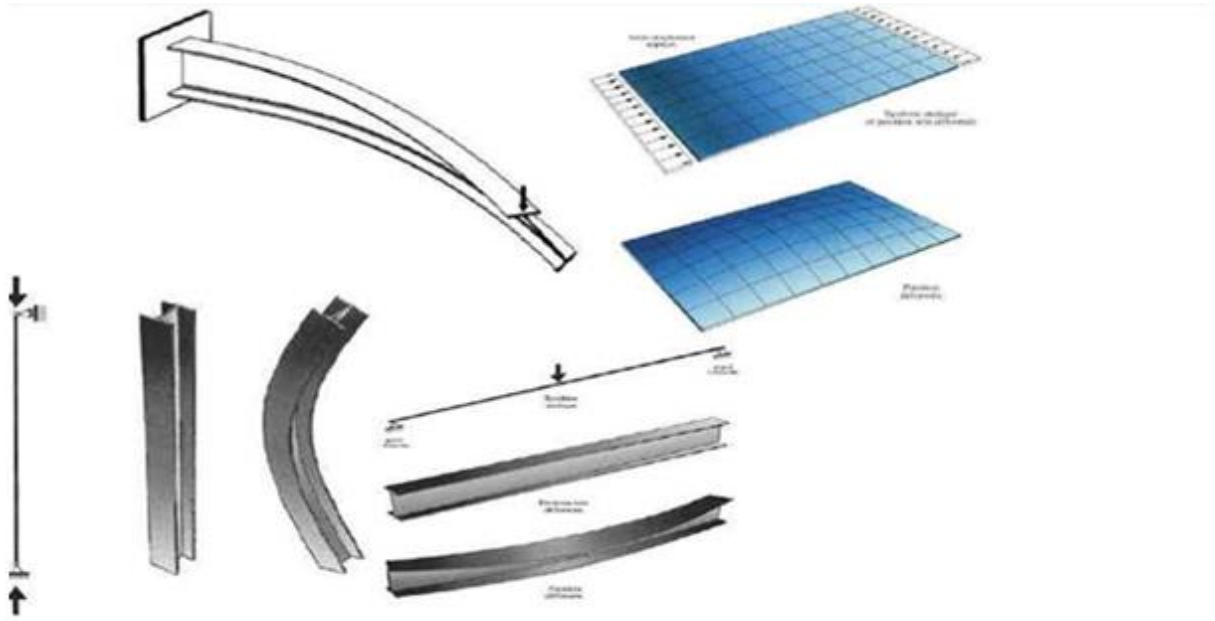


Figure I.11: Les phénomènes d'instabilité élastique [6]

I.4 Le matériau acier et produits sidérurgiques

L'industrie sidérurgique s'est développée à la fin du 19ème siècle en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Charpente Métallique.

Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager des grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) est réduit et allège considérablement les charges transmises au sol. Associé à des éléments de peau "légers" (bardage, façades rideau ...), ces structures sont adaptées à la réalisation de constructions telles que salles de sports, piscines, entrepôts, usines... Leur réalisation est rapide (assemblage direct d'éléments préfabriqués) et donc d'un prix très compétitif.

L'acier est essentiellement une combinaison de fer et de carbone. On ne le retrouve pas à l'état naturel ; il résulte d'une transformation de matière première tirée du sol. Les conditions matérielles de cette transformation entraîne dans sa composition la présence, en très faibles proportions, d'autres éléments (phosphore, souffre) considérés comme impuretés. Suivant la

qualité de l'acier que l'on veut obtenir, il est possible d'abaisser le pourcentage de ces impuretés au cours de l'élaboration.

Mais l'acier peut également contenir d'autres éléments (silicium, manganèse, chrome, nikel, tungstène…) introduits volontairement en vue de modifier sa composition chimique et par suite ses caractéristiques physiques et mécaniques.

Les éléments additionnés permettent d'obtenir des qualités différentes classées sous forme de « nuance ».

I.4.1 Les procédés d'élaboration de l'acier

I.4.1.1 Des matières premières à l'acier liquide

Les matières essentielles entrant dans la composition de l'acier sont les minerais de fer, le coke et la ferraille. De l'acier liquide aux demi-produits:

A la fin de l'opération d'élaboration de l'acier, par quelque procédé que ce soit, les scories sont déversées dans une cuve et l'acier est recueilli à l'état liquide dans une poche garnie de réfractaire. A partir de ce stade, la mise en forme en vue du laminage final peut se faire suivant deux schémas différents : la coulée continue et la coulée en lingots.

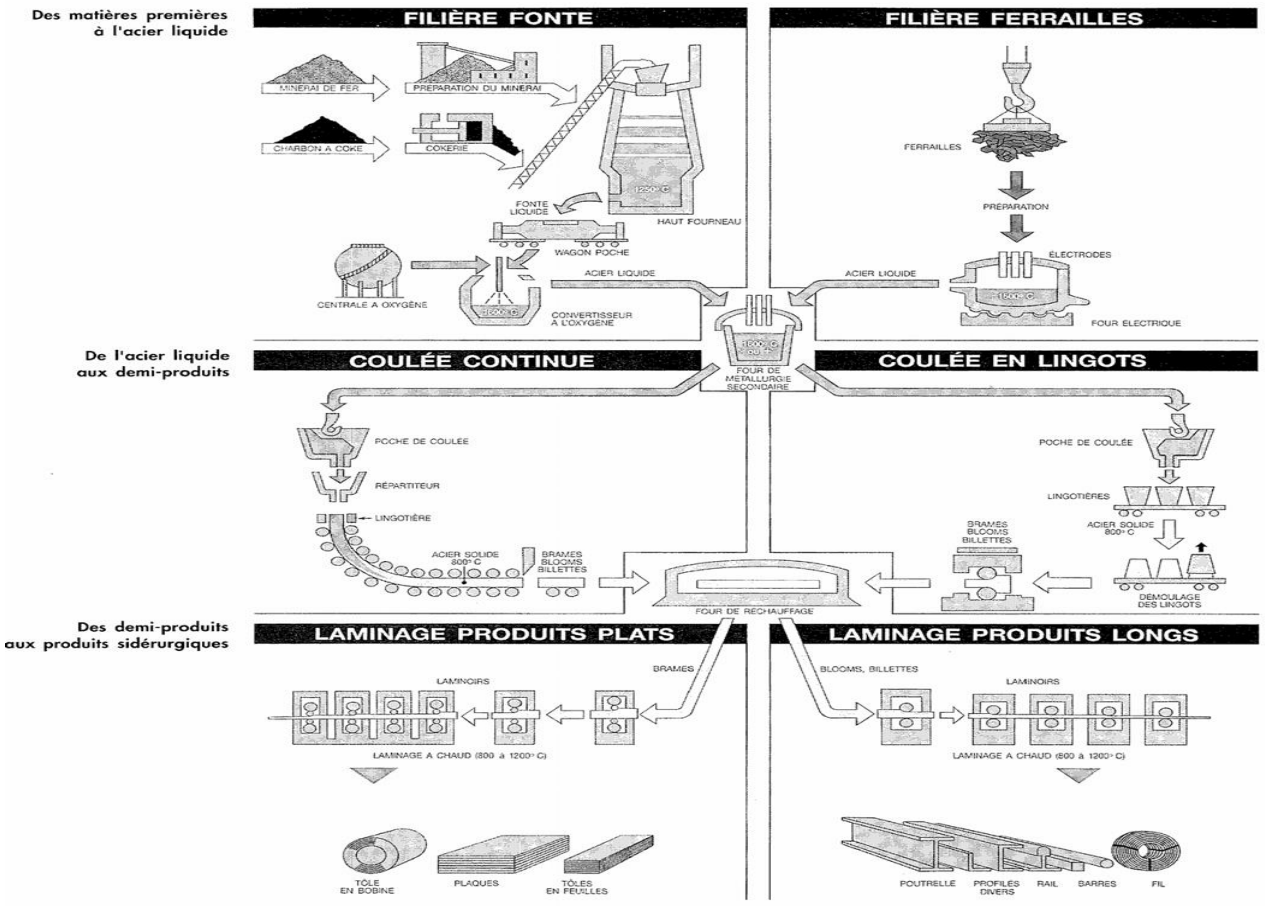


Figure I.12: Les procédés d'élaboration de l'acier [14]

Pour les formes carrées, ces produits prennent les noms de bloom ou billette suivant que la dimension est plus grande ou plus petite que 120 mm ; le nom de brame pour les formes rectangulaires d'épaisseur supérieure à 50 mm

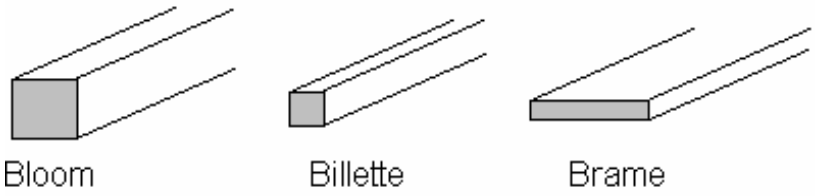


Figure I.13: Les demi-produits (Bloom, Billette et Brame) [14]

I.4.1.2 Phases principales du laminage à chaud

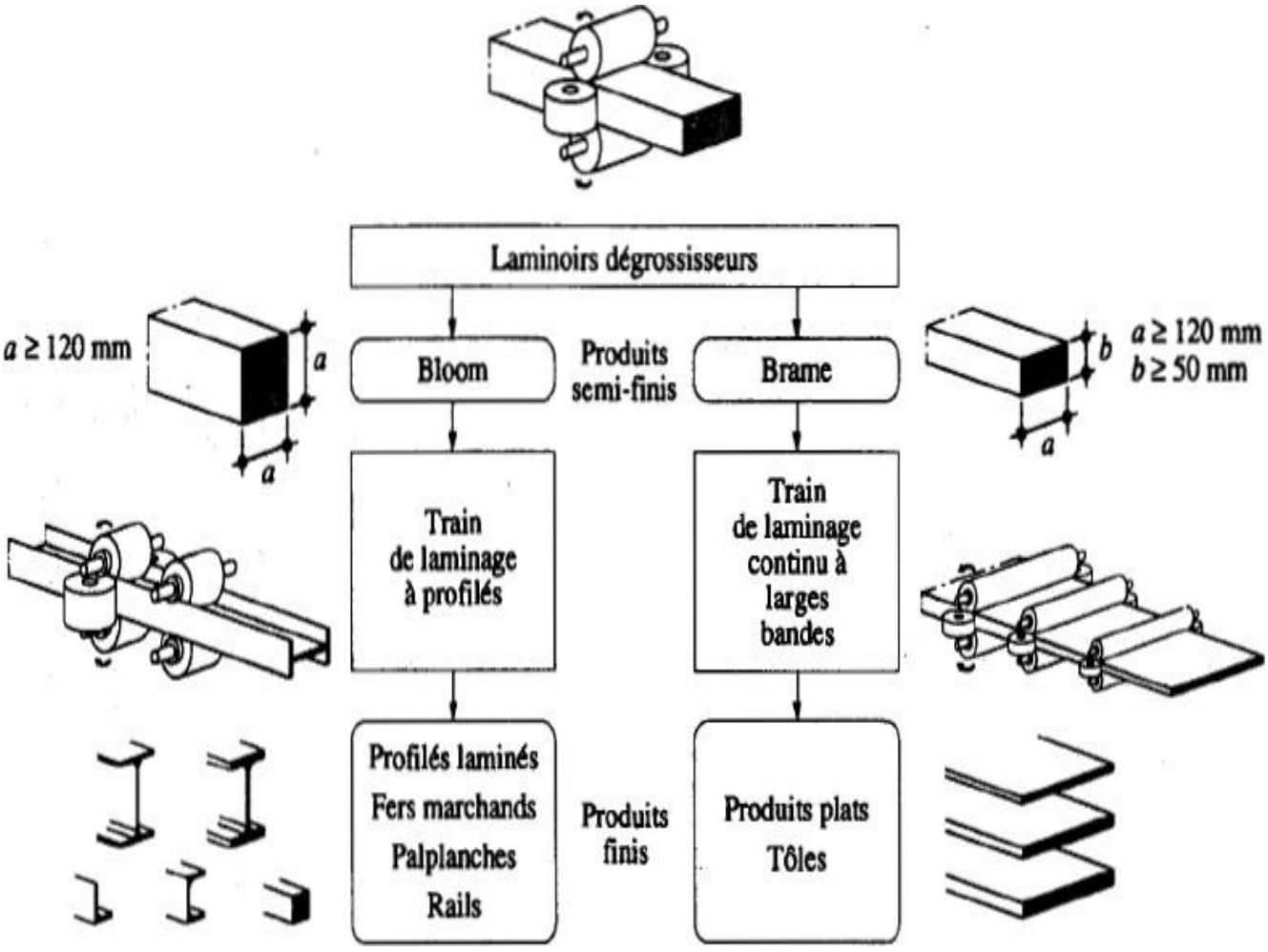


Figure I.14: Laminage à chaud [14]

I.4.2 Les deux grandes familles de produits finis

Les produits en acier peuvent être classés en deux grandes catégories :

- Les produits **longs** qui sont obtenus par laminage à chaud, étirage ou tréfilage comprennent les profils de petites sections : rond, carré, rectangle, trapèze, T, L, U, tube (sans soudure) ; les profils lourds : poutrelle (I,H), palplanche, rail, fil machine..

- les produits **plats** qui subissent en général un laminage à froid supplémentaire, à l'exception destôlesdeforteépaisseur(tôles, bardages, profils minces, profilscreux...).

Leurs dimensions et caractéristiques sont normalisées et répertoriées sur catalogues.

I.4.2.1 Les produits longs

I.4.2.1.1 Les laminés marchands: on distingue:

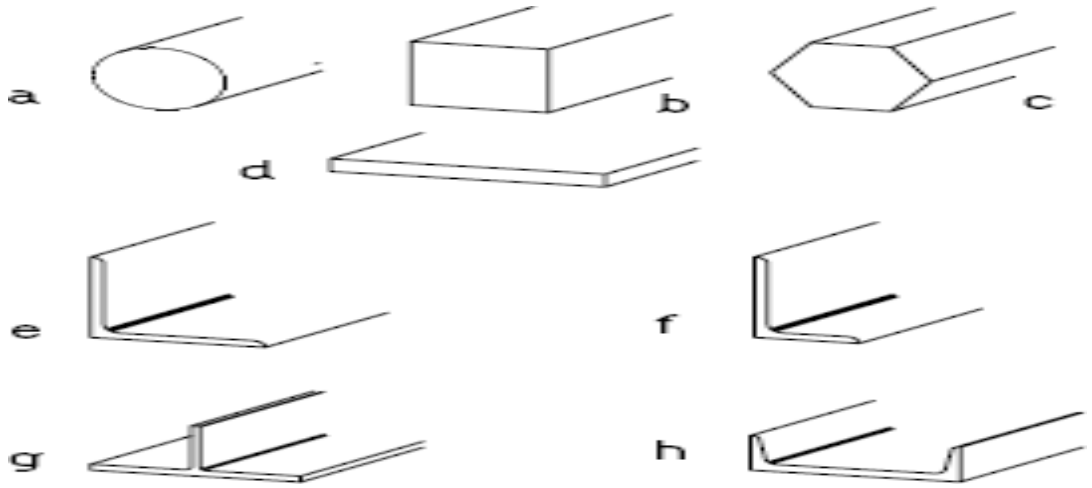


Figure I.15: Les laminés marchands [6]

a) Les ronds pleins,

b) les carrés pleins,

c) les hexagones pleins,

d) les plats,

e) les cornières (L) à ailes égales,

f) les cornières (L) à ailes inégales,

g) Les fers en T,

h) les petits U

I.4.2.1.2 Les poutrelles laminées

Elles peuvent avoir différentes sections, en I, en U, ou en H. Les poutrelles en I sont de deux sortes :

- IPN : poutrelles en I normales. Les ailes sont d'épaisseur variable, ce qui entraîne des petites difficultés pour les attaches
- IPE : poutrelles en I européennes. Les ailes présentent des bords parallèles, les extrémités sont à angles vifs (seuls les angles rentrants sont arrondis). Les IPE sont un peu plus onéreux, mais plus commodes et sont d'usage courant.

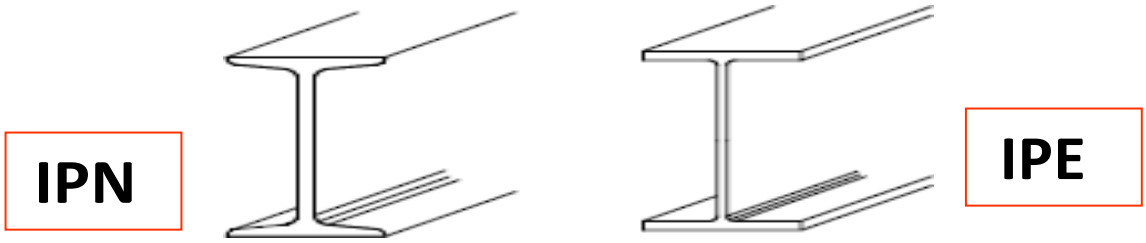


Figure I.16: Les poutrelles laminées [12]

Les poutrelles en U souvent utilisées comme éléments secondaires. On distingue:

- UPN : Les faces internes des ailes sont inclinées;
- UAP:L'épaisseurdesailesestconstante;
- UPE: L'épaisseurdesailesestconstante.

Les poutrelles en HE se décomposent en trois séries suivant l'épaisseur relative de leur âme et de leurs ailes :HEA, HEB, HEM.

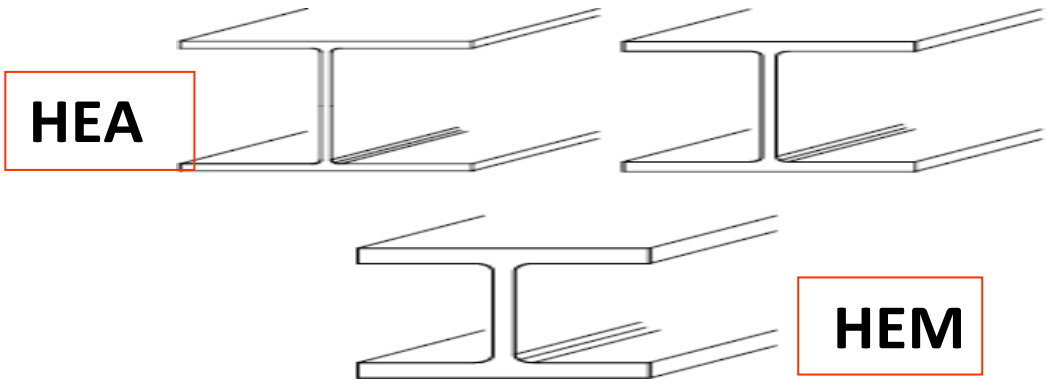


Figure I.17: Les poutrelles en HE [12]

Il existe aussi des poutrelles HL (à très larges ailes), HD (poutrelles- colonnes) et HP (poutrelles-pieux).

I.4.2.1.3 Les demi poutrelles : Le découpage des poutrelles I et H suivant l'axe longitudinal a de multiples utilisations : sections T, membrures de poutres...

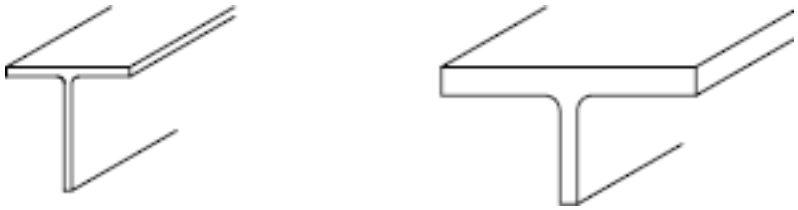


Figure I.18: Les demi-poutrelles [12]

I.4.2.1.4 Les poutrelles dissymétriques : Ce sont des poutres reconstituées composées soit d'un T et d'une large semelle inférieure soudée (dénommées IFB, pour Integrated Floor Beam), soit formées d'un H dont la semelle inférieure a été élargie par adjonction d'un plat (dénommée SFB, pour Slim Floor Beam). Grâce à leur aile inférieure élargie, elles sont particulièrement adaptées pour la pose de planchers préfabriqués, de coffrages en acier permettant d'incorporer la dalle dans la hauteur de la poutrelle, soit encore pour la pose de dalles alvéolaires en béton précontraint.

I.4.2.2 Les produits plats

I.4.2.2.1 Les tôles et les larges plats

- Les tôles sont fabriquées sous forme de bobines.
- Elles sont livrées en largeurs standards ou à la demande, mais les largeurs sont en général limitées à 1800mm.
- L'épaisseur ne dépasse pas 16 à 20 mm pour les tôles laminées à chaud et 3 mm pour les tôles laminées à froid.
- Celles-ci peuvent être mises en forme par profilage, pliage ou emboutissage.

I.4.2.2.2 Les tôles nervurées

- Ce sont des tôles minces que l'on nervure par profilage à froid à l'aide d'une machine à galets. Les tôles nervurées sont issues de bobines galvanisées et souvent pré laquées.
- Les applications concernent les produits d'enveloppe (bardage), de couverture (bac, support d'étanchéité) et de plancher (bac pour plancher collaborant ou à coffrage perdu), ainsi que les panneaux sandwich incorporant des matériaux isolants.

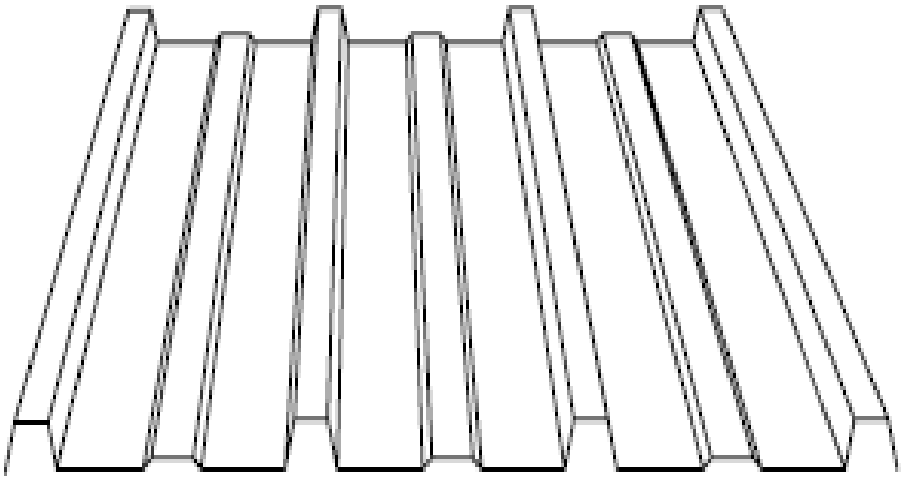


Figure I.19: Les tôles nervurées [12]

I.4.2.2.3 Les profils creux : Les tubes de construction sont appelés « profils creux ». Ils sont fabriqués en continu à partir de tôles minces ou moyennes repliées dans le sens de leur longueur.

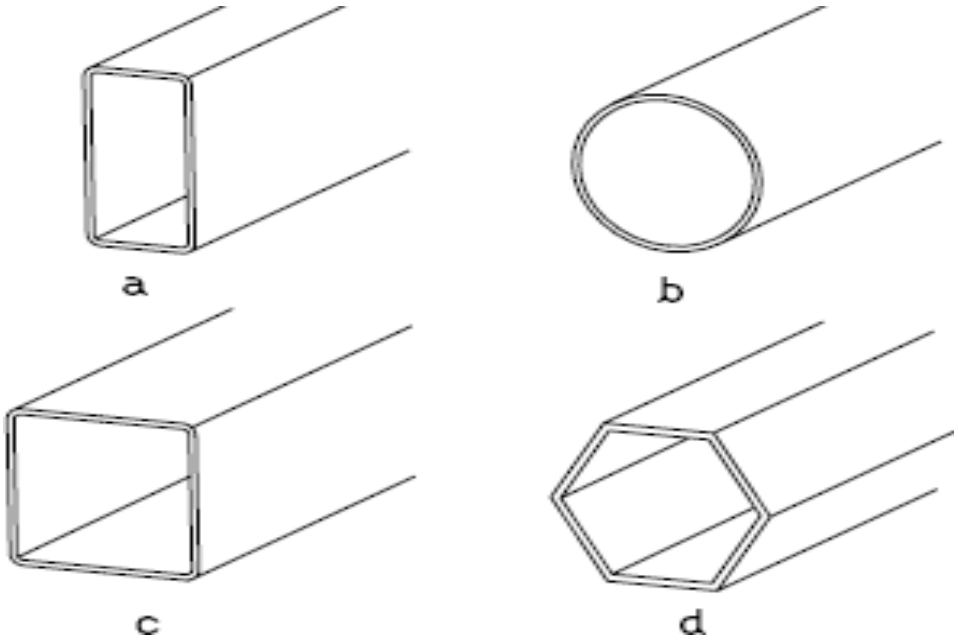


Figure I.20: Les profils creux [12]

I.4.2.2.4 Les plaques : On parle de plaques lorsque l'épaisseur dépasse 20 mm. On peut obtenir des plaques jusqu'à 400 mm d'épaisseur et 5200 mm de largeur. Les plaques sont principalement utilisées pour les ouvrages d'art. Leur assemblage par soudure peut être complexe. Il existe aussi des plaques à épaisseur variable pour les ouvrages d'art.

I.4.2.2.5 Les profils minces : Les tôles minces galvanisées (d'épaisseur inférieure à 5 mm) peuvent être profilées à froid pour réaliser des profils minces. De sections très diverses, les profils minces sont utilisés en serrurerie, en menuiserie métallique et en ossatures légères : pannes de charpente, ossatures de murs ou de cloisons, de faux plafond...

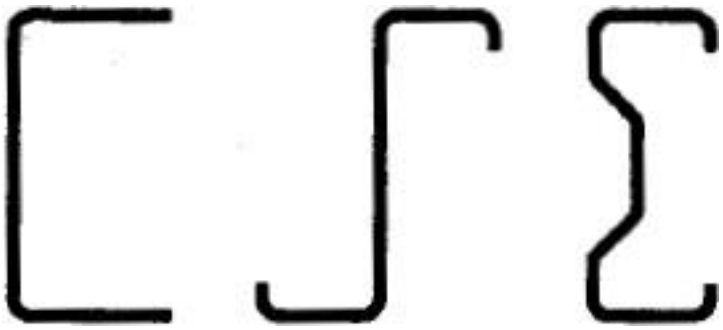


Figure I.21: Les profils minces [12]

Tableau I.1: Produits sidérurgiques (profilés classiques)

POUTRELLES CLASSIQUES				
Poutrelles IPE	Poutrelles IPN	Poutrelles H	Poutrelles U (ailes droites)	Poutrelles U (ailes inclinées)
IPE 80 à 600 ; 750 IPE A 80 à 600 IPE O 180 à 600 IPE R 140 à 600	IPN 80 à 500 ; 550	HEA HEB HEM } 100 à 1100 HEC 300 HEAA 100 à 1100 HL 1000 & 1100 HD 260 à 400 HP 220 à 400	UAP 80 à 300 UAP-A 250 & 300	UPN 80 à 400 UPN-A 240 à 400
LAMINÉS MARCHANDS				
	Cornières à ailes égales	20×20×3 à 200×200×24		
	Cornières à ailes inégales	30×20×3 à 200×100×14		
	Petits fers U	30×15×3 à 70×40×6		
	T égaux à congés	25×25×3 à 80×80×9		
	Plats d'usage général	16×5 à 150×10		
	Ronds d'usage général	Ø 12 à 250		
	Carrés d'usage général	8 à 90		
	Hexagones	sur plat 8 à 24		

Tableau I.2: Produits sidérurgiques (profilés spéciaux)

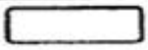
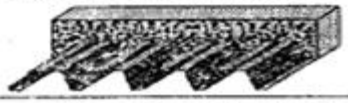
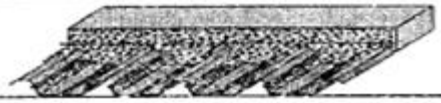
Caractéristique de la section	Désignation des séries	Dimensions (mm)
PROFILÉS SPÉCIAUX		
	Équerres à ailes égales à angles vifs	14 × 14 × 2 à 50 × 50 × 5
	Équerres à ailes inégales à angles vifs	20 × 10 × 2 à 110 × 30 × 3,5
	T à ailes égales à angles vifs T courants T allégés	20 × 20 × 3 à 40 × 40 × 5 25 × 25 × 2,5 à 50 × 50 × 5
	T à ailes inégales à angles vifs T courants T allégés	23 × 20 × 3 à 40 × 45 × 5 30 × 35 × 3 à 60 × 30 × 5
ARMATURES POUR BÉTON ARMÉ		
	Ronds lisses Barres et fils machines (HA) Fils à haute adhérence Treillis soudés	6 à 40 6 à 40 4 à 16
PROFILS CREUX		
	Profils creux ronds	8 × 1 à 508 × 17
	Profils creux carrés	8 × 1 à 400 × 17
	Profils creux rectangulaires	12 × 8 × 1 à 500 × 300 × 17

Tableau I.3: Produits plats

Tôles Nervurées	Produits
	Couverture sèche
	Support d'étanchéité (étanchéité rapportée)
	Panneau isolant sandwich (couverture)
	Bardage
	Plateau (parement pour bardage double peau)
	Panneau isolant sandwich (pour bardage)
	Plancher à coffrage perdu
	Plancher à coffrage collaborant

I.4.3 Les essais de contrôle des aciers

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont très importants, ils sont réalisés à la suite de chaque coulée d'acier, ils fournissent des renseignements relatifs sur la composition chimique et les propriétés mécaniques des aciers. On distingue:

I.4.3.1 Les essais métallographiques (essais non destructifs)

Ce type d'essais renseigne sur la composition chimique des aciers et leur structure cristalline, ils sont généralement réalisés sur une face polie et attaquée chimiquement par une solution acide d'une éprouvette d'acier ou d'une plaque d'acier:

- La macrographie: examen visuel avec un microscope.
- La micrographie: examen visuel avec un microscope.
- La radiographie: par l'utilisation des rayons X au laboratoire et des rayons γ sur chantier.
- Utilisation des ultrasons

La radiographie et les ultrasons permettent de déceler des défauts, des cavités ou des fissures microscopiques notamment dans le contrôle des soudures.

I.4.3.2 Les essais mécaniques (essais destructifs)

Ces essais constituent des moyens privilégiés de caractérisation des aciers, ils fournissent des indications chiffrées sur le comportement du matériau, qui vont être injectées par la suite dans les calculs de dimensionnement. Ils sont généralement réalisés sur des éprouvettes normalisées:

I.4.3.2.1 Essai de flexion par choc (essai de résilience)

Cet essai a pour objectif de mesurer l'énergie absorbée par une éprouvette bi-appuyée, comportant une entaille médiane en V, lors de sa rupture en flexion sous le choc d'un mouton-pendule. Cette énergie caractérise la ductilité de l'acier et sa sensibilité à la rupture fragile en fonction de la température.

I.4.3.2.2 Essais de dureté

Les essais de dureté consistent à mesurer la pénétration d'un outil conventionnel dans la pièce à tester sous une charge prédéterminée.

I.4.3.2.3 Essai de pliage

Cet essai permet d'apprécier qualitativement la ductilité d'un acier et l'aptitude au formage à froid par pliage des tôles ou barres constituées de ce matériau.

I.4.3.4 Essai de traction

Il s'agit de l'essai fondamental qui fournit les grandeurs caractéristiques directement exploitables dans les calculs de dimensionnement. Pratiqué sur une éprouvette cylindrique soumise à un effort de traction progressif de zéro jusqu'à la rupture.

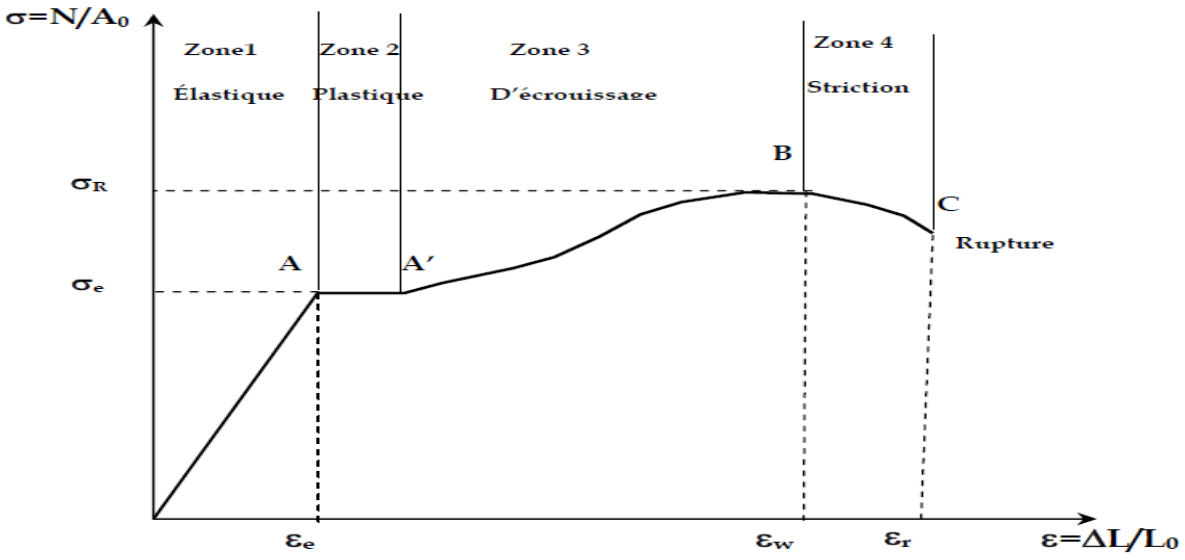


Figure I.22: Diagramme : Contrainte – déformation [3]

Allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique d'une éprouvette en acier de construction obtenu par un essai de traction effectué par allongement contrôlé. On peut distinguer quatre domaines :

- **Domaine élastique (zone 1)** :

il s'agit de la zone dans laquelle la déformation spécifique est proportionnelle à la contrainte (loi de Hooke), dans ce domaine on peut admettre que le diagramme est une ligne droite définie par l'équation suivante :

$$\boldsymbol{\sigma = E\varepsilon}$$

σ: Contrainte ; E: module de Young ; ε: déformation spécifique.

La limite d'élasticité σ_e qui est la contrainte à partir de laquelle les allongements deviennent permanents, et qui correspond au seuil à partir duquel il n y a plus de proportionnalité entre la contrainte et allongement. Si la force engendrant la déformation est relâché avant que la contrainte n'atteignent σ_e, c.-à-d. que la contrainte reste dans le domaine élastique l'éprouvette revient ça dimension initiale.

Par convention, σ_e est la contrainte qui correspond à l'allongement **0.2%.**

- **Domaine d'écoulement ou plastique (zone 2)**

le palier d'écoulement qui est une caractéristique propre aux matériaux métalliques, surtout visible pour des aciers non alliés à faible limite d'élasticité, correspond à la zone dans laquelle le matériau se déforme sans augmentation de la contrainte. Cette zone se situe juste après le domaine élastique si on relâche la force, la décharge se fait élastiquement est le matériau bien que revenant partiellement en place, conserve une déformation permanente.

- **Domaine d'écrouissage (zone 3)**

Après le palier d'écoulement, il faut à nouveau augmenter la sollicitation pour accroitre la déformation. La limite supérieure de la zone d'écrouissage est appelée « **Résistance à la traction** » de l'acier **Rt:** la déformation spécifique correspondant à la traction est noté ε_w.

- **Domaine de la striction (zone 4)** : le domaine de la striction correspond à une réduction localisée de la section de l'éprouvette amenant la rupture du matériau, survenant pour des déformations supérieures à ε_w. L'allongement à la rupture ε_r.

Les domaines (2), (3) et (4) forment le domaine de comportement plastique du matériau.

σ_R : contrainte de rupture à la traction (qui correspond au point B).

- En construction métallique, les pièces et les éléments des ossatures sont conçus et calculés pour rester la plupart du temps dans le domaine élastique.
- Le palier d'écoulement plastique représente une réserve de sécurité. Il traduit la

ductilité de l'acier (elle permet une bonne tenue aux séismes).

- L'acier a un comportement **élastoplastique**.

Le diagramme obtenu permet de mesurer:

- La limite d'élasticité f_y à partir de laquelle les allongements A% deviennent permanents (déformation irréversible).
- La contrainte de rupture à la traction f_u correspondant à la charge maximale obtenue lors de l'essai.
- Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E = 210 000 MPa.
- Le module d'élasticité transversale de l'acier G = 81 000 MPa.
- Le coefficient de poisson υ =0.3.
- Le coefficient de dilatation $\alpha = 12\ 10^{-6}$ [°C].

I.4.3.4.1 Principales caractéristiques des aciers de construction

Tableau I.4: Principales caractéristiques des aciers de construction

Poids volumique	$\gamma = 78{,}5\ kN/m^3$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 2{,}1 \times 10^5\ MPa$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0{,}3$
Module d'élasticité transversale	$G = E / 2(1 + \nu) = 0{,}8 \times 10^5$ MPa
Contrainte limite élastique de cisaillementpur(critèredeVon Mises)	$\tau_e = 0{,}58\ f_y$
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha = 12 \times 10^{-6}\ °C^{-1}$ (pour T < 100°C)
Température de fusion	$\cong 1500\ °C$

I.4.4 Nuance et aspect normatif

Dans le monde de la construction métallique, l'acier fait l'objet d'une normalisation rigoureuse, dans laquelle on spécifie la limite d'élasticité Fy, la résistance à la rupture Fu et l'allongement à la rupture.

La normalisation des nuances d'acier de construction adoptée par les Eurocodes et par le règlement Algérien C.C.M.97 est donnée par les désignations conformes aux:

NF EN 10025 et EN 10027. (Tableau I.5)

Tableau I.5: Caractéristiques mécaniques des aciers en fonction de leur épaisseur t

Caractéristiques mécaniques des aciers en fonction de leur épaisseur *t*	**Nuances d'aciers**		
	S 235%	**S 275**	**S 355**
Limite élastique f_y (MPa) **t ≤ 16 mm** **16 < *t* ≤ 40 mm** **40 < *t* ≤ 63 mm**	**235** **225** **215**	**275** **265** **255**	**355** **345** **335**
Contrainte de rupture en traction f_u (MPa) ***t* ≤ 3 mm** **3 < *t* ≤ 100 mm**	**360/510** **340/470**	**430/580** **410/560**	**510/680** **490/630**
Allongement minimal moyen ***t* ≤ 3 mm** **3 < *t* ≤ 150 mm**	**18 %** **23 %**	**15 %** **19 %**	**15 %** **19 %**
	Utilisation courante	**Utilisation plus rare (ouvrages d'art)**	

I.4.4.1 Le choix d'un acier

Le choix de la nuance d'un acier dépend des facteurs techniques et économiques. Les aciers de hautes résistances permettent une diminution du poids de la structure, mais au détriment du coût de la structure, car ceux-ci reviennent plus chers. Pour les structures bâtiments normalement chargées et situées dans un environnement ordinaire, on utilise généralement de l'acier courant type S235

I.5. Les règles et normes de conception et de calcul appliquées à l'étude des projets de construction en acier

- Règles CM66 +Leur additifs de 1980
- EC3
- CCM97

Les Eurocodes structuraux concernant les structures métalliques

- **EC 0** : qui définit les bases de calcul desstructures
- **EC 1** : qui définit les exigences en matière de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité des structures ainsi que les actions qui les sollicitent
- **EC 3** : qui porte sur la conception et le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en acier
- **EC 4** : qui porte sur la conception et le calcul d'ouvrages mixtes acier-béton
- **EC 8** : qui définit les exigences de tenue au séisme des bâtiments et ouvrages

L'Eurocode 3 est subdivisé en différentes parties:

- EN 1993-1 Règles générales et règles pour les bâtiments ;
- EN 1993-2 Ponts métalliques ;
- EN 1993-3 Pylônes, mâts et cheminées ;
- EN 1993-4 Silos, réservoirs et canalisations;
- EN 1993-5 Pieux et palplanches ;
- EN 1993-6 Chemin de roulement.

Chapitre II:

Notions de base et de sécurité

Chapitre II:
Notions de base et de sécurité

II.1 Introduction

Une structure doit être calculée et réalisée de manière à satisfaire certaines conditions de résistance et de comportement vis-à-vis des actions qui lui seront appliquées au cours de sa durée de vie.

Il s'agit donc de s'assurer que :

- La structure dans son ensemble ou un de ses éléments puisse résister aux différentes actions avec une probabilité acceptable.
- La structure doit également résister à d'éventuelles actions accidentelles (séisme, explosion, choc…)
- La structure ne doit pas subir des déformations ou des vibrations susceptibles de gêner le bon fonctionnement de l'ouvrage.

La sécurité est définie comme l'absence du risque dans le domaine de la construction, cela implique la stabilité, la durabilité et l'aptitude à l'emploi. La sécurité absolue n'existe pas, il faut accepter une probabilité non négligeable d'accident en bénéficiant des présomptions favorables pour la garantir (la sécurité).

Le dimensionnement des ouvrages et la vérification de la sécurité ne peuvent pas se faire de manière empirique. Ils sont basés sur des règles de calculs bien précises qui utilisent des notions innovées tant sur le plan technique.

II.2 Règlements classiques- coefficient de sécurité

Ces règlements utilisent la méthode des contraintes admissibles qui consiste à vérifier les contraintes calculées par la RDM en tout point d'une structure sous une contrainte admissible obtenue en divisant la contrainte de ruine du matériau par un coefficient de sécurité "γ_M " fixé à l'avance.

$$\sigma \leq \sigma e \quad \text{avec} \quad \sigma e = \sigma e,max / \gamma_M$$

Un ouvrage en acier doit être conçu et calculé de manière à présenter une sécurité liée à l'existence et à l'utilisation de cette construction.

En général les risques sont :

- La ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments,
- Un comportement anormal susceptible d'affecter la durabilité, l'aspect ou l'utilisation de cet ouvrage.

En réalité la notion de sécurité reste liée aux diverses causes d'incertitudes qui peuvent exister, qui sont liées au grand nombre d'imprécisions, d'imperfections et d'erreurs pouvant affecter :

- la conception d'une structure,
- la fabrication des éléments,
- la transformation des pièces,

- le montage sur site,
- l'exploitation par le maître d'ouvrage,

L'idée de base du probabilisme est de limiter la probabilité d'atteindre des états indésirables de la structure en acier à une valeur acceptable en tenant compte du caractère aléatoire des paramètres dans le calcul.

II.3 Les états-limites

État-limite : État particulier au delà duquel (dépassement dans le sens défavorable) la structure (ou l'un de ses éléments) n'assure plus les fonctions et ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue.

On distingue deux catégories d'états-limites:

- Les états-limites ultimes (**E.L.U.**) et
- Les états limites de service (**E.L.S.**)

II.3.1 États-limites ultimes (E.L.U.) : Il y a effondrement de la structure ou d'autres formes de ruine structurale au delà de ces états → Sécurité des biens et des personnes.

Un E.L.U. est atteint lorsque l'on constate :

- une perte d'équilibre,
- une instabilité de forme,
- une rupture d'élément,
- une déformation plastique exagérée

II.3.2 États-limites de service (E.L.S.) : Ils correspondent à des critères dont le non respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, ou compromet sa durabilité. (Limitation des flèches, de la fissuration du béton …)

II.4 Les actions et combinaisons d'actions: (Eurocode 1)

Une action désigne une charge appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (actionindirecte).

La valeur de calcul d'une action est obtenue en faisant le produit d'une valeur représentative de base (caractéristique) de l'action par un coefficient partiel de sécurité.

Les actions peuvent être subdivisées en trois catégories:

II.4.1 Les actions permanentes (G)

- ✓ poids propres des structures et des équipements fixes,
- ✓ action de la précontrainte,
- ✓ déplacement différentiel des appuis,

✓ déformation imposée à la construction.

II.4.2 Les actions variables (Q)

✓ charges d'exploitation,

✓ action du vent,

✓ action de la neige,

✓ action des gradients thermiques,

✓ charges en cours de construction.

II.4.3 Les actions accidentelles (A)

✓ chocs,

✓ incendie,

✓ séisme,

✓ explosions.

II.4.4 Les combinaisons d'actions (Eurocode 1)

II.4.4.1 Combinaisons d'actions aux E.L.U

- Avec une action variable:
- **1.35Gmax + Gmin 1.5 Q**
- Avec plusieurs actions variables:
- **1.35Gmax + Gmin + 1.35 Σ Qi**

Avec: **Gmax**: Action permanente défavorable

Gmin: Action permanente favorable

Q: Action variable défavorable

II.4.4.2 Combinaisons d'actions aux E.L.S

- Avec une seule action variable

G + Q

- Avec plusieurs actions variables
- G + O.9 Σ Qi

Tableau II.1: Coefficients partiels de sécurité γ

	Actions permanentes	Actions variables
Effet défavorable	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_Q = 1.50$
Effet favorable	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_Q = 0$

Tableau II.2:Facteurs Ψ_i

	Charge d'exploitation	Vent	Neige	Température
ψ_0	0,87	0,67	0,87	0,53
ψ_1	1,00	0,20	0,30	0,50
ψ_2	1,00	0,00	0,10	0,00

Tableau II.3 Valeurs limites recommandées des déformations

Type de structure	**Valeur limite**
Toitures en général	**f < L/200**
Planchers en général	**f < L/250**
Planchers supportant des poteaux	**f < L/400**
Poteaux de portiques en général	**Δ < L/300**
Poteaux de portiques avec pont roulant	**Δ < L/500**

II.4.4.2.1 Facteurs partiels de sécurité

Les coefficients partiels de sécurité sont appliqués sur les résistances ultimes. Pour vérifier la résistance des sections transversales on utilise le coefficient γ_M qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.4: Coefficients partiels de sécurité γ

Classe des sections	1,2 et 3	4
Section brute	γ_{M0} **=1** si les aciers sont agrées **=1.1** si les aciers sont non agrées γ_{M0}	γ_{M1} **= 1.1**
Section nette au droit des trous	γ_{M2} **=1.25**	

Pour le calcul des pièces à l'instabilité élastique : flambement, déversement et voilement on applique le coefficient partiel de sécurité γ_{M1} **= 1,1**

Pour le calcul des assemblages par boulons ordinaires on applique γ_{MB} = 1,25 en cisaillement et γ_{MB} = 1,5 en traction

Pour le calcul des assemblages par boulons précontraints on applique :

	ELU	ELS
Trous de tolérance normale	γ_{MS} **=1.25**	γ_{MS} **=1.1**
Trous oblongs	γ_{MS} **=1.4**	γ_{MS} **=1.1**

Pour le calcul des assemblages soudés on applique :

Acier	S235	S275	S355
γ_{MS}	1.25	1,3	1,35

II.5 Classification des sections transversales selon EC3

II.5.1 Notion de classification des sections

- Un élément de plaque mince comprimée peut "voiler localement" prématurément.
- Ce voilement local peut limiter la résistance de la section en empêchant l'atteinte de la limite d'élasticité.
- La notion de classe de section permet d'appréhender ce phénomène en limitant les rapports largeur sur épaisseur des éléments de plaque comprimée.

L'Eurocode3 a instauré une classification des sections transversales, en fonction de critères divers :

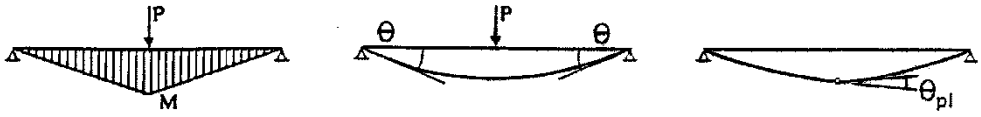
- Elancement des parois,
- Résistance de calcul,
- Capacité de rotation plastique,
- Risque de voilement local, etc.

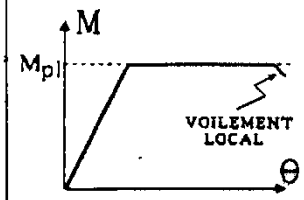
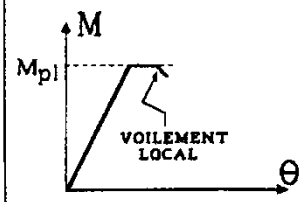
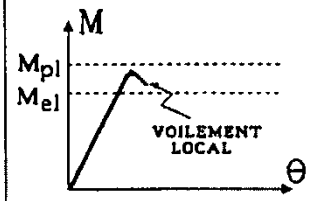
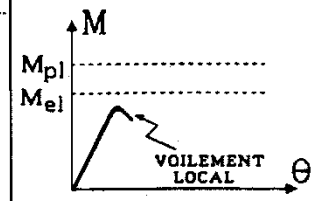
Quatre classes de sections transversales sont définies (Tableau II.5).

Tableau II.5: Classes de sections transversales

Performance croissante →	Classe	Capacité des sections transversales
	1	Section pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique
	2	Sections pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée
	3	Section dont la contrainte calculée sur la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite élastique, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique
	4	Sections dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local

II.5.2 Classe des sections



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

La classe de la section est donnée par la valeur maximale des classes de la semelle et de l'âme

Chapitre III:
Les Assemblages

III.1 Assemblage par boulons

III.1.1 Généralités

Les constructions métalliques sont un ensemble d'éléments barres (poteaux et poutres) qui sont assemblés entre eux pour former une ossature. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important dans ce type de construction.

Un assemblage est un dispositif (moyen) de liaison qui permet de réunir et de solidariser plusieurs éléments métalliques entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations (Nsd, Msd, Vsd) entre les éléments assemblés sans générer de sollicitations parasites, notamment de torsion. Une structure métallique est composée de pièces individuelles assemblées entre elles, on distingue les assemblages suivants :

- Bout à bout : deux traverses d'un portique
- Concourantes : traverse-montant, attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés.

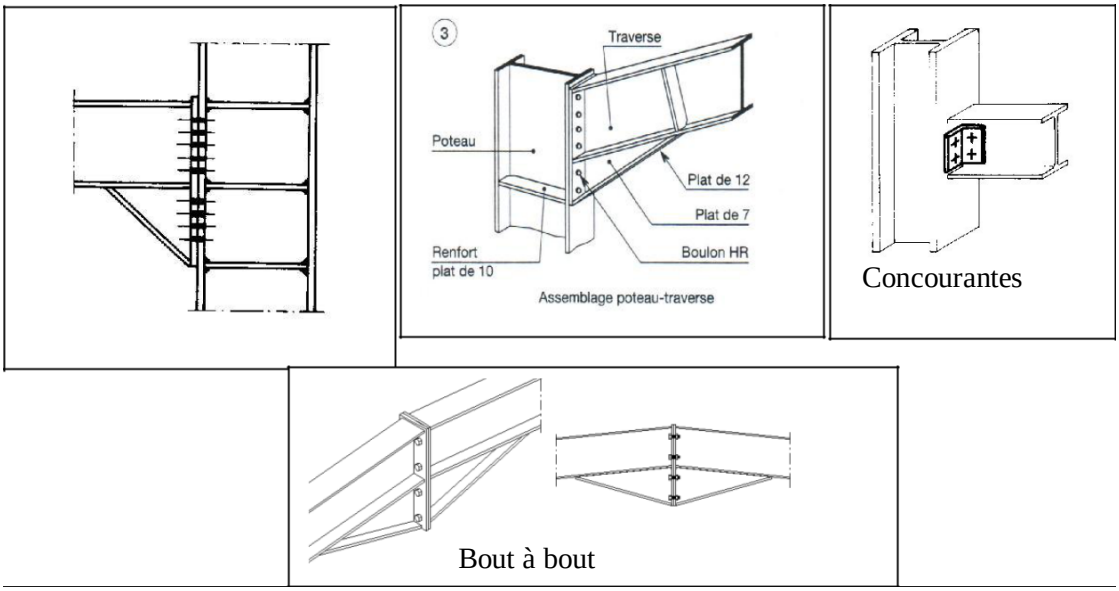


Figure III.1: Assemblages Bout à bout et Concourantes [2]

III.1.2 Types et fonctionnement d'un assemblage

On dispose de trois types d'assemblages :

- L'assemblage riveté
- L'assemblage boulonné par boulons ordinaires ou par boulons HR ou BP
- L'assemblage soudé.

Ces trois types d'assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

Obstacle et /ou adhérence.

 Fonctionnement par obstacle : C'est le cas des boulons ordinaires dont les tiges reprennent les efforts tranchants et le fonctionnement est 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, 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. L'assemblage par boulons HR permet de reprendre l'effort de traction et l'effort tranchant.

Un assemblage peut être souple ou rigide. L'assemblage souple doit permettre la transmission d'un effort normal, d'un effort tranchant. L'assemblage rigide permet de transmettre toutes les sollicitations (M, N, V).

III.1.3 Définition et rôle d'un assemblage

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composée d'un ensemble d'éléments barres **(poteaux- poutres)** constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (**I** ou de **H**) qu'il faut assemblés entre eux pour constituer l'ossature.

Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites.

Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.

III.1.4 Différentes formes d'assemblage rencontres en C.M.

Dans les ossatures des bâtiments métalliques, les éléments structuraux sont reliés par des assemblages. Suivant la nature des éléments assemblés, on distingue (Figure III.2) entre autres :

-Les assemblages poutre- poutre (B)

-Les assemblages poutre- poteau (A)

-Les assemblages de continuité(C)

-Les assemblages dans un système en treillis «un nœud» (E)

-Les assemblages poteau- fondation « pied de poteau » (D)

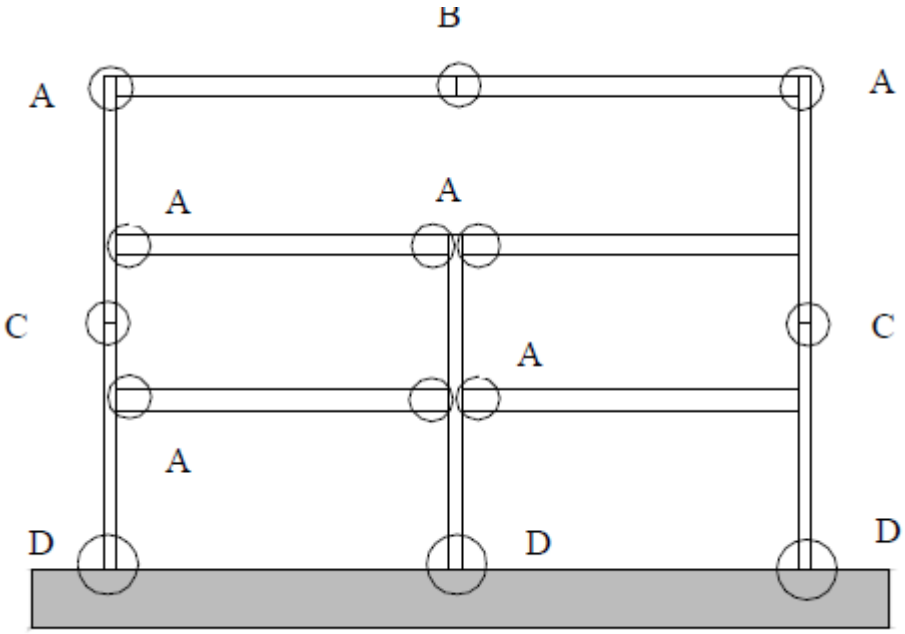


Figure III.2: Différents des types d'assemblages dans une ossature de bâtiment [13]

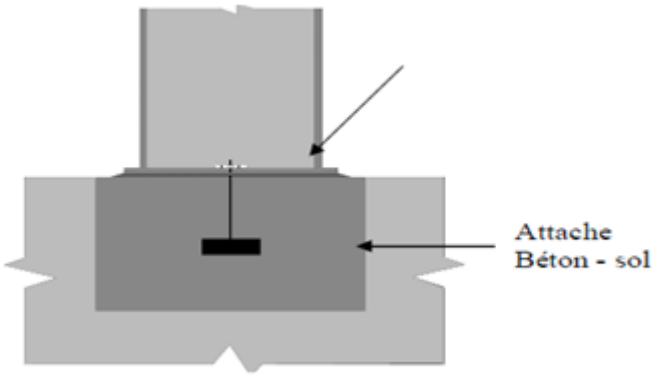


Figure III.3: Attache dans une base de poteau (D) [13]

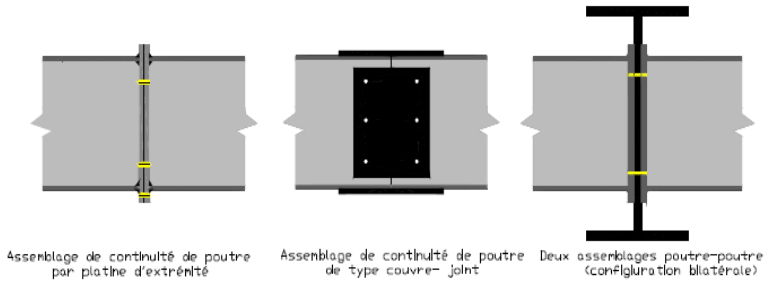


Figure III.4: Assemblage poutre-poutre (B) [13]

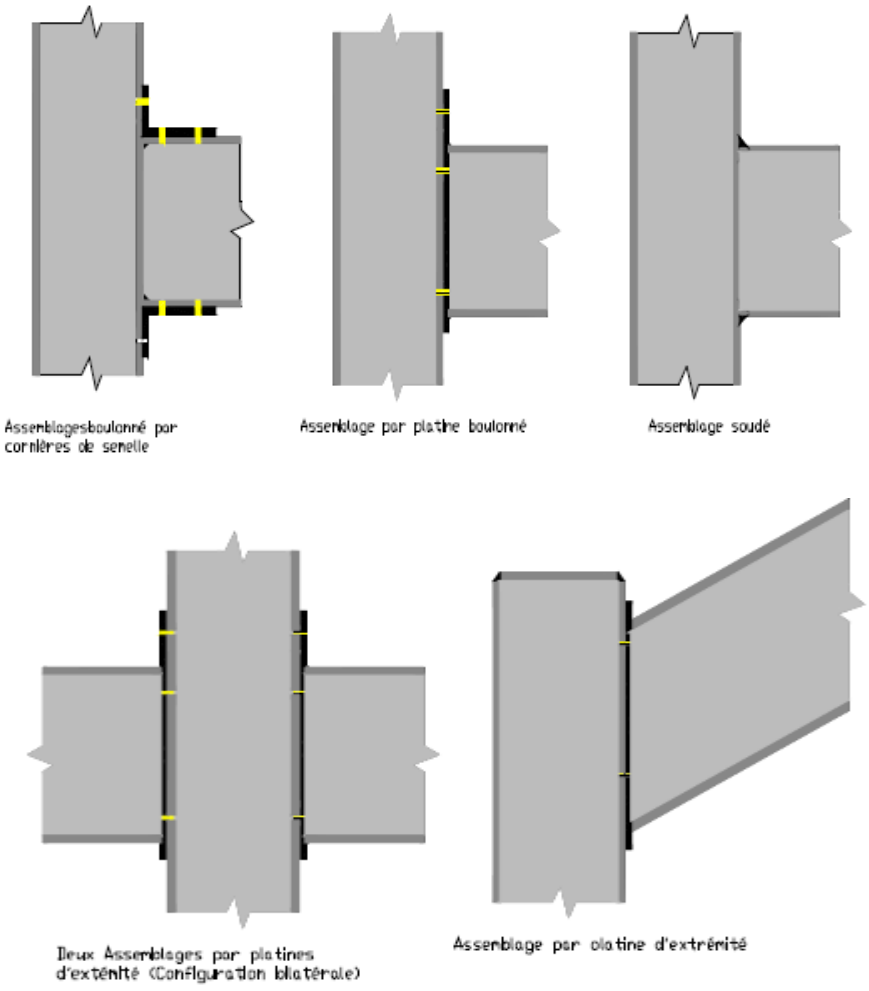


Figure III.5: Assemblage poteau-poutre (A) [13]

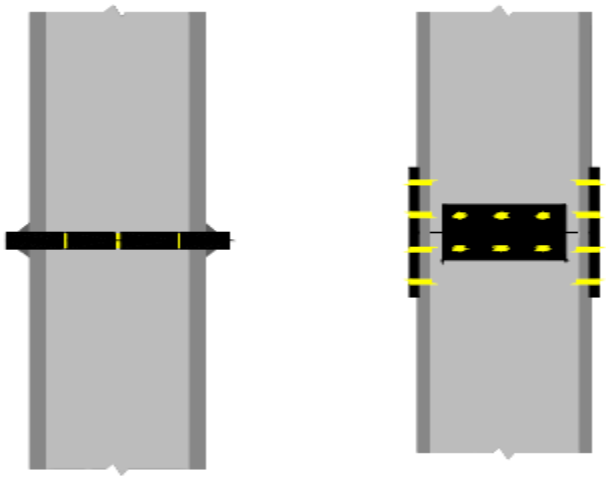


Figure III.6: Assemblage poteau-poteau (C) [13]

III.1.5 Assemblages dans une ferme ou dans une poutre reconstituée

Les éléments d'une ferme seront assemblés généralement par des goussets. Les goussets sont disposés entre les cornières doubles, l'ensemble est boulonné (figure III.7). On peut dans certains cas (cornières avec ailes larges) ne pas utiliser des goussets. La ferme ou la poutre reconstituée est fixée sur le poteau par des éléments en cornières double fixées sur un gousset l'ensemble est fixé par double couvre joints.

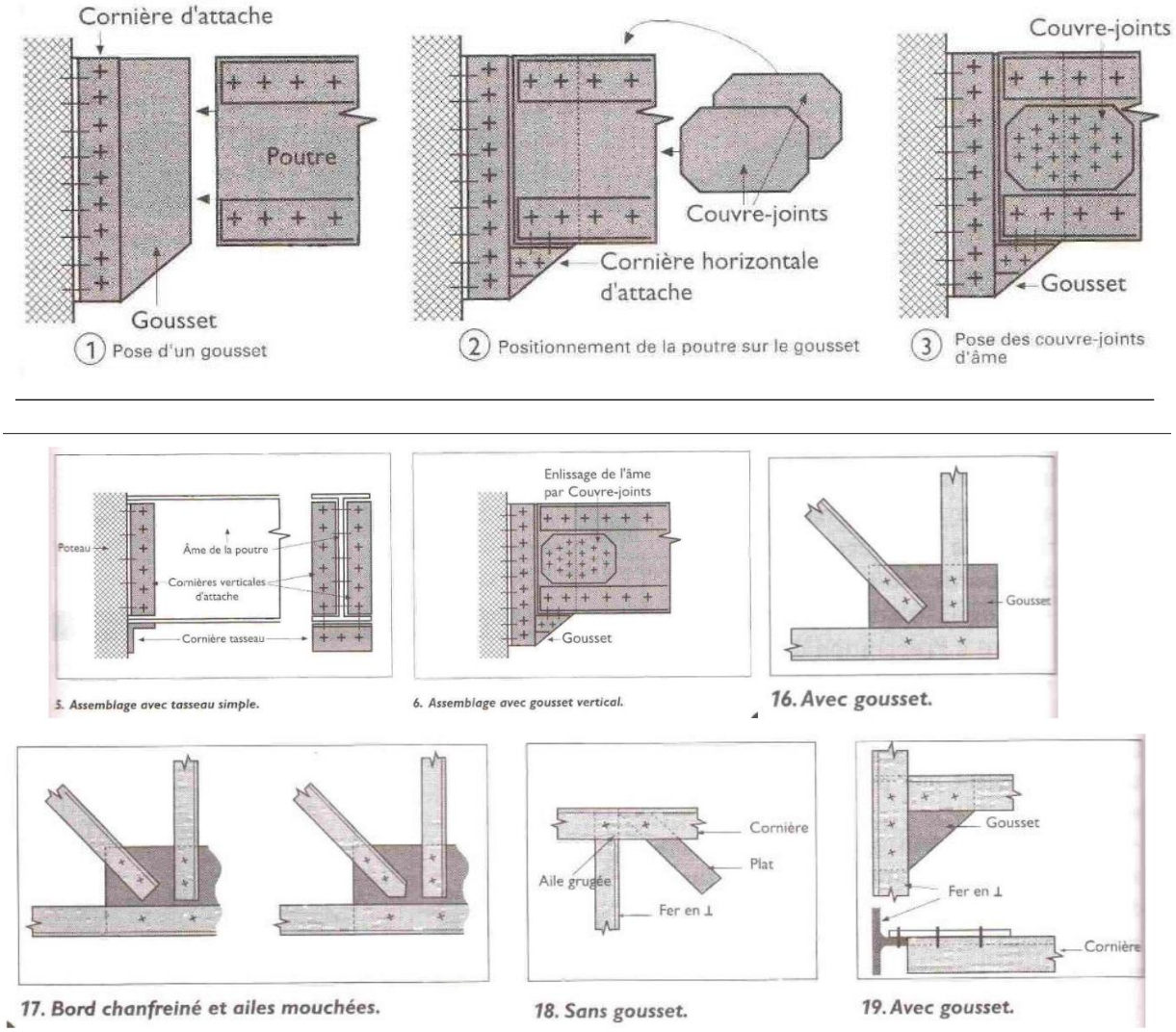
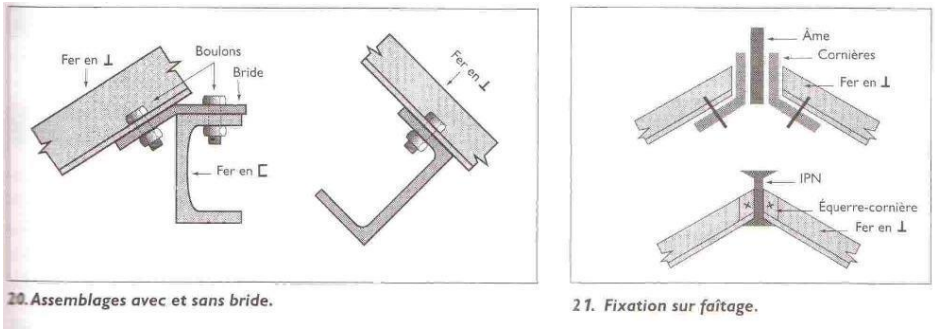


Figure III.7: Assemblages dans une ferme ou dans une poutre reconstituée [11]

La fixation sur faitage peut être réalisée par utilisation d'une âme et des brides ou cornières les brides seront fixées d'une part sur l'âme et d'autre part sur les éléments de la ferme (Figure III.8)



20. Assemblages avec et sans bride. 21. Fixation sur faîtage.

Figure III.8: Assemblages avec et sans bride et fixation sur faitage [11].

III.1.6 Modes d'assemblages

Les différentes formes d'assemblages ci-dessus mentionnés sont généralement réalisées par les principaux modes d'assemblages suivants :

III.1.6.1 Le rivetage

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique. Actuellement, l'emploi des rivets est limité et on leur préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons et la soudure. On les rencontre donc essentiellement dans des structures anciennes, datant du début de ce siècle .leur diamètre varie généralement de 10 à 28mm. (Figure III.9**)**

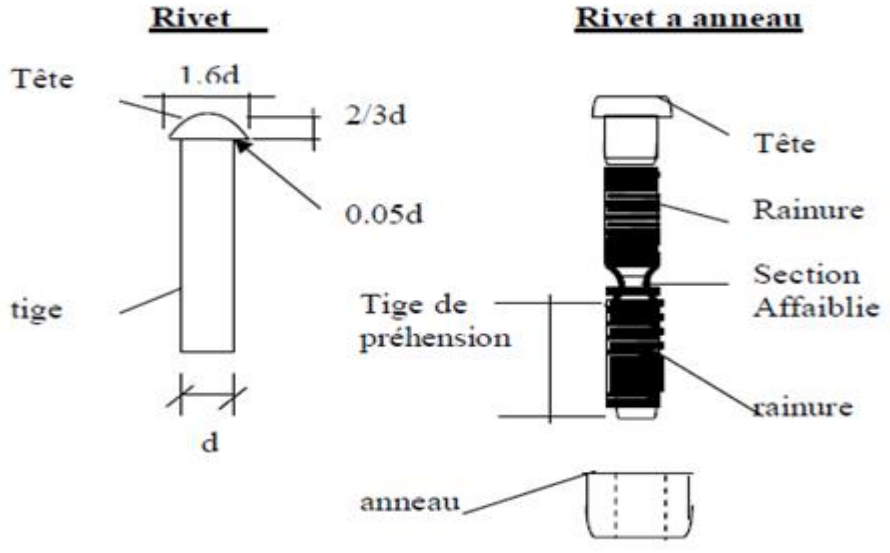


Figure III.9: Rivet et rivet à anneau [7]

III.1.6.1.1 Calcul des assemblages rivés

Le rivet est une pièce métallique constituée d'un corps (le collet) et d'une tête qui est mise en place dans un percement et dont l'extrémité est ensuite matée du coté opposé à la tête afin de relier deux pièces ayant un contact plan. Aujourd'hui, le rivetage n'est plus utilisé en dehors de la restauration des ouvrages anciens ou dans le cadre d'une utilisation à des fins esthétiques.

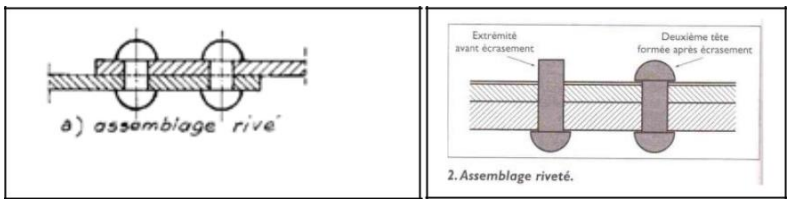
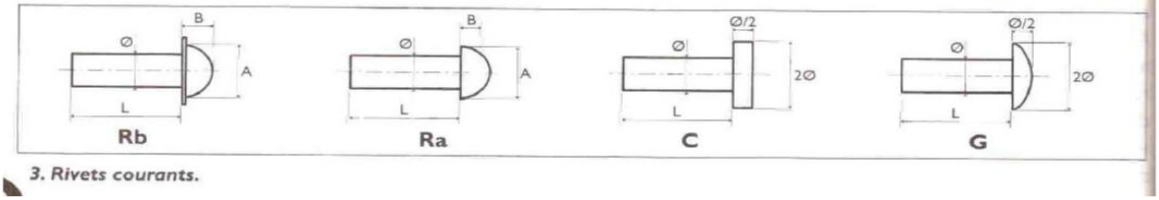


Figure III.10: Assemblage rivé [11]

NOMENCLATURE DES RIVETS R

∅	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	7	8	9	10	12	14
A	3,5	4,5	5,5	6,5	7	8	9	10	11	14	14	16	17	21	24
B	1,5	2	2,5	2,5	3	3,5	4	4	4,5	5	5,5	6	7	8	10



3. Rivets courants.

Le rivet travaille principalement au cisaillement la section du rivet doit satisfaire la condition :

$V_1 = V/n \leq 0.58 \times A \times Fy$ tel que : $A = \pi . \Phi^2/4$ Le rivet est cisaillé sur une seule face.

III.1.6.2 Le boulonnage

Les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés pour les boulons présentes les valeurs de la limite d'élasticité fyb et de la résistance à la traction fub des quatre classes de qualité d'aciers utilisés pour les boulons (la signification des chiffres pour définir la classe de qualité est donnée au paragraphe (III.1.6.2.3).

III.1.6.2.1 Dispositions 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 par perte de résistance de l'acier due à l'échauffement lors 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. Il faut assurer, au travers de l'assemblage la transmission parfaite des forces, afin de ne pas créer d'effort ou de moments secondaires parasites .Pour cela, quelques précautions élémentaires sont à prendre :

Il faut proscrire tout assemblage par recouvrement simple (schéma en haut de la figure suivante) et utiliser un assemblage symétrique par double couvre –joint (schéma en bas de la même figure).

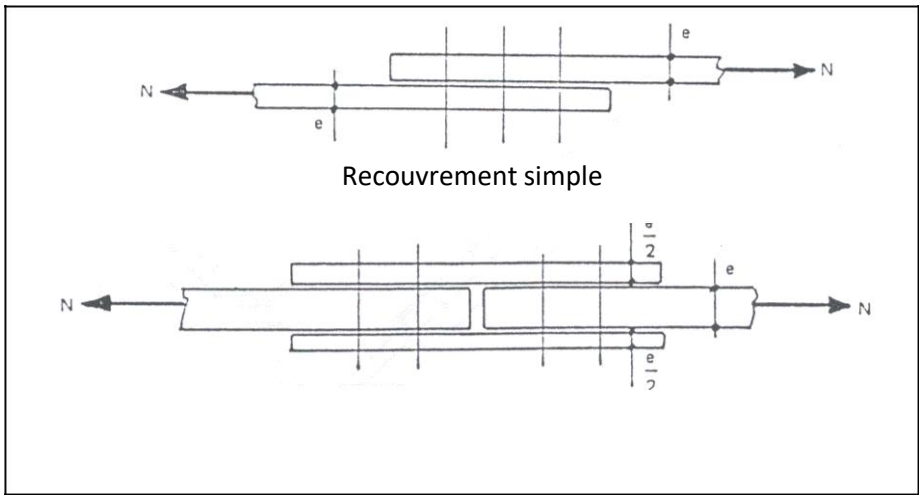


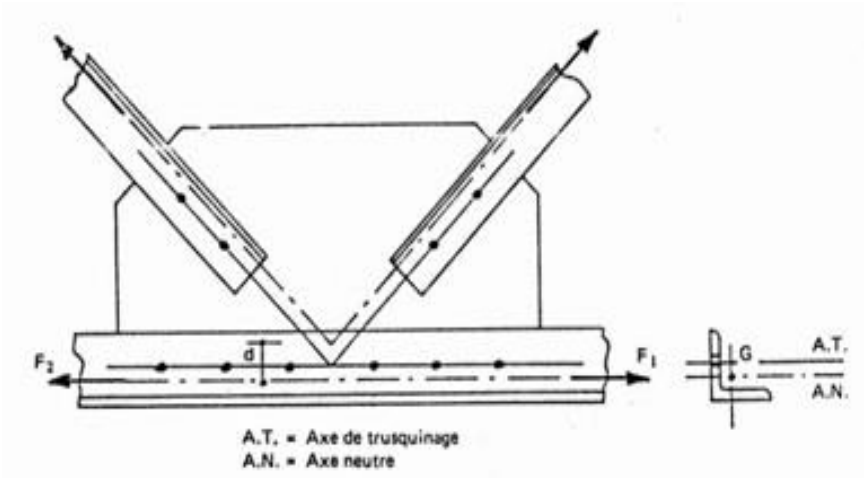
Figure III.11: Assemblage par recouvrement simple et symétrique par double couvre –joint [11]

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

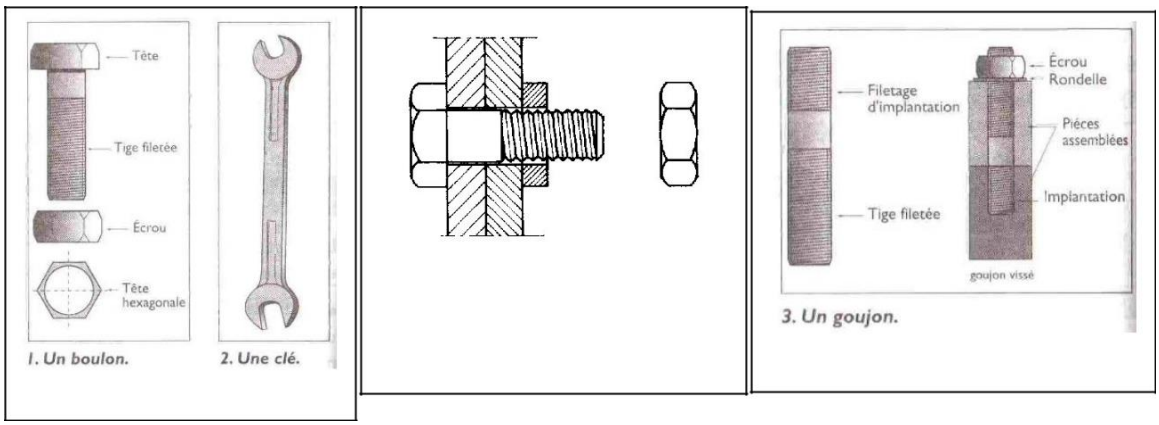
La contrainte maximale de traction vaut, pour une largeur b de tôle : **σ= N/S + M.V/I**

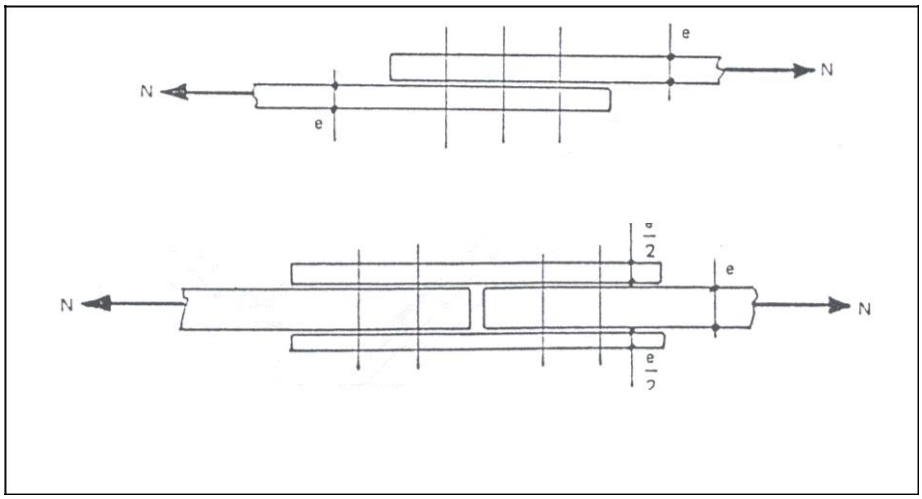
Si **S= b.e ; M= N× e et I = b.e^2/6.** La valeur de la contrainte est donc **: σ= 7.N/b.e**

La contrainte augmente considérablement et les têtes de boulons risquent l'arrachement. 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.

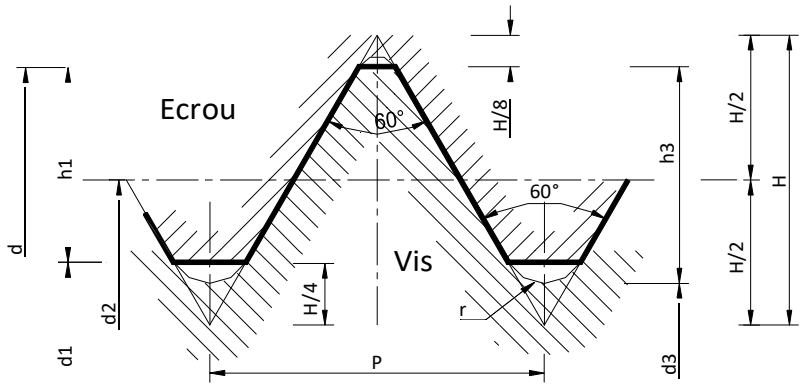


Les assemblages par boulons ordinaires peuvent être sollicités au cisaillement, à la traction ou simultanément à la traction et au cisaillement.



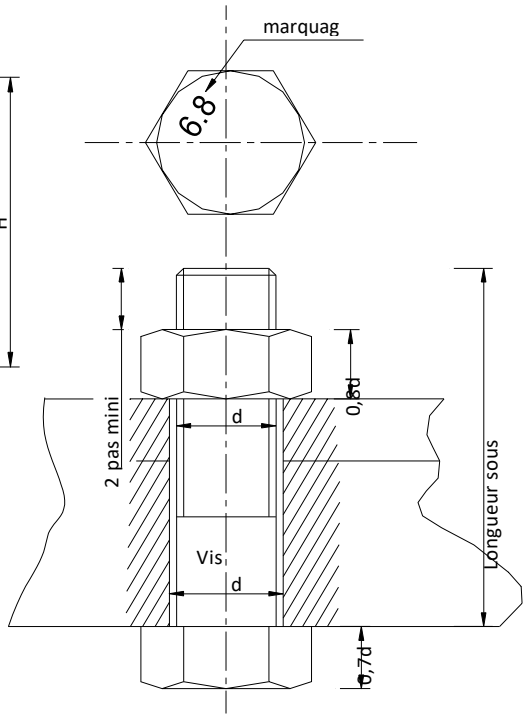


III.1.6.2.2 Caractéristiques géométriques

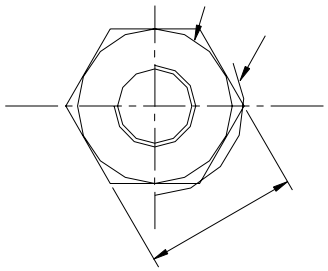


Vis + écrou = boulon

P: Pas
d: diamètre nominal
d1= d-1,0825 P
d2= d-0,6495 P
d3= d-1,2268 P
r= 0,1443P



Boulon 6.8 HM 20/70 longueur sous tête
ISO



Diamètre des trous do Diamètre du boulon d

d	do
M 12, 14	d+1
M 16 à 24	d+2
>M 27	d+3

Diamètre nominal d	**Pas P**	**Clef**	**Diamètre du noyau de la vis d3**	**Diamètre intérieur de l'écrou d1**	**Diamètre de la rondelle**	**Section résistante As**	**Diamètre moyen dm**	**Tôle usuelle**	**Cornière usuelle**
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

III.1.6.2.3 Caractéristiques mécaniques des boulons

L'EC3 n'autorise que sept classes mécaniques de boulons. Temporairement, en France subsiste la classe 6.6.

Les caractéristiques mécaniques des boulons nécessaires sont :

Fyb : limite d'élasticité

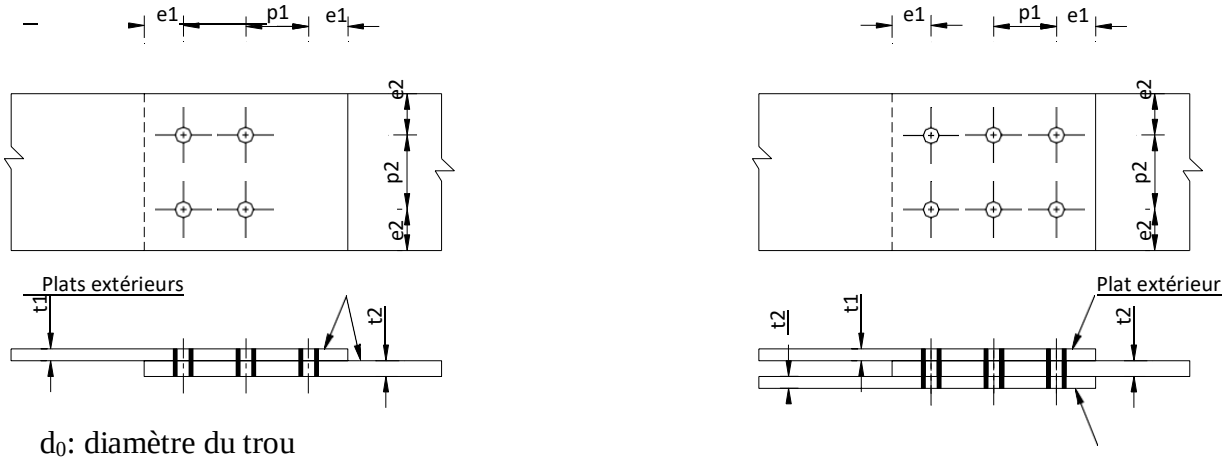
Fub : résistance à la traction

Classe	**4.8**	**5.6**	**5.8**	**6.8**	**8.8**	**10.9**	**6.6**
f_{yb} (Mpa)	320	300	400	480	640	900	360
f_{ub} (Mpa)	400	500	500	600	800	1000	600

Pour une classe XY donnée, f_{yb} =10 XY, f_{ub} = 100X.

Les boulons de classe 8.8 et 10.9 sont appelés boulons à Haute Résistance (ou boulons HR), ce sont les seuls autorisés pour les assemblages par boulons précontraints.

III.1.6.2.4 Dispositions constructives réglementaires



d_0: diamètre du trou

t: épaisseur du plat extérieur le plus mince (min de t1 ou t2)

$1,2d_0$ ($1,5\ d_0$ pour serrage contrôlé)	‘‘Pince longitudinale $\mathbf{e_1}$‘‘	maxi (12t ou 150 mm)
$1,5\ d_0$	‘‘Pince transversale $\mathbf{e_2}$‘‘	maxi (12t ou 150 mm)
$2,2\ d_0$	‘‘entraxe $\mathbf{p_1}$ **(cas général)**‘‘	mini (14t ou 200 mm)
$2,2\ d_0$	‘‘ entraxe $\mathbf{p_1}$(file intérieure, élément tendu) ‘‘	mini (28t ou 400 mm)
$3\ d_0$	‘‘ entraxe $\mathbf{p_2}$ ‘‘	mini (14t ou 200 mm)

La valeur minimale de e_1 doit être augmentée s'il est nécessaire d'obtenir une résistance adéquate à la pression diamétrale.

Si intempéries ou risques de corrosion : e_1 ‘‘ 40mm + 4t

e_2 ‘‘ 40mm + 4t

III.1.6.2.5 Résistance de calcul des boulons

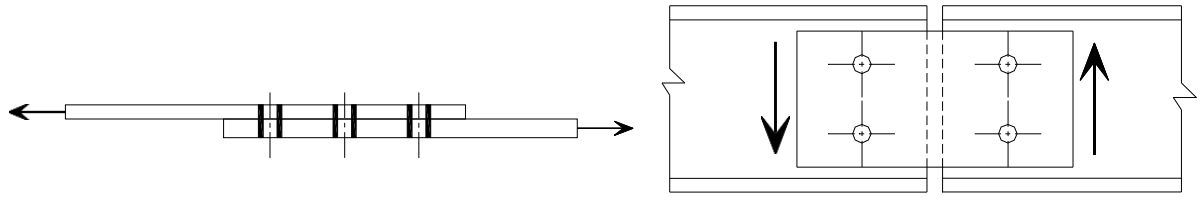
γ_{Mb} : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier

γ_{Mb} = 1.50 pour la résistance de boulons sollicités en traction

γ_{Mb} = 1.25 dans les autres cas (cisaillement, cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon et de l'écrou, ..)

III.1.6.3 Assemblage par boulons obstacles (boulons ordinaires)

Le mode de transmission de charge d'une pièce à une autre se fait à travers la tige du boulon, qui joue le rôle d'obstacle entre les pièces assemblées, d'où son travaille au cisaillement. L'assemblage permet un déplacement relatif de pièces (pour rentrer en contact avec la tige du boulon) dés la première mise en charge puis à chaque retournement d'effort.



L'effort est perpendiculaire à l'axe des boulons Les boulons sont cisaillés

Le boulon joue le rôle de butée. Il exerce une réaction sur les pièces assemblées : pression diamétrale.

III.1.6.3.1 Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

La résistance dépend entre autre de la position du plan de cisaillement.

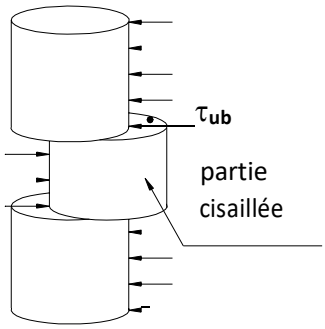
Si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon :

Pour les classes de boulons 4.6, 5.6, 6.6, 8.8 la résistance d'un boulon est :

$$\mathbf{F_{v.Rd}= 0.6\ m\ f_{ub}\ As/\gamma_{Mb}\ avec\ \gamma_{Mb}=1.25}$$

Pour les classes de boulons 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9. La résistance est :

$$\mathbf{F_{v.Rd}= 0.5\ m\ f_{ub}\ As/\gamma_{Mb}\ avec\ \gamma_{Mb}=1.25}$$



Si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon: $\mathbf{F_{v.Rd}= 0.6\ f_{ub}\ A/\gamma_{Mb}\ \ avec\ \gamma_{Mb}=1.25}$

III.1.6.3.2 Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées :

Au contact du boulon avec la pièce, celui-ci exerce sur cette dernière une pression (principe d'action et de réaction) pour laquelle la pièce doit avoir une résistance suffisante, afin d'éviter une ovalisation des trous et des déchirures des pinces. La résistance est :

$F_{b,Rd}= 2,5.\alpha.f_u.d.t/ \gamma_{Mb}$

Avec α mini de : $\{e_1/3d_0 ; p_1/3d_0 - 1/4 ; f_{ub}/f_u$ ou $1\}$

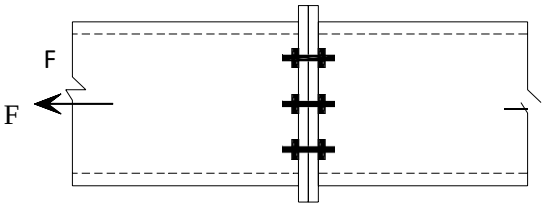
Avec :

d	diamètre du boulon
d_0	diamètre du trou
t	épaisseur de la pièce
e_1	pince longitudinale
p_1	Entraxe des boulons
f_{ub}	Résistance à la traction des boulons
fu	Résistance à la traction de la pièce assemblée

Résistance à la traction des pièces

Acier	S235	S275	S355
f_u en Mpa	360	430	510

III.1.6.3.3 Résistance des boulons en traction



Il y a 2 modes de ruine possible

Rupture du boulon

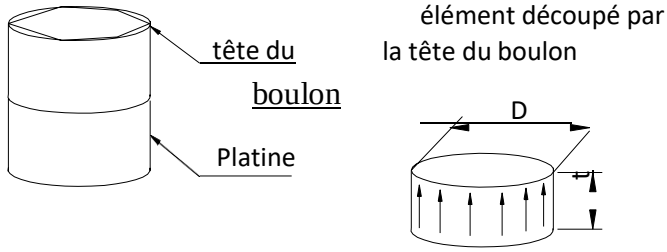
Poinçonnement des plaques en contact avec la tête du boulon

Soit As la section la plus faible du boulon (suivant les cas, section résistante ou section à fond de filet). L'effort de traction résistant est de As fub après de nombreux essais, cette valeur est minorée par un coefficient 0.9 et on applique un coefficient de sécurité sur l'acier.

$$\mathbf{F_{t.Rd} = 0.9\ As\ f_{ub} / \gamma_{Mb}} \qquad \text{avec } \gamma_{Mb} = 1.5$$

III.1.6.3.4 Résistance au poinçonnement de la pièce ($B_{.pRd}$)

Si les boulons sont beaucoup plus résistants que les plaques, la tête de vis ou l'écrou peut poinçonner les pièces.



Pour qu'il n'y ait pas découpe de la plaque, il suffit que τ_u (contrainte de résistance au cisaillement) à la périphérie du cylindre puisse s'opposer à l'action du boulon sur la plaque

$\tau_u = 0.6\ f_u$ aire du cylindre

π D t

L'effort résistant au cisaillement :

Vaut : $0.6\ \pi\ D\ t\ f_u$

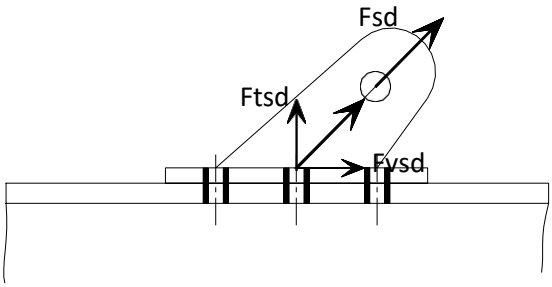
Réglementairement :

$B_{.pRd} = 0.6\ \pi\ d_m\ t_p\ f_u / \gamma_{Mb}$ avec $\gamma_{Mb} = 1.25$ Avec :

Tp: épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou

Dm: diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou .

III.1.6.3.5 Boulons soumis à des efforts combinés de traction et de cisaillement



Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

$$\mathbf{F_{v.Sd} / F_{v.Rd} + F_{t.Sd} / 1.4\ F_{t.Rd} \leq 1}$$

$\mathbf{F_{t.Sd}}$: Effort de traction appliqué

$\mathbf{F_{t.Rd}}$: Effort de traction résistant

$\mathbf{F_{v.Sd}}$: Effort de cisaillement appliqué

$\mathbf{F_{v.Rd}}$: Effort de cisaillement résistant

La vérification à la pression diamétrale et au poinçonnement doivent être faite avec les efforts respectifs de cisaillement et de traction.

III.1.6.4 Assemblage par boulons à serrage contrôlé Boulons précontraints

Un boulon H.R ou à haute résistance a le même aspect qu'un boulon ordinaire, fabriqué à partir d'un acier à haute limite élastique. Il comporte en plus une deuxième rondelle qui doit être incorporée au niveau de la tête du boulon pour éviter le poinçonnement des pièces assemblées. L'acier de l'écrou et de la rondelle doit être identique à celui du boulon.

III.1.6.4.1 Principe de fonctionnement d'un assemblage par boulon H.R

Lors du boulonnage, le boulon est fortement serré, ce qui a pour effet de lui transmettre un effort de précontrainte qui va tendre la tige du boulon. Cette précontrainte agit perpendiculairement au plans de contact des pièces assemblées, elle développe par frottement mutuel des pièces, une forte résistance à leur glissement relatif. Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR ne travaillent pas en cisaillement, mais transmettent les efforts par frottement ou par adhérence. On les appelle aussi des boulons précontraints ou à serrage contrôlé.

Plusieurs paramètres interviennent dans la résistance de l'assemblage :

- La force de précontrainte
- L'état de surface des pièces en contact
- La forme et les dimensions du trou
- Le nombre de plan de contact

La force de précontrainte

La force de précontrainte est la force normale au plan de cisaillement crée par le serrage du boulon. C'est aussi par principe d'action et de réaction l'effort de traction qui règne dans la vis du boulon. Valeur réglementaire de la force de précontrainte F_{pCd}

$$\mathbf{F_{pCd} = 0.7\ f_{ub}\ As}$$

L'intérêt est d'avoir une résistance à la traction f_{ub} la plus élevée possible. C'est pourquoi seuls les boulons de classe 8.8 et 10.9 sont autorisés pour les assemblages par boulons précontraints.

Mise en œuvre de la force de précontrainte

Le serrage des boulons précontraints est une opération délicate sur le chantier. En effet un excès de précontrainte peut s'avérer aussi préjudiciable qu'un manque de précontrainte.

Trois méthodes sont actuellement utilisées :

- Le contrôle du couple de serrage
- La méthode du « tour d'écrou «
- L'utilisation de rondelles de mesures

- **L'état de surface des pièces en contact**

La transmission d'un effort perpendiculaire à l'axe du boulon repose sur le frottement à l'interface des pièces. L'état de surface des pièces en contact est donc un paramètre fondamental.

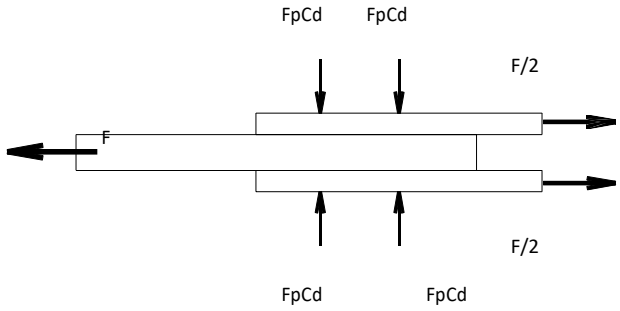
L'effort transmis peut varier de 1 à 2.5 en fonction de l'état de surface, donc du type de traitement de surface des pièces. Seuls quatre types de traitement de surface ont été retenus, qualifiés et quantifiés réglementairement.

- **La forme et la dimension des trous**

Les boulons sont toujours montés avec un jeu. Plus le jeu est grand, plus la surface de frottement est faible donc plus la résistance de l'assemblage est faible.

Un coefficient de forme sera donc introduit réglementairement pour quantifier cette influence dans le calcul de la résistance de l'assemblage.

III.1.6.4.1.1 Résistance au glissement d'un boulon précontraint



La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint HR (Haute Résistance) sera égale :

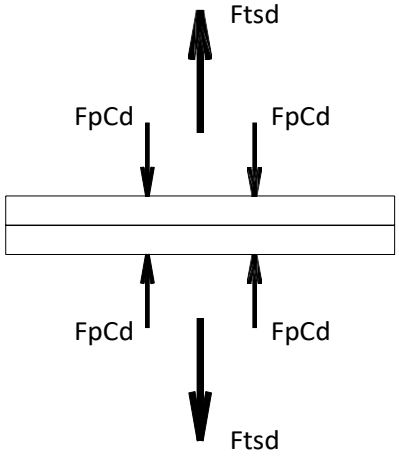
$$F_{s.Rd} = k_s \, m \, \mu \, F_{pCd} / \gamma_{Ms}$$

Avec :
k_s Coefficient de forme des trous
m Nombre de surfaces d'adhérence
μ Coefficient de frottement, $F_{p.Cd}$ effort de précontrainte

	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Classe de surface	μ oefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

II.1.6.4.1.2 Résistance à la traction d'un boulon précontraint



Un boulon précontraint est déjà, sous l'action de la force de précontrainte, tendu à environ 70% de sa résistance à la traction. Si on ne raisonne que sur les efforts, on pourrait penser qu'un boulon précontraint n'est capable d'équilibrer qu'un effort de traction égal à 30% de sa résistance à la traction.

Ce raisonnement est faux car il ne prend pas en compte le comportement global du système

boulons plus plaques. L'analyse doit se faire en tenant compte de la relation contraintes-déformations du système plaques- boulon.

Pour qu'il n'y ait pas décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulon soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{t,Sd} \leq F_{pCd}$$

III.1.6.4.1.3 Boulons soumis à des efforts combinés de traction et de cisaillement

Assemblage résistant au glissement à l'ELS :

$$F_{s.Rd.ser} = k_s \mu n (F_{p.Csd} - 0.8 F_{t.sd.\ ser}) / \gamma_{Ms.ser}$$

Assemblage résistant au glissement à l'ELU:

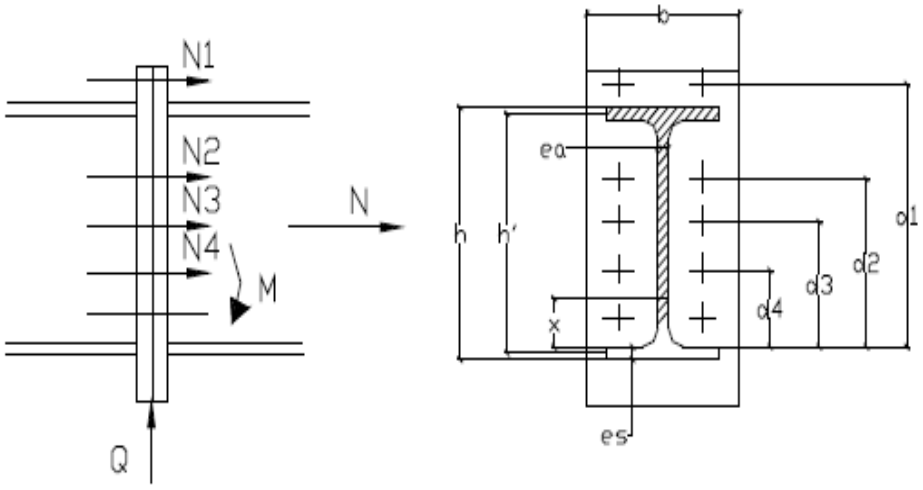
$$F_{s.Rd} = k_s \mu n (F_{p.Csd} - 0.8 F_{t.sd}) / \gamma_{Ms.ult}$$

Avec : Fp.Csd effort de précontrainte.

$F_{t.sd}$: effort de traction à l'ELU.

$F_{t.sd.\ ser}$: effort de traction à l'ELS.

III.1.6.4.1.4 Assemblages par platines sollicités par un moment fléchissant, un effort tranchant



Les boulons inférieurs sont tendus, tous les boulons sont soumis au cisaillement.

- **Résistance de l'assemblage à l'effort tranchant V**

Il faut vérifier que l'effort appliqué V_1 à un boulon reste inférieur à l'effort admissible F_s par boulon et par plan de glissement :

$$\mathbf{V_1 = V/\ n \leq F_{s.Rd} = k_S\ m\ \mu\ F_{pCd} / \gamma Ms}$$

n: nombre de boulons.

- **Résistance de l'assemblage au moment fléchissant**

Le moment résistant M_R de l'assemblage est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les boulons situés dans la zone tendue par la distance des boulons respectifs à la face intérieure de la semelle comprimée:

$$\mathbf{M_R = N_1 .d_1 + N_2 .d_2 + ... + N_i .d_i = \sum N_i .d_i}$$

Soit n' le nombre de files verticales de boulons nous aurons :

$$\mathbf{M_R = [\ N.d_{11} + N.d_{22} + N.d_{33} + N.\ N.d_{ii}\ ].n' = n'.\ N_1/d_1.\ [d_{11}^2 + d_{22}^2 + d_{33}^2 + ... + d_{ii}^2]}$$

D'où : $\mathbf{N_1 = MR.d_{11} / \Sigma d_{ii}^2}$

Soit : $\mathbf{N_i = MR.dii / \Sigma\ d_{ii}^2 \leq n'.\ Fp.cd}$

n' : étant le nombre de boulons par rangée

La zone tendue est déterminée par : $\mathbf{x = t_f \sqrt{b}/tw}$

Ac : aire de la section de la zone comprimée : $\mathbf{Ac = tf\ [b + \sqrt{b}.tw]}$

L'effort total de compression et l'effort de traction total dans la zone comprimée de l'assemblage soient égaux et opposés : $\mathbf{\Sigma\ Ni \leq Nc = Ac.\ fy}$

III.2 Les Assemblages Soudés

III.2.1 Introduction

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

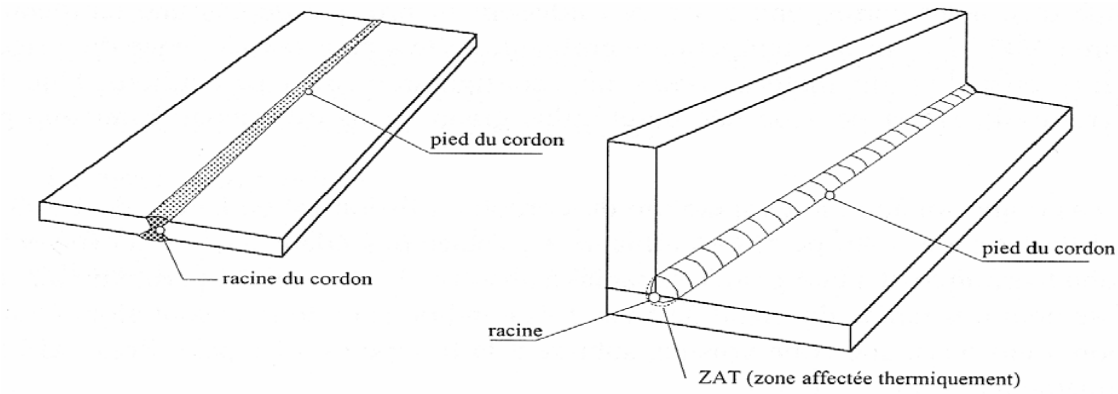


Figure III. 12 : Liaison de deux pièces par soudage[3]

III.2.2 Procédés De Soudage

On peut citer :

- procédé par pression ;
- procédé par résistance électrique ;
- procédé par friction ;
- procédé chimique au chalumeau oxyacéthylénique ;
- procédé au LAZER ;
- procédé par bombardement électronique ;
- procédé à l'arc au PLAZMA ;
- procédé à l'arc électrique.

III.2.2.1 Procédé chimique au chalumeau oxyacéthylénique

Il utilise la combustion d'oxygène et d'acétylène, à une température d'environ 3000°C, le métal d'apport étant fourni par des baguettes d'acier fusibles, ce procédé est peu utilisé en construction métallique, car il est plus onéreux que les procédés à l'arc pour des sections d'acier épaisses.

III.2.2.2 Procédés à l'arc électrique

Ce sont les procédés les plus couramment utilisés en construction métallique.

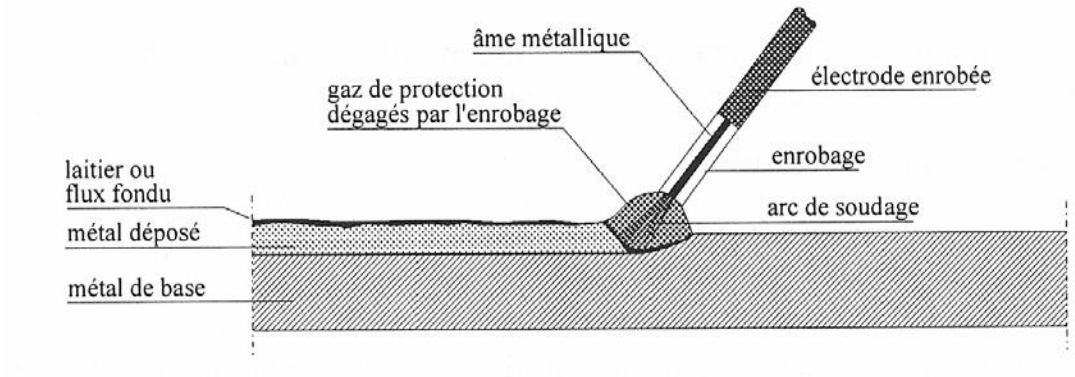


Figure III. 13 : Principe de soudage à l'arc [3]

III.2.2.2.1 Procédés à électrode non fusible (TIG)

L'arc est produit entre une électrode de tungstène non fusible et les pièces, sous jet d'ARGON, qui est un gaz inerte. Le métal d'apport est obtenu par fusion d'une baguette indépendante. En atelier, ce procédé est semi-automatique ou automatique.

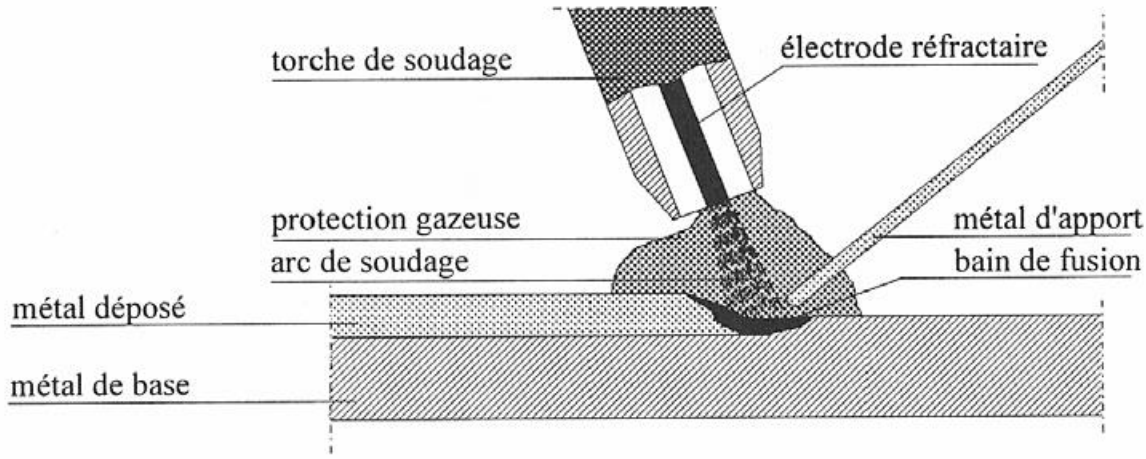


Figure III.14 : Soudage sous flux gazeux – Procédé TIG [3]

III.2.2.2.2 Procédés à électrodes fusibles

Un arc électrique est créé entre une électrode fusible (cathode) et les pièces à souder(anode), grâce à un générateur de courant, alternatif ou continu, de faible voltage, mais de fort ampérage (de 50 à 600 ampères).

Les particules fondues de la cathode sont projetées sur l'anode, au travers de l'arc, et se déposent. Il suffit alors de déplacer la cathode le long du joint d'assemblage pour constituer un cordon continu de soudure.

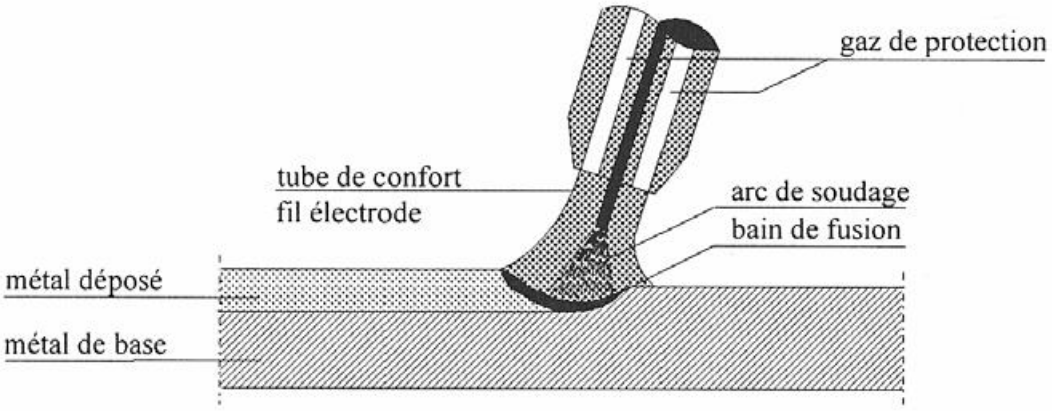


Figure III.15 : Soudage sous flux gazeux[3]

La protection vis-à-vis de l'atmosphère ambiante est obtenue par un gaz insufflé dans une buse concentrique à l'électrode. Si le gaz est inerte, il s'agit du procédé MIG. Pour un gaz actif, c'est le procédé MAG.

III.2.3 Dispositions constructives

III.2.3.1 Définitions de la gorge des cordons d'angle

III.2.3.1.1 Soudures bout à bout

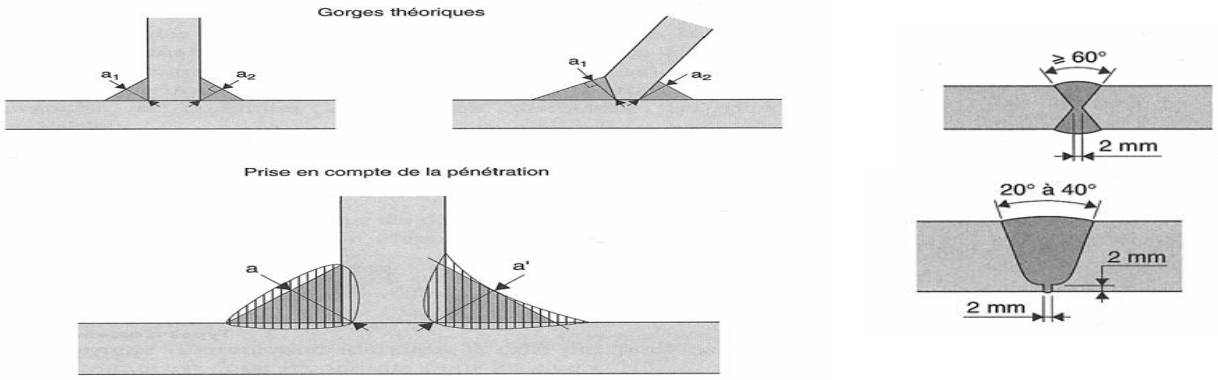


Figure III.16: Soudures bout à bout [3]

III.2.3.1.2 Soudures d'angle

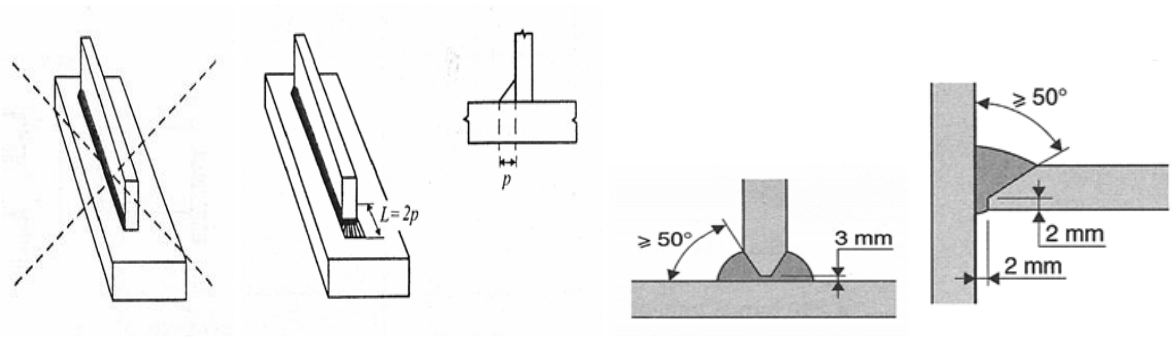


Figure III.17: Soudures d'angle [3]

Il convient de ne pas arrêter les soudures d'angle aux extrémités des éléments assemblés. Elles doivent contourner les coins des assemblages sans interruption, en gardant leur dimension sur une longueur égale à deux fois le pied du cordon, à tous les endroits où ce retour est possible dans un même plan.

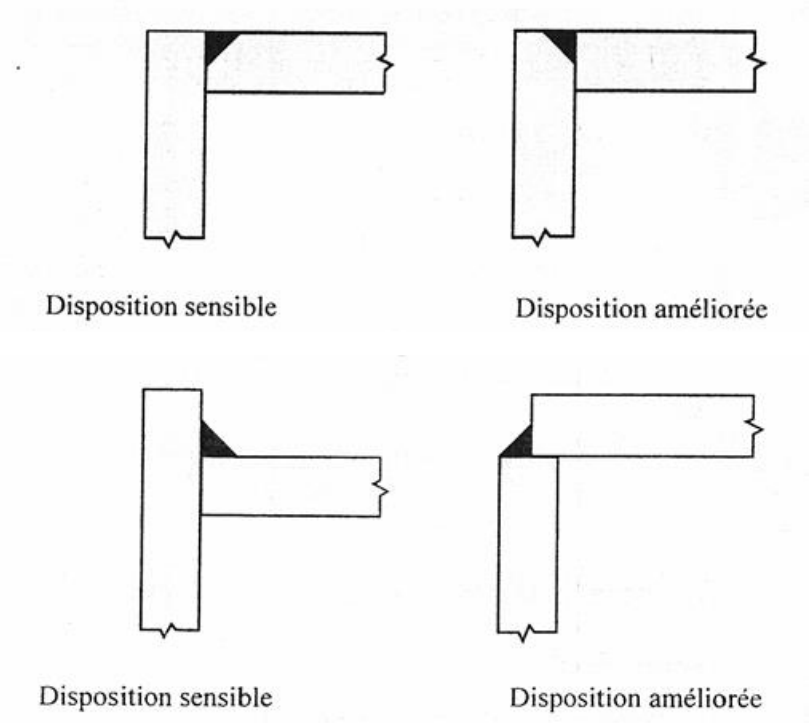
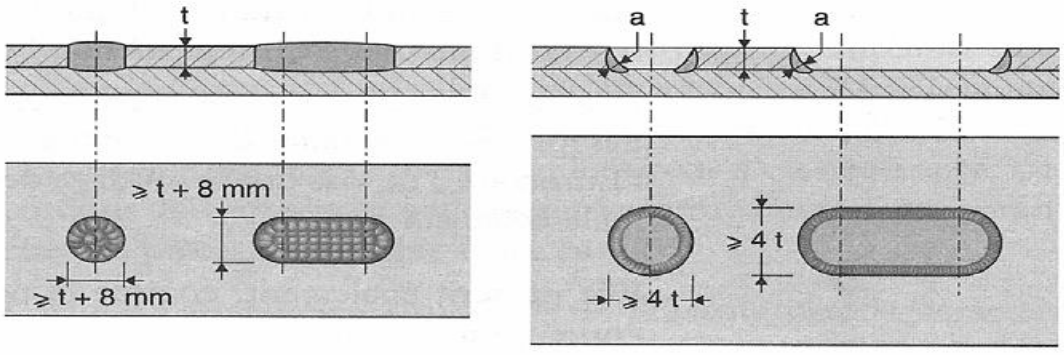


Figure III.18: Dispositions constructives évitant l'arrachement lamellaire [11]

III.2.3.1.3 Autres types de liaisons soudées



Soudures bouchons **Soudures en entaille**

III.2.4 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 :

1. soit provoquer des déformations dans les pièces, si ces dernières sont librement dilatables.

2. soit générer des contraintes internes dans les pièces, si ces dernières sont bridées.

Dans le premier cas, pour remédier aux déformations, il est possible :

• soit de donner aux pièces des déformations initiales inverses, qui compenseront les déformations en retrait ;

• soit de redresser les pièces à froid, sous presse ;
• soit d'effectuer les cordons par tronçons discontinus et espacés dans le temps ;

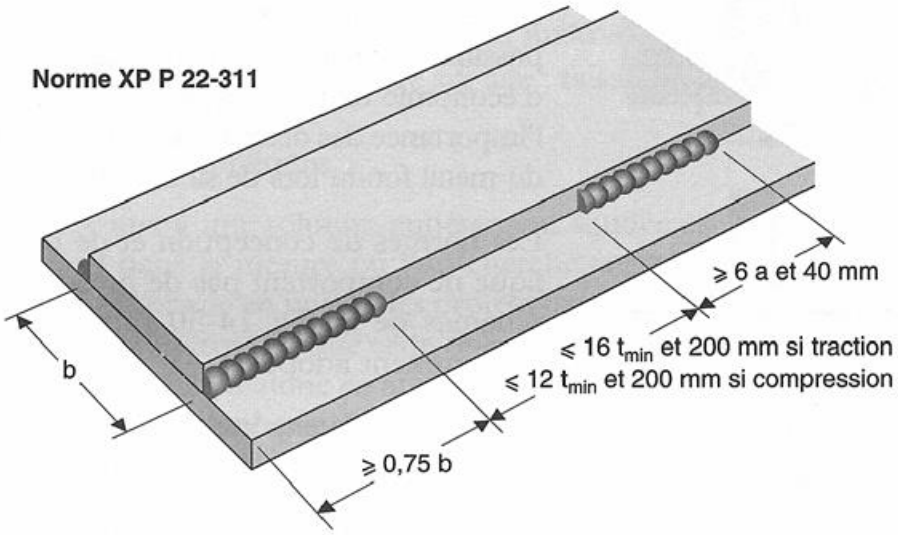


Figure III.19: Cordons discontinus [11]

Soit de préchauffer les pièces pour éviter un refroidissement brusque.

Dans le second cas, pour limiter les contraintes internes, il est possible :

• soit d'assouplir le bridage, ce qui autorisera de faibles déformations, acceptable ;

• soit de post chauffer les pièces.

Quelques autres précautions élémentaires doivent être prises :

• éviter l'assemblage de pièces de trop grande différence d'épaisseur, car il y a risque de déformation de la pièce la plus mince et risque de fissuration du cordon de soudure au refroidissement.

• Eviter les assemblages par soudure pour des pièces d'épaisseur supérieure à 30mm.

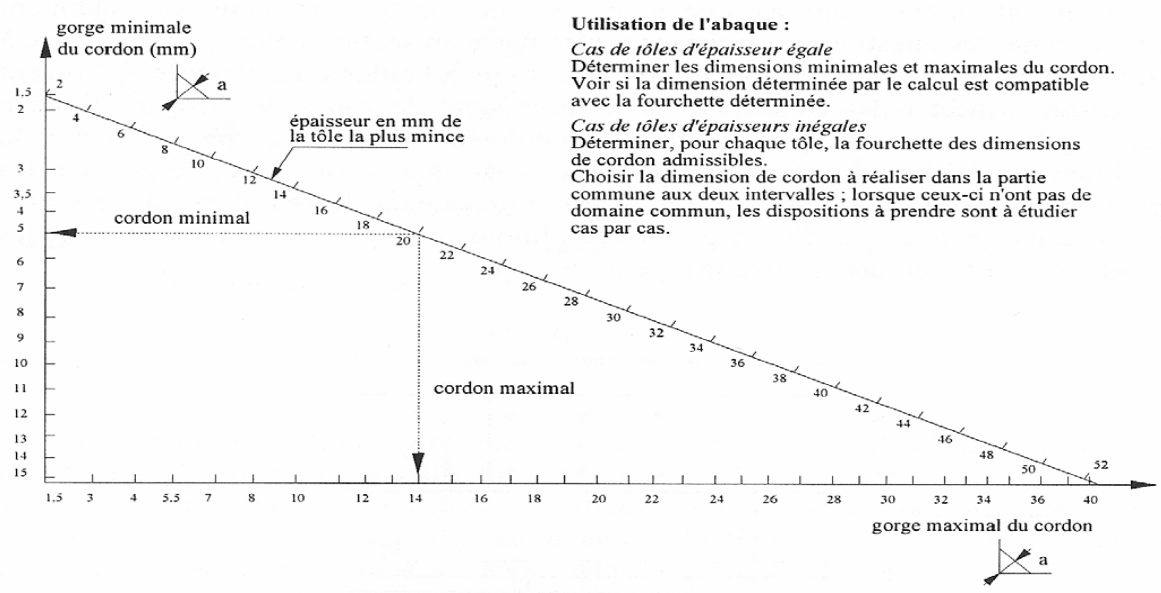
• Réaliser des cordons de diamètre supérieur à 4 mm et de longueur supérieure à50mm.

• Veiller à une bonne corrélation entre l'épaisseur du cordon et l'épaisseur de la plus faible des pièces à assembler.

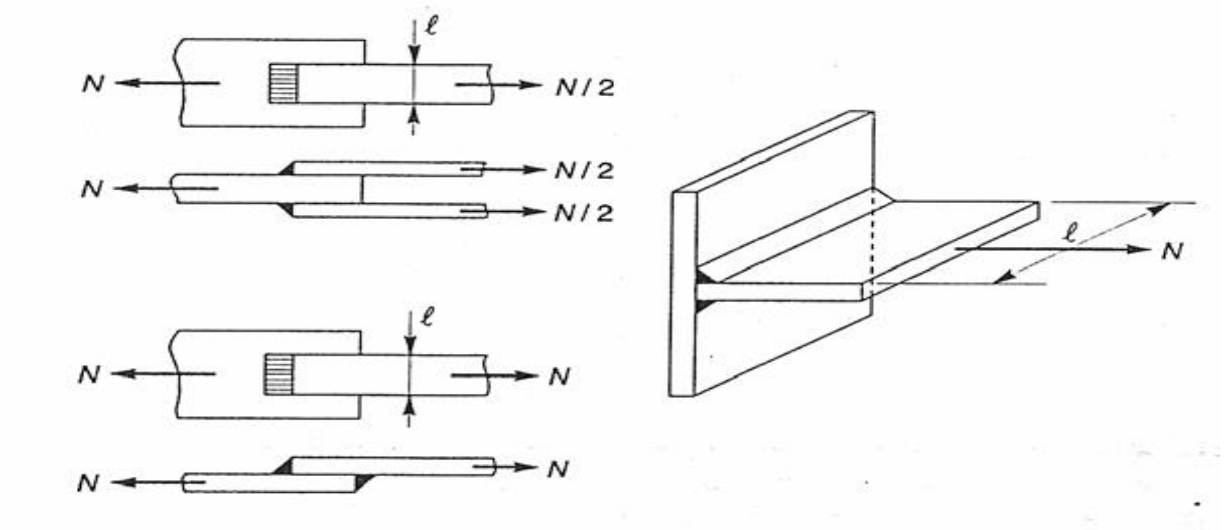
III.2.5 Calcul des cordons de soudure

Les soudures bout à bout ne se calculent pas.

III.2.5.1 Pré dimensionnement de la gorge



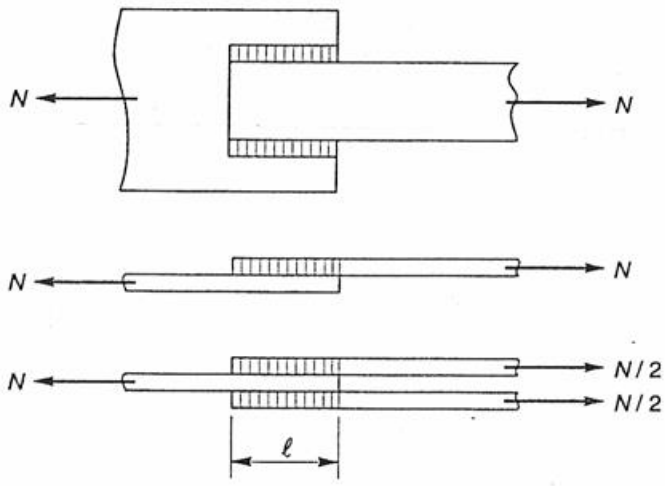
III.2.5.1.1 Cordons frontaux



- **Assemblage par cordons frontaux**

$$a.\sum l \geq \beta_w.\gamma_{Mw}\frac{N\sqrt{2}}{f_u}$$

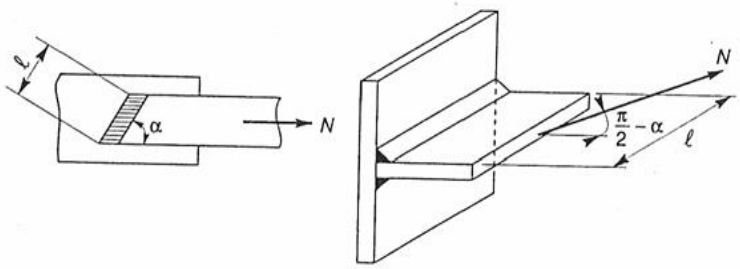
III.2.5.1.2 Cordons latéraux



- **Assemblage par cordons latéraux**

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

III.2.5.1.3 Cordons obliques



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

Notations

a : épaisseur utile ou gorge, distance minimale de la racine à la surface du cordon ;

l : longueur utile du cordon ;

N : effort pondéré appliqué à chaque cordon, supposé centré au milieu de la longueur du cordon ;

Les coefficients βw et γMw variables selon la nuance d'acier :

Nuances d'acier		γ_{Mw}	β_w	$\beta_w.\gamma_{Mw}$
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

III.2.6 Exercices d'application

EXERCICE 1:

Soit un assemblage par boulonnage ordinaire entre deux cornières L80×80×8 sur un gousset e= 8mm de classe 8.8 et transmet un effort Nsd= 440 KN, Øb=16mm, S235, m= 2.

1/Calculer le nombre de boulons nécessaires

Solution exercice n01:

Les boulons ordinaires travaillent aux cisaillements, on a deux plans de cisaillement

Pour la classe de boulons 8.8 la résistance d'un boulon est :

$F_{v.Rd}$= 0.6 m f_{ub} As/γ_{Mb} avec γ_{Mb}=1.25

$F_{v.Rd}$= 0.6. 2. 800.157/ 1.25= 121000N

Nombre de boulons nécessaires pour l'assemblage:

n= F/ $F_{v.Rd}$ = 440/121= 3.66 donc on prend n=4boulons

vérification de la pression diamétrale

Fb, Rd= 2,5.α.fu.d.t/ γ_{Mb}

Fb,Rd= 2,5.1. 360.17.8/1.25= 98000N

Et on a 440/4= 110KN > 98KN (CNV)

Donc on réduit la classe de l'acier tout en gardant le diamètre des boulons classe 6.8 et Øb=16mm

$F_{v.Rd}$= 0.5. 2. 600.157/ 1.25=75,36KN

n= F/ $F_{v.Rd}$ = 440/75,36= 5,83 donc on prend n=6boulons

440/6= 73.33KN < 98KN (CV)

EXERCICE 2:

Soit un boulon Ø20 non précontraint de classe 10.9 sollicité à la traction par un effort F dont la valeur de calcul pour la vérification de la sécurité structurale correspond à 50% de sa résistance en traction.

1/ Déterminer la valeur de calcul de l'éffort à la traction Ft,rd.

2/ Déterminer la valeur de calcul de l'éffort de cisaillement Fv,rd.

3/ Déterminer la valeur de calcul des efforts combinés (traction-cisaillement) Fv,sd.

Solution exercice n02:

Les boulons ordinaires travaillent à l'effet combinés de traction et de cisaillement

1/ Ft,rd (résistance en traction du boulon)

$F_{t.Rd} = 0.9\ As\ f_{ub} / \gamma_{Mb}$ avec $\gamma_{Mb} = 1.5$

Ft,Rd= 0.9. 245.1000/1.5= 147000 N

2/ Fv,Rd (résistance au cisaillement du boulon)

$F_{v.Rd}$= 0.5 m f_{ub} As/γ_{Mb} avec γ_{Mb}=1.25

Fv,Rd= 0.5 .1.1000.245/1.25= 98000 N

3/ Fv,sd efforts combinés (traction-cisaillement)

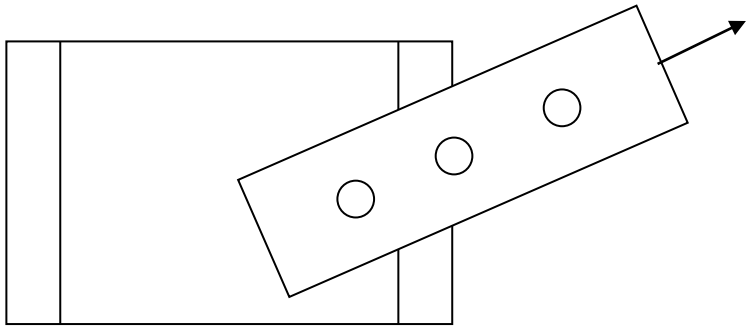
$F_{v.Sd} / F_{v.Rd} + F_{t.Sd} /1.4\ F_{t.Rd} \leq 1$

Donc Ft,sd =50% **Ft,Rd = 73,5 Kn**

Et on a Fv,sd= 63 Kn

EXERCICE 3:

Soit l'attache d'une palée de stabilité sur un gousset d'épaisseur 8mm en acier S235, sollicité par un effort extérieur F_{sd}= 630 KN. Déterminer le nombre de boulons ordinaires nécessaires à l'assemblage, sachant que les boulons sont de la classe 8.8 et 18 de diamètre, deux plans de cisaillement, As=192mm^2, fu=360MPa, fub=800MPa,.



Solution exercice n03:

Les boulons ordinaires travaillent aux cisaillements, on a deux plans de cisaillement

Pour les classes de boulons 4.6, 5.6, 6.6, 8.8 la résistance d'un boulon est :

$F_{v.Rd}$= 0.6 m f_{ub} As/γ_{Mb} avec γ_{Mb}=1.25

$F_{v.Rd}$= 0.6. 2. 800.192/ 1.25= 147456N

Nombre de boulons nécessaires pour l'assemblage:

$n = F / F_{v.Rd}$ = 630/148= 4.25 donc on prend n=4boulons

vérification de la pression diamétrale

$F_{b,Rd} = 2,5.\alpha.fu.d.t/ \gamma_{Mb}$

Fb,Rd= 2,5.1. 360.19.8/1.25= 109440N

Et on a 630/4= 157.5KN > 109.44KN (CNV)

La pression diamétrale est très importante, on peut opter pour l'une des solutions suivantes:

Première solution: on réduit le diamètre à 14mm tout en gardant la classe des boulons

$F_{v.Rd}$= 0.6. 2. 800.115/ 1.25=88,320KN

$n = F / F_{v.Rd}$ = 630/88,320= 7,13 donc on prend n=6boulons

Vérification de la pression diamétrale

Fb, Rd= 2,5.α.fu.d.t/ γ_{Mb}= 86.40KN

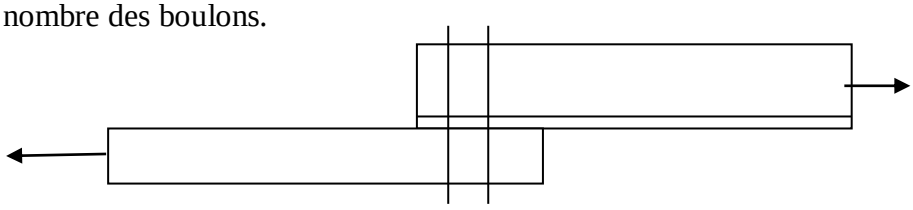
630/7= 90KN > 86.40KN (CNV) la pression diamétrale reste encore très importante

Deuxième solution: on réduit la classe de l'acier tout en gardant le diamètre des boulons

EXERCICE 4:

Considérons la configuration (a) d'assemblage d'une cornière L50×50×5 sur un gousset d'épaisseur 8mm ; des boulons ordinaires classe 8.8 avec un diamètre Ø14 acier S235, section brute Ab=478mm^2,

1/Déterminer le nombre des boulons.



Considérons la même configuration (a) d'assemblage étudiée en 1 dans lequel les boulons ordinaires classe 8.8 sont remplacés par des boulons HR 10.9.

2/ Déterminer le nombre des boulons pour un coefficient de frottement μ=0.45 et Trou surdimensionné. ELU.

Solution exercice n04:

1/ Les boulons ordinaires travaillent au cisaillement, on a un plan de cisaillement

Pour les classes de boulons 4.6, 5.6, 6.6, 8.8 la résistance d'un boulon est :

$F_{v.Rd}$ **= 0.6 m** f_{ub} **As/**γ_{Mb} **avec** γ_{Mb}**=1.25**

$F_{v.Rd}$ **= 0.6. 1. 800.115/ 1.25= 44160 N**

Nombre de boulons nécessaires pour l'assemblage:

n= $F/ F_{v.Rd}$

Calcul de l'effort de traction F:

$\sigma = F/A \leq [\sigma]$

Donc F= A. $[\sigma]$**= 478. 235= 112330N donc on a**

112330/44160= 2.54 donc on prend n=3boulons

vérification de la pression diamétrale

$$Fb, Rd = 2{,}5.\alpha.fu.d.t/\gamma_{Mb}$$

Fb,Rd= 2,5.1. 360.15.5/1.25= 54000N

Et on a 112.33/3= 37.44KN < 54 KN (CV)

2/ La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint HR (Haute Résistance) sera égale :

$$F_{s.Rd} = k_s\, m\, \mu\, F_{pCd} / \gamma Ms$$

Donc Ks = 0.85 avec γ**Ms,ult ELU= 1.25**

$$F_{pCd} = 0.7\, f_{ub}\, As = 0.7 \times 800 \times 115 = 64400N$$

$F_{s.Rd} = k_s\, m\, \mu\, F_{pCd} / \gamma Ms$ **= 0.85. 1. 0.45. 64400/ 1.25= 19706.4N**

Nombre de boulons nécessaires pour l'assemblage:

n= $F/ F_{s.Rd}$ **= 5.70 donc on prend n=6boulons**

vérification de la pression diamétrale

$$Fb, Rd = 2{,}5.\alpha.fu.d.t/\gamma_{Mb}$$

Fb,Rd= 2,5.1. 360.16.5/1.25= 57600N

Et on a 112.33/6= 18.72KN < 57.6 KN (CV)

Chapitre IV:

Calcul des pièces sollicitées en traction simple

IV.1 Introduction

Un composant est dit tendu ou en traction pure lorsque ses extrémités sont soumises à des efforts qui imposent un allongement uniforme à toutes les fibres du composant. La construction métallique est composée d'un ensemble d'éléments structuraux travaillant: à la traction, à la compression, à la flexion, à la torsion ou à ces sollicitations combinées. Les éléments sollicités par la traction pure sont communément appelés élément tendus, ces derniers sont les éléments métalliques structuraux les plus simples et les plus efficaces car ils ne posent aucun problème d'instabilité de forme.

On retrouve les éléments tendus dans presque toutes les ossatures métalliques. Dans les poutres en treillis (une des membrures et certaines diagonales), certaines diagonales des systèmes de contreventement, des haubans (pour soutenir des mâts), des tirants, des suspentes, des liernes et des câbles.

En général les sections courantes des éléments tendus sont des profilés laminés (sous forme de plat, cornières, profils en U, en I, en H), des ronds, des carrés.

IV.2 Vérification des pièces tendues

IV.2.1 Résistance de la section transversale

Dans la traction simple, la classification de la section transversale n'a pas de sens puisque l'exploitation du matériau peut se faire jusqu'à la rupture sans la moindre manifestation d'une quelconque instabilité de forme.

La valeur de calcul de l'effort de traction N_{Ed} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{Nsd \leq Nt,rd = Min\ [Npl,Rd\ ;\ Nu,rd\ ]}$$

Pour une section qui ne comporte aucun trou, la valeur de calcul de la résistance à la traction $N_{t,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute**.**

$$N_{plRd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

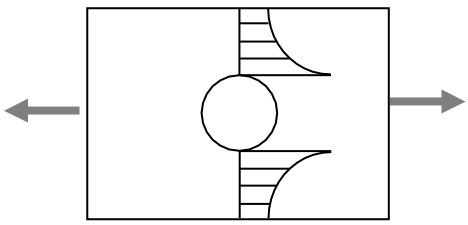
Où : A représente l'aire brute de la section transversale ;

Fy représente la limite élastique de l'acier ;

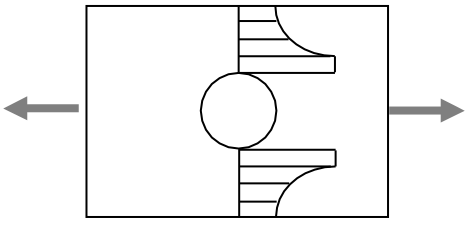
γ_{M0}: représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier

Pour une section qui comporte des trous (assemblages boulonnés), la résistance de la section est affaiblie par la réduction de l'aire de section transversale due à la présence des trous (aire nette) et

une vérification supplémentaire est exigée. Bien que les trous induisent des concentrations de contraintes lorsqu'on est dans le domaine élastique, une plastification progressive apparaît dans la section affaiblie dès que l'effort augmente.



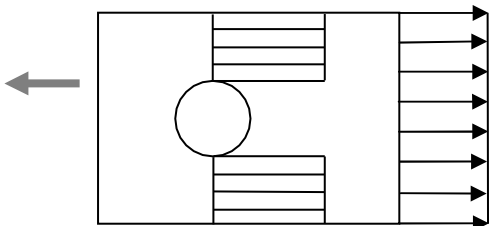
Théorie élastique



Plastification progressive

La ductilité de l'acier permet de supposer, qu'à l'état limite ultime, la répartition des contraintes dans les sections nette et brute est représentée par l'un des cas suivants :

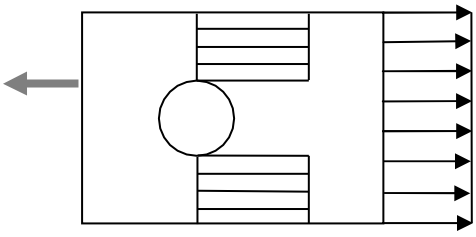
si les trous sont peu nombreux ou de dimensions réduites, la limite élastique sera atteinte dans la section brute avant que la:



1er cas $\sigma_{Anette} < f_u$ $\sigma_{Abrute} = f_y$

- limite de rupture ne soit atteinte dans la section réduite (elu par « déformations excessives ») :

- si les trous sont plus nombreux ou de dimensions importantes, la limite de rupture sera atteinte dans la section réduite avant que la limite élastique ne soit atteinte dans la section brute (elu par «rupture à caractère fragile ») :



2e cas :$\sigma_{Anette} = f_u$ $\sigma_{Abrute} < f_y$

En conséquence, pour une section qui comporte des trous, la valeur de calcul de la résistance à la traction $N_{t,Rd}$ doit être prise comme étant la plus petite des deux valeurs suivantes :

La valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute

a) la valeur de calcul de la résistance ultime de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9\, A_{net}\, f_u / \gamma_{M2}$$

où : A_{net}: représente **l'aire nette** de la section transversale ;

f_u: représente la limite de rupture de l'acier ;

γ_{M2}: représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier à appliquer dans les sections nettes $\gamma_{M2} = 1,25$.

Le facteur 0,9 est un coefficient de réduction supplémentaire, prenant en compte les excentricités inévitables, les concentrations de contraintes … etc.

Les contraintes résiduelles (auto-équilibrées) n'affectent pas la résistance ultime de la section. Elles peuvent, par contre, avoir une influence sur le comportement et accroître la déformabilité de l'élément tendu.

Il va sans dire que ce qui précède n'est valable que pour une mise en charge statique. Si ce n'est pas le cas (sollicitations variables répétitives), la ruine peut survenir par fatigue et non par plastification sous un chargement statique excessif.

IV.2.2 Détermination de l'aire nette

L'aire nette d'une section transversale est l'aire brute diminuée des trous de fixation et autres ouvertures. Pour chaque trou de fixation, la déduction est l'aire de section transversale brute du trou (d0.t).

Lorsque les trous sont alignés transversalement, l'aire totale à déduire de toute section transversale perpendiculaire à l'axe de l'élément (1-1) est la somme maximale des aires de section des trous.

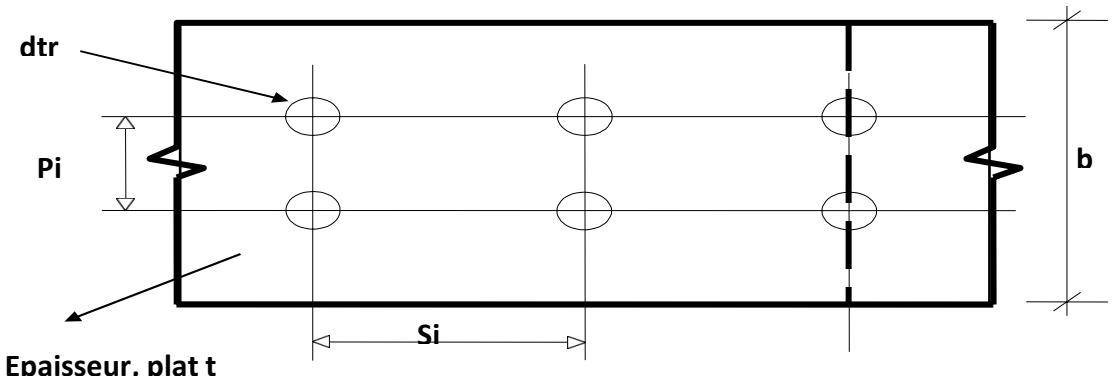
Exemple pour deux files de trous alignés :

- La section nette « $\mathbf{A_{nette}}$ » est la section qui présente la plus courte ligne de rupture, elle est inférieure à la section brute « $\mathbf{A_{brute}}$ » et dépend du nombre de trous qu'elle traverse et de leur disposition.

IV.2.2.1 Cas des trous régulièrement distribués

Dans le cas général où les trous sont disposés en parallèles, par rangées perpendiculaires à la direction de l'effort de traction, l'aire nette est égale à l'aire brute déminée des aires des trous:

$$A_{nette} = A_{brute} - n.d_{tr}.t \quad \text{avec} \quad A_{brute} = b.t$$



IV.2.2.2 Cas où les trous ne sont pas régulièrement distribués

Dans le cas où les trous sont disposés en quinconce, le calcul de la section nette passe par la détermination de la ligne de rupture la plus dangereuse (la plus petite). En envisageant différentes lignes de rupture, pour chaque ligne de rupture, il faut calculer la section nette correspondante et retenir la plus petite.

Pour une ligne de rupture brisée quelconque, la section nette est évaluée par la relation suivante:

$$A_{net} = (A_b - n.d_{tr}.t + t\,\Sigma s_i^2/4p_i)$$

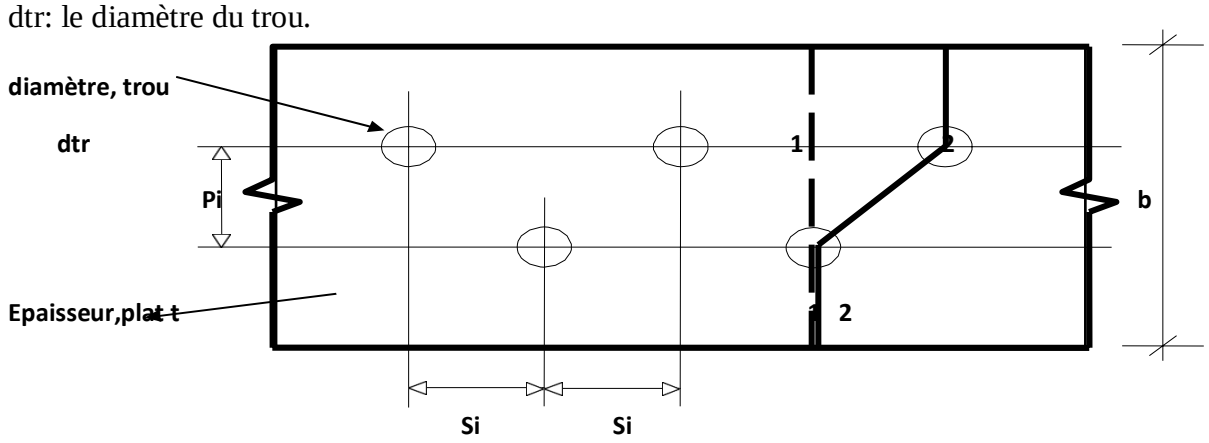
Si: Le pas en quinconce, l'entraxe de deux trous consécutifs dans la ligne mesuré parallèlement à l'axe de la barre.

Pi: L'entraxe de deux trous mesuré perpendiculairement à l'axe de la barre.

t: L'épaisseur de la pièce tendue.

n: Le nombre de trous situés sur toute la ligne diagonale ou en zigzag s'étendant sur la largeur de la barre ou partie de la barre,

dtr: le diamètre du trou.



Le diamètre des trous dtr est calculé en fonction du diamètre des boulons d0 :

d_{tr} = d0 + 1 mm pour d ≤ 14 mm

d_{tr} = d0 + 2 mm pour d ≤ 24 mm

d_{tr} = d0 + 3 mm pour d ≥ 27 mm

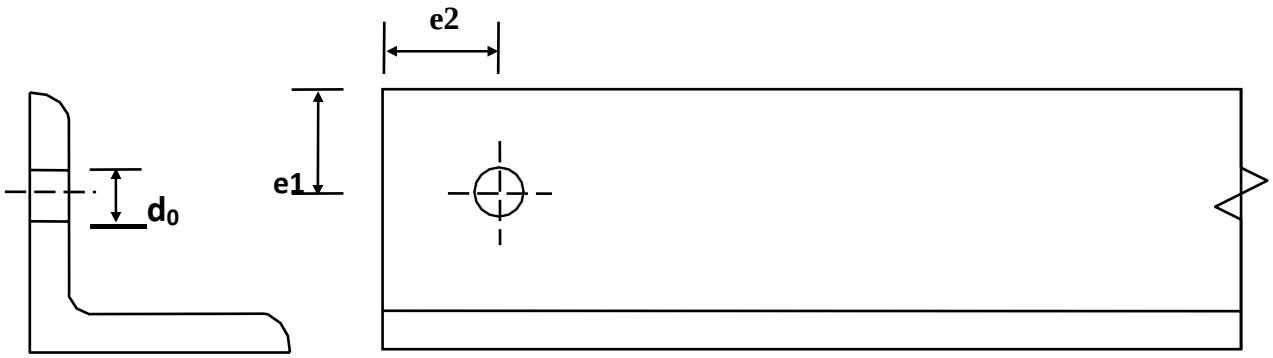
IV.2.2.3 Eléments assemblées par une seule aile

Si éléments non symétriques ou assemblages non symétrique de section en U ou en cornières L assemblés par une seule aile, il faut tenir compte de l'excentricité de l'assemblage.

IV.2.2.3.1 Cornières assemblées par une aile

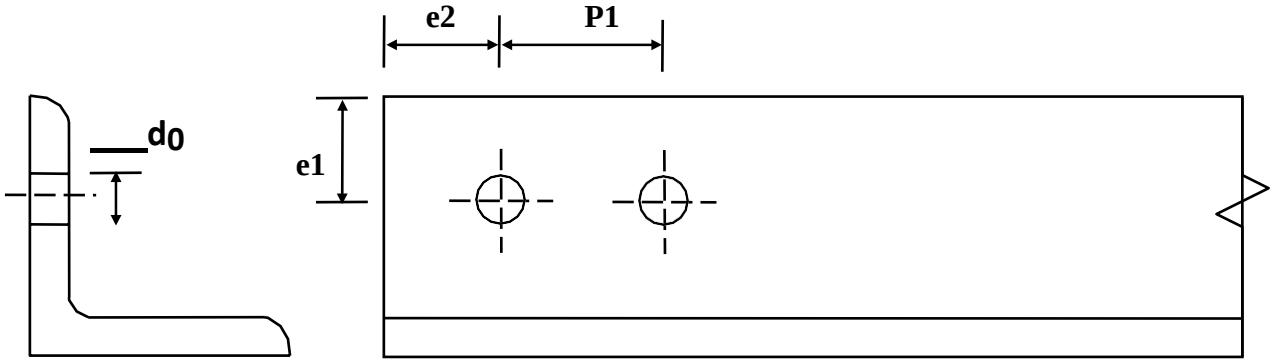
IV.2.2.3..1.1 Cornières assemblées par une file de boulons

- Pour une attache avec un seul boulon**:**



$$N_{u,Rd} = 2(e_2 - 0.5d_0) \times F_u \times t / \gamma_{M2}$$

- Pour une attache avec deux boulons

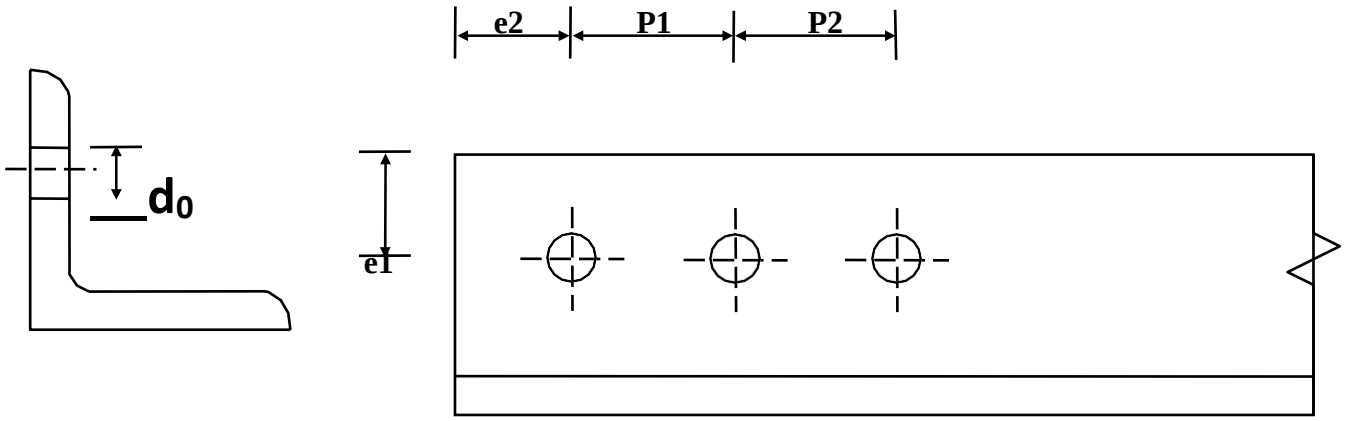


$$N_{u,Rd} = \beta_2 \times A_{net} \times F_u / \gamma_{M2}$$

$\beta_2 = 0,4$ si $p_1 \leq 2,5\ d_0$

$\beta_2 = 0,7$ si $p_1 \geq 5,0\ d_0$

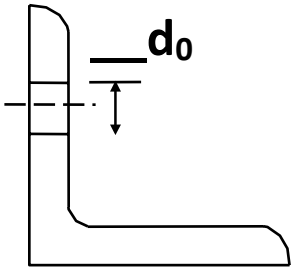
- Pour une attache avec trois boulons ou plus



$$N_{u,Rd} = \beta_3 \times A_{net} \times F_u / \gamma_{M2}$$

$\beta_3 = 0,5$ si $p_1 \leq 2,5 d_0$

$\beta_3 = 0,7$ si $p_1 \geq 5,0 d_0$



IV.3 Exercices d'application

Exercice 1:

Un élément constitué d'un profilé en U en acier S235, travail à la traction simple,

Sachant que : d0= 24mm, t= 6mm

1/ Calculer la section nette (A_{net}) de l'élément.

Solution exercice 1:

Cas où les trous ne sont pas régulièrement distribués

Anet = $(Ab - n.dtr.t + t \Sigma si^2/4pi)$

- **La ligne de rupture droite (A'ADD')**

Anet1= 300×6 -2×24×6+0= 1512 mm²

- **La ligne de rupture inclinée (A'ABCC')**

Anet2= 300×6 -3×24×6+ (55^2/4×60+ 50^2/4×100) ×6= 1481.12 mm²

- **La ligne de rupture brisée (A'ABDD')**

Anet3= 300×6 -3×24×6+ (55^2/4×60+ 55^2/4×100) ×6= 1489mm²

Donc Anet = Min (Anet1, Anet2, Anet3)

Anet = 1481.12 mm²

Exercice 2:

Déterminer l'effort normal de traction Nsd que peut supporter l'élément de contreventement, constitué d'un profilé en U en acier E24 et assemblé sur un gousset d'épaisseur t=10mm.

Solution exercice2:

La condition de résistance en traction est la suivante:

$$Nsd \leq Nt,rd = Min [Npl,Rd ; Nu,rd]$$

La section nette est : Anet = $(Ab - n.dtr.t + t \Sigma si^2/4pi)$

Exercice 3:

Soit une diagonale d'un élément en treillis de deux cornières L 70×70×70, soumise à deux efforts: NG= 9000 daN, NQ= 1200 daN.

L'assemblage est réalisé par trois boulons espacés de L= 50mm, S235, $Ø_b$= 20mm, Fu= 360 MPa.

1/ Vérifier la résistance des deux cornières selon EC3 et ELU.

Solution exercice3:

La condition de résistance en traction est la suivante:

$$Nsd \leq Nt,rd = Min\ [Npl,Rd\ ;\ Nu,rd\ ]$$

ELU= 1.35G+ 1.5Q= Nsd

Nsd= 1.35. 9000+ 1.5.1200= 13950 daN

$$N_{plRd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$= 2 \times 9.4 \times 10^2 \times 235 / 1.1 = 401.63 \times 10^3 N$

- **Pour une cornière avec trois boulons ou plus**

Donc $Nu,Rd = \beta 3 \times Anet \times Fu / \gamma_{M2}$

$Anet = Ab - n.d0.t = 2 \times 9.4 \times 10^2 - 1.22.7 = 1726 mm^2$

$\beta 3 = 0.5$

$Nu,Rd = 0.5 \times 1726 \times 360 / 1.25 = 248.54 \times 10^3 N$

On a Nt,rd = Min [Npl,Rd ; Nu,rd]

Donc $Nt,rd = 248.54 \times 10^3 N$

$Nsd = 139500N < Nt,rd = 248.54 \times 10^3 N$ **(CV)**

Chapitre V:
Calcul des pièces fléchies

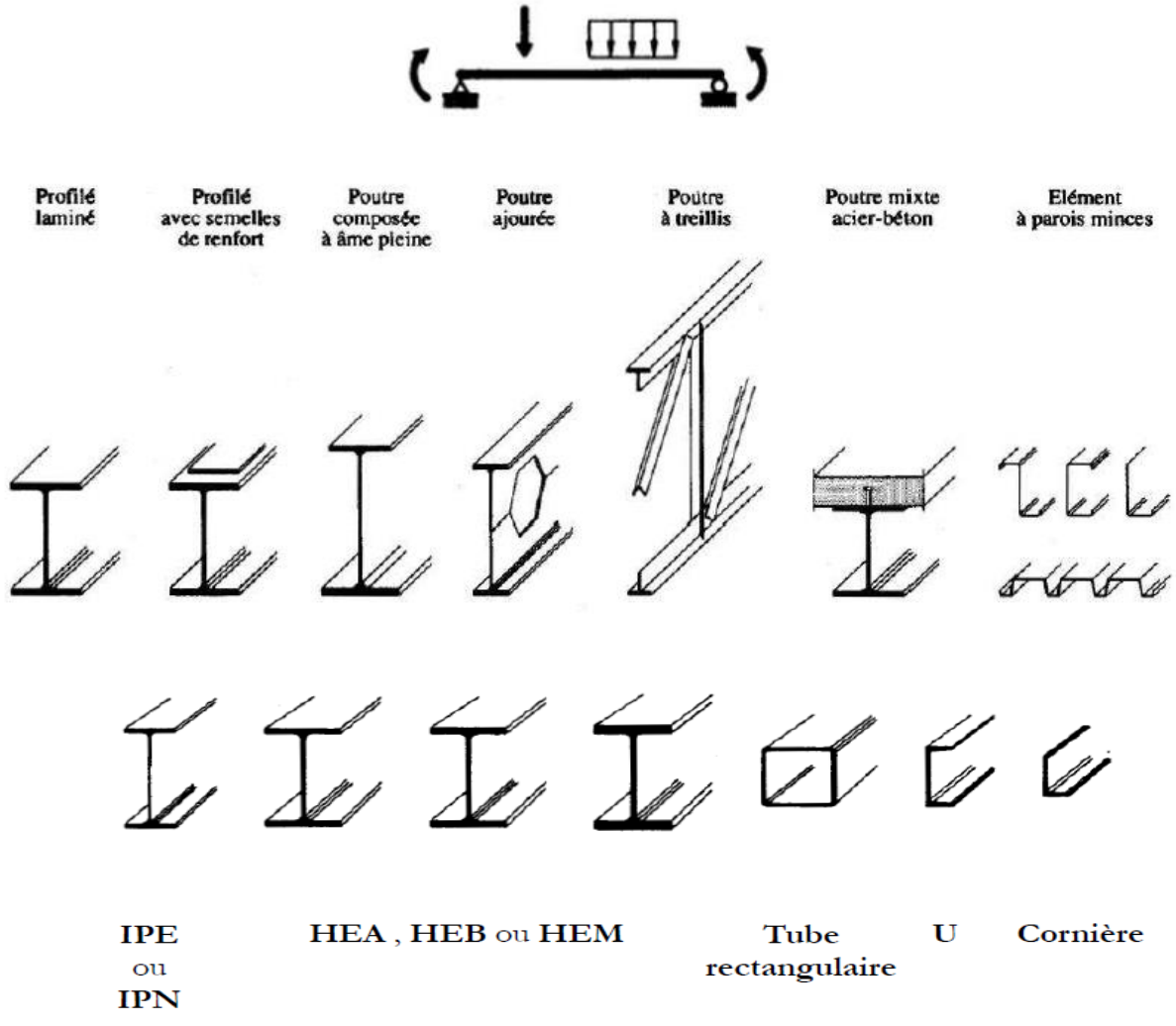
V.1 Introduction

Dans les structures métalliques les planchers sont généralement supportés par un système de poutres placées horizontalement et qui constitué de : Poutres principales; poutres secondaires; pannes (solives).

Ces éléments travaillant à la flexion peuvent se présenter sous forme de poutres isostatiques (simplement appuyées ou porte à faux) ou hyperstatique (poutres continues ou poutres de cadres). Dont le dimensionnement se fait avec la valeur maximale du moment fléchissant Msd,y.

V.2 Principaux types de profilés laminés utilisés en flexion

Les éléments fléchis utilisés en construction métallique sont de divers types selon leur destination, utilisation et leur disposition en plan et en élévation. Ils peuvent être fabriqués à partir de profilés laminés (IPE, IPN et H) de profile reconstitué soudé et de treillis. Ils peuvent avoir une âme pleine, à treillis ou en caisson, leurs sections peuvent être constantes ou variables.



V.3 Flexion simple (uni axiale)

V.3.1Résistance de la section transversale sous moment fléchissant seul:

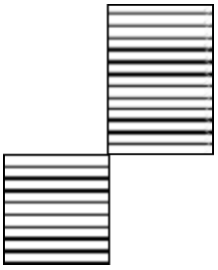
En absence de l'effort tranchant, La valeur de calcul du moment de flexion MEd dans chaque section transversale sans trous de fixation doit satisfaire la condition suivante:

M Ed ≤ M c,Rd

Compte tenu de la notion de classes de sections définie précédemment, la valeur de calcul de la résistance à la flexion pure par rapport à l'un des axes principaux de la section, McRd, sera déterminée comme suit :

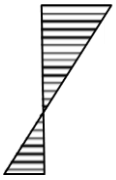
pour les classes 1 et 2, c'est la valeur de calcul de la résistance plastique de la section brute :

$$\mathbf{McRd= Mpl,Rd= Wpl\times Fy/\gamma M0}$$



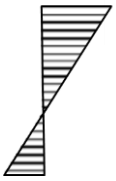
Pour une classe 3, c'est la valeur de calcul de la résistance élastique de la section brute :

$$\mathbf{McRD= Mel,Rd= Wel\times Fy/\gamma M0}$$



Pour une classe 4, c'est la valeur de calcul de la résistance élastique de la section efficace :

$$\mathbf{McRD= Meff,Rd= Weff\times Fy/\gamma M0}$$



où : **Wpl,y**: représente le module de flexion plastique de la section transversale brute ;

Wél,y : représente le module de flexion élastique correspondant à la fibre la plus sollicitée de la section transversale brute ;

Weff,min: représente le module de flexion élastique correspondant à la fibre la plus sollicitée de la section transversale efficace (réduite à cause du voilement local) ;

Fy: représente la limite élastique de l'acier ;

γM0: représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

Remarques

Les trous de fixation dans la semelle tendue peuvent être ignorés sous réserve que pour la semelle tendue,

$$0.9.Anet/Af \geq Fy/Fu \times \gamma M2/\ \gamma M0$$

où Af est l'aire de la semelle tendue : c'est la condition de ductilité de la semelle tendue.

V.3.2 Vérification au cisaillement (l'effort tranchant Vsd)

V.3.2.1 Résistance de la section transversale

La valeur de calcul de l'effort tranchant Vsd dans chaque section transversale doit satisfaire la condition :

$$Vsd \leq Vc,Rd$$

où **VcRd** est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement, égale à la résistance plastique au cisaillement **VplRd** ou à la résistance élastique au cisaillement calculée sur base d'une distribution élastique des contraintes.

Compte tenu des observations effectuées sur la distribution élastique des contraintes de cisaillement, il est logique d'admettre qu'une section en I, H, ou U périra par cisaillement plastique, sous un effort tranchant ultime parallèle à son âme et en l'absence de voilement par cisaillement, lorsqu'il règnera dans toute la zone de cette âme, une contrainte égale à la limite élastique au cisaillement de l'acier.

$$VplRd = Av \times \tau y / YM0 \qquad \text{avec: } \tau y = f\ y/\ 3$$

Donc: $Vpl,Rd = Av \times Fy/\gamma M0.\ 3$

avec **Av,z** : l'aire de cisaillement

L'aire de cisaillement Av,z dépend de la forme de la section transversale et de la direction de l'effort : l'EC3 propose les formules suivantes :

Tableau V.1: L'aire de cisaillement Av,z

Profils en I et H	Laminés	Effort tranchant parallèle à l'âme	$A-2bt_f+(t_w+2r)t_f \geq (h-2t_f)t_w$
Profils en I et H ou en caisson	Reconstitués soudés	Effort tranchant parallèle à l'âme	$\sum(h_w t_w)$
Profils en I et H	Laminés	Effort tranchant parallèle aux semelles	$2bt_f+(t_w+r)t_w$
Profils en I, H, U ou en caisson	Reconstitués soudés	Effort tranchant parallèle aux semelles	$A-\sum(h_w t_w)$
Profils en U laminés		Effort tranchant parallèle à l'âme	$A-2bt_f+(t_w+r)t_f$
Profils en T laminés		Effort tranchant parallèle à l'âme	$0,9(A-bt_f)$
Profils creux rectangulaires laminés d'épaisseur uniforme		Effort tranchant parallèle à la hauteur	$Ah/(b+h)$
		Effort tranchant parallèle à la largeur	$Ab/(b+h)$
Profils creux circulaires et tubes d'épaisseur uniforme			$2A/\pi$

V.3.3 Interaction flexion – cisaillement

V.3.3.1 Résistance d'une section au moment fléchissant et à l'effort tranchant (M+V)

Dans plusieurs cas, on rencontre des poutres qui sont simultanément sollicitées en flexion maximale et en cisaillement dans un même point, on cite par exemple

- Une poutre console
- Une poutre entièrement ou partiellement encastrée sur un ou deux bords.

- Une poutre chargée par une ou plusieurs forces concentrées.
- Une poutre continue dont parfois les sections d'appuis sont soumises à des extremums d'effort tranchant et de moment fléchissant.

La vérification de ces cas consiste si l'effort tranchant est important, dépassant la moitié de l'effort tranchant plastique, il faut prendre en compte son interaction sur le moment résistant plastique, soit : Si: **Vsd ≤ 0.5 Vpl,Rd (CV)**

alors la condition de résistance est: **Msd,y ≤ Mc,Rd**

Si **Vsd > 0.5 Vpl,Rd** alors la condition de résistance à vérifier est :

Msd,y ≤ Mv,Rd

Avec:

Mc.Rd: Moment résistant

Mv,Rd: Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort tranchant, déterminé en utilisant une limite d'élasticité réduite **fred = (1- ρ)f y**

pour l'aire de cisaillement seule Avec: $\rho= [2\ Vsd/Vpl-1]^2$

Pour les sections transversales à semelles égales et fléchies suivant l'axe de forte inertie obtient pour Mv,Rd:

$$Mv,Rd = [Wpl,y - \rho . (Av)^2/4tw].Fy/\gamma M0$$

V.4 Classification des sections transversales

Les sections transversales sont répertoriées en 4 classes par l'E.C.3. Ce classement est effectué selon des critères divers :

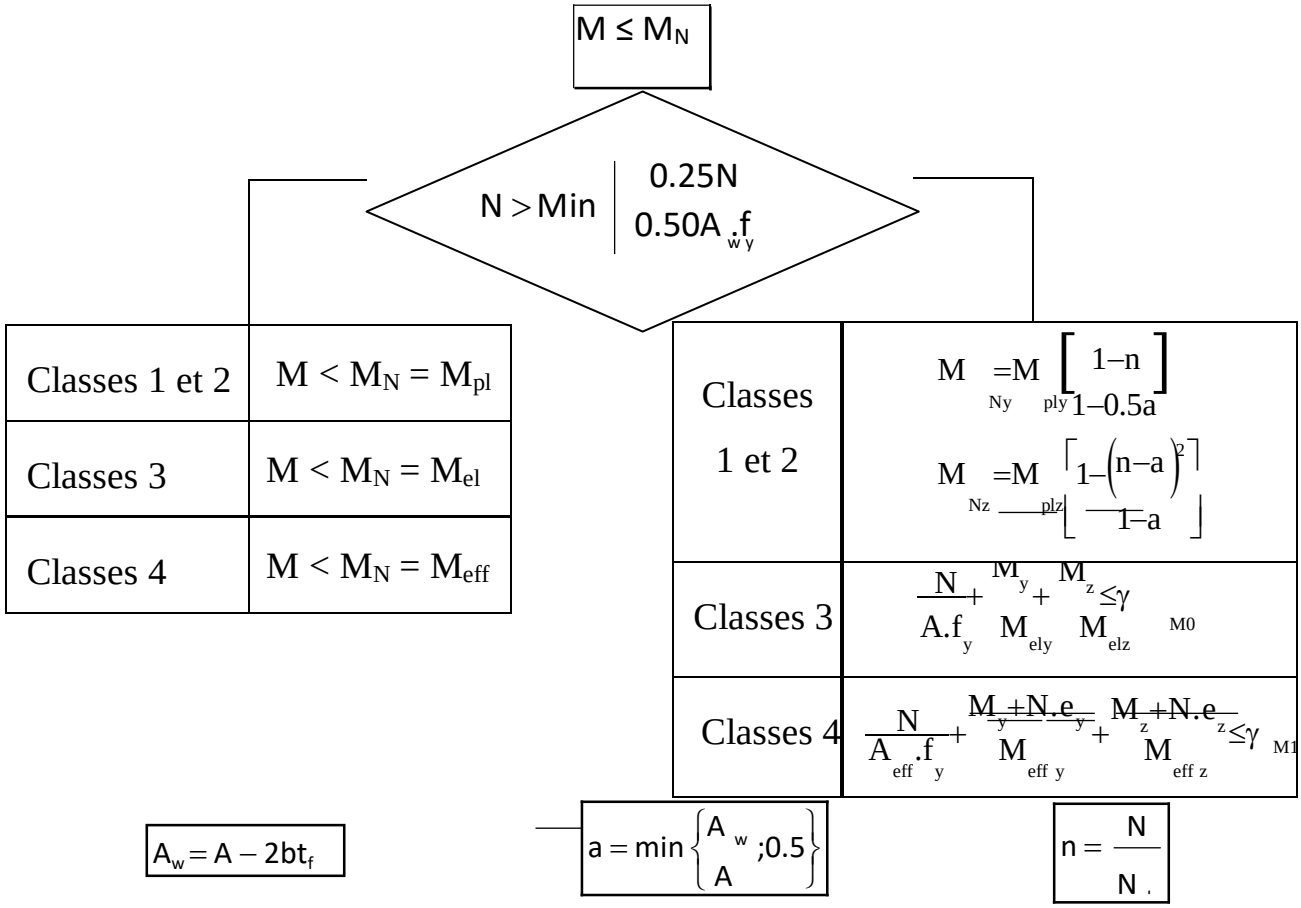
- élancements des parois,
- résistance de calcul,
- capacité de rotation plastique,
- risque de voilement local, etc…

Le fait de déterminer la classe d'une section permet d'avoir des renseignements sur son comportement et sa résistance et donc permet de choisir la méthode de calcul adaptée.

Classe	Méthode de calcul
1	Plastique (autorisant la formation d'une rotule plastique)
2	Plastique (pas de rotule)
3	Elastique sur section complète
4	Elastique sur section efficace

V.5 Flexion composée seule (M + N) :

Le moment fléchissant doit vérifier :



V.6 Moment de flexion, effort tranchant et effort axial (M + V + N)

Lorsque l'effort tranchant dépasse la moitié de l'effort tranchant résistant plastique, il faut prendre en compte son effet, ainsi que celui de l'effort axial, pour calculer le moment résistant plastique réduit.

- Si $V < 0.5\ V_{pl}$ résistance de calcul sous (M) ou (M+N).

- Si $V \geq 0.5\ V_{pl}$ la résistance de calcul de la section transversale combinaisons de moment et effort axial doit être calculée en utilisant une limite d'élasticité réduite f_{red} pour l'aire de cisaillement A_v.

Avec : $$f_{red} = (1-\rho).f_y \quad \text{et} \quad \rho = \left(\frac{2V}{V_{pl}} - 1\right)^2$$

V.7 Flexion déviée

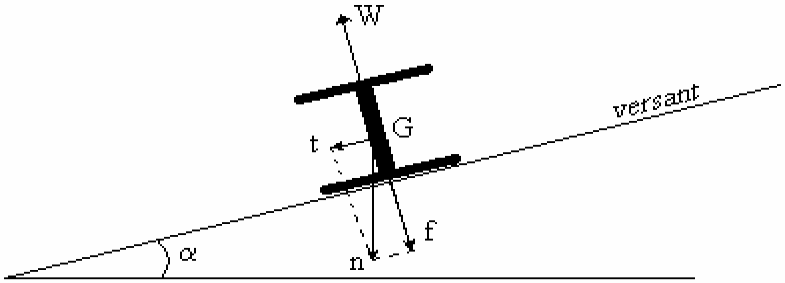


Figure V.1: Panne sur versant incliné [11]

La flexion bi-axiale, dite aussi gauche ou déviée, est définie comme étant la flexion par rapport à un axe autre qu'un des axes principaux d'inertie de la section. Le moment sollicitant M_{sd} sera alors décomposé selon les deux axes y et z en deux moments composants : $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ et la fibre neutre sera oblique par rapport aux axes principaux.

Dans ce cas, un calcul élastique se basera sur la superposition des contraintes normales provenant de chacun des moments séparément,

Le critère de résistance consistera alors, tout simplement, à limiter la plus grande contrainte ainsi obtenue au point le plus critique de la section, à la valeur de calcul de la limite élastique de l'acier:

V.7.1 Calcul en élasticité (sections de classe 3)

- Les moments de flexion maximaux sont : M_y et M_z
- Les contraintes de flexion sont : $$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} \quad \text{et} \quad \sigma_z = \frac{M_z}{W_z}$$
- On vérifie que : $$\sigma_{fy} + \sigma_{fz} \leq f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_0}$$
- On vérifie la condition de flèche : $$f \leq \frac{L}{200}$$

En cas d'effort axial N, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{N}{A.f_{yd}}\right) + \left(\frac{M}{W_y.f_{yd}}\right) + \left(\frac{M}{W_z.f_{zd}}\right) \leq 1$$

V.7.2 Calcul en plasticité (sections de classes 1 et 2)

S'agissant de flexion déviée (bi-axiale), il faut vérifier que :

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1$$

Où α et β sont des constantes :

	α	β
Du côté de la sécurité	1	1
Section en I et H	2	$5n \geq 1$
Tubes circulaires	2	2

Où $M_{pl,y,Rd}$ et $M_{pl,z,Rd}$ sont les moments résistants plastiques de calcul de la section, respectivement, autour des axes y-y et z-z et où α et β ont les valeurs suivantes en fonction de la forme des sections :

α = 2 et β=1 pour les sections en I ou H ;

α = 2 et β=2 pour les sections creuses circulaires ;

α = 1,66 et β=1,66 pour les sections creuses rectangulaires.

V.8 Exercices d'application

Exercice1:

Vérifier la résistance d'une poutre constituée d'un profilé laminé IPE400 en acier S235, sollicitée par : Qult= 20 KN/m, L= 8m, La section proposée est de classe1 en flexion seule.

Solution Exercice 1:

- **Détermination la classe du profilé:**

Classe de l'âme:

d/tw = 331/8.6= 38.48 <72. ε avec ε= √235/Fy donc ε=1

38.48 <72 (CV) donc l'âme de classe1

Classe de la semelle:

C/tf= 90/13.5= 6.66 < 10 (CV) donc la semelle de classe1

Donc la section du profilé de classe1

- **Vérification de la condition de cisaillement:**

Vsd ≤ 0.5 Vpl,Rd

Vsd= Tmax= q.L/2 = 20. 8/2= 80 KN

Vpl,Rd= Av,z ×Fy/γM0. √3

IPE400 on a Av,z= 42.73×10^2 mm^2

Vpl,Rd= 42.73×10^2×235/ 1.1×√3= 527.05KN

0.5 Vpl,Rd= 263.52KN

Vsd= 80KN < 0.5 Vpl,Rd= 263.52KN (CV) alors la condition de résistance à vérifier est:

Msd,y ≤ Mc,Rd

Msd,y= Mmax=q.L^2/8=160KN.m

Classe1 donc McRd= Mpl,Rd= Wpl×Fy/γM0 = 1307×10^3×235/1.1= 279.2210^6 N.mm

Msd,y= 160KN.m < Mc,Rd = 279.22 KN.m (CV)

La poutre résiste selon EC3 et CCM97

Exercice2:

Dimensionnez la poutre en profile IPE (le type du profilé), avec pris en considération le poids propre de la poutre (G), L=8m, qult= 80KN (charge concentrée au milieu), S235.

Solution exercice 2:

On propose que la classe de profilé c'est la classe1

Mc,Rd = Wpl,y×Fy/γM0 ≥ Ms,dy donc Wpl,y ≥ Ms,dy. γM0/Fy

Ms,dy = Mmax = q.L/4= 80.8/4= 160 KN.m

Wpl,y ≥ 160 ×10^3×10^3×1.1/235= 748,93×10^3 mm^3

D'après les tableaux des profilés IPE on a Wpl,y= 804.3 ×10^3 mm^3le type du profilé est IPE330

- **Vérification de la classe:**

Classe de l'âme:

d/tw = 271/7.5= 36.13 <72. ε avec ε= √235/Fy donc ε=1

36.13 < 72 (CV) donc l'âme de classe1

Classe de la semelle:

C/tf= 80/11.5= 6.95 < 10 (CV) donc la semelle de classe1

Donc la section du profilé IPE330 de classe1

- **Vérification de la condition de cisaillement:**

Vsd ≤ 0.5 Vpl,Rd

Vsd = Tmax= q/2+ 1.35 .G.L/2= 80/2+1.35. 0.49.8/2= 42.64KN

Vpl,Rd= Av,z ×Fy/γM0. √3

IPE330 on a Av,z= 30.81×10^2 mm^2

Vpl,Rd= 30.81×10^2×235/ 1.1×√3= 380.01KN

0.5 Vpl,Rd= 190.005KN

Vsd= 42.64KN < 0.5 Vpl,Rd= 190.005KN (CV) alors la condition de résistance à vérifier est:

Msd,y= 160 KN.m ≤ Mc,Rd= 804.3 ×10^3×235/1.1= 171.82 KN.m (CV)

Exercice3 :

Soit une poutre solive simplement appuyée, appartenant à un plancher à usage d'habitation. Cette poutre uniformément chargée a une portée L= 4m.

- La charge permanente G=11 KN/m
- La charge d'exploitation Q= 21KN/m
- La nuance de l'acier utilisé est S235

1/ Calculer le moment maximum sollicitant la poutre à l'état limite ultime.

2/Dimensionnez la poutre en profile IPE à l'état limite ultime.

Solution exercice 3:

1/ Le moment maximum sollicitant la poutre à ELU

- **La charge de la poutre à ELU:**

qu= 1.35 G+ 1.5 Q = 1.35 11+ 1.5 21= 46.35KN/m

- **Le moment maximum à ELU**

Mmax = qu.L^2/8= 46.35.4^2/8= 92.7 KN.m

2/ Dimensionnement du profilé à ELU

Msd ≤ M c,Rd

On propose que la classe de profilé c'est classe1

Mc,Rd = Wpl,y×Fy/γM0 ≥ Ms,dy donc Wpl,y ≥ Ms,dy. γM0/Fy

Wpl,y ≥ 92.7 ×10^6×1.1/ 235= 433,91×10^{3}mm^3. D'après les tableaux des profilés IPE on a : Wpl,y = 484 ×10^{3}mm^3 le type du profilé en IPE270

<u>Exercice4</u> :

Vérifier la résistance d'une poutre constituée d'un profilé laminé IPE270 en acier S235, sollicitée par : My,sd= 90 KN.m ; Vsd= 210KN. La section proposée est de classe1 en flexion seule.

<u>Solution exercice 4:</u>

- **Vérification de la condition de cisaillement:**

Vsd ≤ 0.5 Vpl,Rd

Vsd= 210KN

Vpl,Rd= Av,z ×Fy/γM0. √3

IPE270 donc Av,z= 22.14×10^{2}mm^2

Vpl,Rd= 22.14×10^2 ×235/1.1×√3= 273,08 KN

Vsd= 210KN > 0.5 ×273,08= 136,54KN (CNV) alors la condition de résistance à vérifier est :

Msd,y ≤ Mv,Rd

Mv,Rd = [Wpl,y – ρ. (Av)^2/4tw].Fy/γM0 avec ρ= [2 Vsd/Vpl-1]^2

ρ= [2× 210/273,08 -1]^2= 0,289

Mv,Rd = [484×10^3- 0,289×(22.14×10^2)^2/4×6.6]×235/1.1= 91,93 KN.m

Msd,y =90KN.m < Mv,Rd= 91,93 KN.m (CV)

La résistance de la section en flexion simple est donc vérifiée

Exercice5 :

Soit des pannes isostatiques en IPE200 supportées par des fermes espacées de 10m, ayant un versant de α= 11.3°. Si la charge maximale ultime sur une panne est q= 250 daN/m (y compris le poids propre du profilé). La nuance de l'acier utilisé est E24.

1/ Calculez les moments maximums sollicitant la poutre.

2/ Vérifier la résistance de la poutre selon RDM et selon EC3 et CCM97.

Solution exercice 5:

1/ Les moments maximums sollicitant la poutre:

$My= qz. L^2/8$; $Mz= qy. L^2/8$

$qz= q. \cos\alpha$; $qy= q. \sin\alpha$

$My= q. \cos\alpha. L^2/8 = 250\times \cos 11.3\times 10^2/8= 3064.31$ daN.m

$Mz= q. \sin\alpha. L^2/8 = 250\times\sin 11.3\times10^2/8= 612.33$ daN.m

2/ Vérification de la résistance de la poutre selon RDM

Les pannes travaillent à la flexion déviée

$$\sigma fd \leq [\sigma]$$

$$\sigma fd= \sigma fy + \sigma fz \leq [\sigma]$$

$$My/ Wel,y+ Mz/ Wel,z \leq [\sigma]$$

$$3064.31\times10^3/194.3\times10^3 + 612.33 \times10^3/28,48\times10^3$$

$15.76 + 21.5= 37.26$ daN/mm² >[σ]= 24daN/mm² (CNV) on change les caractéristiques géométriques on ajoutant un appui intermédiaire (lierne) à L/2 selon l'axe zz

$$\sigma fz' = Mz/4.Wel,z= 5.37 daN/mm^2$$

$$\sigma fd= 15.76 + 5.37 = 21.13 daN/mm^2 < [\sigma]= 24daN/mm^2 \ (CV)$$

3/ Vérification de la résistance de la poutre selon EC3 et CCM97

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1$$

Condition de résistance à la flexion déviée selon EC3 et CCM97

Msd,y= 3064.31 daN.m; Msd,z= 612.33 daN.m

Mpl,y,Rd= Wpl,y ×Fy= 220.6×10^3×240 = 52,944 KN.m

Mpl,z,Rd= Wpl,z ×Fy= 44.61 ×10^3×240 = 10,706 KN.m

α = 2 et β=1 pour les sections en I ou H

0,3349 + 0,5719= 0,906 < 1 (CV)

Chapitre VI: Phénomènes d’instabilité élastique

VI.1 Origine de phénomènes

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement la stabilité soit assurée.

Tant globalement au niveau de la structure qu'individuellement au niveau de chaque élément. Les actions développent diverses sollicitations qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Deux cas de figures se présentent :

VI.1.1 Le cas petits déformations

Tant que l'on reste dans ce domaine des petites déformations on admet que les sollicitations ne varient pas (ou varie peu) sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte admissible.

VI.1.2 Le cas de grandes déformations

Dans ce cas, les déformations modifient considérablement les sollicitations qui les ont initiées et nécessites des calculs spécifiques.

L'apparition de déformations importantes dans certaines pièces peut survenir :

¾ Dans le domaine élastique, lorsque la corrélation linéaire (**Effort/Déformations**) n'est plus vérifiée, les déformations augmentent plus vite que les efforts appliquées.

¾ Dans le domaine élasto-plastique, lorsqu'il y'a écoulement plastique.

Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristique, dénommés phénomènes d'instabilité qui sont :

- **Le Flambement :**

Qui affecte les barres simplement comprimées (Flambement simple) ou comprimées et fléchies (Flambement en flexion composée).

- **Le déversement :**

Qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

- **Le voilement :**

Qui affecte les âmes des pièces fléchies.

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation des éléments minces et de grand élancement.

Chapitre VII :

Calcul des pièces sollicitées en compression simple

Chapitre VII :
Calcul des pièces sollicitées en compression simple

VII.1 Définition et domaine d'utilisation

Un élément est dit comprimé ou en compression pure lorsque ses extrémites sont soumise à des efforts qui impose un racoursissement uniforme à toutes les fibres dans une section quelconque. La résultante des éfforts se reduit à un effort normal appliqué au centre de gravité « G » dirigé vers l'interieur de l'élément. Parfois ils peuvent être, comprimés et fléchis, sollicités en flexion composée.

Dans une construction en charpente métallique on peut rencontrer beaucoup d'éléments qui travaillent à la compression. On cite par exemples: les membrures comprimées d'un système en treillis certaines barres de contreventement ou comme éléments comprimés secondaires (poteau secondaire (potelet), bracon, contre fiche).

VII.2 Comportement et dimensionnement des éléments comprimés

L'éffort de compression doit Nsd doit rester inférieur à l'effort résistant de la section:

- **Pour les sections de classe 1, 2 et 3**

$$Nsd \leq Nc,Rd = Npl,Rd = Ab.Fy/\gamma M0$$

Npl,Rd: L'effort résistant plastique de la section transversale à la compression.

Ab: La section utilisée pour les sections de classe 1, 2 et 3 est la section brute même avec la présence de trous de boulonnage.

- **Pour les sections de classe 4**

$$Nsd \leq Nc,Rd = Neff,Rd = Aeff.\ Fy/\gamma m1$$

Neff,Rd: L'effort résistant de la section efficace à la compression.

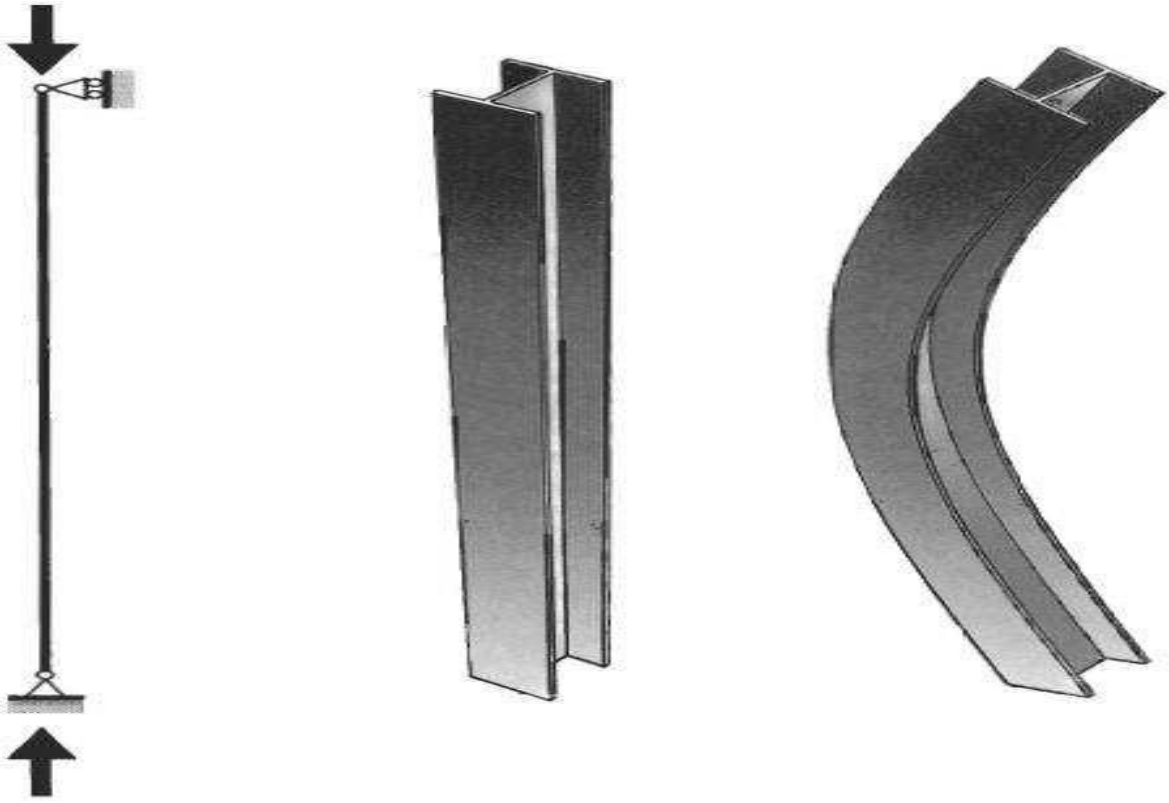
Aeff: l'aire de la section transversale efficace de la section classe 4.

VII.3 Le flambement simple, aspect théorique

La plupart des poteaux utilisés dans une construction métallique présentent un élancement important (une hauteur h très grande par rapport à toutes les autres dimensions de la section), ce qui influe beaucoup sur leur comportement à la compression et entraine un phénomène d'instabilité appelé le flambement.

Le flambement est le mode de ruine prépondérant et le plus dangereux, il se traduit par une flexion latérale brutale du composante à partir d'un certain niveau de l'effort 'Ng'.

Le flambement affecte les éléments simplement comprimés: **flambement simple** ou les éléments comprimés et fléchis: **flambement flexion**.



Lorsque l'effort normal N croît, à partir de zéro, l'état d'équilibre initial évolue vers un état curviligne fléchi.

D'après la loi fondamentale de la flexion, le moment fléchissant s'écrit :

$$M = - EI\, d^2y/dz^2 \quad \text{or } M= Ny, \text{ donc } Ny + EI\, EI\, d^2y/dz^2 = 0$$

On obtient l'équation de l'élasticité : $d^2y/dz^2 + \alpha 2\, y = 0$

La solution générale de cette équation est de la forme : $y = A \sin\alpha + B \cos\alpha$

Pour le cas d'une poutre bi-articulée, par exemple, les conditions aux limites se traduisent ainsi :

- Pour $z = 0$, $y(0) = 0$ donc $B = 0$.
- Pour $z = l_0$, $y(0) = 0$ d'où $A \sin(\alpha\, l_0) = 0$.

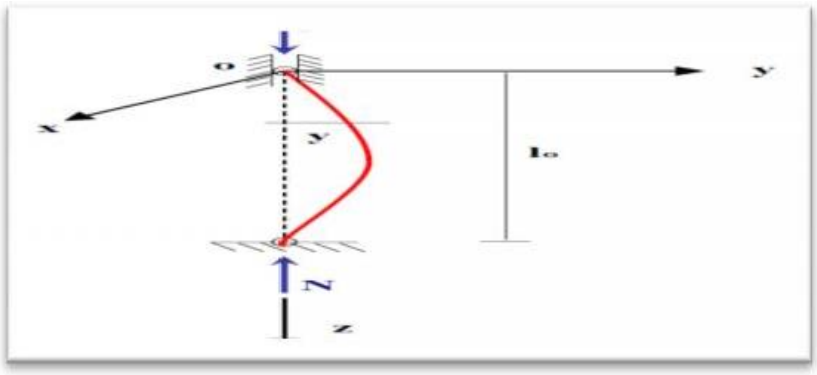


Figure VII.2 : Poutre bi-articulée soumise a un effort normal [6]

On a donc deux cas :

-Si : **sin (αl_0) ≠0**, **A = 0** et **y (z) = 0** quel que soit z. dans ce cas seul l'équilibre rectiligne est possible.

Si : sin **($\alpha\ l_0$) = 0 , α = k π**,

α= k π/ l_0 = $\sqrt{N/EI}$ d'où N= $k^2\ \pi^2/L_0^2 \times E$

Pour que la poutre reste fléchie, il faut que K soit au moins égale à 1, ce qui conduit à la valeur minimale de N qui vaut :

La force critique d'EULER : $\pi^2/L_0^2.EI$

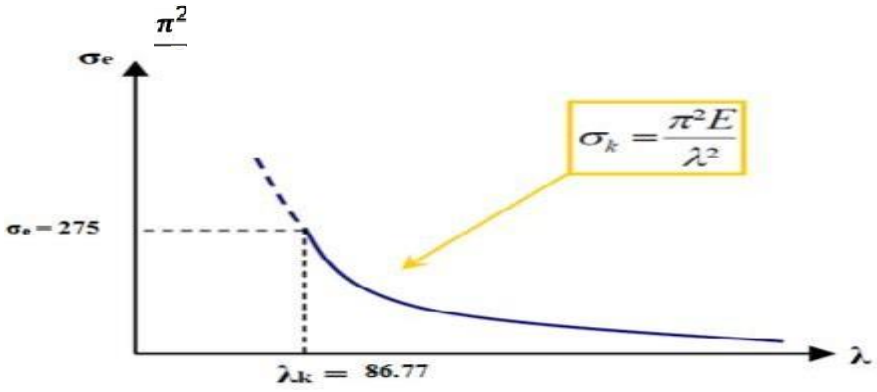
Soit σ k une contrainte critique correspondant à la force critique d'EULER N_k

A: étant la section droite de la poutre, on aurait :

$$\sigma k = \pi^2/l_0\ E.\ I/A = \pi^2/l_0\ E.\ i^2$$

Avec : $i = \sqrt{I/A}$ avec i **:** rayon de giration minimale correspondant à l'élancement maximal : $\lambda = L_0 / i$

D'où finalement: $\sigma k = \pi^2.\ E/\ \lambda^2$



- Lorsque $\sigma_k < \sigma_e$, aucun risque de flambement n'est à craindre et la ruine survient pour $\sigma = \sigma_e$.

- Lorsque $\sigma_k > \sigma_e$, il y a ruine par flambement dès lors $\boldsymbol{\sigma_k = \sigma}$. D'une manière générale, selon les conditions aux appuis, la force critique d'EULER vaut :

$$N_k = m\,\pi^2.\ EI/\ l_0^2$$

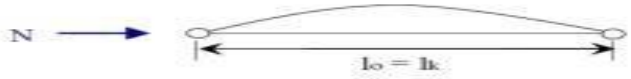
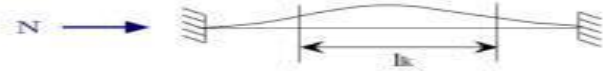
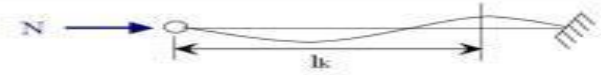
l_o: étant la longueur réelle de la barre.

En introduisant la longueur de flambement l k, elle s'écrit :

$$N_k = \pi^2.\ EI/\ l_{k0}^2 \qquad \text{avec} \qquad L_k = l_0/\ \sqrt{m}$$

Des calculs analogues pour une poutre bi-articulée conduisent à des équations différentielles de déformées, qui se résolvent aisément et qui conduisent à des valeurs de m et de l_k récapitulées dans ce tableaux ci-dessous :

Tableau VII. 1: Longueurs du flambement selon le type d'appui

Conditions d'appuis	m	lk
Sans déplacement des extrémités		
	1	lo
	2	0,7lo
	4	0,5lo
	1 < m < 2	> 0,7lo
Avec liberté de déplacement des extrémités		
	0,25	2lo
	1	lo
	m < 1/4	> 2lo

VII.4 Aspect réglementaire du flambement

La théorie d'EULER établie pour des poutres idéales reste insuffisante en raison des imperfections de centrage et de rectitude. Il est donc impératif de prendre en compte ces imperfections.

VII.4.1Vérification selon EUROCODE 3 et CCM97

VII.4.1.1Flambement simple

Le risque de flambement n'est considéré que s $\bar{\lambda} > 0.2$

Dans ce cas, la sollicitation N de compression simple doit satisfaire

$$N \leq \chi . \beta_A . A . fy/ \gamma_{m1}$$

D'où β_A=1 : pour les sections transversales de Classe 1,2, 3.

$\beta_{A=}$ Aeff/ A : Pour les sections transversales de classe4.

χ : Coefficient de flambement pour le mode de flambement à considérer

Pour les éléments à section transversale constantes, sollicités en compression axiale

constante, la valeur de χ pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, peut être déterminée par la formule suivante :

$\Phi = 0.5\,[1+\alpha.(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^{2}\,]$

D' où : **α** : Facteur d'imperfection

$\chi = 1/(\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5})$ mais $\chi \leq 1$

- **Elancement géométrique:** $\lambda = L_f / i$
- **Elancement de référence:** $\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_Y}}$

$\lambda_1 = 93{,}9\,\varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_Y}}$

- **Elancement réduit:** $\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_1$

Et : $\bar{\lambda} = (\lambda/\lambda_1).\,\beta_A{}^{0.5}$

Avec :

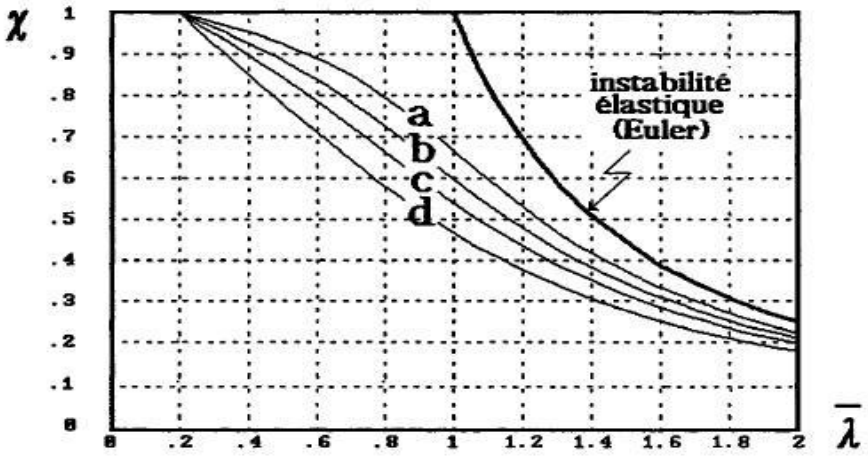
N_{cr} : est l'effort axial critique élastique pour le mode de flambement approprié

λ : L'élancement pour le mode de flambement à considérer

Le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe appropriée du flambement vaut :

Tableau VII.2 : Valeur du facteur d'imperfection

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

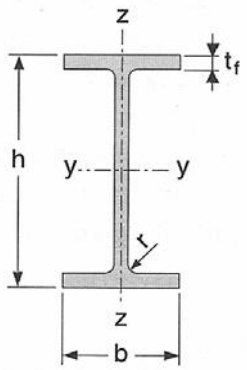
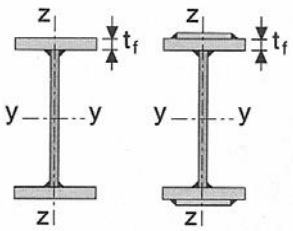
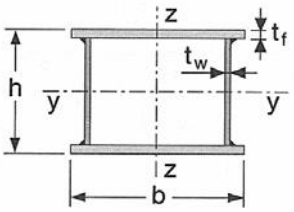


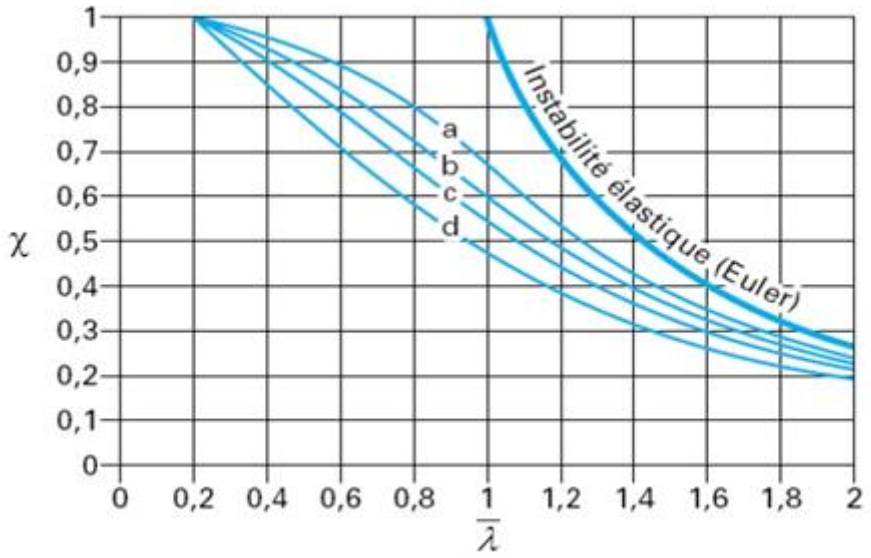
Les courbes de flambement sont les courbes donnant le coefficient de réduction χ en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$. Le coefficient χ peut être également obtenu en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, au moyen du tableau suivant :

Tableau VII.3 : Coefficient de réduction χ

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

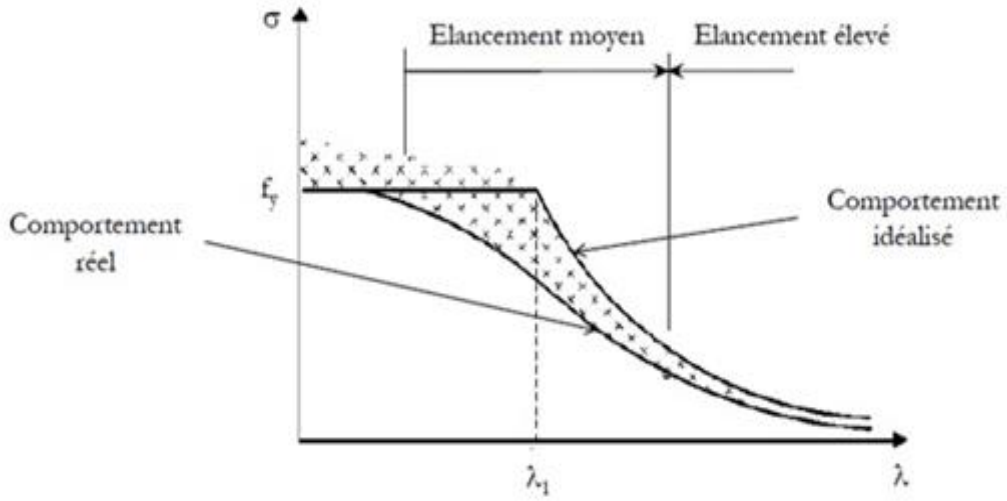
Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections en I laminées 	h / b > 1,2 : $t_f \leq 40$ mm	y - y	a
		z - z	b
	40 mm < $t_f \leq 100$ mm	y - y	b
		z - z	c
	h / b ≤ 1,2 : $t_f \leq 100$ mm	y - y	b
		z - z	c
	$t_f > 100$ mm	y - y	d
		z - z	d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y - y	b
		z - z	c
	$t_f > 40$ mm	y - y	c
		z - z	d
Sections creuses	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid en utilisant f_{yb}	quel qu'il soit	b
	formées à froid en utilisant f_{ya}	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	D'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines		quel qu'il soit	c



- Dans le cas d'une section d'un profilé ayant deux plans de flambement possibles, la valeur de χ doit être déterminée pour chacun des deux plans et la valeur la plus faible des deux sera retenue pour le dimensionnement de l'élément.

- Les essais effectués sur des profilés réels montrent que le flambement se produit généralement pour des charges inférieures à la charge critique d'Euler à cause de la présence d'imperfections géométriques et de contraintes résiduelles résultant du processus de fabrication et de montage.



II.4.1.2 Dimensionnement des poteaux pleins soumis à la compression simple selon EC3

Les modes de ruine d'un composant comprimé sont:

- La plastification complète de la section courante
- Le voilement local des parois de la section
- Le flambement du composant

$$N_Ed \leq Nc,Rd$$

1er cas : $\bar{\lambda} \leq 0.2$ et section transversale de classe 1 ou 2 ou 3: il n'y a ni risque de flambement, ni risque de voilement local.

$Nc,Rd = Npl,Rd = A.Fy/\gamma_{m0}$: résistance plastique de la section brute

2ème cas : $\bar{\lambda} \leq 0.2$ et section transversale de classe 4: il n'ya pas de risque de flambement mais il y a risque de voilement local

$Nc,Rd = Aeff.Fy/\gamma_{m1}$

3ème cas: $\bar{\lambda} > 0.2$ et section transversale de classe 1 ou 2 ou 3: il n'y a pas de risque de voilement local mais il y a risque de flambement.

$Nc,Rd = \chi.A.Fy/\gamma_{m1}$

4ème cas: $\bar{\lambda} > 0.2$ et section transversale de classe 4: il y a à la fois risque de voilement local et risque de flambement.

$Nc,Rd = \chi . Aeff .Fy/\gamma_{m1}$

VII.5 Exercices d'application

Exercice 1:

Calculer la résistance au flambement d'un poteau doublement articulé selon (y.y) et encastré articulé selon (z.z) à section en HEA320 en acier S235, de longueur L0= 4.5m et sollicité en compression axiale égale à Nsd= 2500 KN, classe1.

1) Calculer la charge critique élastique Ncr,y et Ncr,z.
2) Vérifier la stabilité au flambement du poteau selon EC3, CCM97.

Solution exercice1:

1/ La charge critique élastique selon l'axe y.y (Ncr,y)

$Ncr,y = \pi^2.E.Iy/(Lk.y)^2 = 23467.7KN$

$Ncr,z = \pi^2.E.Iz/(Lk.z)^2 = 14590.8KN$

2/ Vérification de la stabilité au flambement du poteau selon EC3. CCM97

- **Longueur de flambement Lf,y,z**

$L_{f,y} = \mu.L_0 = 1.4,5= 4,5\times10^3$mm

$L_{f,z} = \mu.L_0 = 0,7.4,5= 3,15\times10^3$mm

- **Elancement géométrique λ**

$\lambda_y = \mu.L_0/i_y = 4,5\times10^3/ 13,58\times10= 33,13$

$\lambda_z = \mu.L_0/i_z = 3,15\times10^3/ 7,49\times10= 42,05$

- **Elancement de référence λ1**

$\lambda_1 = 93.9 \times\varepsilon = 93.9$

- **Elancement réduit $\bar{\lambda}$**

$\bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_1 = 33.13/ 93.9= 0.353$

$\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_1 = 42.05/93.9 = 0.447$

$\Phi= 0.5\ [1+ \alpha.(\ \bar{\lambda}- 0.2) + \bar{\lambda}^2\ ]$ **= 0.588**

$\chi= 1/\ (\Phi+ [\ \Phi^2- \bar{\lambda}^2]^{0.5})$

$\chi_y = 0.944$

$\chi_z = 0.872$

On prendra la valeur minimale du coefficient de réduction

$\chi_{min} = \chi_z = 0.872$

Calcul de la résistance du poteau

Nsd ≤ Nc,Rd= $Nsd \leq \chi.\ \beta_A.\ A.\ fy/\ \gamma_{m1}$

$N_{c,Rd}= 0.872\times124.4\times10^2\times235/1.1= 2317.45$KN

Nsd= 2500 KN > Nc,Rd= 2317.45 (CNV) la section du poteau n'est pas suffisante

Donc on change les caractéristiques géométriques Ab

On propose aucun risque de flambement: Nsd ≤ Nc,Rd = Npl,Rd = Ab.Fy/ γM0

Donc Ab= Nsd γM0/Fy= 11 702,127mm^2 Donc on adopte HEA340

Exercice 2:

Calculer la résistance au flambement d'un poteau doublement encastré selon (y.y) et doublement articulé selon (z.z) à section en HEA450 en acier S235, de longueur L0= 6m et sollicité en compression axiale égale à Nsd= 2000 KN, classe2.

1) Vérifier la stabilité au flambement du poteau selon EC3, CCM97.

Solution exercice2:

Vérification de la stabilité au flambement du poteau selon EC3. CCM97

- **Longueur de flambement Lf,y,z**

Lf,y = μ.L0 = 0.5.6= 3×10^{3}mm

Lf,z = μ.L0 = 1.6= 6×10^{3}mm

- **Elancement géométrique λ**

λ y= μ.L0/iy = 3×10^3/ 19,80×10= 15,15

λ z= μ.L0/iz = 6×10^3/ 7,59×10= 79,05

- **Elancement de référence λ1**

λ1= 93.9 ×ε= 93.9

- **Elancement réduit $\bar{\lambda}$**

$\bar{\lambda}$y=λ y/λ_1= 15.15/ 93.9= 0.161

$\bar{\lambda}$ z= λz/λ_1= 79.05/93.9 = 0.841

χy= 1.00

χz= 0.6622

On prendra la valeur minimale du coefficient de réduction

χmin =χ z= 0.6622

Calcul de la résistance du poteau

Nsd ≤ Nc,Rd= $Nsd \leq \chi . \beta_A . A . fy/ \gamma_{m1=} 0.6622\times 1\times 178\times 10^2 \times 235/1.1= 2518.166$ KN (C.V)

Exercice 3:

Quelle est la charge maximale que peut supporter un poteau de 8m de hauteur en HEB240 en acier S235, encastré en tête et en pied selon les deux directions, classe2.

Solution exercice 3:

Condition de résistance à la compression selon EC3. CCM97

Nsd ≤ Nc,Rd

- **Longueur de flambement Lf,y,z**

Lf,y = Lf,z= μ.L0 = 0.5.8= 4×10^3mm

- **Elancement géométrique λ**

λ y= μ.L0/iy = 4×10^3/ 10,31×10= 38,79

λ z= μ.L0/iy = 4×10^3/ 6,08×10= 65,79

- **Elancement de référence λ1**

λ1= 93.9 ×ε= 93.9

- **Elancement réduit $\bar{\lambda}$**

$\bar{\lambda}$y= λy/λ_1= 38,79/ 93.9= 0.413

$\bar{\lambda}$ z= λz/λ_1= 65,79/93.9 = 0.700

λmax= $\bar{\lambda}$z= 0.700 > 0.2 Donc il ya le risque de flambement on doit vérifier la condition suivante: $Nsd \leq \chi . \beta_A . A . fy / \gamma_{m1}$

pour $\bar{\lambda}$z = 0.7 Donc χz= 0.7247

Nc,Rd= 0.7247×1×106×10^2×235/ 1.1=1641.11 KN.

Exercice 4:

Calculer la résistance au flambement d'un poteau bi-articulé selon y.y et encastré-articulé selon z.z à section en HEB en acier S235, de longueur 8m et sollicité en compression axiale égale à Nsd = 2000KN,

Solution exercice 4:

Condition de résistance selon RDM à la compression:

$\sigma c = Nc/Ab \leq [\sigma]$ donc $Ab \geq Nc/[\sigma] = 2000\times10^3/235 = 85.11\times10^2\ mm^2$

$Ab \geq 85.11\times10^2\ mm^2$ d'après les tableaux en HEB ona $Ab = 91\times10^2\ mm^2$ Le type du profilé admet est HEB220.

- **Longueur de flambement Lf,y,z**

$Lf,y = \mu.L0 = 1.8 = 8\times10^3 mm$

$Lf,z = \mu.L0 = 0,7.8 = 5,6\times10^3 mm$

- **Elancement géométrique λ**

$\lambda y = \mu.L0/iy = 8\times10^3/ 9,43\times10 = 84,83$

$\lambda z = \mu.L0/iz = 5,6\times10^3/ 5,59\times10 = 100,17$

- **Elancement de référence $\lambda 1$**

$\lambda 1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9$

- **Elancement réduit $\bar{\lambda}$**

$\bar{\lambda} y = \lambda y/\lambda_1 = 84,83/ 93.9 = 0.903$

$\bar{\lambda}\ z = \lambda z/\lambda_1 = 100,17/93.9 = 1.066$

$\bar{\lambda} max = \bar{\lambda}\ z = 0.700 > 0.2$ Donc il ya le risque de flambement

Calcul coefficient d'imperfection α:

Pour h/b = 220/220 =1 < 1.2 et tf= 16mm < 100mm

Donc $\alpha y = 0.34$ et $\alpha z = 0.49$

$\Phi = 0.5\ [1+ \alpha.(\ \bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\ ]$ **= 1.027**

$\chi = 1/ (\Phi + [\Phi^2 - \overline{\lambda}^2]^{0.5})$

χ y= 0.659

Øz= 1.280 et χ z= 0.502

On prendra la valeur minimale du coefficient de réduction

χ min = χ z= 0.502

Calcul de la résistance du poteau

Nsd ≤ Nc,Rd= $Nsd \leq \chi . \beta_A . A . fy/ \gamma_{m1}$

Nc,Rd= $0.502 \times 91 \times 10^2 \times 235/1.1$= 975.93KN

Nsd= 2000 KN > Nc,Rd= 975.93KN (CNV) la section du poteau n'est pas suffisante. Donc on change les caractéristiques géométriques Ab

On propose aucun risque de flambement: Nsd ≤ Nc,Rd = Npl,Rd = Ab.Fy/ γM0

Donc Ab= Nsd γM0/Fy= 93,61 $\times 10^2$ mm^2 Donc on adopte HEB 240 et Ab= 106×10^2 mm^2.

Chapitre VIII:

Calcul des pièces sollicitées en flambement composé

VIII.1 Aspects réglementaires du flambement avec flexion

Les éléments d'une structure métallique peuvent être soumis à des charges pouvant induire de la flexion et à des charges axiales produisant de la compression.

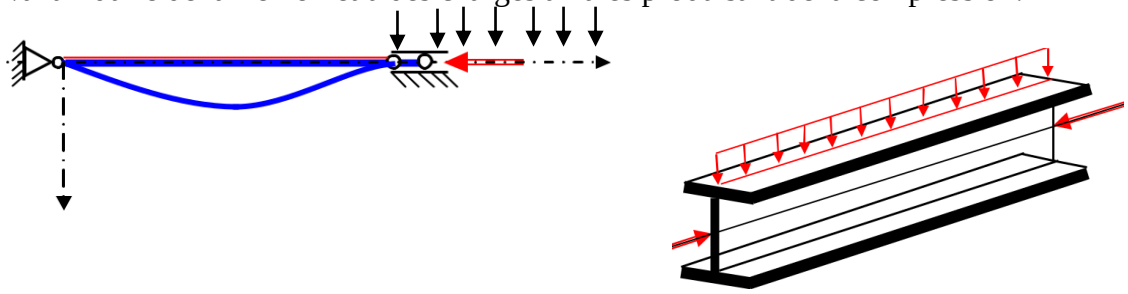


Figure VIII.1: Flambement avec flexion [1]

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à diverses conditions représentées par des rapports des efforts appliqués par des efforts résistants, selon la classe de leur section transversale.

Sections de classe 1 et 2

- Pour la flexion dans le plan et pour les sections de classe 1 et 2 nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min}\frac{Af}{\gamma_{M1}}}+\frac{k_y.M_y}{\frac{Wply}{\gamma_{M1}}}\leq 1$$

- Pour la flexion hors du plan et pour les sections de classe 1 et 2 nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min}\frac{Af}{\gamma_{M1}}}+\frac{k_z.M_z}{\frac{Wplz}{\gamma_{M1}}}\leq 1$$

- Pour la flexion bi-axiale et pour les sections de classe 1 et 2 :

Pour la flexion bi-axiale nous aurons deux moments. En effet La projection de la charge dans le plan zy produit un moment hors du plan M_y par contre la projection de q dans le plan yz produit un moment dans le plan M_z.

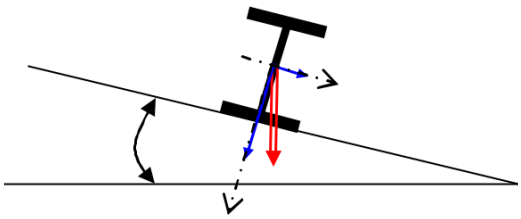


Figure VIII.2 : Flexion bi-axiale [1]

Ainsi pour les sections de classe 1 et 2 soumises à N, M_y, M_z nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min}\frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}}+\frac{k_y.M_y}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}}+\frac{k_z.M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}}\leq 1$$

Ou N_{pl} représente l'effort de plastification $N_{pl}=A.f_y$; et M_{pl} le moment de plastification $M_{pl}=W_{pl}.f_y$; le coefficient de réduction χ_{min} est la valeur minimale de χ_y et de χ_z. Les coefficients d'amplification de la flexion k_y ou k_z du à l'effort normal appliqué qui produit une déformée latérale de flexion :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1{,}5$$

$$\mu_y = \overline{\lambda_y}\,(2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right) \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0{,}90$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} \quad \text{avec} \quad k_z \leq 1{,}5$$

$$\mu_z = \overline{\lambda_z}\,(2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}\right) \quad \text{avec} \quad \mu_z \leq 0{,}90$$

β_{My} *et* β_{Mz} : sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

De plus et si le déversement représente un mode potentiel de ruine, il faut également vérifier :

$$\frac{N}{\chi_z\frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}}+\frac{M_y}{\chi_{LT}\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}}+\frac{M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}}\leq 1$$

Sections de classe 3

Nous considérons les moments calculés avec l'hypothèse du comportement élastique du matériau M_{el}.

- Pour la flexion dans le plan et pour les sections de classe 3 nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min}\frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}}+\frac{k_y.M_y}{\frac{M_{ely}}{\gamma_{M1}}}\leq 1$$

- Pour la flexion hors du plan et pour les sections de classe 3 nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min}\frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_z}{\frac{M_{elz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- Pour la flexion bi-axiale et pour les sections de classe 3 nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min}\frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_y}{\frac{M_{ely}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_z}{\frac{M_{elz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Sections de classe 4

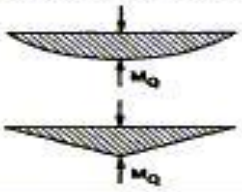
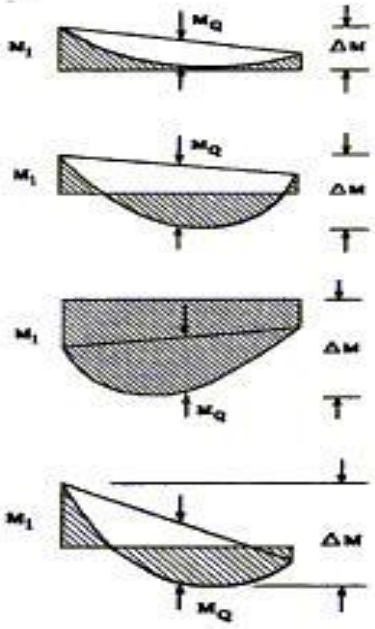
Pour les barres avec âmes très élancées (sujet au voilement local) et soumises à la flexion bi-axiale et à un effort normal. La section efficace et les modules d'inerties efficaces sont introduits pour tenir compte du voilement local et nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot A_{cff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_y + N \cdot e_{Ny}}{W_{eff,y}\frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z + N \cdot e_{Nz}}{W_{eff,z}\frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

De plus et si le déversement représente un mode potentiel de ruine, il faut également vérifier :

$$\frac{N}{\chi_z \cdot A_{cff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_y + N \cdot e_{Ny}}{\chi_{LT} \cdot W_{cff,y}\frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z + N \cdot e_{Nz}}{W_{eff,z}\frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Les facteurs de moment uniforme équivalent β_{My}, β_{My} β_{MLT} doivent être calculés en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissant entre points de maintien.

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités $-1 \le \psi \le 1$	$\beta_{M,\psi} = 1{,}8 - 0{,}7\psi$
Moments dus à des charges transversales 	$\beta_{M,Q} = 1{,}3$ $\beta_{M,Q} = 1{,}3$
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \lvert\max M\rvert$ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \lvert\max M\rvert & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \lvert\max M\rvert + \lvert\min M\rvert & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Pour la classe 3, il suffit de remplacer Wpl par Wel, pour la classe 4 il suffit de remplacer Wpl par Weff : A par Aeff et ajouter un terme au moment égal à Nsd. eN

VIII.2 Exercices d'application

Exercice 1

Vérifier la résistance d'un poteau HEA240 de 4m de hauteur soumise à une charge normale de compression N= 800daN et une charge transversale linéaire provoque un moment Msdy= 597,09daN.m. Le poteau est articulé-encastré selon yy et doublement articulé selon zz. S235, Classe 1.

Solution exercice 1

Le poteau HEA240 travail au flambement composé

Vérification de la stabilité du poteau sous M+N

$$N_{s,d}/N_{r,d} + M_{sd,y}/M_{crd,y} \leq 1 \text{ (condition de résistance)}$$

Elancement géométrique

$\lambda = L_f/i$

Donc $\lambda_y = \mu.l/i_y = 0{,}7\times4000/10{,}05\times10 = 27.86$

Elancement de référence

$\lambda_1 = 93.9.\ \varepsilon$

Elancement réduit

$\overline{\lambda} = \lambda/\lambda_1$ **= 27.86 / 93.9= 0.296**

α_y= 0.34 Φ_y= 0.56 χ_y= 0.965

$\lambda_z = \mu.l/i_z = 1\times4000/6\times10 = 66.67$

Elancement de référence

$\lambda_1 = 93.9.\ \varepsilon$

Elancement réduit

$\overline{\lambda} = \lambda/\lambda_1$ **= 0.709**

α_z= 0.49 Φ_z= 0.876 χ_z= 0.719

Donc $\chi_{min} = \chi_z$= 0.719

β_M= 1.3 μ_y= - 0.0153 donc Ky= 1

$N_{s,d}/N_{r,d} + M_{sd,y}/M_{crd,y} \leq 1$= 0.0442 < 1 (CV)

Chapitre X: Déversement des pièces métalliques

X.1 Introduction

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique qui touche les poutres fléchies par rapport à leur axe de forte inertie, il consiste à ce que la partie comprimée de la poutre tout en fléchissant dans le plan vertical subit sous une forte compression une déformation en dehors de son plan, qui se traduit par une flexion dans le plan horizontal et une rotation autour du centre de cisaillement.

Un tel phénomène peut être assimilé au flambement de la partie comprimée de la section entre deux points d'appui latéraux.

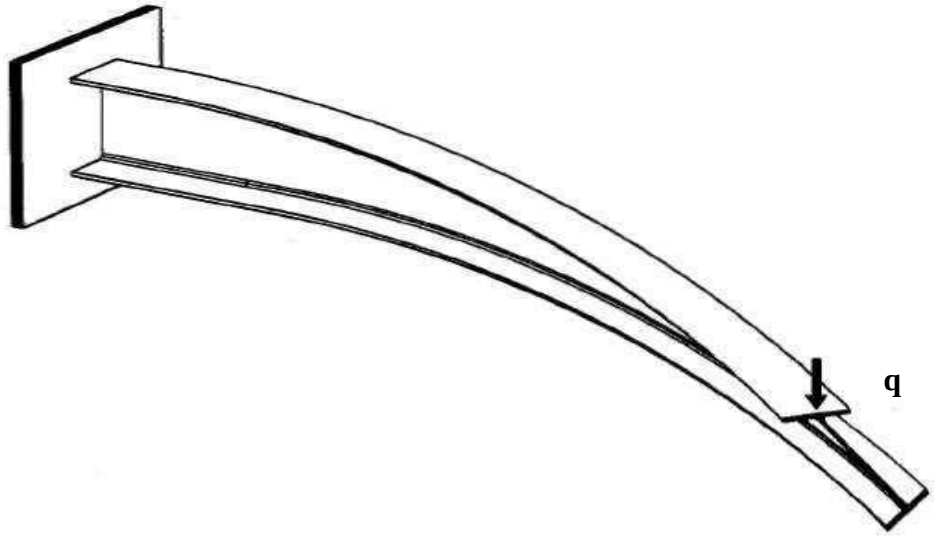


Figure X.1: Poutre console [9]

Sous la charge q, la poutre console fléchie dans son plan vertical, sous un moment de flexion M. Lorsque ce un moment fléchissant atteint une valeur critique, la semelle inférieure de la console se dérobe en dehors de son plan sous les fortes compressions engendrées par le moment. La semelle flambe dans le plan horizontal, c'est cette déformation que l'on qualifie de déversement, qui n'est finalement qu'un flambement latéral de la partie comprimée dans le plan horizontal.

X.2 Aspect théorique du déversement

L'étude théorique du déversement de poutre fléchie à été développée par TIMOSHENKO dans la théorie de stabilité élastique, il a déterminé analytiquement l'expression du moment critique de déversement pour une poutre simplement appuyée vis-à-vis de la flexion en admettant les hypothèses suivantes :

- Rotation de torsion et déplacement latéral empêchés.
- Poutre soumise à la flexion pure.
- Poutre sans imperfection et sans contrainte résiduelles
- Section doublement symétrique, constante sur toute sa longueur, matériau élastique linéaire.
- Iz très faible comparativement avec Iy.
- Les déformations sont petites.

Soit une poutre en I parfaitement élastique et initialement rectiligne, chargée par des moments d'extrémité égaux et opposés selon son axe de forte inertie (dans le plan de l'âme).

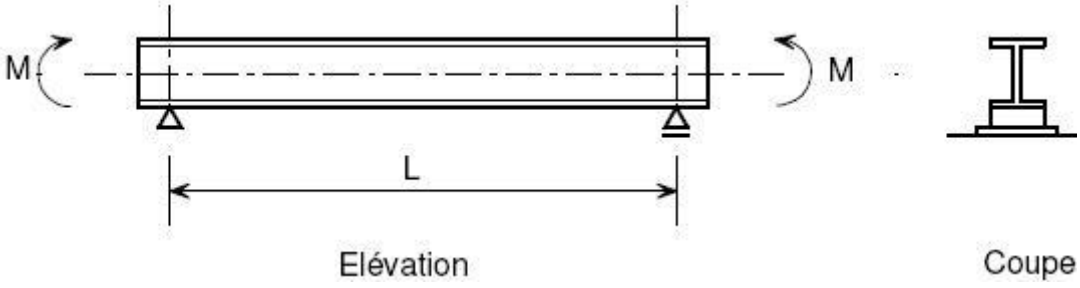
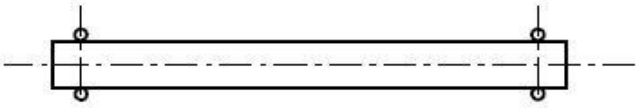
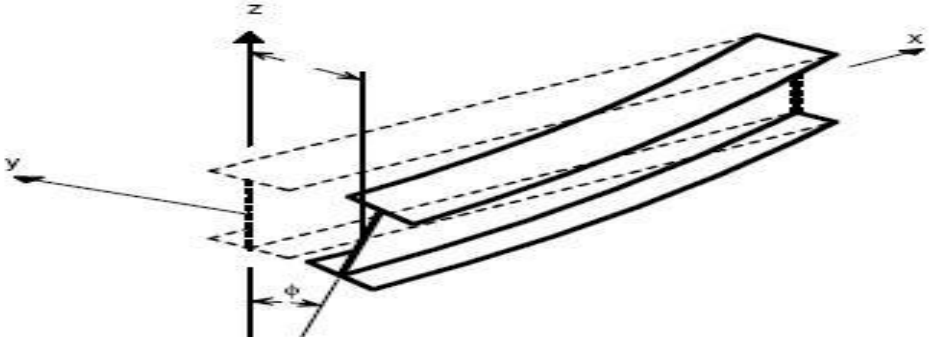


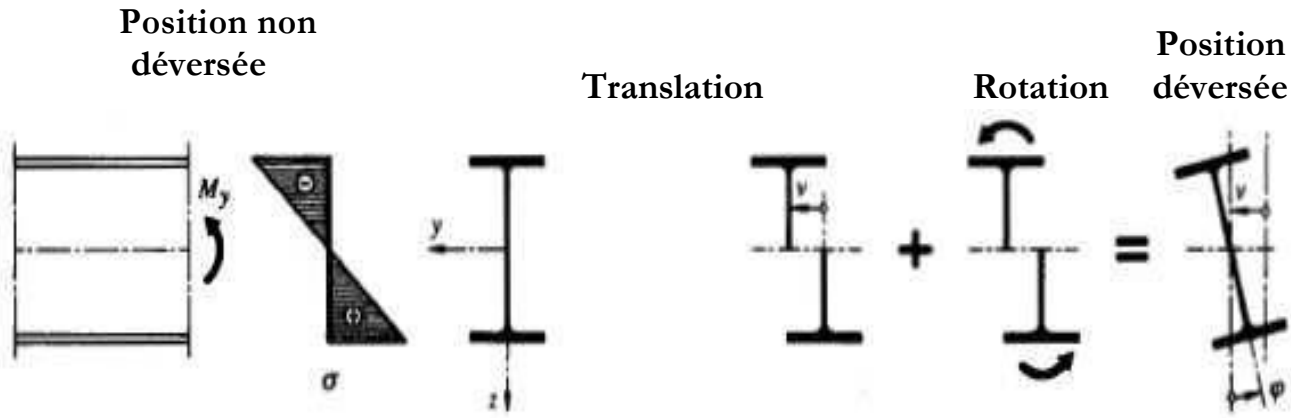
Figure X.2: Poutre en I parfaitement élastique et initialement rectiligne [9]

La poutre n'est pas maintenue latéralement sur sa longueur sauf à chaque extrémité où la flèche latérale et la rotation de torsion des sections sont empêchées, mais où leur rotation est libre à la fois dans le plan et hors du plan.



Déversement et déformations résultantes (seule une moitié de la poutre est représentée, les déformations maximales se situant à mi-travée).





X.3 Aspect réglementaire du déversement

L'Eurocode3 propose une expression empirique du moment critique basée sur l'expression théorique de Mcr et calibrée à partir des résultats expérimentaux sur des poutres réelles.

X.3.1 Vérification du déversement des poutres selon l'Eurocode3

Dans le cas d'un élément fléchi non maintenu latéralement, le moment de flexion maximal $\mathbf{M_{Ed,y}}$ doit être inférieur au moment ultime de déversement :

$$\mathbf{M_{Ed,y}} \leq \mathbf{Mb,rd} = \chi_{LT} . \beta_w . W_{pl,y} . fy/\gamma m1$$

Avec :

γm1 : Coefficient partiel de sécurité de résistance des éléments aux instabilités γm1= 1,1

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1et 2

β_w = Wel, y/Wpl, y pour les sections de classe 3

β_w = Weff, y/Wpl,y pour les sections de classe 4

χ_{LT} : Le coefficient de réduction à appliquer à la capacité plastique ou élastique de la section ≤ 1.

$\Phi = 0.5\,[1+\alpha.(\bar{\lambda}-0.2)+\bar{\lambda}^2]$

$\chi = 1/(\Phi+[\Phi^2-\bar{\lambda}^2]^{0.5})$

$\alpha_{Lt} = 0.21$ pour les profilés laminés,

$\alpha_{Lt} = 0.49$ pour les sections soudées

X.3.1.1 Calcul du paramètre d'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta} \times Wpl,y \times fy/Mcr$$

$\lambda 1 = 93{,}9.\varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_Y}}$

Mcr : Moment critique élastique de déversement, qui doit être calculé avec les caractéristiques de la section brute. Pour les sections de classe 4, le calcul de Mcr sera fait sans considérer l'inertie de torsion uniforme de l'élément (It=0).

Les valeurs du coefficient χ_{LT} sont obtenues à partir des tableaux utilisés pour le flambement en faisant $\bar{\lambda} = \lambda_{LT}$

En utilisant la courbe de flambement a (α= 0,21) pour les profilés laminés, la courbe de flambement c (α= 0,49) pour les profilés soudés.

Si la valeur de $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ il est inutile de prendre en compte le déversement

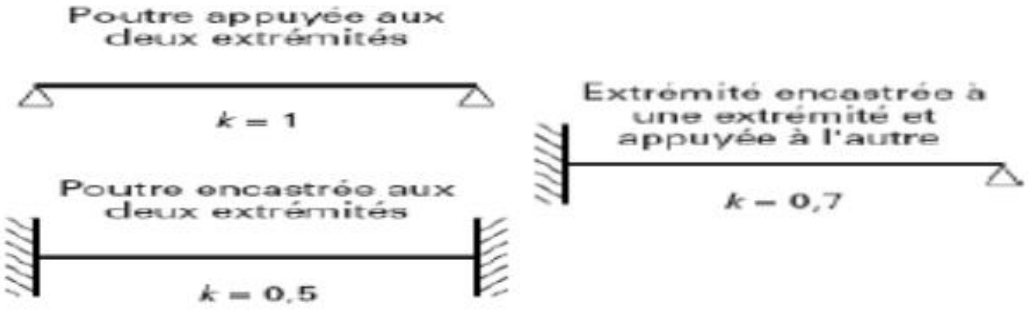
X.3.1.2 Calcul du moment critique élastique de déversement Mcr

Dépendant des propriétés de section transversale brute et prenant en compte les conditions de chargement, la distribution réelle des moments et les maintiens latéraux).

Pour les poutres à section transversale constante et symétrique, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule générale :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 . E . I_z}{(k.L)^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k.L)^2 . G . I_t}{\pi^2 . E . I_z} + \left(C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j\right)^2} - \left(C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j\right) \right]$$

Le facteur k concerne la rotation d'extrémité ans le plan de chargement. Il est analogue au rapport longueur de flambement sur longueur réelle d'un élément comprimé.



$\mathbf{k_w}$ *: Concerne* le gauchissement d'extrémité. Sauf dispositions particulières prises pour empêcher tout mouvement aux extrémités, on prendra k_w **= 1**.

- Pour le cas d'une poutre bi-encastrée, le gauchissement est en partie empêché par la plaque de tête. On pourrait prendre k_w **= 0,7.**
- Une meilleure solution serait d'empêcher le déversement en plaçant des raidisseurs sur l'âme du poteau. on pourrait admettre dans ce cas k_w **= 0,5**.

$$G= E/ 2(1+\upsilon)$$

- I_t est le moment d'inertie de torsion
- I_z est le moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie
- L est la longueur de la poutre entre points latéralement maintenus
- I_w est le moment d'inertie de gauchissement.
- Dans l'évaluation de $\mathbf{z_j}$:

z est négatif pour la semelle comprimée;

$\mathbf{z_j}$ est positif lorsque la semelle ayant la valeur la plus élevée de I_z est comprimée au point de moment le plus élevé.

$\mathbf{z_j}$ = 0 pour tout profil à semelles égales y compris les profils en U ou en Z.

- Dans le cas général, $\mathbf{z_g}$ est négatif pour les charges agissant en direction du centre de cisaillement depuis leur point d'application.
- Si la charge est empêchée de se déplacer latéralement avec la poutre, alors $\mathbf{z_g}$ = 0.

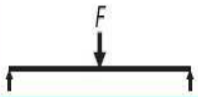
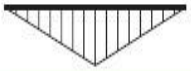
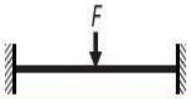
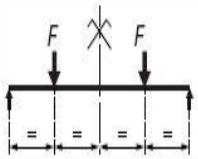
Zg = za − zs avec Zj= Z $-0.5 \int A\ Z(y2 + Z2)dA/Iy$

- C_1, C_2 et C_3 : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau X.1: Cas de moments d'extrémités

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\Psi = +1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	0 0 0	1,000 1,113 1,114
	$\Psi = +3/4$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	0 0 0	0,998 1,565 2,283
	$\Psi = +1/2$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	0 0 0	0,992 1,556 2,271
	$\Psi = +1/4$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	0 0 0	0,977 1,531 2,235
	$\Psi = +0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	0 0 0	0,939 1,473 2,150
	$\Psi = -1/4$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	0 0 0	0,855 1,340 1,947
	$\Psi = -1/2$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	0 0 0	0,676 1,059 1,546
	$\Psi = -3/4$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	0 0 0	0,366 0,575 0,837
	$\Psi = -1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	0 0 0	0,000 0,000 0,000

Tableau X.2:Cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

X.3.1.3 Calcul de M_{cr} – Quelques cas particuliers

X.3.1.3.1 Poutres en *I* à section transversale constante mono-symétrique et à semelles inégales :

$\mathbf{Iw = \beta f.(1-\beta f).Iy.hs^2}$ avec **hs= h –tf :** distance entre les centres de cisaillement des semelles.

$\mathbf{\beta f = \frac{Ifc}{Ifc+Ift}}$ avec **Ifc :** moment d'inertie de flexion de la semelle comprimée suivant l'axe de faible inertie de la section.

Ift : moment d'inertie de flexion de la semelle tendue suivant l'axe de faible inertie de la section.

Les approximations suivantes peuvent être utilisées pour calculer z_j :

- Lorsque $\beta f > 0.5$ alors $Zj = 0.8.(2.\beta f - 1).hs/2$
- Lorsque $\beta f < 0.5$ alors $Zj = (2.\beta f - 1).hs/2$

X.3.1.3.2 Poutres en I à section transversale constante et doublement symétrique :

- Sections transversales doublement symétriques $z_j = 0$.

$$M_{cr} = C_1 . \frac{\pi^2 . E . I_z}{(k.L)^2} . \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 . \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k.L)^2 . G . I_t}{\pi^2 . E . I_z} + (C_2 . z_g)^2} - C_2 . z_g \right]$$

- Moment d'inertie de torsion $I_t = \frac{1}{3}\left(2.b.t_f^3 + d.t_w^3\right)$

- Moment d'inertie de gauchissement $I_w = I_z \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2$

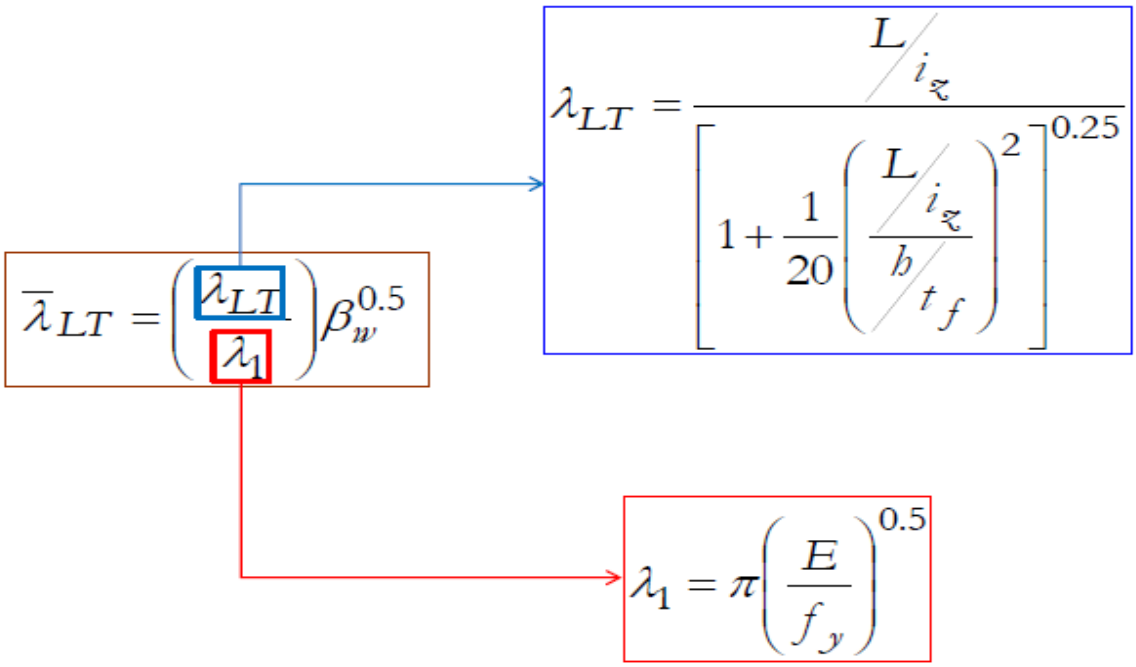
- Dans le cas de chargement par moments d'extrémité (C_2 = 0) ou de charges transversales appliquées au centre de cisaillement (z_g = 0) :

$$M_{cr} = C_1 . \frac{\pi^2 . E . I_z}{(k.L)^2} . \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 . \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k.L)^2 . G . I_t}{\pi^2 . E . I_z}}$$

- Lorsque de plus $k = k_w = 1$ (pas d'encastrement aux extrémités) :

$$M_{cr} = C_1 . \frac{\pi^2 . E . I_z}{L^2} . \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 . G . I_t}{\pi^2 . E . I_z}}$$

Pour tout profil simple en I ou H à semelles égales soumis à un moment uniforme et comportant des maintiens d'extrémité simples on a l'expression simplifiée suivante :



X.4 Exercices d'application

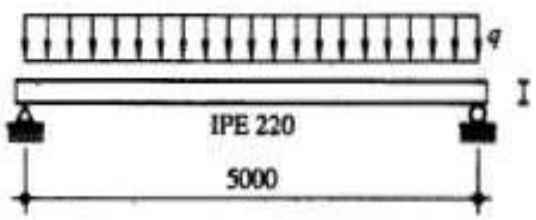
Exercice 1:

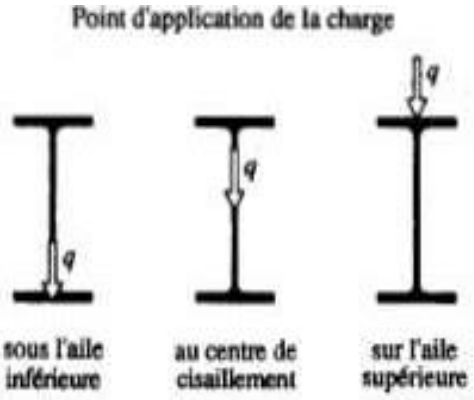
On considère une poutre constituée d'un IPE200 d'une portée de 4.5 m sur appuis simples, soumise à une charge uniformément répartie. Calculer le moment critique de déversement élastique pour les trois positions d'application de la charge suivantes :

- sur l'aile supérieure.

- sous l'aile inférieure.

- au centre de cisaillement.





Solution exercice n 01:

Pour une poutre simplement appuyée à section transversale constante et doublement symétrique, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule suivante:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 . E . I_z}{(k . L)^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k . L)^2 . G . I_t}{\pi^2 . E . I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right]$$

Avec : C1= 1.132 et C2= 0.459

1/ cas où la charge est appliquée sur la semelle supérieure:

Zg= h/2 = 200/2= 100mm

Mcr= 29KN.m

2/ cas où la charge est appliquée sur la semelle inférieure:

Zg= -h/2 = -200/2= -100mm

Mcr= 44KN.m

3/ cas où la charge est appliquée au centre de cisaillement:

Zg= 0

Mcr= 35KN.m

Exercice 2:

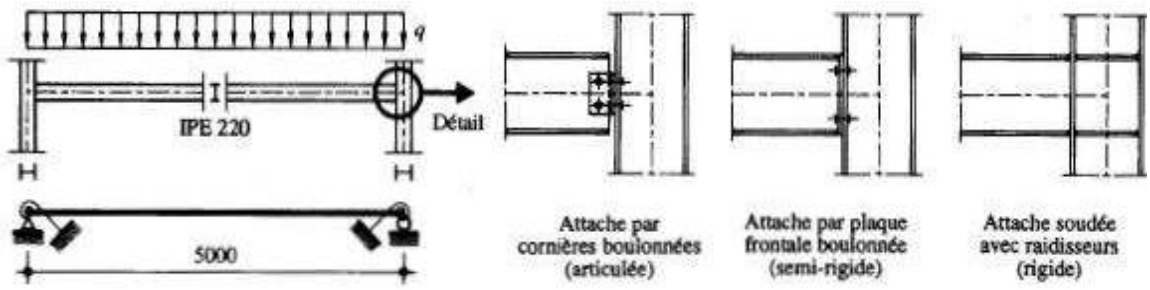
On considère une poutre constituée d'un IPE220 d'une portée de 5 m, assemblée aux extrémités à deux poteaux. Elle est soumise à une charge uniformément répartie appliquée au centre de cisaillement.

Calculer le moment critique de déversement élastique en fonction des conditions d'appui suivantes:

- liaison poutre-poteau articulée (attache par cornières),

- liaison poutre-poteau semi-rigide (attache par plaque frontale boulonnée),

- liaison poutre-poteau rigide (attache soudée).



Solution exercice n02

Zj=0 (poutre doublement symétrique), Zg=0 (centre de cisaillement)

IPE220{ Iz= 204,9.$10^4$$mm^4$, It= 9,02.$10^4$$mm^4$, Iw= 22,67.109$mm^6$

1) Mcr pour une attache par cornières boulonnées (articulée) K=1

E= 21.10^4 MPa , G= 80.10^3 MPa, C1= 1.132 (charge répartie)

Donc Mcr= 44,46 KN.m

2) Mcr pour une liaison poutre-poteau semi-rigide (attache par plaque frontale boulonnée K=0,7

Donc Mcr= 63,53 KN.m

3) Mcr pour une liaison poutre-poteau rigide (attache soudée) K=0,5

Donc Mcr= 88,93 KN.m

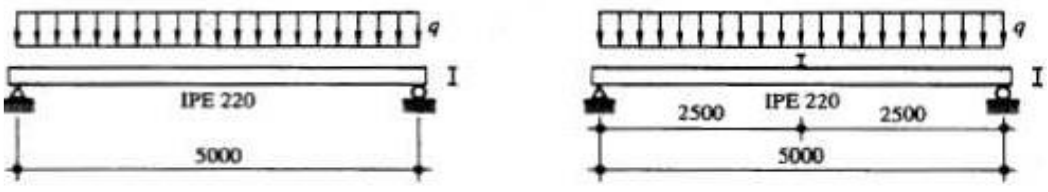
Exercice 3:

On considère une poutre constituée d'un IPE180 d'une portée de 4.5 m. Elle est soumise à une charge uniformément répartie appliquée au centre de cisaillement.

Calculer le moment critique de déversement élastique pour les deux cas suivants :

- avec un appui latéral intermédiaire à mi-portée,

- sans appui latéral intermédiaire.



Solution exercice n03

Calcul du moment critique élastique de déversement :

1/ Cas où la poutre est de 4.5m de portée (sans appui latéral intermédiaire)

Zg=0 (doublement symétrique)

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 . E . I_z}{(k.L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k.L)^2 . G . I_t}{\pi^2 . E . I_z}}$$

- Lorsque de plus $k = k_w = 1$ (pas d'encastrement aux extrémités) :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 . E . I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 . G . I_t}{\pi^2 . E . I_z}}$$

C1= 1.132. Iz= 101 . $10^4 mm^3$, Iw= 7.5. $10^9 mm^6$, G=84.10^3 MPa , It= 4.9 .$10^4 mm^4$, E= 21. 10^4 MPa.

Donc **Mcr= 25KN.m**

2/ Cas où la poutre est de 2.25m de portée (avec appui latéral intermédiaire)

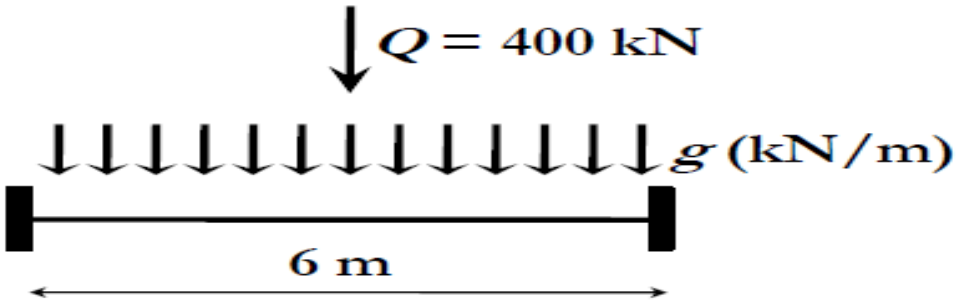
Mcr= 62 KN.m

On peut remarquer que la longueur de déversement influence considérablement la valeur du moment critique.

Exercice 4:

Une poutre HEA400 de 6 m de portée, encastrée à ses deux extrémités en regard de la torsion et de la flexion, supporte son poids propre g et en son centre de gravité un palan. Classe1

Calculer le moment ultime de déversement de cette poutre.



S.235
HEA 400

Solution exercice n04:

Le moment ultime de déversement est donné par l'expression suivante:

Mb,rd =χ_{LT} .β_w .$W_{pl,y}$. fy/γm1

HEA400 { Iz= 8564.10^{4}mm^4, It= 189.10^{4}mm^4, Iw= 2942.10^{9}mm6

Zj=0 (poutre doublement symétrique), Zg=0 (centre de cisaillement)

E= 21.10^4 MPa , G= 80.10^3 Mpa, C1= 0.712 (charge répartie), K=0,5; Kw=1

Donc Mcr= 1788.91 KN.m

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w . W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$\overline{\lambda}$LT = 0.58

χ= 1/ (Φ+ [Φ^2-$\overline{\lambda}^2$]$^{0.5}$) = 0.8900

Donc Mbrd= 487.12 KN.m

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[1] Baraka Abdelhak, Cours en charpente métallique I selon le règlement algérien CCM97 et l'eurocode3, 2ème Edition, office des Publications universitaires, Place Centrale- Ben Aknoun ALGER, 2016.

[2] Didier- M. Le Brazidec- P. Nataf- G. Simon- R. Pralat- J. Thiesset-J.-P. Trotignon ; Structures de Génie Civil ; Editions Nathan Paris 1998.

[3] Jean Morel, Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode3 , éditions Eyrolles 1997,troisième tirage, Paris.

[4] Jacques Brozzetti, Eurocode 3 et document d'application nationale Calcul des structure en acier Partie 1-1 (Règles générales et règles pour les bâtiments), Editions Eyrolles 1996.

[5] Jean-Paul Lebet, Manfred A, Hirt, Ponts en acier . Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton , Traité de Génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, Volume12, 2009.

[6] Lahlou Dahmani, Cours de constructions métalliques (notes de cours et applications), Book · Novembre 2018

[7] Mimoune F.Z, Mimoune.M, Construction métallique règles de calculs et de vérifications, 2ème Edition, office des Publications universitaires, Place Centrale- Ben Aknoun ALGER, 2015.

[8] Manfred A, Hirt et Michel Crisinel, Conception et dimensionnement des halles et bâtiments , Traité de Génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, Volume11, 2002.

[9] Manfred a. Hirt, Michel Crisinel – Conception des charpentes métalliques, Editions Presses polytechniques et universitaires Romandes 2002.

[10] Mimoune F.Z, Mimoune.M, Pratique de la construction métallique 100 exercices corrigés , 2ème Edition, office des Publications universitaires, Place Centrale- Ben Aknoun ALGER, 2015.

[11] Mimoune F.Z, Mimoune.M, « Construction mixte acier-béton », 2ème Edition, office des Publications universitaires, Place Centrale- Ben Aknoun ALGER, 2014.

[12] Marc Landowski, Bertrand Lemoine, Concevoir et construire en acier, Arcelor, Luxembourg, 2005.

[13] Ramazanov Eldar ; Charpentes métalliques Calcul des éléments selon l'Eurocode 3 Centre de Publication Universitaire Tunis, 1998.

[14] Wissem Taktak, Cours charpente métalliques édition, 2005