

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil



UNIVERSITE
Abdelhamid Ibn Badis
MOSTAGANEM

Support de Cours
Structures Métalliques
3^{ème} Année Licence Travaux Publics

Etablie par :
ACHOUR Aida M.C. (B)
Université Abdelhamid Ibn-Badis

- Expertisé par :
Pr. LAREDJ nadia
Dr. BAHAR sadek (MCA)

Résumé :

Ce document a été créé pour les étudiants en troisième année de licence de travaux publics à l'université Abdelhamid Ibn-Badis de Mostaganem. Il vise à les aider à acquérir les bases de calcul en charpente métallique, en se familiarisant avec la terminologie et les techniques de calcul utilisées. À la fin, les étudiants devraient comprendre l'assemblage, la conception et les principes de calcul des structures métalliques conformes aux normes algériennes et à l'Eurocode 3.

Les chapitres abordent : l'aciers dans la construction et de leurs propriétés mécaniques, les notions de base en matière de sécurité et de calcul en structure métallique, ainsi que les réglementations en vigueur, puis les assemblages, des moyens d'assemblage et de leur fonctionnement. En suite le calcul des pièces sollicitées en traction simple, et enfin, le calcul des pièces fléchies et les vérifications nécessaires.

Mots clés : *propriétés mécanique, calcul en structure métallique, assemblages, pièces sollicitées en traction simple, pièces fléchies*

Abstract :

This document has been created for students in the third year bachelor, in public works at Abdelhamid Ibn-Badis University in Mostaganem. It aims to help them acquire the basics of structural steelwork calculations, by familiarising them with the terminology and calculation techniques used. By the end of the course, students should understand the principle of assembly, design and calculation of steel structures in accordance with the Algerian standards and with Eurocode 3.

The chapters cover: steels in construction and their mechanical properties, basic notions of safety and calculation in metal structures, as well as the regulations in force, then means of assembly and their operation. This is followed by the calculation of parts subjected to simple tension, and finally, the calculation of bent parts and the necessary checks.

Key words: *mechanical properties, steel structure calculation, assemblies, parts subjected to simple tension, bent parts.*

المخلص

تم إعداد هذا المستند لطلبة السنة الثالثة ليسانس شعبة أشغال عمومية بجامعة عبد الحميد بن باديس بمستغانم، ويهدف إلى مساعدتهم على اكتساب أساسيات حسابات الهيكل المعدني، من خلال تعريفهم بالمصطلحات وتقنيات الحساب المستخدمة. بحلول نهاية الدروس، يجب أن يكون الطالب قد تمكن من فهم مبادئ التجميع والتصميم والحسابات الخاصة بالهياكل الفولاذية وفقاً للمعايير الجزائرية و الكود الأوروبي 3 وتغطي الفصول: الفولاذ في البناء وخصائصه الميكانيكية، والمفاهيم الأساسية للسلامة والحساب في الهياكل المعدنية، وكذلك اللوائح المعمول بها، ثم طرق التجميع وكيفية عملها. يلي ذلك حساب الأجزاء المعرضة للشد البسيط، وأخيراً حساب الأجزاء المثنية والفحوصات اللازمة

الكلمات الرئيسية: الخواص الميكانيكية، حساب الهياكل الفولاذية، التجميعات، الأجزاء المعرضة للشد البسيط، الأجزاء المثنية

Avant-propos

Ce polycopié est inspiré du cours de charpente métallique que j'ai enseigné au département de Génie Civil, faculté des sciences et technologie, université Abdelhamid Ibn-Badis de Mostaganem. Il s'adresse aux étudiants de troisième année licence de travaux publics qui ont cette matière de charpente métallique à leur programme et qui souhaitent acquérir les bases de calcul dans le domaine des structures métalliques. Il leur permettrait de se familiariser avec la terminologie et les techniques de calcul utilisés dans cette discipline. A la fin de ce document, l'étudiant devrait avoir acquis les connaissances nécessaires pour comprendre le processus d'assemblage, et de conception, ainsi que les principes de base du calcul des composants métalliques et les lois applicables qui sont basées sur les règles Algériennes de calcul des ouvrages en acier le CCM97 ainsi que sur l'Eurocode 3.

Le premier chapitre de ce polycopié est consacré aux Généralités, Aciers dans la construction, Matériaux Aciers, Propriétés mécaniques des aciers.

Le deuxième chapitre présente les Notions de base et sécurité, Notions de sécurité, Valeurs caractéristiques des actions, Démarches techniques dans le calcul en CM, Réglementation (CCM97 et Eurocode3), Principes de vérification de la sécurité, Sollicitations et Combinaisons d'actions (EC3 et CCM97)

Dans le troisième chapitre, il est question d'assemblages, Généralités sur les liaisons, Moyens d'assemblage (Rivets, boulons, soudures), Aspects technologiques et Principe de fonctionnement

Le quatrième est consacré aux Calculs des pièces sollicitées en traction simple Utilisation des pièces tendues, Comportement des pièces tendues, Calcul de l'aire de la section nette, Vérification des pièces tendues à l'ELU, Prise en compte des effets des excentricités d'assemblage dans le calcul des pièces tendues

Enfin le cinquième chapitre est consacré au Calcul des pièces fléchies, Utilisation des pièces fléchies. Calcul élastique de la résistance vis-à-vis des moments de flexion. Introduction sur le calcul plastique des sections. Résistance vis-à-vis de l'effort tranchant. Vérifications des pièces fléchies à l'ELU (moments de flexion, efforts tranchants, efforts combinés). Vérifications des pièces fléchies à l'ELS (Calcul des flèches).

On achève ce document par une annexe qui contient des tableaux qui donnent les caractéristiques des profilés et une liste des références bibliographiques.

LISTE DES FIGURES

Figure-I.1. : Etapes d'élaboration de l'acier

Figure .I.2. Principe du laminage

Figure I.3. : Arrachement lamellaire.

Figure-I.4. : Courbe de Traction de l'Acier

Figure- III.1. Eléments filet

Figure-III.2. Assemblages par boulons.

Figure III.3. Schéma du principe de soudage.

Figure IV.1. Assemblage de contreventement.

Figure IV.2. Assemblage soudé (poteau-traverse)

Figure IV.3. : Assemblage avec boulon (poutre-solive)

Figure IV.4.: cordons frontaux

Figure IV.5. : Mode de ruine en flexion

Figure IV.6. Efforts repris par l'âme et les semelles

Figure IV.7. : Efforts transmis par les boulons

Figure IV.8. : Résistance de la cornière à la pression

Figure IV.9. : Cisaillement de bloc pour cornières et l'extrémité de la solive

Figure IV.10. : Vérification de la section nette : EN 1993-1-1 § 6.2.8

Figure IV.12. : éléments tendus

Figure IV.13. : Trous disposés en rangées

Figure IV.14. : 2 sections critiques à vérifier : ABDE et ABCDE

Figure :V.1 Représentation des contraintes dans une section de classe 04

Figure:V.2 Section plastifiée

Figure: V.3. Assemblage typique de jarret dans un portique

Figure : V.4. Assemblage typique de faîtage dans un portique

Figure: V.5. Axe de rotation.

Figure : V.6. Efforts internes sollicitant l'assemblage (poteau-traverse)

Figure : V.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

Figure : V.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.

Figure: V.9. Epaisseurs des semelles.

Figure : V.10. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

Remarque:

Figure: V.11. Assemblage par groupe de boulons travaillant à la torsion

Figure : V. 12. Composantes de la force N

LISTE DES TABLEAUX

Tableau-I.1. Valeurs nominales de f_y et de f_u

Tableau II-1-Valeurs des coefficients γ dans les situations générales.

Tableau II.2. Valeurs recommandées des coefficients w pour les bâtiments.

Tableau : II.3. Structure des Eurocodes

Tableau-III.1. Caractéristiques géométriques des assemblages par boulons.

Tableau V.1. Calcul des aires de cisaillement A_v pour des sections courantes

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES ACIERS DANS LA CONSTRUCTION, Matériaux Aciers, Propriétés mécaniques des aciers.

<i>I-1. GENERALITES</i>	<i>01</i>
<i>I-2. Matériau utilisé dans les constructions métalliques</i>	<i>01</i>
<i>I.2.1. Le laminage</i>	<i>02</i>
<i>I.2.1.1. Le laminage à chaud</i>	<i>02</i>
<i>I.2.1.2. Le laminage à froid</i>	<i>03</i>
<i>I-3. Classification des aciers</i>	<i>03</i>
<i>I-4. Qualités essentielles de l'acier</i>	<i>03</i>
<i>I.4.1- La résistance</i>	<i>03</i>
<i>I.4.2- L'élasticité</i>	<i>03</i>
<i>I.4.3- La soudabilité</i>	<i>03</i>
<i>I-5. Nuance et aspect normatif</i>	<i>03</i>
<i>I-6. Comportement mécanique des aciers</i>	<i>04</i>
<i>I-6.1. Essais de contrôle des aciers</i>	<i>04</i>
<i>I-6.1.1. Essais destructifs</i>	<i>04</i>
<i>I.6.1.2 Essais non-destructifs</i>	<i>05</i>
<i>I.7. Choix d'un acier</i>	<i>06</i>

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

<i>II. Définition Des Notions De Base Et Sécurité</i>	<i>08</i>
<i>II.1. Notions d'états limites</i>	<i>08</i>

<i>II.1.2. Etat limite ultime (E.L.U)</i>	<i>08</i>
<i>II.1.3. Etat limite de service (E.L.S)</i>	<i>08</i>
<i>II.2. Notion de Base et de Sécurité</i>	<i>09</i>
<i>II.3. La conception d'une structure</i>	<i>09</i>
<i>II.4. La fabrication des éléments</i>	<i>09</i>
<i>II.5. La transformation des pièces</i>	<i>10</i>
<i>II.6. Le montage sur site</i>	<i>10</i>
<i>II.7. L'exploitation par le maitre d'ouvrage peut s'avérer néfaste</i>	<i>10</i>
<i>II.8. Etats-limites</i>	<i>11</i>
<i>II.9. Règlementations</i>	<i>11</i>
<i>II.10. Eurocode 3 et l'approche de calcul adoptée</i>	<i>12</i>
<i>II.11. Actions et Combinaisons de calcul</i>	<i>12</i>
<i>II.11.1. Les actions (F)</i>	<i>12</i>
<i>II.11.2. Les charges d'exploitations</i>	<i>13</i>
<i>II.11.3. Les sollicitations (S)</i>	<i>13</i>
<i>II.12. Combinaisons d'actions à l'E.L.U</i>	<i>15</i>
<i>II.12.1. Coefficients partiels de sécurité γ_{MI}</i>	<i>15</i>
<i>II.13. Combinaisons d'actions à l'E.L.S</i>	<i>15</i>

CHAPITRE III. ASSEMBLAGES DES MATERIAUX

<i>III.1. Définition d'une liaison</i>	<i>18</i>
<i>III.2. Types d'assemblages</i>	<i>18</i>
<i>III. 2. 1. Assemblage complet ou partiel</i>	<i>18</i>
<i>III.2. 2. Assemblage démontable ou non démontable (permanent)</i>	<i>18</i>

<i>III.2. 3. Assemblage élastique ou rigide</i>	18
<i>III.2. 4. Assemblage par obstacle ou par adhérence</i>	18
<i>III.2. 5. Assemblage direct ou indirect</i>	18
<i>III.3. Moyens d'assemblage démontable</i>	18
<i>III. 3. 1. Assemblage Par éléments filetés</i>	18
<i>III.3.2. Assemblage par boulons</i>	19
<i>III.4. Moyens d'assemblage non démontable</i>	20
<i>III-4.1. Par rivetage</i>	20
<i>III-4.1.2. Avantages et inconvénients de rivetage</i>	20
<i>III-4.1.3. Soudage</i>	20
<i>III.4.1.3.1. Principe de soudage</i>	20
<i>III.4.1.3.2. Différents types d'assemblages par soudage</i>	20
<i>III.4.1.3.2.a. La soudure d'angle</i>	20
<i>III.4.1.3.2.b. Les soudure en entaille</i>	21
<i>III.4.1.3.2.c. Les Soudure en bout Il y a deux types de soudures en bout à savoir</i>	21
<i>III.4.1.3.2.d. Les soudures en bouchon</i>	21
<i>III.4.1.3.3. Avantages de soudage Avantages</i>	21
<i>III.4.1.3.4. Inconvénients de soudage Avantages</i>	21

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

<i>IV.1. Définition éléments tendus</i>	22
<i>IV.1.1. Critères de dimensionnement</i>	22
<i>IV.1.2. Calcul de la section nette Anet</i>	23

<i>IV.1.2.1. Trous disposés en ranges</i>	23
<i>IV.1.2.2. Trous disposés en quinconce</i>	23
<i>IV.10.6.3.1. Exemple pour deux files de trous en quinconce</i>	24
<i>IV.2. Assemblage de contreventement</i>	25
<i>IV.3. Assemblage soudé : poteau-traverse</i>	25
<i>IV.4. Assemblage avec boulon : poutre-solive</i>	26
<i>IV.4.1. Assemblage du côté de la poutre portée (Exemple d'application)</i>	26
<i>IV.4.1.a. Diamètre des boulons de classe 8-8 en catégorie C</i>	27
<i>IV.4.1.b. Longueur efficace des cordons de soudure</i>	27
<i>IV.4.1.c. Attache en traction (Effort transmissible par le plat.)</i>	27
<i>IV.4.1.d. Résistance au poinçonnement de la platine</i>	28
<i>IV.5. Assemblage soudé poteau-traverse (Exemple d'application)</i>	28
<i>IV.5.a. Efforts repris par l'âme et les semelles</i>	28
<i>IV.5.b. Cordons d'âme et de semelle</i>	28

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

<i>V.1. Calcul à la flexion pure (Sous M seul)</i>	29
<i>V.2. Calcul du moment résistant plastique M_{pl}</i>	30
<i>V.3. Calcul sous effort tranchant</i>	30
<i>V.3.1. Résistance l'effort tranchant</i>	31
<i>V.4. Résistance aux sollicitations composées</i>	33
<i>V.4.1. Interaction Moment Fléchissant-Effort Normal-Effort Tranchant</i>	33
<i>V.4.2. Calcul des assemblages sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant.</i>	43
<i>V.4.3. Assemblages par groupe de boulons travaillant à la traction et au cisaillement</i>	34
<i>V.4.3.1. Assemblages poteau-traverse (Assemblage de rive)</i>	34

<i>V.4.3.2 . Assemblage traverse-traverse (Assemblage du faîtage)</i>	<i>35</i>
<i>V.5. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant</i>	<i>36</i>
<i>V.6. Vérification à la résistance de l'âme du poteau</i>	<i>38</i>
<i>V.7.1. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue</i>	<i>38</i>
<i>V.7.2. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.</i>	<i>39</i>
<i>V.7.3. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée</i>	<i>40</i>
<i>V.7.4. Assemblage par groupe de boulons travaillant à la torsion</i>	<i>41</i>

I-1. GENERALITES

L'acier est le matériau de prédilection de l'architecture durable, créative et technique. Il cumule de multiples avantages pour la construction neuve, la rénovation ou l'évolution des bâtiments. Avec l'acier, toutes les formes, toutes les dimensions sont permises. Les constructions en acier sont modulables, libèrent de vastes espaces sans poteaux intermédiaires, sont faciles à entretenir et à réhabiliter et sont évolutives.

Les produits sidérurgiques employés en constructions métalliques sont obtenus par laminage à chaud. Les dimensions et caractéristiques sont normalisées et répertoriées sur catalogue.

La norme NF A 40-001 (octobre 1984) donne la définition des produits de la sidérurgie par leurs formes et dimensions. Nous donnons ci-après, sous forme de tableau synoptique, la liste des produits repris dans cette norme ainsi que les numéros des alinéas correspondant à la norme qui le définissent.

I-2. Matériau utilisé dans les constructions métalliques :

Après son industrialisation au 18^{ème} siècle, l'acier a été employé dans tous les domaines (maritimes, aéronautiques, ...). Il est actuellement le matériau le plus utilisé devant le béton et les matériaux qui dérivent du pétrole. C'est un matériau obtenu du recyclage de la fonte contenant 96% de fer et de 2% à 6% de carbone (obtenu du coke), dans des hauts fourneaux (1500 C°) en leur insufflant de l'oxygène (2^{ème} phase [Figure 2.1]). Le taux de carbone dans l'acier est réduit à ≤ 2 %. L'industrialisation des aciers est faite par les grands procédés suivants :

- Le procédé de **Martin -Siemens** : pour élaborer les aciers spéciaux,
- Le procédé de **Thomas -Bessemer** : c'est un procédé basique pour obtenir les aciers courants (aciers de constructions),
- Le **four électrique** : le chauffage du métal est fait par arc électrique entre les électrodes et le métal fondu.

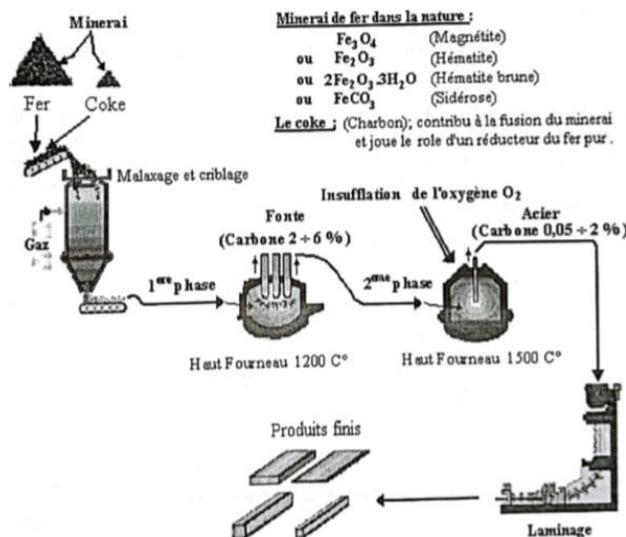


Figure-I.1. : Etapes d'élaboration de l'acier

Autant qu'un matériau de construction, l'acier présente des caractéristiques mécaniques élevées (résistance, élasticité, ductilité) ainsi que des propriétés physiques supérieures (homogénéité...), ce qui a été favorable pour que son utilisation occupe une partie importante des matériaux de construction.

L'acier est un matériau issu de la réduction du minerai de fer ou du recyclage de ferrailles. Le fer est un élément très répandu dans l'écorce terrestre dont il représente 5 % mais on ne le trouve pas à l'état pur. Il est combiné avec d'autres éléments et mêlé à une gangue terreuse. La réduction de cet oxyde nécessite l'emploi d'un combustible : du charbon de bois jusqu'au XVIII^{ème} siècle, puis du charbon de terre. Le métal ainsi obtenu est de la fonte qui contient 96 % de fer et 3 à 4 % de carbone et à partir de laquelle on produit de l'acier.

L'utilisation de l'acier dans la construction remonte à la fin du XIX^{ème} siècle, bien que les métaux ferreux soient connus depuis environ quarante siècles. Auparavant on employait la fonte qui peut se mouler facilement mais se révèle cassante et impossible à forger. Il faut donc l'assembler à l'aide de boulons, de vis ou de clavettes. On est progressivement passé, à partir des années 1840, de l'usage de la fonte à celui du fer puddlé, la fonte étant affinée industriellement pour obtenir du fer pur, plus souple et plus facile à laminier, à percer et à forger. Le principe des rivets posés à chaud a permis de disposer d'un mode d'assemblage universel et facile à mettre en œuvre.

I.2.1. Le laminage

Le laminage est un procédé de déformation plastique continue, obtenue par les cylindres du laminoir. Cette déformation est caractérisée par un amincissement et un allongement de la plaque laminée par les passages successifs entre les cylindres. Le coefficient de corroyage est le rapport entre la section du produit avant et après laminage. Le laminage modifie la structure cristalline primaire du lingot, affine le grain, homogénéise la composition et améliore les caractéristiques, surtout dans le sens longitudinal, en raison de l'orientation donnée aux structures cristallines.

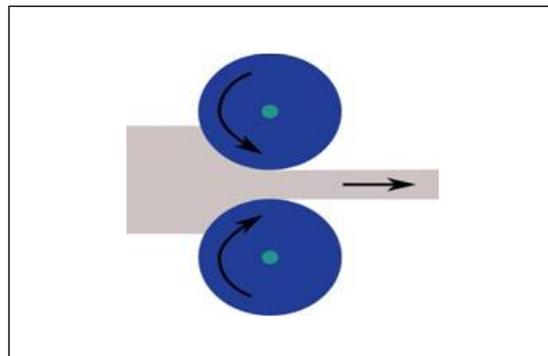


Figure. I.2. Principe du laminage

(le métal subit une réduction d'épaisseur par écrasement entre les deux cylindres.)

I.2.1.1. Le laminage à chaud

Le laminage à chaud permet de produire toutes les grandes familles de produits comme les plaques, les bobines, les carrés, les ronds, les fils, les poutrelles, etc. On distinguera 4 étapes successives : le réchauffage,

le dégrossissage, les finisseurs et le refroidissement avant les opérations de finissage voire de parachèvement ou de traitement anticorrosion.

I.2.1.2. Le laminage à froid

Le laminage à froid permet d'apporter à une bande laminée à chaud la géométrie souhaitée, une microstructure particulière et un état de surface adapté aux futurs traitements ou recuits de l'acier. L'usine (de laminage) à froid ne fait pas que du laminage à froid, mais met en œuvre un ensemble de procédés qui permettent de passer de la bande laminée à chaud à une large gamme de produits finis destinés à des marchés très variés (tôles fines revêtues ou non pour l'automobile, l'électroménager, le mobilier métallique, le bâtiment, l'emballage, etc.). Dans l'ordre de fabrication, on distingue le décapage, le laminage à froid proprement dit, le recuit, les procédés de revêtement, les opérations de finissage

I-3.-Classification des aciers :

Dans les aciers il y'a deux grandes familles.

- **Aciers alliés** : Ce sont des aciers pour lesquels on a ajouté des éléments chimiques en teneurs définies pour améliorer les caractéristiques voulues (Si : Silicium ; Mn : Manganèse ; Cr : Chrome) ;
- **Aciers non-alliés** : Ces aciers sont dits de construction, parmi lesquels on cite les **aciers** spéciaux (procédé de Martin) et les aciers courants (procédé de Thomas).

I-4 Qualités essentielles de l'acier :

Les qualités recherchées des aciers sont :

I.4.1- La résistance : est la capacité portante que présente le matériau vis-à-vis des actions extérieures.

I.4.2- L'élasticité : est la propriété du matériau à revenir à sa forme initiale une fois le chargement disparu.

I.4.3- La soudabilité : est que l'acier offre la possibilité d'être soudé tout en gardant ses propriétés mécaniques essentielles après avoir subi les opérations de soudure (souvent réalisées sous de hautes températures). Par exemple, un acier contenant une teneur élevée en soufre (supérieure aux normes) peut favoriser un arrachement lamellaire résultant d'un soudage, surtout dans les joints-soudés en croix, en T et en L.

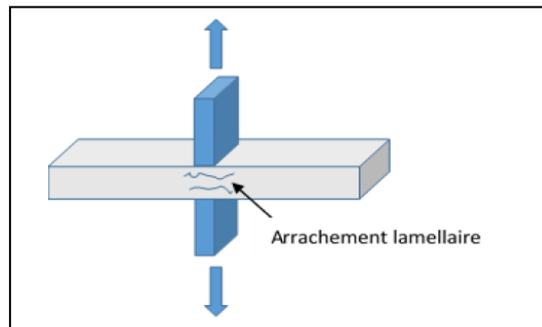


Figure-I.3. : Arrachement lamellaire.

I-5 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 f_y** , **la résistance à la rupture (résistance ultime à la traction) f_u** et **l'allongement à la rupture**.

La normalisation des nuances d'acier de construction adoptée par les Eurocodes et par le NF EN règlement Algérien C.C.M.97 est donnée par les désignations conformes aux 10025 et EN 10027 ([18] Prénorme Européenne - ENV 1993-1-1 :1992/A1).

Type d'Acier	Nuance de l'Acier	épaisseur t (mm)			
		t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 100 mm*	
		f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_a (N/mm ²)
S 235	Fe 360	235	360	215	340
S 275	Fe 430	275	430	255	410
S 355	Fe 510	355	510	335	490

Tableau.I.1. Valeurs nominales de f_y et de f_u

I-6. Comportement mécanique des aciers :

Toute structure subit des sollicitations ou actions extérieures qui provoquent des déformations, mais aussi des efforts internes, à savoir les contraintes. Les contraintes sont principalement de cinq natures différentes : la traction ; la flexion ; la compression et le flambement ; le cisaillement ; la torsion.

Il reste par ailleurs d'autres phénomènes mécaniques ou efforts extérieurs à prendre en compte : la résistance à la « rupture fragile » (résilience) ; la fatigue. Enfin, certaines sollicitations particulières sont à prendre en compte : les variations de température ; les sollicitations dynamiques.

I-6.1. Essais de contrôle des aciers : La qualité des **aciers** est définie en fonction de plusieurs **essais**. Ces essais sont de **deux** types, à savoir, les essais destructifs et les essais non-destructifs.

I-6.1.1. Essais destructifs : Les essais destructifs nous renseignent sur les qualités mécaniques des aciers. Il existe plusieurs types d'essais, notamment ;

- **Essais de traction :** Cet essai, de loin le plus important et le plus utile pour le concepteur en génie civil, permet la détermination des propriétés de l'acier utilisé dans les ouvrages de génie civil. Il donne aussi la possibilité de mesurer le module d'élasticité longitudinal, E, le coefficient de Poisson, ν , les contraintes limite d'élasticité et de rupture et l'allongement à la rupture (plus de détails seront donnés plus loin).

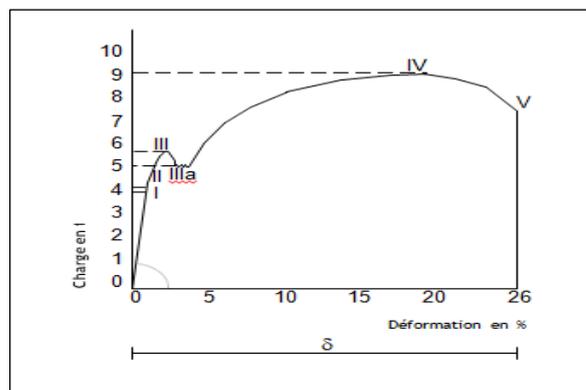


Figure-I.4. : Courbe de Traction de l'Acier

Avec : E = module d'élasticité, I : limite de proportionnalité, II : limite d'élasticité, **III et III a** : limite supérieure et inférieure d'écoulement, IV : charge ultime, V : charge à la rupture, δ : allongement à la rupture.

Phase élastique

Soumise à une traction suivant sa section, une barre en acier s'allonge uniformément jusqu'à une certaine limite, appelée limite d'élasticité. Il y a réversibilité du phénomène : si la charge est supprimée, la barre d'acier reprend sa dimension initiale (loi de Hooke). C'est la phase dite « élastique » (phases I et II sur le diagramme).

Phase plastique

Au-delà de la limite d'élasticité, l'allongement de la barre augmente même si la charge évolue peu, puis passe par une phase de déformation plastique où une partie de l'allongement demeure permanent si la charge diminue. Ce phénomène est appelé écrouissage. L'allongement demeure permanent (phases III et IV).

Phase de rupture

Après une phase d'allongement, la charge diminue car la section d'acier diminue. Ce phénomène est appelé « striction ». Il y a alors rupture de la barre, la déformation totale est appelée « allongement à la rupture » (phase V).

Dans une construction, les pièces de charpente sont conçues et calculées pour rester la plupart du temps dans le domaine élastique. La limite d'élasticité pour un acier ordinaire est de 235 MPa (235 N/mm²) ou de 355 MPa. Pour un acier à haute limite d'élasticité, cette valeur peut s'élever à 460 MPa, voire 690 MPa (aciers thermomécaniques).

- **Essais de dureté** : Il étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier, et qui définit le degré de dureté. On connaît l'essai de dureté de Brinell, de Rockwell et de Vickers.
- **Essais de résilience** : Permet de mesurer l'aptitude d'un acier de rompre par choc.
- **Essais de pliage** : Montre le vieillissement de l'acier à la suite d'un écrouissage important, se traduisant par une déchirure du métal.
- **Essais de fatigue** : Cet essai permet de donner des informations sur le comportement de l'acier sous charges répétées ou cycliques, ainsi que la contrainte limite élastique à la fatigue, très utile à la vérification des chemins de roulement des ponts-roulant.

1.6.1.2 Essais non-destructifs :

Ces essais renseignent sur la composition et la structure des aciers, ces renseignements sont d'une

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES ACIERS DANS LA CONSTRUCTION, Matériaux Aciers, Propriétés mécaniques des aciers.

grande importance pour les métallurgistes. Ces essais sont :

- **macrographie** : l'examen visuel d'une surface polie à l'acide.
- **micrographie** : l'examen au microscope des cristaux qui permet de déterminer notamment la teneur en carbone.
- **radiographie** : par rayons X (au laboratoires), ou aux rayons Gamma (sur chantier), permet de **sceller** les pièces, défauts, cavités ou fissures internes, notamment les soudures.
- **ultrasons** : donnent la vitesse de propagation des ondes à travers un matériau (acier).

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques d'un acier, on se propose d'effectuer un essai à la traction. Ses résultats sont d'une grande importance pour l'ingénieur en Charpente Métallique.

Selon la norme NFA03, l'**essai** de traction est pratiqué sur une éprouvette cylindrique, ou autres formes géométriques, soumise à un effort de traction progressivement croissant, allant de zéro à l'effort de rupture. Un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de l'effort. En voici quelques résultats **de tests réels**.

Pour un acier doux

$$\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2 ; \quad \varepsilon_e \approx 0.10\%$$

$$\sigma_r = 45 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} ; \quad \varepsilon_r \approx 20\%$$

σ_e et σ_r sont respectivement la contrainte élastique et la contrainte de rupture du matériau testé.

I.7. 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.

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

II. Définition Des Notions De Base Et Sécurité

La sécurité est définie comme l'absence de 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 pas, il faut 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 « méthodes de calculs... » que sur le plan normatif « annexes nationales, codification européenne... »

- **Règlements classiques - coefficient de sécurité :**

Ces règlements utilisent la méthode des contraintes admissibles qui consiste à vérifier les contraintes calculées par la R.D.M en tout point d'une structure contrainte admissible obtenue en divisant la contrainte de ruine du matériau par un coefficient de sécurité «*M*» fixé à l'avance.

$$\sigma < \sigma_e \quad \text{et} \quad \sigma_e = \frac{\sigma_{e,max}}{\gamma_M}$$

II.1. Notions d'états limites :

Un état limite est un état de la structure au-delà duquel elle ne pourra pas remplir **les** fonctions qui lui sont exigées. Les exigences, des constructeurs, peuvent être rassemblées **en** deux types ou états ;

Exigences sur la **sécurité** des personnes et de la structure ; appelée **Etat Limite Ultime (E.L.U)**.

Exigences sur le **fonctionnement** de la structure ou des éléments structuraux en utilisation normale, sur le confort des personnes et enfin sur l'aspect de la construction ; appelée **Etat Limite de Service (E.L.S)**

II.1.2. Etat limite ultime (E.L.U) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante (résistance) de la construction et dont le dépassement entraîne la ruine de la construction. Exemples :

a- Etat limite ultime de l'équilibre statique et de la stabilité globale de l'ossature : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (déséquilibre, renversement...). Il faut vérifier la résistance de toute ossature vis-à-vis d'un mode de ruine prédéfini « instabilité » (nœuds déplaçables ou fixes « bloqués »).

b- Etat limite ultime de résistance des sections transversales : c'est la perte de résistance d'une section transversale donnée de l'acier.

c- Etat limite ultime de résistance des éléments: les pièces élancées subissent parfois des déformations importantes **et** deviennent instables (flambement, déversement...). Le calcul des pièces métalliques tient toujours compte de ces phénomènes à l'E.L.U.

d- Etat limite ultime de résistance des assemblages: sauf ceux de la catégorie B, les assemblages sont généralement calculés à l'état limite ultime.

II.1.3. Etat limite de service (E.L.S) :

Il constitue des limites **au-delà** desquelles les conditions de l'exploitation normale ne sont plus satisfaites, sans qu'il y ait ruine. On cite par exemple ;

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

a- Etat limite de service de déformation: Il consiste à vérifier que les déformations sont inférieures aux seuils limites. Sans cela, une flèche excessive d'une poutre peut provoquer une fissuration des murs et des dalles (en béton) qui la surmontent.

..

b- Etat limite de service de vibrations : Les vibrations, provoquant l'inconfort des occupants ou pouvant entrer en résonance avec la structure, doivent faire l'objet de vérification. Cet état limite consiste à s'assurer que les vibrations restent tolérables.

c- Etat limite de service de glissement des assemblages: Il consiste à vérifier les assemblages de catégorie B au glissement afin d'empêcher tous glissement possible.

II.2. Notion de Base et de Sécurité

Tout calcul de dimensionnement ou de vérification de structure repose sur de nombreuses hypothèses mathématiques ou physiques, généralement modélisées, et parfaitement théoriques.

Ces hypothèses correspondent assez mal à la réalité, du fait du grand nombre d'imprécisions, d'imperfections, voire d'erreurs, qui affectent les calculs, la fabrication, le montage et l'utilisation des structures concernées, et qui présentent un caractère très variable et parfaitement aléatoire.

Cet ensemble d'imprécisions et d'imperfections peuvent affecter :

II.3. La conception d'une structure

- Sous-estimation des charges, permanentes mais surtout variables ;
- Condition de liaison aux nœuds erronés (assimilées à des encastremets ou des articulations parfaits, pour des raisons de modélisation de méthodes de calculs, alors qu'en réalité un nœud n'est que partiellement encastré ou articulé) ;
- Assemblages mal conçus (les notions de rigidité et de capacité de rotation sont souvent mal perçues ou purement éludées) ;
- Effets dus à la dilatation des aciers non pris en compte ;
- Déformations excessives à l'état-limite de service (flèches f , rotation θ , déplacements Δ)etc.

II.4. La fabrication des éléments

- La limite élastique f_y d'un acier n'est pas précisément déterminée ;
- Les contraintes résiduelles de laminage, que l'on connaît mal, faussent les calculs des contraintes résultantes ;
- Le module d'élasticité de l'acier E n'est pas constant dans une section ;
- L'acier n'est pas, comme on le considère en résistance des matériaux, un matériau parfaitement élastique, homogène et isotrope ;

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

-Les tolérances de laminage sont importantes et perturbent les calculs d'inertie et de contraintes de 15 %, très facilement.

II.5. La transformation des pièces

La transformation en usine, du fait d'erreurs sur les plans d'exécution ou en atelier, de cotations erronées, d'oublis de raidisseurs, de perçages trop importants, de soudures défectueuses, etc.

II.6. Le montage sur site

-Les modes de calcul prennent en compte les structures en phase définitive, et rarement en phase de montage, ce qui peut conduire à des problèmes divers : déversement de poutres au levage, effondrement du fait de contreventements provisoires oubliés....

-Serrage de boulons incorrect (notamment de boulons HR), diamètre et nuance d'acier des boulons non conformes, coefficient de frottement des platines μ insuffisant, etc.

II.7. L'exploitation par le maitre d'ouvrage peut s'avérer néfaste

-Modification de destination des locaux, d'où charge bien supérieures sur les planchers ;

-Adjonction de charges initialement non prévues : plans, etc ;

-Absence de maintenance et d'entretien (corrosion des aciers, oxydation, perte de section résistante).

Considérant enfin, contrairement aux hypothèses de la R.D.M, que les charges ne sont jamais centrées, que les poteaux ne sont que rarement verticaux, que les poutres sont également rarement rectilignes, que les sollicitations ne sont pas nécessairement confinées dans les plans principaux d'inertie, nous pouvons être certains, que pendant sa durée de vie, un ouvrage sera soumis à des sollicitations supérieures à celles prises en comptes dans les calculs.

De ce fait, pour assurer la sécurité d'une construction, deux démarches sont possibles :

-La première, qui est un calcul aux *contraintes admissibles*, dans lequel il s'agit de vérifier que la contrainte en service reste inférieure à une fraction de la contrainte ultime du matériau.

Il s'agit cette fois d'une méthode de calcul de type « déterministe », qui suppose les paramètres de calcul connus, donc non aléatoires.

-La seconde, qui est un calcul aux « états-limites », dans lequel il faut vérifier que la contrainte en service, majorée (ou pondérée), reste inférieure à la contrainte ultime du matériau.

Il s'agit cette fois d'une méthode de calcul de type « probabiliste », qui introduit des coefficients de pondération variables, donc aléatoires.

Il semble, que la tendance actuelle et à venir des règlements et normes en cours d'élaboration, aille vers des méthodes de calculs « semi-probabilités », ce qui est le cas pour l'*Eurocode 3*.

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

II.8. Etats-limites

Un état-limite est un état particulier, au-delà duquel une structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue et dimensionnée.

On distingue deux types d'états-limites :

-L'état-limite de service (E.L.S), qui correspond à l'utilisation courante et quotidienne de l'ouvrage et qui limite les déformations de la structure, afin d'éviter des désordres secondaires et garantie de l'ouvrage (limitation des flèches, de la fissuration du béton...);

-L'état-limite Ultime (E.L.U), qui correspond à un cas de charge exceptionnel, ultime (par exemple : neige trentenaire, crue centenaire...), pour lequel la stabilité de l'ouvrage doit être garantie, bien qu'étant à la limite de la ruine. 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, etc.

II.9. Règlements :

Depuis plusieurs années la réglementation française en ce qui concernait la conception et le calcul des constructions métalliques était largement utilisée en *Algérie* en l'occurrence les

« règles CM 66 » qui réglementait tous les bâtiments en acier. Ces règles basées sur l'hypothèse de comportement élastique linéaire de l'acier (loi de Hooke : les contraintes proportionnelles aux déformations), permettaient de calculer la résistance des éléments d'une construction de manière très simple.

En ce qui concerne les ponts et ouvrages d'art le titre V du fascicule 61, intitulé « conception et calcul des ponts et constructions métalliques en aciers » faisait aussi office.

Ces règlements ont été complétés peu de temps après (les années 1970) par des normes NF, qui régissaient les calculs des assemblages :

-Pour les assemblages rivets : la norme NFP 22410 et P22411.

-Pour les assemblages par boulons ordinaires : normes NFP22430 et P22431.

-Pour les assemblages par boulons précontraints : normes NFP 22460 et P22469.

-Pour les assemblages soudés : normes NFP22470 et P22472.

Le développement de la théorie de plasticité et les résultats de recherche acquis ont permis la mise au point d'un document complémentaire aux anciennes règles qui est « l'additif 80 » (dans les années 1980), qui permettait de tirer parti des propriétés élasto-plastiques de l'acier et d'alléger ainsi les structures.

Depuis 1993 et dans le but d'uniformiser les différentes règles existant dans l'union européenne dans le domaine de la construction, une nouvelle réglementation est entrée en vigueur ce sont les Eurocodes et en particulier l'Eurocode 3 pour les constructions métalliques.

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

En 1997 est apparu en *Algérie* le « CCM 97 » en remplacement des règles « CM 66 », ce document qui reprend les différentes parties de l'Eurocode 3.

II.10. Eurocode 3 et l'approche de calcul adoptée

L'Eurocode 3 est très enrichi par les avancées réalisées expérimentalement et théoriquement sur les constructions métalliques, c'est un règlement très novateur, il a introduit des notions qui n'existaient pas auparavant comme la classification des sections transversales, il fixe des règles très détaillées de calcul, et propose plusieurs alternatives de dimensionnement (calcul en élasticité, ou en plasticité, calcul selon une analyse globale de la structure au premier ou au second ordre). L'ensemble des calculs est pensé selon une approche très sécuritaire, basé sur une pensée selon une approche très sécuritaire, basé sur une calibration de très nombreuses formules de calculs de résistance.

Au lieu d'un seul facteur de sécurité traditionnellement utilisé, L'Eurocode 3 a introduit plusieurs coefficients partiels de sécurité frappant les charges et les résistances.

II.11. Actions et Combinaisons de calcul

Les actions agissant sur une structure sont de trois types :

-Les actions permanentes G

- Poids propres ; action de la précontrainte ;
- Déplacement différentiel des appuis ;
- Déformation imposée à la construction

-Les actions variables Q

- Charges d'exploitation ;
- Action du vent
- Action de la neige
- Action des gradients thermiques.

Les actions accidentelles A (ce type est rarement pris en compte, uniquement s'il est spécifié sur le cahier des charges du marché de consultation).

- Explosions ;
- Chocs de véhicules.

II.11.1. - Les actions (F) :

On appelle actions (F), les forces et les charges appliquées à la structure ou des déformations imposées à celles-ci (effets thermiques, déplacements d'appuis). On distingue trois types d'actions :

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

- Actions permanentes.
- Actions variables (d'exploitations, climatique, thermique...).
- Actions accidentelles.

a-Actions permanentes (G):

Ce sont des actions continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Exemple : le poids propre ; équipements fixes ; déplacement **des** appuis, déformation imposée de la structure, précontrainte.

b-Actions variables (Q):

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est faible par rapport aux durées de vie de constructions. Les valeurs **de** ces charges sont fixées par les différents documents techniques règlementaires (D.T.R), en fonction des conditions d'exploitation de la construction. Les actions variables Q comprennent ;

II.11.2. Les charges d'exploitations :

(personnes, meubles déplaçables), à la fin de ce chapitre le tableau 4.9 donne les surcharges proposées par l'Eurocode pour différents usages d'un espace bâti

- **Les actions du vent :** pour les constructions ayant une hauteur inférieure à 200 m, les valeurs caractéristiques sont spécifiées par le D.T.R.C 2-4.7: RNVA99.

- **Les actions de la neige :** pour les constructions en Algérie, situées à une altitude inférieure à 2000 m, les valeurs représentatives de la charge de la neige sont données par le DTRC 2-4.7 RNV A99 (1^{ère} partie).

- **Les actions du gradient thermique ;** à défaut de justification plus précise, le C.C.M.97 propose pour les constructions situées à l'air libre les variations uniformes de température suivantes : [+35 °C et -15 °C: Algérie du Nord] ; [+45 °C et -20 °C: proche et moyen Sud] ; [+50 °C et -30 °C : l'extrême Sud].

c- Actions accidentelles (A) :

Ce sont des actions provenant des phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application. Exemple : explosions, séismes 2-48 : R.P.A.99 -Version 2003), collisions de véhicules...

II.11.3. Les sollicitations (S) :

Ce sont les contraintes dues aux efforts normaux, efforts tranchants, moments fléchissant et torsions. Elles sont calculées à partir des actions extérieures, des données géométriques de l'élément concerné et ses conditions d'appuis ; moyennant les méthodes de calcul de la résistance de matériaux.

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'actions proposées par le C.C.M.97. Ces combinaisons utilisent le principe de pondération des charges avec des coefficients multiplicateurs :

$G_{kj} \rightarrow$ action permanente.

$Q_{k,l} \rightarrow$ action variable de base.

$Q_{k,j} \rightarrow$ action variable d'accompagnement.

$\mathcal{A}_d \rightarrow$ action accidentelle.

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

γ_{Gj} : coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente G_{kj} .

γ_{GAJ} : coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente G_{kj} , dans les situations accidentelles.

γ_{Qj} : coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action variable Q_{kj} .

ψ_0, ψ_1, ψ_2 : des coefficients qui tiennent compte de la possibilité de la simultanéité des actions [Tableau 4.3].

a- Etats limites ultimes : (E . L . U)

Dans la combinaison à l'état limite ultime, les charges sont pondérées comme suit: $\sum_{i=1}^n$
 $\gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

Effet	Cas	$\gamma_{G,j}$	$\gamma_{Q,j}$	Combinaison
Défavorable	Général	1.35	1.5	1.35. G_{kj} + 1.5. $Q_{k,1}$
Favorable	Rare	1.00	0	$G_{k,j}$

Tableau II-1-Valeurs des coefficients γ dans les situations générales.

Lorsqu'on introduit les actions accidentelles elle s'écrit : $\sum \gamma_{GAJ} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=1}^n \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} + A_d$

b- Etats limites de services : (E. L. S)

La combinaison à l'état limite de service a la forme : Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

. Combinaison fréquente :

$$\sum_i G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \cdot \sum G_{k,j} +$$

Combinaison rare:

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1}^n \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Généralement la combinaison s'écrit : $G_{k,j} + Q_{k,1}$

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charge d'exploitation des bâtiments :	0,87	1	1
Charge due à la neige :	0,87	1	1
Charge due au vent (voir R.N.V.A.99)	0,67	0,2	0
Charge due à la température hors incendie	0,53	0,5	0

Tableau II.2. Valeurs recommandées des coefficients w pour les bâtiments.

II.12. Combinaisons d'actions à l'E.L.U

Les combinaisons d'actions sont : - Avec une action variable : $1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.50Q$

Avec : G_{\max} : action permanente défavorable, G_{\min} : action permanente défavorable, Q : action variable défavorable.

- Avec plusieurs actions variables : $1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.35 \sum Q_i$

A l'état limite ultime, les sollicitations sont calculées sous des combinaisons de charges pondérées [Paragraphe VI-3-a]. Dans cet état, on doit vérifier que : $S_d \leq R_d = R_r / \gamma_{Mi}$

I.12.1. Coefficients partiels de sécurité γ_{Mi} :

A l'E.L.U on définit les coefficients partiels de sécurité (γ_{Mi}), accompagnant les capacités portantes des sections et des éléments (minoration de la résistance R_r), comme suit: Résistance des sections de classe 1, 2 et 3: (calcul sans risque d'instabilité pour les éléments NF).

$\gamma_{M0} = 1,00$ Recommandé par le C.C.M.97).

$\gamma_{M0} = 1,10$ Résistance des sections de classe 4:

(risque de voilement local - notion de la section efficace)

$\gamma_{M0} = 1,10$ Résistance des éléments aux instabilités :

(flambement- déversement- voilement transversal de l'âme

$\gamma_{M1} = 1,10$ - modes de ruine sous chargement ponctuel transversal) (γ_{Mi} est prise 1,10 lorsqu'il y'a un risque d'instabilité locale (section classe 4) ou globale (flambement ; déversement ; voilement...)). Résistance de la section nette au droit des trous de boulons :

$\gamma_{M2} = 1,25$ (résistance ultime à la traction)

II.13. Combinaisons d'actions à l'E.L.S

Elles servent exclusivement pour le calcul ou la vérification des déformations (flèches et déplacements).

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

Les combinaisons d'actions sont :

- Avec une action variable : $G+Q$
- Avec plusieurs actions variables : $G+0.9\sum Q_i$

Pour vérifier la sécurité vis-à-vis des états limites, on multiplie les valeurs caractéristiques ou nominales par des facteurs appelés coefficient **de** pondération.

Les coefficients de pondération tiennent compte de :

- **la** possibilité que les actions atteignent des valeurs plus défavorables que **les** valeurs caractéristiques.
- probabilité réduite d'intervention simultanée d'actions atteignant toutes leurs valeurs caractéristiques.
- des modifications défavorables des sollicitations dues à :
 - * des hypothèses de calcul incorrectes ;
 - * des imprécisions dans la réalisation de la structure ;
- des incertitudes sur la résistance des éléments ;
- de la gravité que présente l'occurrence des différents **états** limites.

La détermination de la valeur de ces coefficients est fonction du niveau de sécurité choisi pour la structure.

Les valeurs des coefficients de pondération sont :

- **(I) Cas de charges** permanentes ou assimilées :

* **(1.33** ou **1)**, appliqué pour G. poids mort, à la précontrainte ; déformations imposées, déplacements différentiels des appuis, suivant le cas le plus défavorables.

II.14. Structure des Eurocodes

Eurocode 0	Eurocode 1	Eurocode 2	Eurocode 3	Eurocode 4
Bases de calcul des structures	Actions sur les structures	Calcul des structures en béton	Calcul des structures en acier	Calcul des structures mixtes acier béton

CHAPITRE II. NOTIONS DE BASE ET SECURITE

Eurocode 5	Eurocode 6	Eurocode 7	Eurocode 8	Eurocode 9
Calcul des structures en bois	Calcul des structures en maçonnerie	Calcul géotechnique	Calcul des structures résistance au séisme	Calcul des structures en aluminium

Tableau : II.3. Structure des Eurocodes

- Composition de 1'Eurocode 3 : EN 1993

Partie 1 : Régies générales et régies pour les bâtiments/Sous partie 1-1 : Régies générales

1-2 : Comportement au feu

1-3 : Produits formes à froid

1-4 : Aciers inoxydables

1-5 : Plaques chargées dans leur plan

1-6 : Coques

1-7 : Plaques planes en flexion 1-8 : Calcul des assemblages

1-9: Fatigue

1-10 : Choix des qualités d'acier

1-11 : Câbles, tirants ou éléments tendus Partie 2 :

Ponts métalliques Partie 3 : Pylônes, mats et cheminées ; Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations Partie 5

: Pieux et palplanches Partie 6 : Chemins de roulement.

CHAPITRE III. ASSEMBLAGES DES MATERIAUX

III. 1. Définition d'une liaison

Est la mise en relation de deux pièces par contact physique permettant de les rendre partiellement ou totalement solidaire.

III.2. Types d'assemblages

Un assemblage mécanique est la liaison de différentes pièces d'un ensemble ou produit.

, Chaque moyen d'assemblage peut être défini par cinq critères :

III. 2. 1. Assemblage complet ou partiel

- Assemblage complet : Aucun mouvement possible entre les pièces assemblées.
- Assemblage partiel : Mouvement(s) possible(s) entre les pièces assemblées.

-

III.2. 2. Assemblage démontable ou non démontable (permanent)

- **Assemblage démontable** : Il est possible de supprimer la liaison sans détériorer les pièces ou les éléments liés.
- **Assemblage non démontable (permanent)** : Impossible de supprimer la liaison sans provoquer la détérioration des pièces ou des éléments liés.

III.2. 3. Assemblage élastique ou rigide

- **Assemblage élastique** : Un déplacement d'une pièce provoque la déformation d'un élément élastique (ressort, caoutchouc).
- **Assemblage rigide** : L'assemblage n'est élastique dans aucune direction de déplacement.

III.2. 4. Assemblage par obstacle ou par adhérence :

- **Assemblage par obstacle**: Un élément fait obstacle au mouvement entre deux pièces.
- **Assemblage par adhérence**: L'assemblage est obtenu par le phénomène d'adhérence dû au frottement entre les pièces.

III.2. 5. Assemblage direct ou indirect

- **Assemblage direct** : La forme des pièces liées, sont directement en contact. Il n'y a pas d'élément intermédiaire.
- **Assemblage indirect**: L'assemblage nécessite un ou des éléments intermédiaires.
- **Exemples**
- L'assemblage entre une poulie et un arbre à l'aide d'une clavette est un assemblage indirect.
- Un roulement à billes participe à un assemblage indirect.
- Deux pignons qui engrènent ensemble sont en contact direct. Le choix d'une solution d'assemblage dépend de :

Coût - Durée de vie - Maintenabilité - Encombrement – Esthétique

III.3. Moyens d'assemblage démontable

III. 3. 1. Par éléments filetés. L'assemblage est considéré obtenu par adhérence indirecte. Les éléments filetés sont illustrés sur la figure suivante :

CHAPITRE III. ASSEMBLAGES DES MATERIAUX

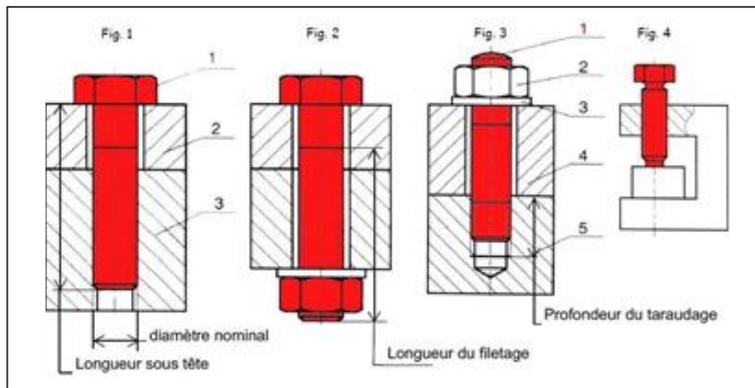


Figure .III.1. Eléments filet

III.3.2. Assemblage par boulons

Boulon = Vis + Ecrou

Caractéristiques géométriques

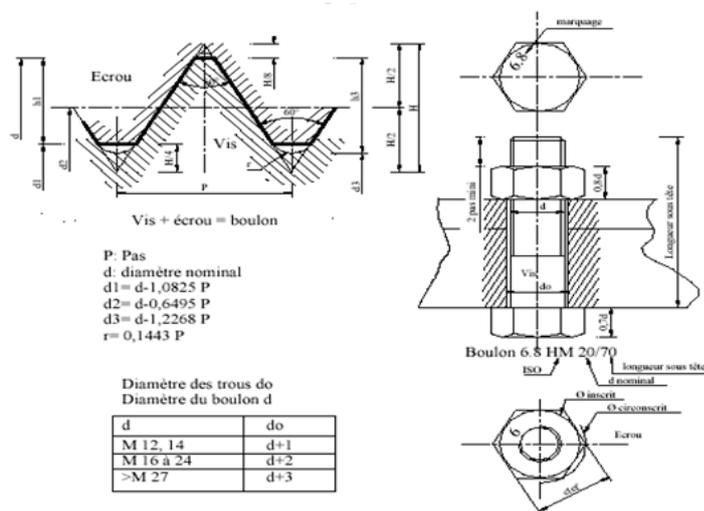


Figure-III.2. Assemblages par boulons.

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		-	-

Tableau.III.1. Caractéristiques géométriques des assemblages par boulons.

CHAPITRE III. ASSEMBLAGES DES MATERIAUX

III.4. Moyens d'assemblage non démontable

III-4.1. Par rivetage

La liaison entre deux pièces minces (tôles) est réalisée par déformation de l'extrémité d'un rivet. Cette déformation est appelée « rivure ».

Un rivet est un élément d'assemblage permanent. Il se présente sous la forme d'une tige cylindrique, généralement métallique, pleine ou creuse qui est munie à l'une de ses extrémités d'une "tête", c'est-à-dire une partie de section plus grande. L'autre extrémité sera aplatie et élargie par écrasement, pour solidariser les éléments qu'on veut riveter ensemble.

III-4.1.2. Avantages et inconvénients de rivetage

Avantages : sécurité de fixation ; économique ; cadences de production élevées ; assemblage de matières et d'épaisseurs différentes.

Inconvénients : non démontable ; tête protubérante

III-4.1.3. Soudage

Le soudage est un moyen d'assemblage permanent. Il a pour objet d'assurer la continuité de la matière à assembler. C'est une opération de micro-métallurgie consistant à exécuter un cordon fondu liant les bords de deux pièces ; il est dit homogène quand ces deux pièces, ainsi que le métal

d'apport du joint, ont une composition chimique identique ou voisine, et hétérogène dans les autres cas. Le soudage nécessite un apport de chaleur. Toutes les sources d'énergie peuvent être utilisées : chimique (flamme), lumineuse (laser), électrique ou mécanique.

III.4.1.3.1. Principe de soudage

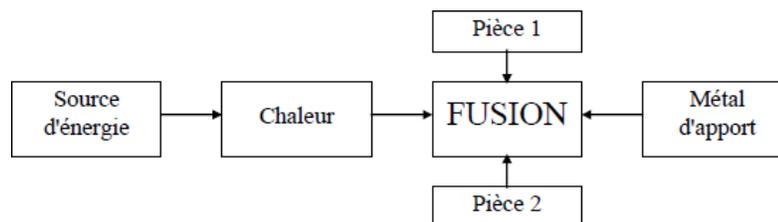


Figure III.3. Schéma du principe de soudage.

III.4.1.3.2. Différents types d'assemblages par soudage

On distingue

III.4.1.3.2.a. La soudure d'angle : qui peut être utilisée pour assembler des éléments dont les faces à assembler par fusion forment un angle compris entre 60° et 120°.

CHAPITRE III. ASSEMBLAGES DES MATERIAUX

Des angles inférieurs à 60° sont également admis. Toutefois, dans ces cas, la soudure doit être considérée comme une soudure en bout à pénétration partielle.

III.4.1.3.2.b. Les soudure en entaille : Les soudures en entaille, constituées de soudure d'angles réalisées dans des trous circulaires ou allongés, ne peuvent être utilisées que pour transmettre des efforts de cisaillement pour éviter le voilement ou la séparation de parties qui se recouvrent, il faut que le diamètre du trou doit être inférieur à 4 fois l'épaisseur de l'élément perforé.

III.4.1.3.2.c. Les Soudure en bout : Il y a deux types de soudures en bout à savoir :

- soudure en bout à pleine pénétration
- soudure en bout à pénétration partielle Soudures en bouchon

III.4.1.3.2.d. Les soudures en bouchon : qui sont réalisées dans des trous circulaire ou oblongs (voir tableau), ce genre de soudure on le réalise que pour transmettre un effort de cisaillement.

III.4.1.3.3. Avantages de soudage Avantages

- continuité de la matière (assemblage monolithe) assure une bonne transmission des sollicitations;
- Etanchéité;
- Procédé simple et rapide, (dispense des pièces secondaires, goussets...etc)
- Une bonne productivité;
- Moins encombrant et plus esthétique que le boulonnage ou le rivetage;

III.4.1.3.4. Inconvénients de soudage Avantages

- Déformation de retrait des soudures
- Contraintes résiduelles de soudure qui compliquent l'état de contrainte de l'assemblage (rupture par fatigue);
- Plus onéreux (main-d'œuvre qualifiée, matériel spécifique, contrôle des soudures)

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

IV.1. Définition éléments tendus

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.

Le composant est tendu si la résultante des efforts s'exerçant sur une section quelconque se réduit à **un effort normal appliqué au centre de gravité G de la section** et dirigé de la section vers l'extérieur de l'élément comme illustré sur la figure 1.

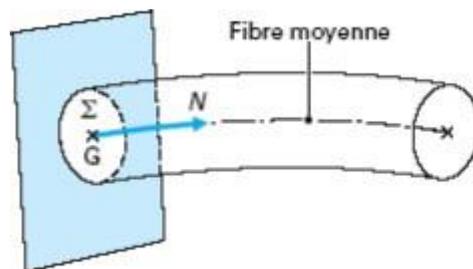


Figure IV.12. : Eléments tendus

IV.1.1. Critères de dimensionnement

La valeur de calcul de l'effort de traction NSd dans l'élément doit vérifier :

$$N_{Sd} \leq N_{t.Rd} = \text{Min}[N_{pl.Rd}; N_{u.Rd}; N_{net.Rd}]$$

Où : $N_{t.Rd}$: est la résistance de calcul de la section à la traction prise comme la plus petite des valeurs suivantes :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Résistance plastique de la section brute e plastique}$$

$$\frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} : \text{Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

0,9 est un coefficient de réduction pour tenir compte de l'excentricité, de concentration des contraintes ect...

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Résistance plastique de la section nette pour les assemblages par boulons}$$

précontraints (HR) à l'ELU.

Avec

A: Aire de la section brute,

A_{net} : Aire de la section nette au droit des trous de fixation.

f_y : Limite élastique du matériau,

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

f_u : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée,

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité du matériau, $\gamma_{M0} = 1.1$

γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité à appliquer dans les sections nettes, $\gamma_{M2} = 1.25$

IV.1.2. Calcul de la section nette A_{net}

IV.1.2.1. Trous disposés en rangées

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

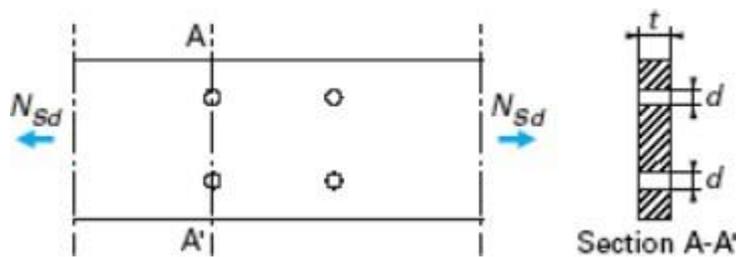
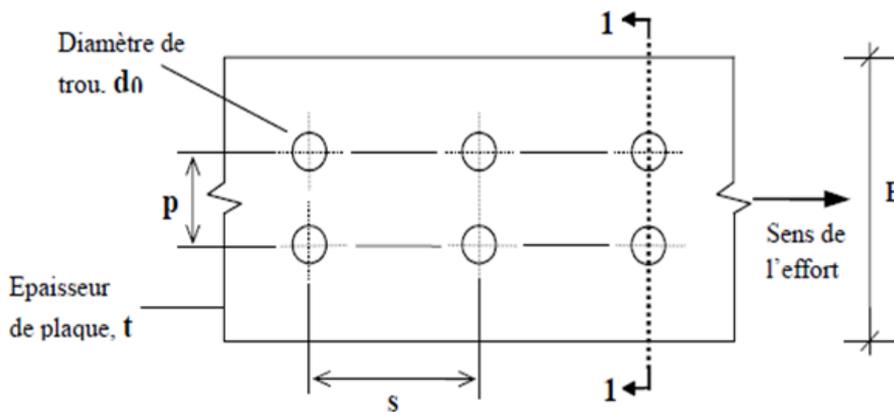


Figure IV.1. : Trous disposés en rangées

$A_{net} = A - ndt$ Avec n : Nombre de trous dans la section considérée, d : Diamètre des trous, t : Épaisseur de la tôle.



Sur la section 1-1 : Aire nette = $A_{net} = (B - 2d_0).t$

Figure IV.2. Exemple pour deux files de trous alignés

IV.1.2.2. Trous disposés en quinconce

Dans le cas où les trous sont disposés en quinconce, il faut envisager différentes lignes de rupture, calculer pour chaque ligne de rupture l'aire de la section nette correspondante et retenir la valeur la plus petite pour les calculs de résistance. Pour une ligne de rupture brisée quelconque, la section nette est évaluée par la relation :

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

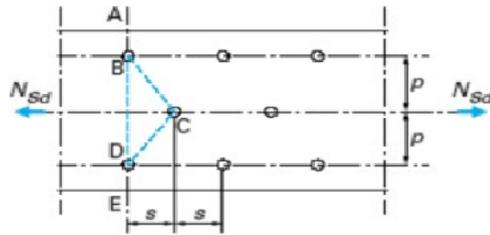


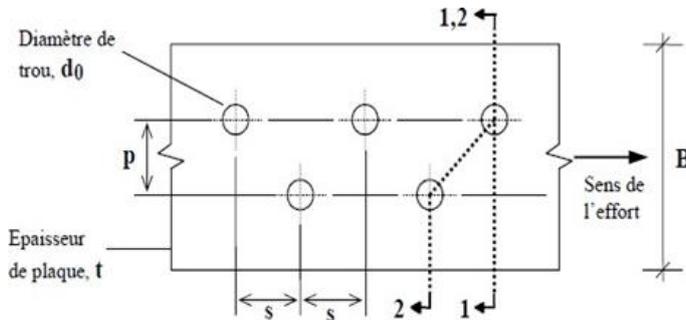
Figure IV.3. 2 sections critiques à vérifier : ABDE et ABCDE

$$A_{net} = A - ndt + \frac{s^2}{4p}t$$

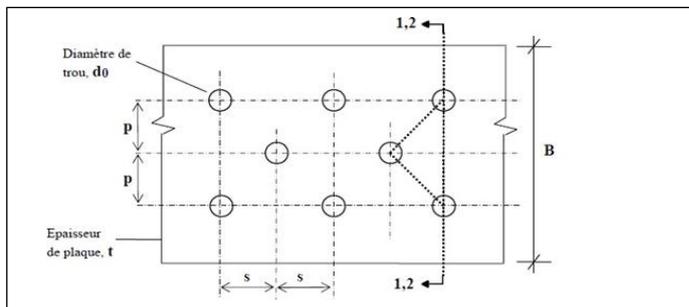
s : L'espacement horizontal (// à la direction de l'effort) entre centre de deux boulons

p : L'espacement verticale (⊥ à la direction de l'effort) entre centre des deux même boulons

IV.10.6.3.1. Exemple pour deux files de trous en quinconce



A_{net} : la plus petite des deux suivantes : sur la section 1-1: $(B.t - d_0.t)$ sur la section 2-2: $[B.t - (2d_{0,t} - \frac{s^2t}{4p})]$



A_{net} = la plus petite des deux suivantes

– sur la section 1-1 : $(B.t - 2d_0.t)$ – sur la section 2-2 : $[B.t - (3d_0t - 2\frac{s^2t}{4p})]$

Figure IV.4. Exemple pour trois files de trous en quinconce

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

IV.2. Assemblage de contreventement

La diagonale est dimensionnée en capacité. C'est l'allongement ductile des sections brutes le long de la barre qui est recherché tout en préservant la zone d'assemblage des ruptures fragiles.

Diagonale et gousset : S275, épaisseur 6 millimètres, boulon de classe 6-8, catégorie A. Ce fonctionnement met en jeu le comportement ductile de la tôle sous l'action de la pression diamétrale. Le plan de cisaillement est ici situé sur la section nominale du corps de vis.

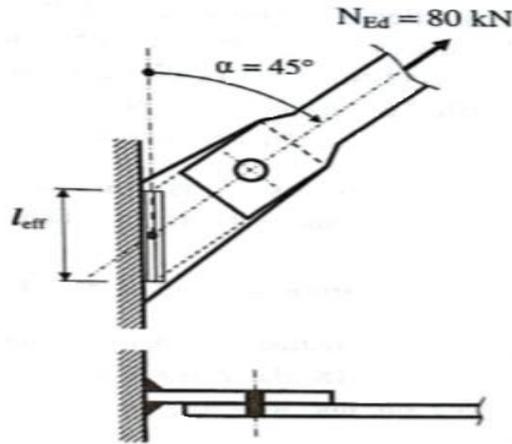


Figure IV.5. Assemblage de contreventement.

1. Déterminer le diamètre du boulon.
2. Déterminer les sections brute et nette de la diagonale avec un dimensionnement en capacité.
Condition de résistance :
$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$
3. Déterminer le cordon de soudure.

IV.3. Assemblage soudé : poteau-traverse

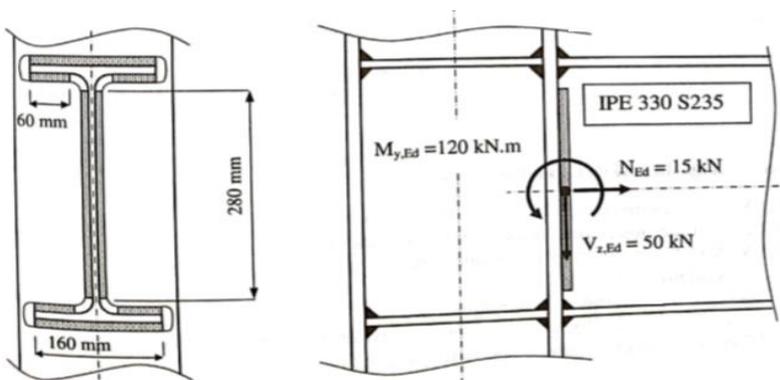


Figure IV.6. Assemblage soudé (poteau-traverse)

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

hypothèses de calcul :

Les actions de la traverse sur le poteau sont exprimées au centre de la liaison.

- Le moment est entièrement repris par les semelles.
- L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme.
- L'effort normal est repris en proportion des aires des semelles et de l'âme.
- Les longueurs efficaces retenues pour les cordons sont données sur la figure.

4.1 Déterminer les efforts repris par l'âme et chacune des semelles.

4.2 Dimensionner les cordons d'âme et de semelle pour la nuance S235.

IV.4. Assemblage avec boulon : poutre-solive

IV.4.1. Assemblage du côté de la poutre portée (Exemple d'application)

une liaison est réalisée par deux cornières 100x100x8 de longueur 200 mm, S235 et 9 boulons M18 classe 6-8 en catégorie A. La poutre portée, ici la solive, a été grugées sur une longueur de 78 mm pour permettre la mise à niveau des deux poutres.

Vérifier les dispositions constructives sur l'aile de la cornière et la poutre portée.

Déterminer les efforts transmis par les boulons.

Vérifications aux modes de ruine suivant : - Cisaillement des boulons - Pression diamétrale sur perçages - Cisaillement de bloc pour cornière et l'extrémité de la solive

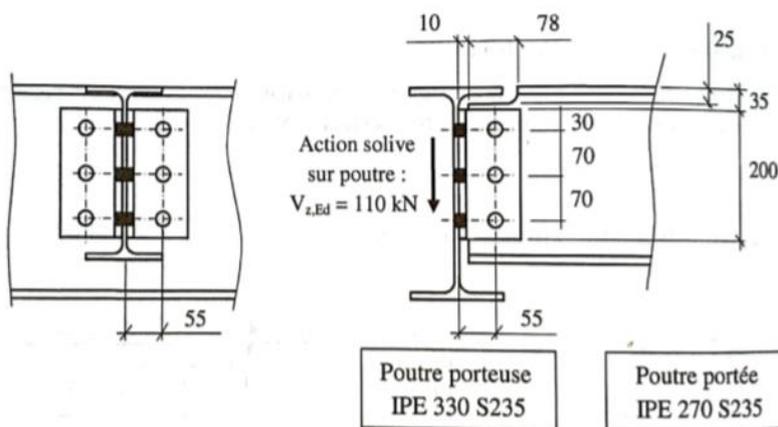


Figure IV.7. : Assemblage avec boulon (poutre-solive)

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

IV.4.1.a. Diamètre des boulons de classe 8-8 en catégorie C :

Précontrainte : $F_{p,c} = \frac{0,7 \cdot f_{\mu b} \cdot A_s}{\gamma_{\mu\tau}}$ Effort résistant au glissement $F_{s,Rd} = \frac{k_1 \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,c}$ avec $k_s=1$,

$n=1$ et $\mu = 0,2$ Condition de non glissement à l'ELU: $N_{Ed} \leq 8 \cdot F_{s,Rd}$ Soit $\frac{k_1 \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot \frac{0,7 \cdot f_{\mu b} \cdot A_s}{\gamma_{\mu1}} \geq$

$\frac{N_{\mu d}}{8}$ il vient: $A_s \geq \frac{\gamma_{M3}}{k_t \cdot n \cdot \mu} \cdot \frac{\gamma_{M7}}{0,7 \cdot f_{\mu b}} \cdot \frac{N_{\mu d}}{8}$

$$A_{s_{min}} = \frac{1,25}{1 \times 1 \times 0,2} \times \frac{1,10}{0,7 \times 800} \times \frac{250000}{8} = 383,7 \text{ mm}^2$$

Il faut dans ce cas retenir des boulons M27 de classe 8.8 avec $A_s = 459 \text{ mm}^2$, taille de boulons à comparer aux M16 de classe 6.8 travaillant au cisaillement.

IV.4.1.b. Longueur efficace des cordons de soudure

Expression des contraintes : cas des cordons latéraux

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A_w}, \quad \tau_{\beta} = \sigma \quad \text{et} \quad \tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 0$$

$$A_w = \sum a \cdot l_{eff} = 4 \cdot a \cdot l_{eff}$$

Condition de résistance $\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\mu}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$

- Dans ce cas la contrainte équivalente se ramène à : $\sqrt{3\tau_y^2} = \sqrt{3} \cdot \tau_y$

$$\sqrt{3} \cdot \tau_g \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad \rightarrow \quad \sqrt{3} \cdot \frac{N_{Ed}}{A_w} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$l_{eff \min} = \frac{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3} \times 250000}{4 \times 6 \times 360} = 50,12 \text{ mm}$$

On retiendra une longueur efficace de 55 mm.

IV.4.1.c. Attache en traction (Effort transmissible par le plat.)

Il s'agit de l'effort de plastification en section brute de la barre définie dans **YEN 1993-1-1 (§ 6.2.3)**. Cette procédure de dimensionnement prémunit l'attache des ruptures fragiles qui mettent en jeu les résistances ultimes f_u , et Si rupture il y a, c'est en premier lieu la ruine ductile (plastique) de la barre qui intervient:

$$N_{tEd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{70 \times 20 \times 355}{1} = 497 \text{ kN}$$

2.2 Diamètre des boulons déterminé par le critère de résistance en traction Effort sollicitant par boulon : $F_{t,Ed} = \frac{497}{4} = 124,25 \text{ kN}$

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

Effort résistant du boulon:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_1 \cdot f_{ub} \cdot A_t}{\gamma_{M2}}$$

Condition de résistance: $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$

soit

$$A_{min} = 1,25 \times 124250 /$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{M2} \cdot F_{t,Ed}}{k_2 \cdot f_{ub}}$$

$$(0,9 \times 600) = 287,7 \text{ mm}^2$$

On retient des boulons M22 avec $A_s = 303 \text{ mm}^2$

IV.4.1.d. Résistance au poinçonnement de la platine

$$F_{t,Ed} \leq B_{\rho,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$B_{\rho,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times 34,5 \times 12 \times 510}{1,25} = 318391 \text{ N} \quad 124,25 \leq 318,3 \text{ La condition est vérifiée,}$$

IV.5. Assemblage soudé poteau-traverse (Exemple d'application)

IV.5.a. Efforts repris par l'âme et les semelles

- Reprise de l'effort normal:

Aire de la section : $A = 6261 \text{ mm}^2$

Aire d'une semelle : $A_s = b \cdot t_f = 160 \times 11,5 = 1840 \text{ mm}^2$

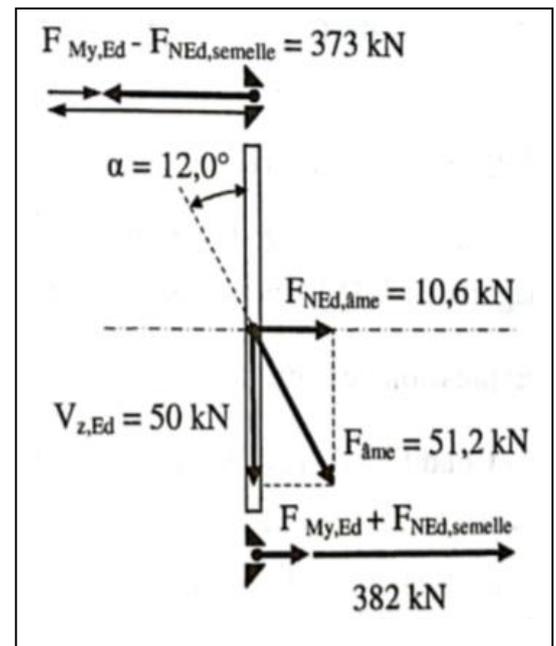
Aire de l'âme : $A_a = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 6261 - 1840 = 4421 \text{ mm}^2$

$$F_{NEd,semelle} = \frac{A_s}{A} \cdot N_{Ed} = \frac{1840}{6261} \times 15 = 4,4 \text{ kN}$$

$$F_{NEd,âme} = \frac{A_a}{A} \cdot N_{Ed} = \frac{4421}{6261} \times 15 = 10,6 \text{ kN}$$

- Reprise du moment fléchissant :

$$F_{My,Ed} = \frac{M_{yBd}}{h - t_f} = \frac{120}{(330 - 11,5) \cdot 10^{-3}} = 377 \text{ kN}$$



IV.8. Efforts repris par l'âme et les semelles

IV.5.b. Cordons d'âme et de semelle

- Cordons de semelle : de type frontal

Conditions de résistance : $\sqrt{2} \cdot \frac{F_{Ed}}{A_w} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$ soit :

$$a \geq \frac{\beta_w \cdot \gamma_M \cdot \sqrt{2} \cdot F_{Ed}}{\sum l_{eff} \cdot f_u}$$

$$\sum l_{eff} = 280 \text{ mm}$$

$$a_{min} = \frac{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{2} \times 382000}{280 \times 360} = 5,35 \text{ mm}$$

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

On retiendra une gorge a de 6mm

Cordon d'âme de type cordon oblique :

$$A_w = a \cdot \sum l_{eff} \quad \text{et} \quad \sum l_{eff} = 560 \text{ mm}$$

$$a \geq \frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{2 + \cos^2 \alpha} \cdot F_{ame}}{\sum l_{eff} \cdot f_o} \quad a_{min} = \frac{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{2 + \cos^2 12^\circ} \times 51200}{560 \times 360} = 0,43 \text{ mm}$$

On retiendra une gorge a de 3mm

IV.5.c Assemblage poutre-solive

Dispositions constructives pour l'effort vertical (pour aciers exposés aux intempéries)

Sur cornière : $d_0 = 20 \text{ mm}$ $t = 8 \text{ mm}$

$$-e_1 = 30 \text{ mm} \quad 1,2d_0 < e_2 < 4t + 40 \quad 24 < e_1 < 72 \quad \text{OK}$$

$$-e_2 = 45 \text{ mm} \quad 1,2d_0 < e_1 < 4t + 40 \quad 24 < e_2 < 72 \quad \text{OK}$$

$$-p_1 = 70 \text{ mm} \quad 2,2d_0 < p_1 < \min(14t; 200) \quad 44 < p_1 < 112 \quad \text{OK}$$

Sur poutre portée (solive) : $d_0 = 20 \text{ mm}$ $t = 6,6 \text{ mm}$

$$-e_1 = 40 \text{ mm} \quad 1,2d_0 < e_1 < 4t + 40 \quad 24 < e_1 < 66,4 \quad \text{OK}$$

$$-e_2 = 45 \text{ mm} \quad 1,2d_0 < e_2 < 4t + 40 \quad 24 < e_1 < 72 \quad \text{OK}$$

$$-p_1 = 70 \text{ mm} \quad 2,2d_0 < p_1 < \min(14t; 200) \quad 44 < p_1 < 92,4 \quad \text{OK}$$

IV.5.d. Efforts transmis par les boulons.

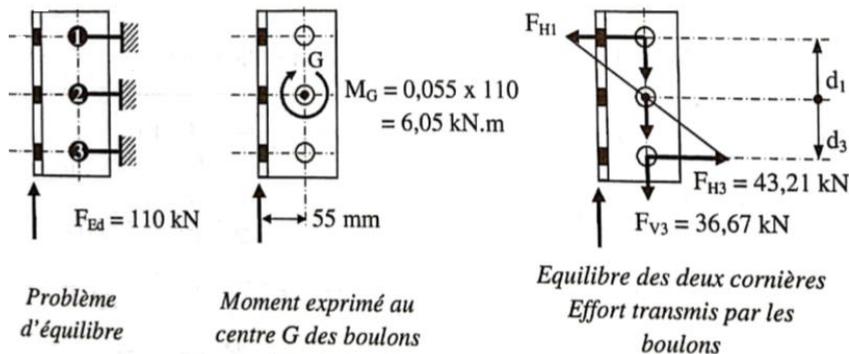


Figure IV.9. : Efforts transmis par les boulons

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

- Composante verticale transmise par un boulon : $F_{vi} = F_{Ed}/n = 110/3 = 36,67 \text{ kN}$
- Composante horizontale transmise par un boulon : $F_{Hi} = \frac{d_i}{\sum d_i^2} \cdot M_G(F_{Ed})$

$$F_{H1} = F_{H3} = \frac{0,07}{0,07^2 + 0,07^2} \times 6,05 = 43,21 \text{ kN} \quad \text{et} \quad F_{H2} = 0$$

- Résultante pour les boulons les plus chargés : $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{H1}^2 + F_{V1}^2} = 56,67 \text{ kN}$

IV.6. Vérifications aux modes de ruines

IV.6.1. Résistance du boulon au cisaillement

Effort résistant par boulon, ici deux plans de cisaillement :

$$F_{v,Rd} = \frac{2 \times 0,5 \times 600 \times 192}{1,25} = 92,16 \text{ kN}$$

$56,67 \leq 92,16 \quad \text{Ok}$

IV.6.2. Résistance de la cornière à la pression diamétrale

Quand l'action du boulon n'est pas parallèle à un bord, la vérification se fait indépendamment par composante parallèle à chacun des deux bords.

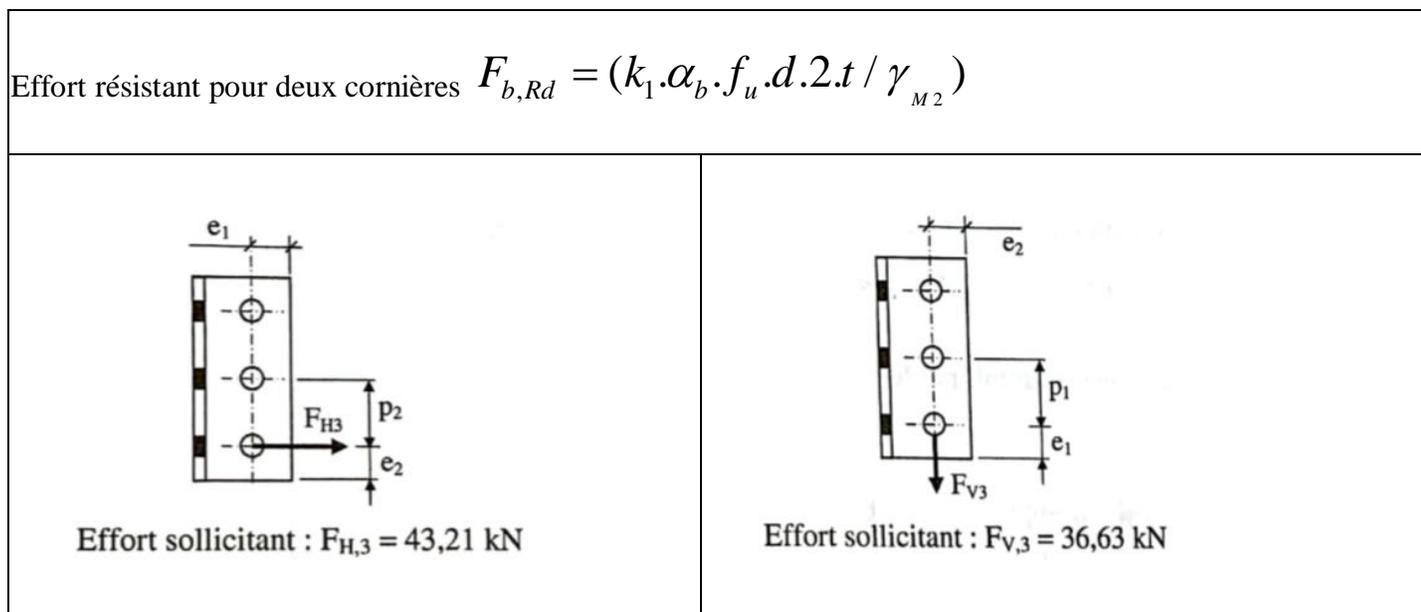


Figure IV.10. : Résistance de la cornière à la pression diamétrale

CHAPITRE IV. CALCULS DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

$\alpha_b = \min\left(\frac{e_i}{3 \cdot d_o}; \frac{f_{ab}}{f_a}; 1\right)$ $= \min\left(\frac{45}{3 \times 20}; \frac{600}{360}; 1\right) = 0,75$ $k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e}{d_o} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p}{d_o} - 1,7; 2,5\right)$ $= \min\left(2,8 \times \frac{30}{20} - 1,7; 1,4 \times \frac{70}{20} - 1,7; 2,5\right) = 2,5$ $F_{b,Ri} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 360 \times 18 \times 2 \times 10}{1,25} = 155520\text{N}$ $43,21 \leq 155,5 \quad \text{Ok}$	$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e}{d_o} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p}{d_o} - 1,7; 2,5\right)$ $= \min\left(2,8 \times \frac{30}{20} - 1,7; 1,4 \times \frac{70}{20} - 1,7; 2,5\right) = 2,5$ $k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e}{d_o} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p}{d_o} - 1,7; 2,5\right)$ $= \min\left(2,8 \times \frac{45}{20} - 1,7; 2,5\right) = 2,5$ $F_{b,Ri} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 360 \times 18 \times 2 \times 8}{1,25} = 103680\text{N}$ $36,67 \leq 103,6 \quad \text{Ok}$
---	--

IV.6.3. Résistance de l'âme de la solive à la pression diamétrale

On montrerait que la résistance est assurée (t=6,6 mm, pas et pinces supérieures à celles des cornières).

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{2} \gamma_{M2}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

V.1. Calcul à la flexion pure (Sous M seul)

En l'absence de l'effort tranchant, le moment fléchissant dans chaque section doit rester inférieur au moment résistant soit :

$$M \leq M_R$$

- Pour les sections de classe 01 et 02, (moment résistant plastique)

$$M_R = M_{pl} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.1)$$

- Pour les sections de classe 03, (moment résistant élastique)

$$M_R = M_{el} = W_{el} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.2)$$

- Pour les sections de classe 04, (moment résistant au voilement local)

$$M_R = M_0 = W_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.3)$$

Avec

W_{eff} : module de résistance

W_{el} : module de résistance élastique
 W_{pl} : module de résistance plastique

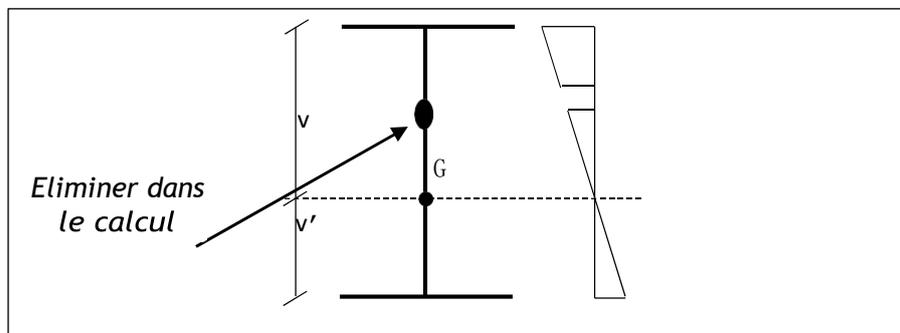


Figure :V.1 Représentation des contraintes dans une section de classe 04

$$W_{eff} = \min\left(\frac{l}{v}, \frac{l}{v'}\right)$$

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

V.2. Calcul du moment résistant plastique M_{pl}

Pour les classes de section 1 ou 2, on passe dans le domaine plastique ceci implique :

- ✓ Une modification potentielle de la position de l'axe neutre,
- ✓ Un équilibre des contraintes de traction et de compression.

Soit une section en I doublement symétrique sollicitée par un moment de flexion M .

$$N = 0$$

On parle de moment plastique lorsqu'il y a plastification de toutes les fibres de la section transversale :

$$M = M_{pl}$$

Cherchant le moment plastique M_{pl} .

On a

$$F_a = f_y \cdot t_w \cdot d/2$$

$$F_s = f_y \cdot t_f \cdot b$$

$$\Rightarrow M_{pl} = 2[F_a \left(\frac{d}{4}\right) + F_s \left(\frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}\right)]$$

$$M_{pl} = f_y 2 \left[t_w \frac{d}{2} \left(\frac{d}{4}\right) + t_f b \left(\frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}\right) \right]$$

$$M_{pl} = f_y 2 \left[t_w \left(\frac{d^2}{8}\right) + t_f \frac{b}{2} (d + t_f) \right]$$

$M_{pl} = f_y \cdot 2 \cdot S_{GZ}$ avec S_{GZ} : moment statique.

$$S_{GZ} = \left(t_w \frac{d}{2}\right) \left(\frac{d}{4}\right) + t_f b \left(\frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}\right)$$

Donc:
$$M_{pl} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = f_y \cdot 2 \cdot \frac{S_{GZ}}{\gamma_{M0}}$$
 (Uniquement dans le cas d'une section doublement symétrique)

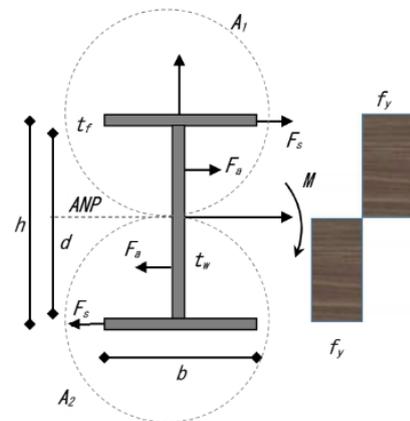


Figure:V.2 Section plastifiée

V.3. Calcul sous effort tranchant

$$\tau = \frac{V \cdot S_{Gy}(z)}{I_{Gy} \cdot b(z)}$$

Soit une section quelconque soumise à un effort tranchant V :

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

. Pour une section rectangulaire : $\tau_{max} = \frac{3V}{2A}$

. Pour une section circulaire : $\tau_{max} = \frac{4V}{3A}$

. Pour une section creuse : $\tau_{max} = 2\frac{V}{A}$

V.3.1. Résistance l'effort tranchant

si l'effort tranchant calculé dans la section est inférieur la valeur de calcul de la résistance au cisaillement .

$$\overline{V_{Ed}} \leq V_{c,Rd} \quad \text{ou} \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

- En calcul plastique, la résistance au cisaillement $V_{c,Rd}$ est assimilée à la résistance plas-tique au cisaillement $V_{pl,Rd}$ donnée par :

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

ou A_v représente l'aire de cisaillement définie selon les profils dans le tableau 7.1.

Dans le catalogue ARCELOR, A_v est donnée par la colonne A_{vz}

- En calcul élastique, on peut utiliser le critère suivant en un point critique de la section transversale :

ou V_{Ed} est la valeur de l'effort tranchant calculé , μ le moment statique de l'aire de la section, I le moment d'inertie de flexion de la section compl te, et t l'épaisseur au point considéré .

Ce calcul place en sécurité car il exclut toute plastification partielle de la section.

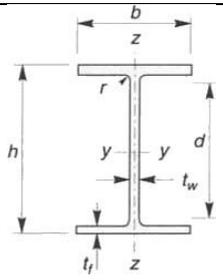
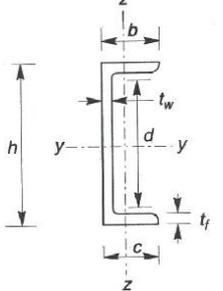
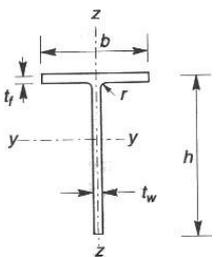
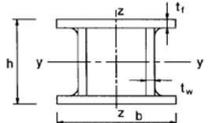
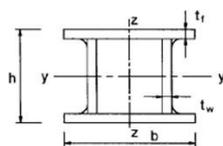
Pour les sections en I ou H, la contrainte de cisaillement peut être prise égale :

$$\frac{\tau_{Ed} \cdot (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}{f_y} \leq 1,0 \quad \text{si} \quad \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6 \quad \tau_{ed} = \frac{v_{ed}}{A_w} \quad \text{avec } A_f \text{ et } A_w \text{ représentant respectivement l'aire d'une semelle et l'aire de l'âme.}$$

avec $\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot \mu}{I \cdot t}$

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

Tableau V.1. Calcul des aires de cisaillement A_v pour des sections courantes

Type de section	Orientation de l'effort	Valeur de l'aire A_v	Schéma
Sections laminées en I et H	Parallèle à l'âme	$A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$ et au minimum $A_v > \eta.(h - 2.t_f).t_w$ Sécurité: $\eta = 1,0$ ou EN1933-1-5	
Sections laminées en U	Parallèle à l'âme	$A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$	
Sections laminées en T	Parallèle à l'âme	$A - b.t_f + (t_w + 2.r).\frac{t_f}{2}$	
Sections soudées en T		$t_w.(h - \frac{t_f}{2})$	
Sections soudées en I, H, U ou en caisson	Parallèle à l'âme	$\eta.\sum(h_w.t_w)$ avec : $\eta = 1, 2$ pour les aciers jusqu' S460 inclus et $\eta = 1$ au del	
Sections soudées en I, H, U ou en caisson	Parallèle aux semelles	$A - \sum(h_w.t_w)$	
Sections creuses rectangulaires laminées d'épaisseur uniforme	Parallèle à l'âme (chargement // h)	$\frac{A.h}{b+h}$	
Sections creuses rectangulaires laminées d'épaisseur uniforme	Perpendiculaire l'ame	$\frac{A.b}{Ab+h}$	
Sections creuses circulaires et tubes d'épaisseur uniforme	Quelconque	$\frac{2.A}{\pi}$	

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

V.4. Résistance aux sollicitations composées

V.4.1. Interaction Moment Fléchissant-Effort Normal-Effort Tranchant

Influence de l'effort tranchant

Lorsqu'il existe un effort tranchant, il convient de prendre en compte son incidence sur le moment résistant :

- Si $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ son e et peut être négligé, sauf s'il y a des risques d'instabilité par voilement.
- Dans le cas contraire, il convient de réduire le moment résistant, en considérant une limite d'élasticité réduite $(1 - \rho) \cdot f_y$ où ρ est déterminé par :

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \text{ avec } V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Interaction effort normal moment fléchissant

Il faut vérifier que la valeur de calcul du moment fléchissant M_{Ed} est inférieure à la valeur de calcul de la résistance à la flexion réduite par l'effort normal par rapport à un axe principal de la section de la barre noté $M_{N,Rd}$, soit :

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

ou

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0$$

Section pleine rectangulaire sans trou de fixation

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]$$

Sections bi-symétriques en I ou en H et autres

- Si $N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd}$ et $N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$, il n'est pas nécessaire de tenir compte de

l'effet de l'effort normal dans le calcul plastique autour de l'axe y-y (avec $h_w = h - 2 \cdot t_f$).

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

Si $N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$, il n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de l'effort normal dans le calcul plastique autour de l'axe z-z. le calcul plastique autour de l'axe z-z.

V.4.2. Calcul des assemblages sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant.

V.4.3. Assemblages par groupe de boulons travaillant à la traction et au cisaillement :

V.4.3.1. Assemblages poteau-traverse : (Assemblage de rive)

Pour les assemblages de rive, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la Figure V.3.

Le renfort de jarret doit remplir les fonctions suivantes :

Augmenter la résistance à la flexion de la traverse au niveau du moment le plus élevé, pour pouvoir ainsi utiliser une traverse de plus petite taille.

Fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface traverse/poteau, pour que l'assemblage soit efficace. La hauteur du renfort est souvent déterminée par le bras de levier requis au niveau des boulons afin d'obtenir la résistance à la flexion nécessaire.

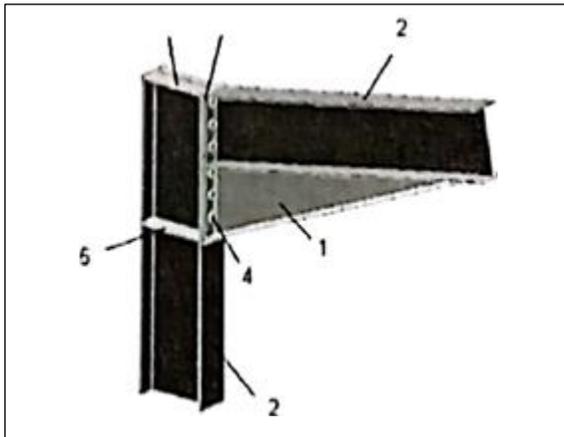


Figure: V.3. Assemblage typique de jarret dans un portique

Légende 1, Renfort de jarret ; 3. Platine d'about :

2. Profilé laminé à chaud

4. Boulons de classe 8.8 ou 10.9

5. Raidisseur vis-à-vis de la compression si nécessaire

6. Raidisseur vis-à-vis de la traction si nécessaire

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

Il est généralement préférable d'utiliser des découpes de profilés laminés et il est pratique d'utiliser un profilé similaire au poteau **ou** à la traverse, bien que des considérations de stabilité et d'assemblage puissent influencer sur sa dimension définitive.

V.4.3.2. Assemblage traverse-traverse : (Assemblage du faîtage) L'assemblage du faîtage est souvent conçu de la même manière que l'assemblage au niveau du jarret (voir la Figure 31). Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ **16 m**), l'assemblage du faîtage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

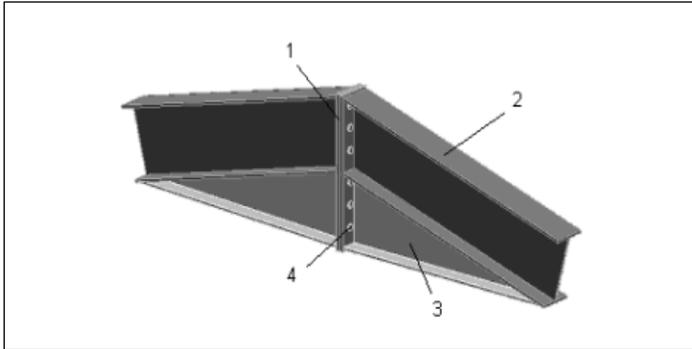


Figure : V.4. Assemblage typique de faîtage dans un portique

Légende :

1. Platines d'about
2. Profilé laminé à chaud
3. Renfort de faîtage si nécessaire
4. Boulon de classe 8.8 ou 10.9

V.5. Vérification de l'assemblage à la résistance :

Le moment résistant M_{Rd} de l'assemblage est obtenu par la somme

des produits des efforts de traction dans les rangées **de** boulons situées dans **la** zone tendue par leurs distances respectives d_i , au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée qui est aussi le centre de rotation).

Calcul du moment résistant:

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} \dots\dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + N_2 d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots\dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots\dots)$$

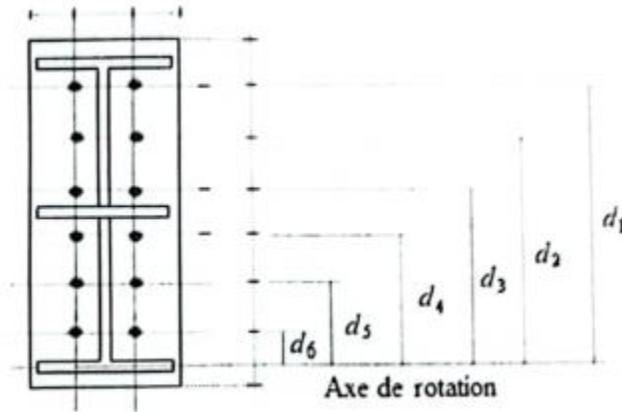


Figure .V.5. Axe de rotation.

$$M_{Ru} = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{d'où :} \quad N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

N_1 : l'effort maximal de traction de la rangée des boulons les plus éloignés du centre de rotation.

d_1 distance des boulons par rapport à l'axe de rotation

Vérification à la résistance de l'assemblage:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Où :

M_{sd} : Moment de calcul agissant sur l'assemblage.

M_{Rd} : Moment résistant de l'assemblage.

Cas de boulons HR:
$$M_{Rd} = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_{pc} \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

Où : n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$F_{PC} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$ L'effort de calcul de précontrainte F , autorisé dans les boulons.

V.6. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

La vérification de l'assemblage par boulon précontraint sous l'effort tranchant est donnée par la relation suivante : $F_{v,sd} = V_{sd}/n \leq F_{v,Rd}$

avec: n : nombre total de boulon.

$$F_{v,Rd} = k \cdot m \cdot \mu \cdot F_{PC} / Y_{M2}$$

k , = 1.0 trou normal. (Eurocode 3 §6.5.8.1)

m : nombre de plan de frottement.

μ coefficient de frottement. (Eurocode 3 §6.5.8.3)

F_{PC} : précontrainte de calcul. (Eurocode 3 §6.5.8.2)

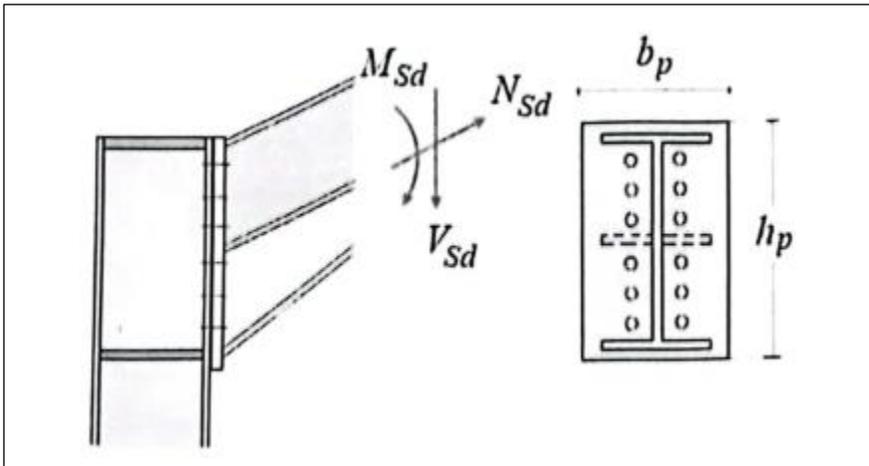


Figure .V.6. Efforts internes sollicitant l'assemblage (poteau-traverse)

Cas de boulons ordinaires :

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{RI} = \frac{N_1 \cdot \sum d_1^2}{d_1} = \frac{n F_{1Rd} \sum d_1^2}{d_1}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}, \text{ résistance du boulon à la traction.}$$

Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:

La vérification de l'assemblage par boulon ordinaire sous l'effort tranchant est donnée par la relation suivante :

$$F_{v,Sd} = V_{Sd} / n \leq F_{v,Rd}$$

avec :

n : nombre total de boulon.

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \text{ résistance du boulon au cisaillement}$$

V.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau :

L'âme du poteau doit être vérifiée à la résistance dans ses différentes zones (tendue, comprimée et cisailée) sous l'effet des sollicitations M_{sd} , V_{sd} , et N_{sd} . (cf. procédure J.3.2., annexe J à l'Eurocode3).

V.7.1. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

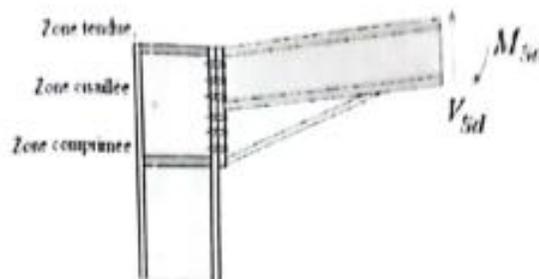


Figure : V.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_s \leq F_{s,Rd}$$

avec :

$$F_{s,Rd} = t_{wc} b_{eff} \frac{f_s}{\gamma_{M0}}$$

Ou :

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

$F_{s,Rd}$: résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_{w_i} : épaisseur de l'âme du poteau.

$h_{eff} = p$: entraxe rangées des boulons.

L'effort de cisaillement vaut : $F_v = \frac{M_{Sd}}{h-t_f}$

Remarque : Dans le cas où : $F_v > F_{t,Rd} \rightarrow$ les raidisseurs sont nécessaires.

V.7.2. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.

La vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée est donnée par la relation suivante :

$$N_{Sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \rho b_{eff} t_{wc} f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{(1 + 1.3(b_{eff} / h)^2)}}$$

$$F_{c,Rd} = f_y J_{wc} (1.25 - 0.5 \gamma_{M0} \frac{\sigma_{c,Sd}}{f_y}) \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : $\sigma_{c,Sd}$: contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

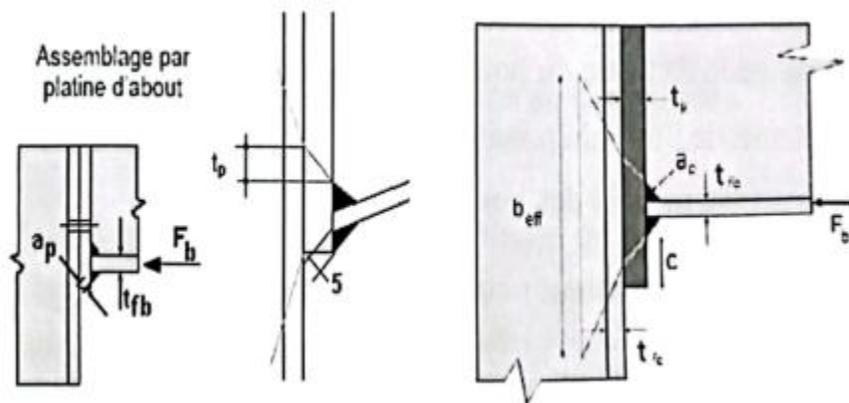


Figure : V.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p \quad \text{avec : } h : \text{ hauteur du poteau}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

avec: h : hauteur du poteau Lorsque $\sigma_{c,SM} \leq 0.7f_y \rightarrow k_c = 1.0$

Lorsque $\sigma_{c,5d} > 0.7f_y \rightarrow k_c = 1.7 - \sigma_{c,5d}/f_y$

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

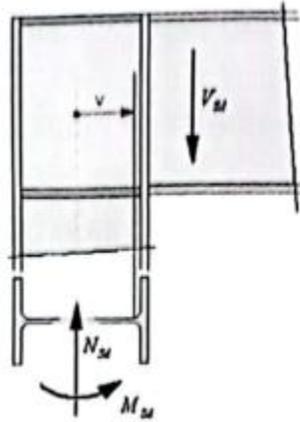


Figure: V.9. Epaisseurs des semelles.

$$\sigma_{cSd} = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot z_{max}}{I_s} \quad \text{ou :} \quad N_{sd} = V_{sd}$$

ι_μ : épaisseur semelle poutre. ι_k : épaisseur semelle poteau. ι_p : épaisseur platine d'extrémité. r_p : rayon de raccordement âme/semelle du poteau. α_c : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5,0 mm)

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1.0$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p > 0.72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{cff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} : \text{élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$$N_{sd} = \sum N, \quad ; \quad N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$\sum N_i$: la somme des efforts dans les boulons tendus.

Si la condition n'est pas vérifiée, il faut prévoir des raidisseurs.

V.7.3. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

La résistance de l'âme du poteau dans la partie cisailée est donnée par la relation suivante :

$$F_v \leq V_{Rd} \quad \text{avec :} \quad V_{Rd} = h \times t_w \times 0.58 f_y / \gamma_{M0}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

L'effort de cisaillement vaut : $F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$

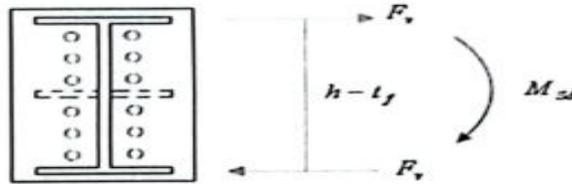


Figure : V.10. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

Remarque:

La vérification de l'âme raidie du poteau à la résistance n'est pas nécessaire dès lors que les raidisseurs ont une épaisseur égale à celles des semelles de la poutre.

V.7.4. Assemblage par groupe de boulons travaillant à la torsion :

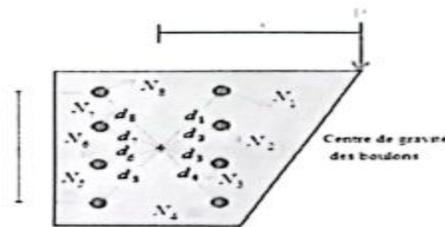


Figure: V.11. Assemblage par groupe de boulons travaillant à la torsion

$$M_{vi} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} \dots$$

$$M_{sd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + N_2 d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots)$$

$$M_{sd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots) \quad ; \quad M_{sd} = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

D'où:

$$N_i = \frac{M_{sd} d_1}{\sum d_i^2} \quad ; \quad N_i = \frac{M_{sd} d_i}{\sum d_i^2} \quad ; \quad M_{sd} = P \times e$$

CHAPITRE V : CALCUL DES PIÈCES FLECHIES

avec N_1 : l'effort maximal dans le boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_1 distance des boulons par rapport au centre de rotation (centre de gravité des boulons).

La composante horizontale et verticale de la force N , est donnée par les relations suivantes :
$$H = \frac{M_{sd} \cdot v}{\sum d_i^2}$$

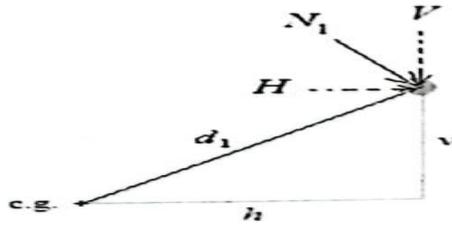


Figure: V. 12. Composantes de la force

Bibliographie

1. BARAKA Abdelhak BARAKA Abdelhak, « Cours EN CHARPENTE MÉTALLIQUE I Selon le règlement Algérien C.C.M.97 et l'Eurocode 3 »
2. A. LABED A. LABED, « COURS DE CHARPENTE METALLIQUE, Etudes théoriques expérimentales et réglementaires », Office des Publications Universitaires
3. LAHLOU DAHMANI, 'CALCUL PRATIQUE DES ELEMENTS DE CONSTRUCTIONS METALLIQUES SELON LES EUROCODES 'Professeur à l'Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, 2ème Edition 2022 Revue et corrigee
4. GUY LERUN , « Dimensionnement des ossatures acier Chapitre III, Bases de calcul selon les Eurocodes », Genie civil,
5. Jean morel, 1997 Jean morel « Guide de calcul Structures Métalliques (CM66, Additif 80, Eurocode 3)», Editions Eyrolles 2ème tirage (1997);
6. Jean morel, 2005 Jean morel « Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3», Editions Eyrolles 6ème tirage (2005);
7. Mimoune, 2015 Mimoune F.Z, Mimoune Mostefa «Construction Métallique 'regles de calculs et de vérification» Offices des publications universitaires, 2eme édition 2.03.5250 (2015).
8. Dahmani, 2012 Dahmani Lahlou «Calcul des éléments de construction métallique selon l'Eurocode 3» Offices des publications universitaires, édition 2.03.5343 (2012).
9. Manfred, 2001 Manfred.A, Hirt, Michel Crisinel «Charpentes métalliques cenception et dimensionnement des halles et batiments» volume 11, 1ere Editions ISBN 2-88074-359-1 (2001);
10. TAKTAK, 2005 Taktak Wissem «Cours Charpentes métalliques», Polycopié, Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Radés, Tunisie, Editions (2005);
11. Philippe MARON, CONSTRUCTION METALLIQUE (Tome 1) Généralités - Résistance des sections -Instabilités, UNIVERSITÉ DE pAU ET DES PAYS DE L'ADOUR ISA BTP d'ingénieur

CARACTERISTIQUES DES PROFILES

Caractéristiques des profilés HEA												
PROFIL	h mm	A cm ²	S m ² /m	I _y cm ⁴	W _y cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _z cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _T cm ⁴	I _w × 10 ⁻³ cm ⁶
HEA 100	96	21,24	0,561	349,2	72,76	83,01	7,56	133,8	26,76	41,14	5,24	2,58
HEA 120	114	25,34	0,677	606,2	106,3	119,5	8,46	230,9	38,48	58,85	5,99	6,47
HEA 140	133	31,42	0,794	1 033	155,4	173,5	10,12	389,3	55,62	84,85	8,13	15,06
HEA 160	152	38,77	0,906	1 673	220,1	245,1	13,21	615,6	76,95	117,6	12,19	31,41
HEA 180	171	45,25	1,024	2 510	293,6	324,9	14,47	924,6	102,7	156,5	14,8	60,21
HEA 200	190	53,83	1,136	3 692	388,6	429,5	18,08	1 336	133,6	203,8	20,98	108
HEA 220	210	64,34	1,255	5 410	515,2	568,5	20,67	1955	177,7	270,6	28,46	193,3
HEA 240	230	76,84	1,369	7 763	675,1	744,6	25,18	2769	230,7	351,7	41,55	328,5
HEA 260	250	86,82	1,484	10 450	836,4	919,8	28,76	3 668	282,1	430,2	52,37	516,4
HEA 280	270	97,26	1,603	13 670	1 013	1 112	31,74	4 763	340,2	518,1	62,1	785,4
HEA 300	290	112,5	1,717	18 260	1 260	1 383	37,28	6 310	420,6	641,2	85,17	1 200
HEA 320	310	124,4	1,756	22 930	1 479	1 628	41,13	6 985	465,7	709,7	108	1 512
HEA 340	330	133,5	1,795	27 690	1 678	1 850	44,95	7 436	495,7	755,9	127,2	1 824
HEA 360	350	142,8	1,834	33 090	1 891	2 088	48,96	7 887	525,8	802,3	148,8	2 177
HEA 400	390	159	1,912	45 070	2 311	2 562	57,33	8 564	570,9	872,9	189	2 942
HEA 450	440	178	2,011	63 720	2 896	3 216	65,78	9 465	631	965,5	243,8	4 148
HEA 500	490	197,5	2,11	86 970	3 550	3 949	74,72	10 370	691,1	1 059	309,3	5 643
HEA 550	540	211,8	2,209	111 900	4 146	4 622	83,72	10 820	721,3	1 107	351,5	7 189
HEA 600	590	226,5	2,308	141 200	4 787	5 350	93,21	11 270	751,4	1 156	397,8	8 978
HEA 650	640	241,6	2,407	175 200	5 474	6 136	103,2	11 720	781,6	1 205	448,3	11 030
HEA 700	690	260,5	2,505	215 300	6 241	7 032	117	12 180	811,9	1 257	513,9	13 350
HEA 800	790	285,8	2,698	303 400	7 682	8 699	138,8	12 640	842,6	1 312	596,9	18 290
HEA 900	890	320,5	2,896	422 100	9 485	10 810	163,3	13 550	903,2	1 414	736,8	24 960
HEA 1000	990	346,8	3,095	553 800	11 190	12 820	184,6	14 000	933,6	1 470	822,4	32 070

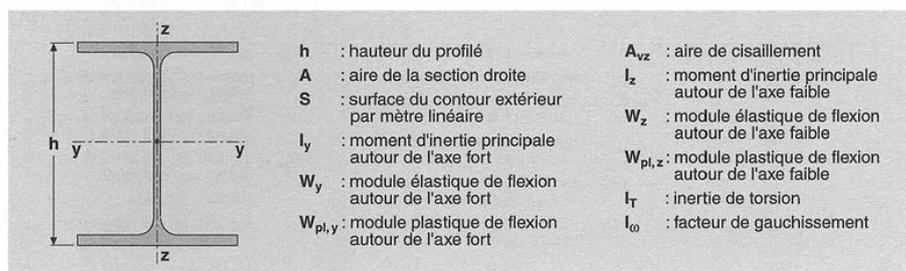
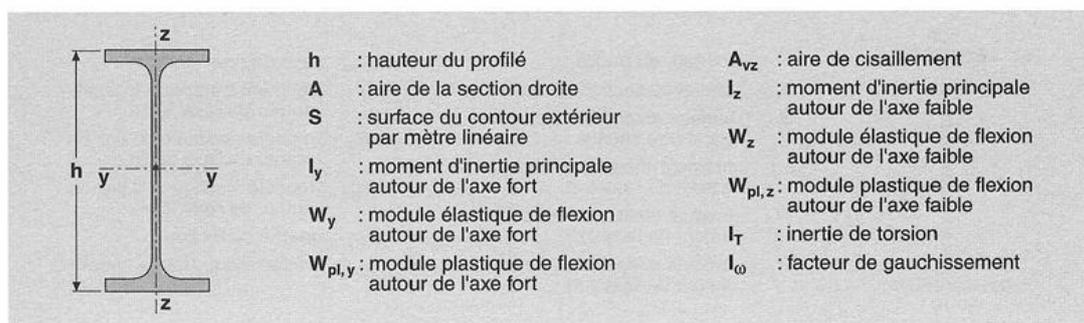


Tableau A.1 Caractéristiques des profils H européens HEA

Caractéristiques des profils I européens

PROFIL	h mm	A cm ²	S m ² /m	I _y cm ⁴	W _y cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _z cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _T cm ⁴	I _ω × 10 ⁻³ cm ⁶
IPE 80	80	7,64	0,328	80,14	20,03	23,22	3,58	8,49	3,69	5,82	0,70	0,12
IPE 100	100	10,32	0,400	171	34,20	39,41	5,08	15,92	5,79	9,15	1,20	0,35
IPE 120	120	13,21	0,475	317,8	52,96	60,73	6,31	27,67	8,65	13,58	1,74	0,89
IPE 140	140	16,43	0,551	541,2	77,32	88,34	7,64	44,92	12,31	19,25	2,45	1,98
IPE 160	160	20,09	0,623	869,3	108,7	123,9	9,66	68,31	16,66	26,10	3,60	3,96
IPE 180	180	23,95	0,698	1 317	146,3	166,4	11,25	100,9	22,16	34,60	4,79	7,43
IPE 200	200	28,48	0,768	1 943	194,3	220,6	14,00	142,4	28,47	44,61	6,98	12,99
IPE 220	220	33,37	0,848	2 772	252,0	285,4	15,88	204,9	37,25	58,11	9,07	22,67
IPE 240	240	39,12	0,922	3 892	324,3	366,6	19,14	283,6	47,27	73,92	12,88	37,39
IPE 270	270	45,94	1,041	5 790	428,9	484,0	22,14	419,9	62,20	96,95	15,94	70,58
IPE 300	300	53,81	1,160	8 356	557,1	628,4	25,68	603,8	80,50	125,2	20,12	125,9
IPE 330	330	62,61	1,254	11 770	713,1	804,3	30,81	788,1	98,52	153,7	28,15	199,1
IPE 360	360	72,73	1,353	16 270	903,6	1 019	35,14	1 043	122,8	191,1	37,32	313,6
IPE 400	400	84,46	1,467	23 130	1 156	1 307	42,69	1 318	146,4	229,0	51,08	490
IPE 450	450	98,82	1,605	33 740	1 500	1 702	50,85	1 676	176,4	276,4	66,87	791
IPE 500	500	115,5	1,744	48 200	1 928	2 194	59,87	2 142	214,2	335,9	89,29	1 249
IPE 550	550	134,4	1,877	67 120	2 441	2 787	72,34	2 668	254,1	400,5	123,2	1 884
IPE 600	600	156,0	2,015	92 080	3 069	3 512	83,78	3 387	307,9	485,6	165,4	2 846
IPE 750 × 137	753	174,6	2,506	159 900	4 246	4 865	92,90	5 166	392,8	614,1	137,1	6 980
IPE 750 × 147	753	187,5	2,510	166 100	4 411	5 110	105,4	5 289	399,2	630,8	161,5	7 141
IPE 750 × 173	762	221,3	2,534	205 800	5 402	6 218	116,4	6 873	514,9	809,9	273,6	9 391
IPE 750 × 196	770	250,8	2,552	240 300	6 241	7 174	127,3	8 175	610,1	958,8	408,9	11 290



Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (-\psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

(b) Parois semelles en console :

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$ $c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$ $c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$ $c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81