



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A.MIRA-BEJAIA  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

---

**Polycopie de Cours**  
**Module : Structures Métallique**  
*Option Structures*

---

Présenté par : Dr BENYESSAD Djamel  
Enseignant au Département Génie Civil, Université de Bejaia

# Table de matières

---

## Sommaire

Chapitre I	Conception et calcul des assemblages .....	1
I-	Généralités : .....	1
I.1 :	Diverses formes d'assemblages : .....	1
I-2 :	Type d'assemblage .....	2
I.3 :	Fonctionnement des assemblages : .....	2
I.3.1 :	Fonctionnement par obstacle : .....	3
I.3.2 :	Fonction par adhérence : .....	3
I.3.3 :	Fonctionnement mixte : .....	3
I.4 :	Précaution constructives : .....	3
I.5 :	Assemblages boulonnés : .....	4
I.5.1.1 :	Caractéristiques générales des boulons : .....	5
I.5.2 :	Caractéristiques mécaniques des boulons : .....	5
I.5.3 :	Caractéristiques dimensionnelles des boulons : .....	5
I.5.4 :	Désignation des boulons .....	6
I.6 :	Dispositions constructives : .....	6
I.7 :	Assemblage avec boulons ordinaires : .....	8
I.7.1 :	Dimensionnement des boulons ordinaires : .....	8
I.7.1.1	Boulons soumis à un effort de cisaillement : .....	8
I.6.2 :	Pinces : .....	8
I.6.1	Entraxe : .....	8
I.7.1.1 :	Résistance au cisaillement (effort perpendiculaire à l'axe des boulons) .....	9
I.7.1.2 :	Resistance à la pression diamétrale : .....	9
I.7.2	Boulons soumis à un effort de traction : .....	9
I.7.2.1	Resistance de boulon à la traction .....	10
I.7.2.2	Résistance au poinçonnement : .....	10
I.7.3	Boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction (interaction) .....	10

## Table de matières

---

I.8 : Dimensionnement des boulons précontraints :.....	11
I.8.1 : Paramètres liés aux boulons précontraints :.....	11
I.8.2 : Force de précontraint :.....	12
I.8.3 : Etat de surface des pièces en contact : .....	12
I.8.4 : Résistance des boulons HR au glissement :.....	13
I.8.5 Boulon précontraint soumis à un effort de traction.....	13
I.8.6 : Boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction ...	13
I.8.7 : Vérifications supplémentaires :.....	13
I.9 : Assemblage par groupes de boulons :.....	13
I.9.1 : Transmission d'un effort par cisaillement : .....	13
I.9.1.1 Cas particulier : Effet de la longueur d'assemblage : .....	14
I.9.2 : Transmission des efforts par traction :.....	15
I.9.3 Transmission des efforts par moment fléchissant.....	15
I.10 : Assemblage soudés : .....	16
I.10.1 : Avantages et inconvénients des assemblages par soudure :.....	16
I.10.1 : Terminologie de la soudure :.....	16
I.10.1.1 : Terminologie des différentes zones des soudures .....	16
I.10.1.2 : Terminologie suivant la position du cordon pendant le soudage :.....	17
I.10.2 : Types de soudures :.....	18
I.10.2.1 - Soudures bout à bout :.....	18
I.10.2.2 - Soudures d'angle.....	18
I.10.2.3 - Soudures en bouchon et en entaille : .....	19
I.10.2.4 - Soudures par points :.....	19
I.10.3 : Calcul des cordons de soudure :.....	19
I.10.3.1 : Calcul des soudures bout à bout : .....	19
I.10.3.2 - Calcul des cordons d'angle.....	19
I.10.3.3 : Méthodes de calcul :.....	22

## Table de matières

---

Chapitre II_Conception et calcul des pieds de poteaux .....	25
II-1 Généralités et définitions : .....	25
II.1.1 : Fixation des pieds de poteaux .....	26
II-1-2 : Pieds de poteaux articulés : .....	26
II-1-3 : Pieds de poteaux encastrés : .....	28
II-1.4 : Tiges d’ancrage : .....	29
II-1-4-1: Types de tiges : .....	29
II-1-5 : Raidisseurs .....	30
II-2 : Résistance des matériaux (acier, béton, tiges) .....	31
II-2.1 : Résistance de l’acier des platines .....	31
II.2.2 : Résistance à la pression localisée du béton (joint de scellement <i>fjd</i> : .....	31
II.2.3 : Résistance des tiges d’ancrage selon l’EC03 : .....	32
II-2.3.1 : Résistance des tiges d’ancrage à la traction: .....	32
II.2.3.2 : Résistance de calcul des tiges d’ancrage à l’effort tranchant : .....	33
II.2.3.3 : Résistance des tiges d’ancrage soumises à une combinaison de traction et de cisaillement : .....	34
II.2.4 : Résistance des bèches au cisaillement : .....	34
II-3 : Approches de calculs des pieds de poteaux : .....	34
II-3-1 : Approche de lignes de pliage au contour des poteaux : .....	34
II-3-1-1 : Pied de poteau articulé : .....	35
II-3-1-2 : Pied de poteau encastré : .....	36
II-3-2 : Approche des trois tronçons en T équivalents : .....	37
II-3-2-1 : Type de plaque d'assise .....	37
Chapitre III_Conception et calcul des chemins de roulement .....	41
III-1 : Généralités et définitions : .....	41
III.1.1 : Composants du pont roulant : .....	41
III-1-2: Mouvements du pont roulant : .....	43
III-1-3 : Types de ponts roulants : .....	43

## Table de matières

---

III-1-4 : Caractéristiques de construction :	44
III-1-5 : Classification des ponts roulant :	45
III-2 : Actions induites par les ponts roulant sur les poutres de roulement :	45
III-2-1 : Actions verticales :	45
III-2-2 : Actions horizontales :	47
III-2-2-1 : Forces résultant de l'accélération et la décélération du pont le long des poutres de roulement :	48
III-2-2-2 : Forces horizontales produites lors de l'accélération et la décélération du chariot :	49
III-2-2-3 : Forces résultante de la marche en crabe du pont en relation avec son déplacement le long des poutres de roulement :	49
III-2.3 : Estimation des réactions des galets pour la première approche :	50
Chapitre IV __ Planchers mixtes (Conception et calcul des poutres mixtes)	51
IV-1 : Généralités et définitions :	51
IV-1-1 : Phases d'étude pour les éléments mixtes :	52
IV-1-3 : Coefficients partiels de sécurité :	52
IV-1-4 : Coefficient d'équivalence Acier –Béton :	53
VI-2 : Etats limites ultimes des poutres mixtes :	53
IV-2-1 : Hypothèses pour calcul des poutres mixtes:	54
VI-2-2- Classification des sections transversales :	54
IV-2-3 : Section efficace :	56
IV-2-4 : Homogénéisation des sections transversales	58
IV-3 : Résistance élastique des sections mixtes en flexion (sections 3 et 4) :	58
IV-3-1 : Résistance sous moment positif (travée):	59
IV-4 : Résistance plastique des sections mixtes en flexion (sections 1 et 2) :	59
IV-4-1 : Résistance plastique sous moment positif (travée):	60
IV-4 : Résistance des sections au cisaillement (effort tranchant)	63
IV-5- Dimensionnement de la connexion dans les poutres mixtes :	63

## Table de matières

---

IV-5.1 : Résistance de calcul des connecteurs et mode de ruine de la connexion: .....	65
IV-5-1-1 : Goujons à têtes soudées en présence de dalle pleine : .....	65
IV-5-1-2 : Goujons à têtes soudées dans une dalle mixte : .....	66
IV-5-2: Différents types de connexion : .....	68
IV-5-2-1 : Connexion complète : .....	68
IV-5-2-2 : Connexion partielle : .....	68
IV-5-3-1 : Cas de la connexion complète: .....	68
IV-5-3-2 : Cas de la connexion partielle: .....	69
IV.5.3.3 : Cas de connecteurs non ductiles: .....	71
Chapitre V_Ouvrages en charpente métallique.....	72
V-1 : Généralités sur les ouvrages en charpente métallique : .....	72
V-1-1 : Types d'ouvrages en construction métallique : .....	72
V-2 : Conception des bâtiments en construction métallique : .....	74
IV-2-1 : Méthodologie de dimensionnement .....	75
V-2-2 : Actions sur les structures.....	75
V-3 : Bâtiments industriels en charpente métallique : .....	77
V-3-1 : Structure porteuse des bâtiments hall : .....	77
V-3-2 : Composition des Bâtiments Halles (Hangars industriels) .....	79
V-3-3 : Cheminement de charges : .....	80
V-3-4 : Stabilité géométrique longitudinale des bâtiments halles .....	81
V-4 : Bâtiment multi-étages en construction métallique : .....	81
V-4-1 : Systèmes porteur des bâtiments à étages : .....	82
V-4-1-1 : Ossatures articulées : .....	82
V-4-1-2 : Ossature à noyau central : .....	84
V-4-1-3 : Ossature en cadres rigides : .....	85
V-4-1-4 : Structures en tube .....	85
V-4-2 : Contreventement des bâtiments à étages : .....	86
V-4-2-1 : Contreventements verticaux : .....	87

## Table de matières

---

V-4-2-2 : Contreventements horizontaux : .....	88
V-4-3 : Planchers pour bâtiment à étages en ossature métallique :.....	88
V-4-4 : Poteaux pour bâtiment à étages en ossature métallique :.....	89
V-4-4-1 : Type de poteaux : .....	89
V-4 : Assemblages pour bâtiment à étages en ossature métallique : .....	90
Chapitre VI_Méthodes d'analyse des structures en charpente métallique.....	91
VI-1 : Classification des ossatures :.....	91
IV-2 : Classification sur base du contreventement :.....	91
VI-2-1 : Critère de classification en ossatures contreventées ou non contreventée :....	92
VI-2-2 : Influence sur l'analyse globale de l'ossature .....	93
VI-3 : Classification sur base de rigidité :.....	93
IV-3-1 : Choix de la méthode d'analyse :.....	94
IV-3-2 : Calcul du facteur d'éloignement critique minimum $\alpha_{cr}$ :.....	94
IV-3-2-1 : Méthode simplifiée :.....	94
IV-3-3 : Effet du second ordre : .....	97
IV-3-4 : Calcul de l'imperfection géométrique globale :.....	98
IV-3-5 : Calcul des longueurs de flambement.....	99
IV-3-5-1 : Structures à nœuds fixes et à nœuds déplaçables : .....	99
IV-3-5-2 : Evaluation des longueurs de flambements :.....	99
Références Bibliographiques .....	101

## Préambule

---

Ce polycopié de cours est conçu pour les étudiants de Master 1 en Génie Civil, option Structures, et aux ingénieurs désirant approfondir leurs connaissances dans le calcul des structures métalliques. Il vise à fournir les bases théoriques et pratiques de la conception et du calcul des structures métalliques.

Le présent polycopié est subdivisé en cinq chapitres, chacun abordant un aspect fondamental des structures métalliques. L'objectif est de développer des compétences approfondies en termes de dimensionnement, de conception et d'analyse des divers composants des structures métalliques, en conformité avec les normes en vigueur.

**Chapitre 1 :** Conception et calcul des assemblages : Ce chapitre introduit les divers types d'assemblages utilisés en construction métallique, en mettant l'accent sur leurs principes de fonctionnement. Les étudiants y apprendront les méthodes de conception et de dimensionnement des divers types d'assemblages (boulonnés, soudés) selon les exigences structurelles et normatives.

**Chapitre 2 :** Conception et calcul des pieds de poteaux : Ce chapitre est consacré au dimensionnement des pieds de poteaux, qu'ils soient articulés ou encastés. Il s'agit de maîtriser les concepts et les méthodes de calcul permettant d'assurer la stabilité et la transmission des charges venant de la super structure aux fondations.

**Chapitre 3 :** Conception et calcul des chemins de roulements : Ce chapitre est consacré aux différents types de ponts roulants et aux efforts qu'ils exercent sur les chemins de roulement. Il couvre les composants essentiels des ponts roulants, les actions qu'ils génèrent, ainsi que les méthodes de calcul et de dimensionnement des chemins de roulement. Les étudiants apprendront à analyser et à dimensionner les chemins en fonction des charges dynamiques et statiques, en tenant compte des contraintes spécifiques liées à l'utilisation de ponts roulants dans des structures industriels.

**Chapitre 4 :** Conception et calcul des planchers mixtes (poutres mixtes acier-béton) : Ce chapitre aborde la conception et le dimensionnement des sections mixtes acier-béton, en mettant l'accent sur la classification des sections mixtes, la largeur efficace, la résistance élastique et plastique ainsi que le dimensionnement de la connexion entre le profilé métallique et la semelle en béton.

**Chapitre 5 :** Ouvrages en charpente métallique ; ce chapitre couvre les principaux types de structures en charpente métallique, notamment les bâtiments industriels (hall) et les bâtiments à plusieurs étages. Les étudiants y découvriront la méthodologie de conception, l'analyse des actions appliquées à ces structures, et le dimensionnement des systèmes porteurs.

**Chapitre 6 :** Méthodes d'analyse des structures en ossature métallique : Ce chapitre aborde les méthodes d'analyse des structures en charpente métallique, en se focalisant sur la classification des ossatures selon leur contreventement et leur rigidité. Il détaille les critères de distinction entre ossatures contreventées et non contreventées, ainsi que l'influence de ces caractéristiques sur l'analyse globale. Les méthodes de calcul, incluant le facteur d'éloignement critique, les effets du second ordre, les imperfections géométriques et les longueurs de flambement, sont également expliquées pour une évaluation précise des structures.

Cet ouvrage a pour vocation de préparer les étudiants à appréhender les défis techniques des structures métalliques dans le domaine du génie civil, en leur fournissant des outils de conception, d'analyse et de calcul applicables aux projets réels.

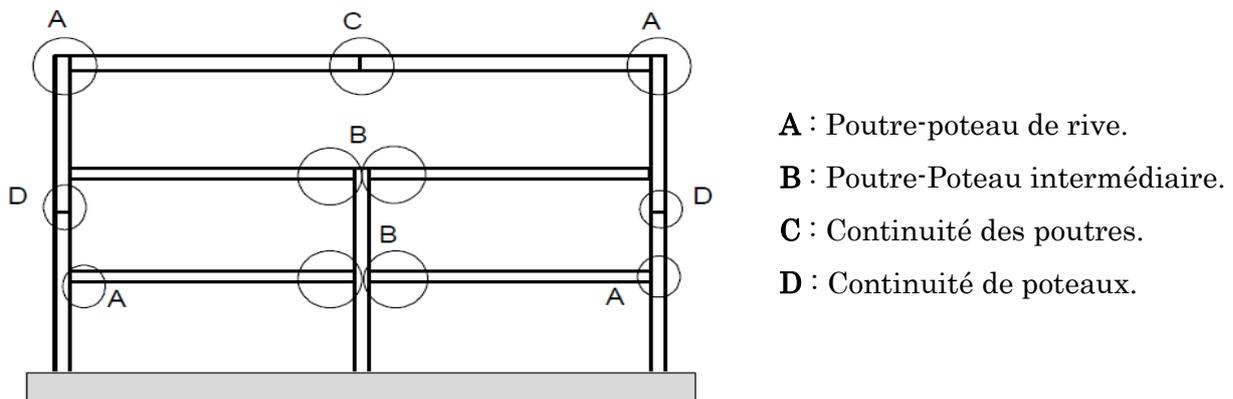
## I- Généralités :

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

Un assemblage est un dispositif (moyen) de liaison qui permet de réunir et de solidariser plusieurs éléments métalliques entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations ( $N_{sd}$ ,  $M_{sd}$  et  $V_{sd}$ ) entre les éléments assemblés sans générer de sollicitations parasites.

### I.1 : Diverses formes d'assemblages :

Dans la plupart des constructions métalliques, les différents types d'assemblages que l'on rencontre sont représentés sur les figures suivantes :

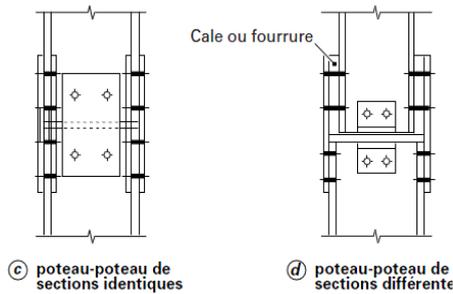


**Figure I-1 : Différents assemblages dans une construction métallique**

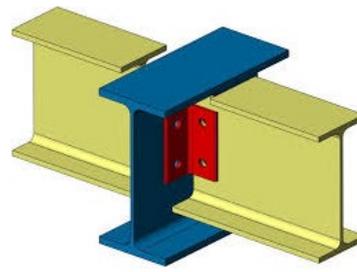
Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutage)
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et système réticulés).

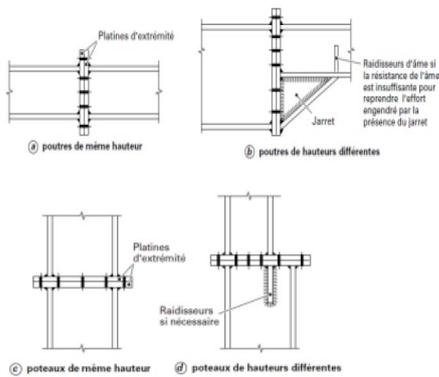
Nous présentons ci-dessous quelques exemples d'assemblages existant dans une construction métallique.



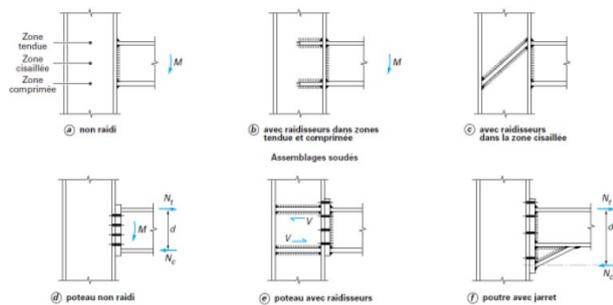
**Figure I.2 : Assemblage Poteau-Poteau avec rabotage (couvre joint)**



**Figure I.3 : Assemblage solive-poutre principal (articulation)**



**Figure I.4 : Assemblage de rabotage de poutres ou poteaux par platine d'extrémité**



**Figure I.5 : Assemblage rigide poutre sur poteau**

### I-2 : Type d'assemblage

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de résistances des matériaux, il ya lieu de distinguer, parmi les assemblages :

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

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

### I.3 : Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes (moyens) d'assemblages sont :

- Le rivetage,
- Le boulonnage,
- Le soudage,
- Le coulage,

Ces modes d'assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et/ou adhérence.

**I.3.1 : Fonctionnement par obstacle :**

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

**I.3.2 : Fonction par adhérence :**

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

**I.3.3 : Fonctionnement mixte :**

C'est le cas de rivetage, à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

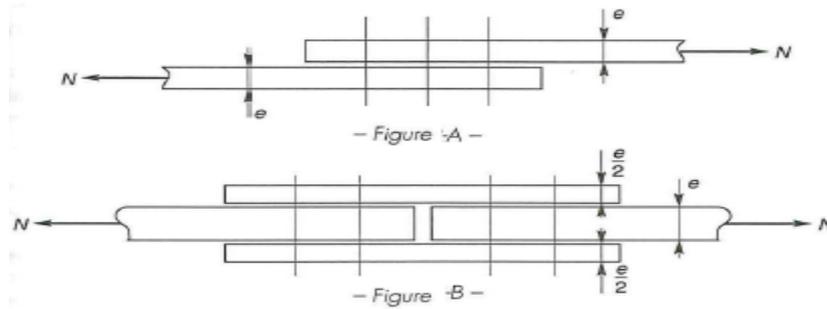
**I.4 : Précaution constructives :**

Les assemblages constituent des zones particulièrement plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages ou la nature de l'acier affaiblie par la chauffe du soudage. En outre, les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser (cas d'une poutre sous soulèvement sous le vent).

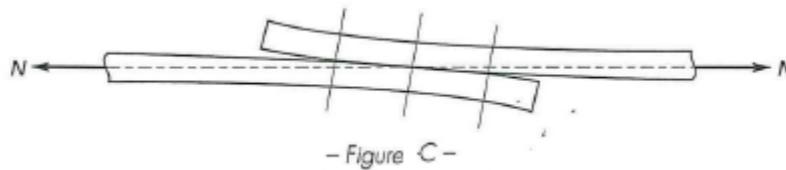
C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

De préférable une charpente sous-dimensionnée, mais correctement assemblée que une charpente correctement dimensionnée, mais mal assemblée. (Dans le premier cas, la réserve de plasticité autorisera l'apparition de grandes déformations, qui préviendront du risque possible. En revanche, dans le second cas, aucune déformation prémonitoire ne sera observable avant la rupture brutale).

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



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



Nous allons examiner successivement :

- 1- Les assemblages par boulons ordinaires,
- 2- Les assemblages par boulons précontraints,
- 3- Les assemblages par soudeur,

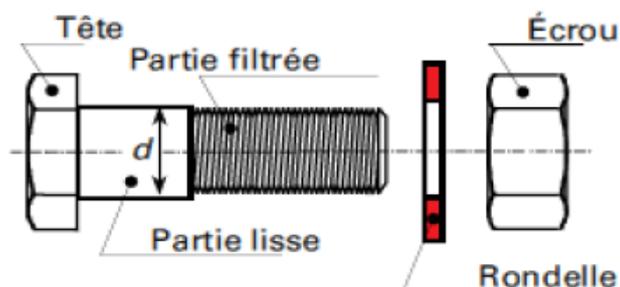
**Remarque :** Nous délaisserons les assemblages par rivets, pratiquement abandonnés de nos jours, du fait des difficultés inhérentes à leurs mis en œuvre. Ainsi les assemblages par coulage, peu utilisés, car il s'agit d'une technique non réglementée, qui exige une préparation des surfaces particulièrement méticuleuse.

## I.5 : Assemblages boulonnés :

Le boulonnage constitue le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

### I.5.1 : Boulons :

Un boulon est un ensemble constitué d'une vis, d'un écrou et, le cas échéant, d'une ou deux rondelles.



**Figure I.5 : Constituant d'un boulon d'assemblage.**

### I.5.1.1 : Caractéristiques générales des boulons :

Il convient de distinguer deux familles de boulons, en fonction du mode de mise en œuvre qu'on leur assigne.

- Les boulons **normaux**, dits aussi **ordinaires**, sont mis en œuvre avec un serrage simple, non contrôlé; ils ne sont pas prévus pour subir une précontrainte, leur aptitude au serrage ne faisant l'objet d'aucun contrôle en fabrication. L'utilisation de rondelles n'est généralement pas nécessaire.

La reprise des efforts perpendiculaires à l'axe des vis s'effectue par cisaillement direct de celles-ci et pression diamétrale sur l'épaisseur des pièces. L'existence d'un jeu, indispensable au montage, entre le diamètre du trou et celui du boulon autorise un glissement de l'assemblage au cours de sa mise en charge en cisaillement.

- Les boulons à serrage contrôlé, dits aussi boulons **précontraints**, sont fabriqués spécifiquement pour garantir une aptitude au serrage. Ils sont en principe mis en œuvre avec introduction d'un effort de précontrainte obtenu généralement par contrôle du couple de serrage appliqué ou de la rotation imposée. Une rondelle au moins est indispensable sous l'élément en rotation (tête de vis ou écrou). La précontrainte permet notamment de mobiliser des forces de frottement à l'interface des pièces assemblées et d'obtenir un fonctionnement sans glissement des assemblages, sous des efforts perpendiculaires à l'axe des vis.

### I.5.2 : Caractéristiques mécaniques des boulons :

Les caractéristiques mécaniques de leurs aciers constitutifs sont données dans ce tableau

**Tableau I.1. Valeurs nominales de la limite d'élasticité et de la résistance ultime à la traction.**

Classe	Boulons ordinaires					Boulons HR	
	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

À titre d'exemple, un boulon de classe 6.8 possède une limite d'élasticité  $f_{yb} = 6 \times 8 \times 10 = 480$  MPa et une résistance à la traction ultime  $f_{ub} = 6 \times 100 = 600$  MPa.

### I.5.3 : Caractéristiques dimensionnelles des boulons :

Les caractéristiques dimensionnelles principales des boulons ordinaires sont données dans le tableau I.2.

**Tableau I.2. Caractéristiques dimensionnelles des boulons**

	<b>M8</b>	<b>M10</b>	<b>M12</b>	<b>M14</b>	<b>M16</b>	<b>M18</b>	<b>M20</b>	<b>M22</b>	<b>M24</b>	<b>M27</b>	<b>M30</b>
<b><math>d</math> (mm)</b>	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
<b><math>d_0</math> (mm)</b>	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
<b><math>A</math> (mm)<sup>2</sup></b>	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
<b><math>A_s</math> (mm)<sup>2</sup></b>	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
<b><math>\varnothing_{\text{Rondelle}}</math> (mm)</b>	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
<b><math>\varnothing_{\text{Clé}}</math> (mm)</b>	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
<b><math>d_m</math> (mm)</b>	14	18.3	20.5	23.7	24.5	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6

**$d$**  : Diamètre de la partie non filetée de la vis ;  **$A_0$**  : Section résistante de la partie filetée ;

**$d_0$**  : Diamètre nominal du trou ;

**$d_m$**  : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit

**$A$**  : Section nominale du trou ;

et le cercle inscrit à la tête du boulon.

La désignation d'un boulon se fait par la lettre M suivie de la valeur du diamètre nominal  $d$  en mm. La mention HR indique qu'il s'agit d'un boulon à haute résistance.

À titre d'exemple, un boulon **M27 – 6.8** représente un boulon ordinaire de diamètre nominal 27 mm et de classe de 6.8. Un boulon **M24 – HR 10.9** représente un boulon HR à serrage contrôlé de diamètre nominal **24 mm** et de classe **10.9**.

### **I.6 : Dispositions constructives :**

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Eurocode 3, suivant la nature de l'effort appliqué et la disposition des trous (en parallèle ou en quinconce) figure I.6. Les distances entre axes des boulons ainsi qu'entre axes des boulons et bords des pièces (pinces) sont limitées par :

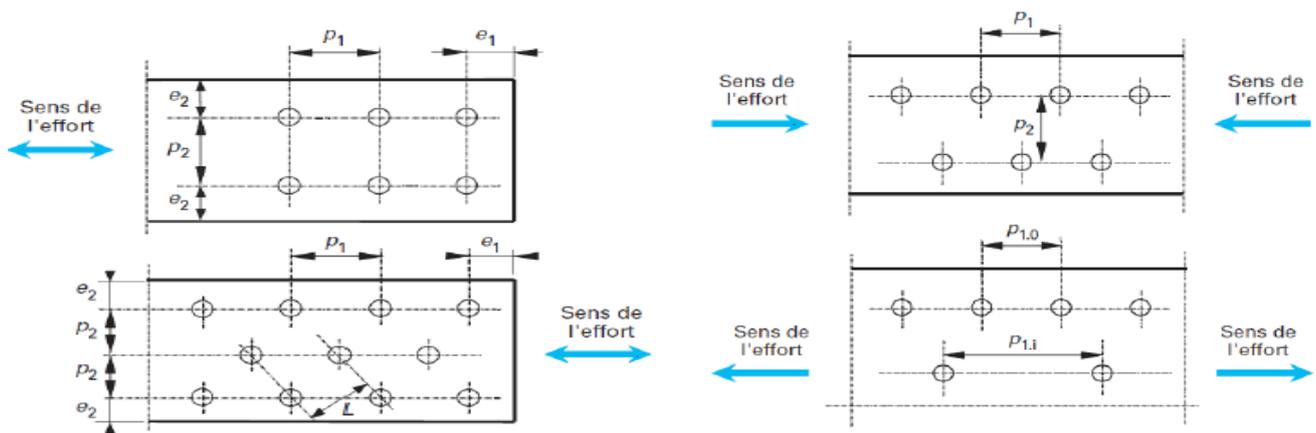
#### **A. des valeurs minimales :**

- Pour faciliter la mise en place des boulons,
- Pour permettre le passage des clés,
- Pour éviter le déchirement des tôles.

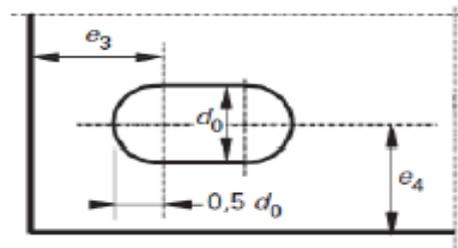
#### **B. des valeurs maximales :**

- Pour conserver un bon contact entre les pièces assemblées (ce qui augmente le frottement et limite les risques de corrosion),
- Pour éviter des assemblages trop longs.

Nous indiquons ci-après les dispositions constructives relatives aux assemblages boulonnés ou rivés les plus courants.



**Figure I.6 : Pincés et Entraxes des assemblages**



**Figure I.7 : Pincés longitudinales et transversales pour trous oblongs.**

$d$  : diamètre nominal d'un boulon,

$d_0$  : diamètre nominal du trou ou diamètre d'un rivet,

$P_1$  : entraxe des fixations dans une rangée dans la direction de la transmission des efforts,

$P_2$  : entraxe, mesurée perpendiculairement à la direction de la transmission des efforts, entre des rangées de fixations adjacentes,

$P_{1.0}$  : entraxe des fixations dans une rangée de rive d'une pièce tendue avec trous en quinconce dans la direction de la transmission des efforts (figure I.6),

$P_{1.1}$  : entraxe des fixations dans une rangée intérieure d'une pièce tendue avec trous en quinconce dans la direction de la transmission des efforts (figure I.6),

$e_1$  : pince longitudinale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, mesurée dans la direction de l'effort transmis,

Dans le cas d'un chargement statique prédominant, ces conditions sont les suivantes :

**I.6.1 Entraxe :**

$$2.2 d_0 \leq P_1 \leq \min (14. t \text{ et } 200 \text{ mm})$$

$$3 d_0 \leq P_2 \leq \min (14. t \text{ et } 200 \text{ mm})$$

$$P_{0.1} \leq \min (14. t \text{ et } 200 \text{ mm})$$

$$d_{1.1} \leq \min (14. t \text{ et } 200 \text{ mm})$$

$$L > 2.4 d_0$$

Réf : Tableau 3.3 Eurocode 03

**I.6.2 : Pincés :**

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12. t \text{ ou } 150 \text{ mm}$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12. t \text{ ou } 150 \text{ mm}$$

- Pincés pour trous oblongs :

$$1.5 d_0 \leq e_3 \text{ ou/ et } e_4$$

**I.7 : Assemblage avec boulons ordinaires :**

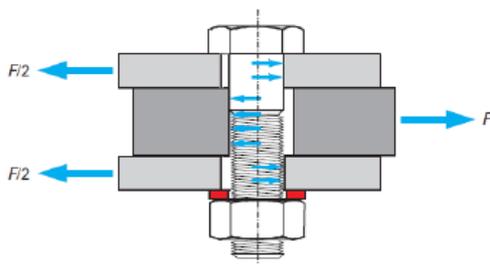
Le mode de transmission de charge d'une pièce à une autre se fait à travers la tige du boulon, qui joue le rôle d'obstacle entre les pièces assemblées, l'ou son travail au cisaillement. L'assemblage permet un déplacement relatif de pièces (pour rentrer en contact avec la tige du boulon) dès la première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

**I.7.1 : Dimensionnement des boulons ordinaires :**

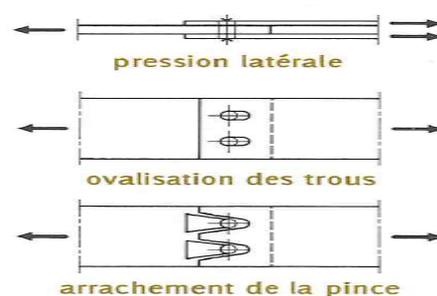
**I.7.1.1 Boulons soumis à un effort de cisaillement :**

Dans ce cas, il convient de vérifier :

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



**Figure I.7 : Transmission des efforts par cisaillement.**



**Figure I.8 : pression diamétrale sur les pièces.**

**I.7.1.1 : Résistance au cisaillement (effort perpendiculaire à l'axe des boulons)**

L'effort tranchant de calcul revenant à chaque boulon  $F_{v,sd}$  (perpendiculaires à l'axe des boulons), doit rester inférieur ou égale à l'effort résistant de cisaillement de calcul  $F_{v,Rd}$ .

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} \quad \text{Tel que :}$$

1. Pour les boulons de classe 4.6, 5.6 et 8.8

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}} ; \gamma_{mb} = 1,25$$

- 2- Pour les boulons de classe 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}} ; \gamma_{mb} = 1,25$$

**I.7.1.2 : Résistance à la pression diamétrale :**

Les pièces assemblées impriment une contrainte de cisaillement aux boulons. Le boulon jouant le rôle de butée produit, par réaction, une contrainte normale sur la surface des trous dans les pièces avec les quelles ils sont en contact. Cette contrainte normale est appelée pression diamétrale. La vérification réglementaire est la suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$\text{Avec : } F_{v,Rd} = \frac{0,25 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{mb}} ; \gamma_{mb} = 1,25$$

Où  $\alpha$  est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$d$  : Diamètre nominal du boulon,

$d_0$  : Diamètre nominal du trou,

$f_{ub}$  : Limite de rupture du boulon,

$f_u$  : Limite de rupture de la plaque,

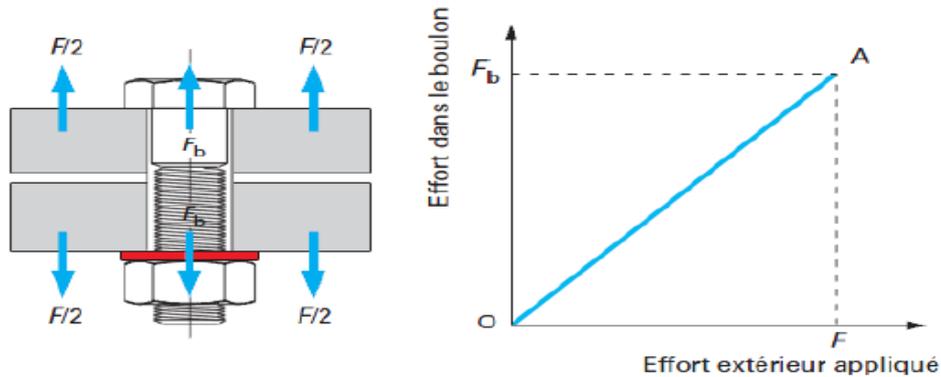
$t_p$  : Épaisseur de la plaque.

**I.7.2 Boulons soumis à un effort de traction :**

Dans le cas d'un effort parallèle à l'axe des boulons, les pièces assemblées sollicitent les boulons en traction alors qu'elles sont elles-mêmes soumises à un poinçonnement provoqué par les éléments en contact : tête de la vis, écrou ou rondelles selon les cas (figure I.9).

Il existe deux modes de ruptures :

- Rupture du boulon,
- Rupture par poinçonnement de la plaque.



**Figure I.9 : Transmission des efforts de traction pour les boulons ordinaires.**

### I.7.2.1 Résistance de boulon à la traction

Il faut que :

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}} ; \gamma_{mb} = 1,5$$

$F_{t,sd}$  : Effort de traction sollicitant de calcul revenant à un seul boulon.

$F_{t,Rd}$  : Effort de traction résistant de calcul d'un boulon.

### I.7.2.2 Résistance au poinçonnement :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{mb}} ; \gamma_{mb} = 1,5$$

$t_p$  : Épaisseur de la plaque sous la tête de la vis.

$d_m$  : Voir tableau I.2.

### I.7.3 Boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction (interaction)

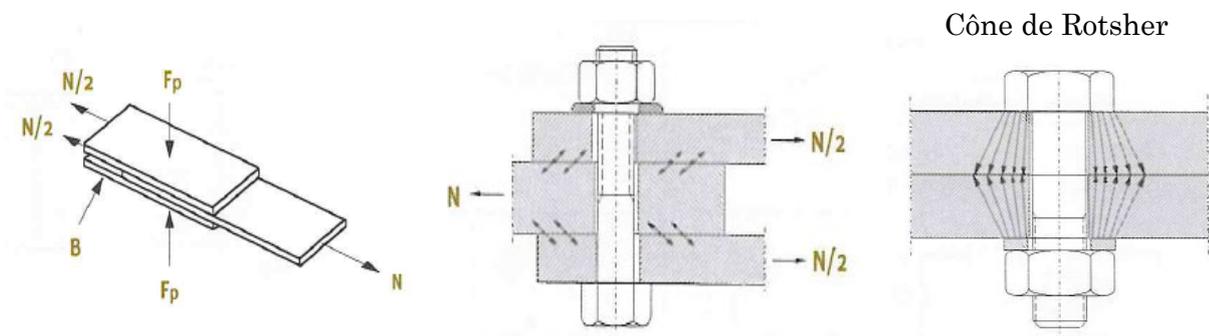
Dans le cas d'un effort oblique où un boulon est soumis simultanément à un effort axial de traction,  $F_{t,sd}$ , et à un effort de cisaillement,  $F_{V,sd}$ , la vérification s'effectue selon une formule d'interaction établie à partir d'essais de laboratoire :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

## I.8 : Dimensionnement des boulons précontraints :

### Principe de précontrainte :

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



**Figure I.10 : Principe de la précontrainte avec boulons HR**

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

### I.8.1 : Paramètres liés aux boulons précontraints :

Le boulon précontraint engendre une contrainte normale à l'interface des pièces de l'assemblage. Chaque boulon possède une zone d'action limitée (Cône de Rotsher) figure I.10.

La performance mécanique de l'assemblage est liée non seulement aux caractéristiques mécaniques des boulons eux-mêmes mais aussi aux dispositions techniques du montage.

Les paramètres qui gèrent l'efficacité d'un boulon précontraint sont les suivants :

- La force de précontraint.
- L'état de surfaces des pièces en contact ;
- La forme et les dimensions du trou ;
- Le nombre de plans en contact ;

**I.8.2 : Force de précontraint :**

Les boulons à haute résistance et à serrage contrôlé sont soumis à une précontrainte mise en place lors du serrage qui représente environ **70%** de la résistance en traction du boulon. La précontrainte  $F_{p,cd}$  est calculée selon la relation :

$$F_{p,cd} = 0.7 f_{ub} \cdot A_s$$

$f_{ub}$ : Résistance à la traction du boulon.

$A_s$ : Aire de la section filetée du boulon.

**I.8.3 : Etat de surface des pièces en contact :**

Puisque la transmission de l'effort repose sur le frottement à l'interface des pièces, l'état de surface des plans en contact revêt un caractère fondamental.

Le coefficient de frottement  $\mu$  défini dans l'EC3 correspond au rapport de l'effort de cisaillement sur l'effort de pincement à l'état limite de glissement.

Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation de surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine, de graisse, etc.

- $\mu = 0.5$  pour les surfaces de **classe A**
- $\mu = 0.4$  pour les surfaces de **classe B**
- $\mu = 0.3$  pour les surfaces de **classe C**
- $\mu = 0.2$  pour les surfaces de **classe D**

Les traitements nécessaires pour les différentes classes selon l'EC03 sont :

 **Classe A :**

- Décapage par grenailage ou sablage avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes donnant des surfaces sans piqûre de corrosion ;
- Décapage par grenailage ou sablage puis métallisation des surfaces par projection d'aluminium,
- Décapage par grenailage ou sablage puis protection par projection d'un revêtement à base de zinc.

 **Classe B :**

Sablage par jet de sable sous pression avec de l'air comprimé ou grenailage puis protection par une peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80  $\mu\text{m}$ .

**Classe C :** Brossage à la brosse métallique ou nettoyage à la flamme pour enlever la fleur de rouille et la calamine.

## □ Classe D :

Dans le cas où aucun traitement n'est effectué, on admet un coefficient de frottement  $\mu = 0,20$ .

**I.8.4 : Résistance des boulons HR au glissement :**

La vérification de la résistance de calcul au glissement  $F_{V,Rd}$  d'un boulon précontraint est assurée par la formule suivante :  $F_{V,sd} \leq F_{S,Rd}$  ;

$$F_{V,sd} = \frac{F}{n \cdot p} \leq F_{S,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{ms}} ; (\gamma_{ms} = 1.25 \text{ à } L'ELU ; \gamma_{ms} = 1.1 \text{ à } L'ELS)$$

$$K_s = \begin{cases} 1 & : \text{Trou nominal} \\ 0,85 & : \text{Trou surdimensionné} \\ 0,75 & : \text{Trou oblong} \end{cases}$$

Analysons la formule nous constatons que  $F_{S,Rd}$  dépend de :

- L'effort précontraint ; ( $F_{P,Cd}$ )
- Coefficient de frottement ; ( $\mu$ )
- Nombre de plans de contact ; ( $n$ )
- Forme des trous ; ( $K_s$ )

**I.8.5 Boulon précontraint soumis à un effort de traction**

La procédure de vérification est la même que elle d'un boulon ordinaire.

**I.8.6 : Boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction**

Dans ce cas, l'effort est décomposé en un effort perpendiculaire et un effort parallèle à l'axe du boulon, ce dernier tendant à diminuer la pression exercée sur les pièces assemblées et donc l'effort de frottement mobilisable.

$$F_{V,Sd} = \frac{F}{n \cdot p} \leq F_{S,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - F_{t,Sd})}{\gamma_{ms}}$$

**I.8.7 : Vérifications supplémentaires :**

Dans le cas d'un assemblage par boulon précontraints, il convient de vérifier la résistance au poinçonnement des pièces pour les boulons soumis à un effort de traction. ( voir I.6.2.2).

**I.9 : Assemblage par groupes de boulons :****I.9.1 : Transmission d'un effort par cisaillement :**

Dans le cas d'un assemblage par un groupe de boulons fonctionnant en cisaillement, l'effort de cisaillement transmis par à un seul boulon est déterminé par cette formule :

$$F_{V,Sd} = \frac{F}{n \cdot p} ;$$

$n$  : Nombre de boulons.

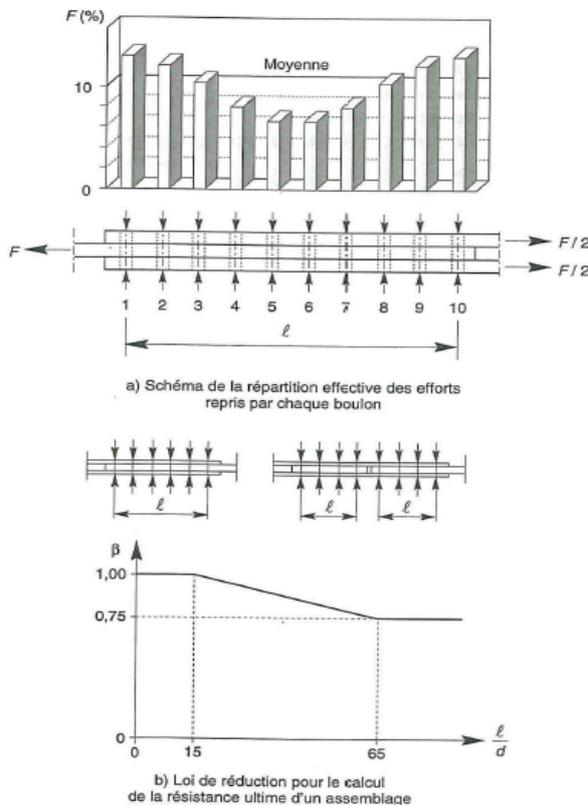
$p$  : Nombre de plans de contact.

**I.9.1.1 Cas particulier : Effet de la longueur d'assemblage :**

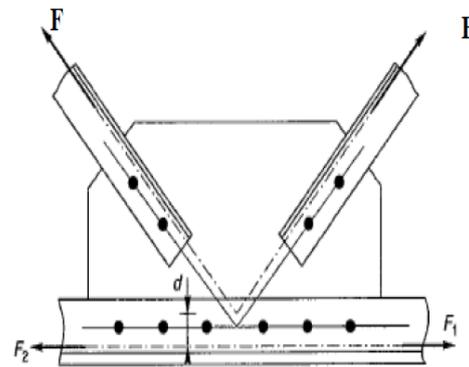
Pour le calcul d'un groupe de fixations, l'hypothèse généralement admise est celle d'une répartition uniforme des efforts entre chacun des organes d'assemblage. Cela n'est bien sûr qu'une hypothèse grossière valable uniquement pour les assemblages relativement courts. L'étude d'assemblages sollicités au cisaillement a mis en évidence l'influence de la longueur de l'assemblage sur la charge de ruine. Les plus grandes déformations se situent aux extrémités de l'assemblage ; les boulons d'extrémités sont donc plus sollicités que les boulons centrés.

Donc si la distance  $L_j$  entre les axes des fixations extrêmes d'un assemblage, mesurée dans la direction des efforts est supérieure à **15. d** (figure I.13), il convient de réduire la résistance de calcul au cisaillement  $F_{V,Rd}$  de toutes les fixations en la multipliant par un

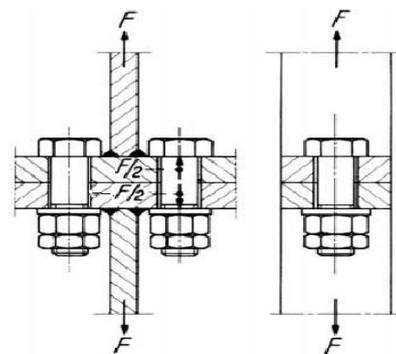
coefficient réducteur  $\beta_{Lf}$  donné par :  $\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15.d}{200.d}$  ;  $0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1$



**Figure I.13 : Influence de la longueur d'assemblage**



**Figure I.12 : Transmission des efforts par cisaillement.**



**Figure I-14. Transmission d'un effort par traction**

### I.8.2 : Transmission des efforts par traction :

Dans le cas d'un assemblage par un groupe de boulons fonctionnant en traction, l'effort de traction transmis par à un seul boulon est déterminé par cette formule :

$$F_{t,Sd} = \frac{F}{n} ; \quad n : \text{Nombre de boulons}$$

### I.9.3 Transmission des efforts par moment fléchissant

Le moment résistant  $M_R$  de l'assemblage est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans la rangées de boulons situés dans la zone tendue par leurs distances respectives au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée).

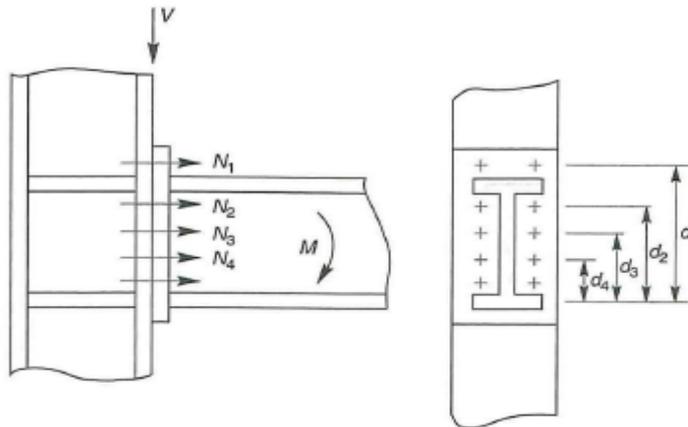


Figure I-14. Assemblage par platine d'extrémité.

$$M_R = N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2 + \dots = \sum N_i \cdot d_i$$

Efforts  $N_i$  dans les boulons :

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

$$\begin{aligned} M_R &= N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2 + \dots = \frac{N_1}{d_1} \left( d_1^2 + N_2 d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right) \\ &= \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots) \end{aligned}$$

D'où :

$$N_1 = \frac{M_R \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

Soit :

$$N_i = \frac{M_R \cdot d_i}{\sum d_i^2} \leq n F_{t,Rd} ; \quad n : \text{Nombre de boulons dans la rangée}$$

### I.10 : Assemblage soudés :

Le soudage est un procédé qui permet de réaliser des assemblages monolithes par fusion localisée d'un métal d'apport sous forme d'électrode. De ce fait il crée une continuité de la matière entre les pièces assemblées sous forme de cordon de soudure.

L'opération de soudage par fusion avec fil-électrode fusible consiste à faire fondre un métal d'apport en même temps que les plats ou les profilés à assembler. Le métal fondu provenant de chaque élément est réuni au niveau du joint dans un bain de métal qui comble l'interface. Au fur et à mesure que le bain de fusion se refroidit, le métal fondu qui se trouve à la limite de fusion se solidifie, formant un lien solide avec le métal de base. Quand la solidification est totale, il y a continuité du métal à travers le joint.

#### I.10.1 : Avantages et inconvénients des assemblages par soudure :

Les assemblages soudés présentent certains avantages par rapport aux assemblages boulonnés.

- Ils offrent une grande liberté de conception de forme.
- Assure une continuité de la matière (une bonne transmission des efforts).
- Pas de diminution de la section (sections brutes)
- Ils n'exigent pas l'utilisation des éléments secondaires.

En revanche **leurs inconvénients** sont :

- L'aptitude des aciers à être soudés (certains acier nécessitent par fois une amélioration de leurs composition).
- Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux ;
- Exige une main d'œuvre qualifiée.
- Ils engendrent des déformations initiales et/ou des contraintes résiduelles.

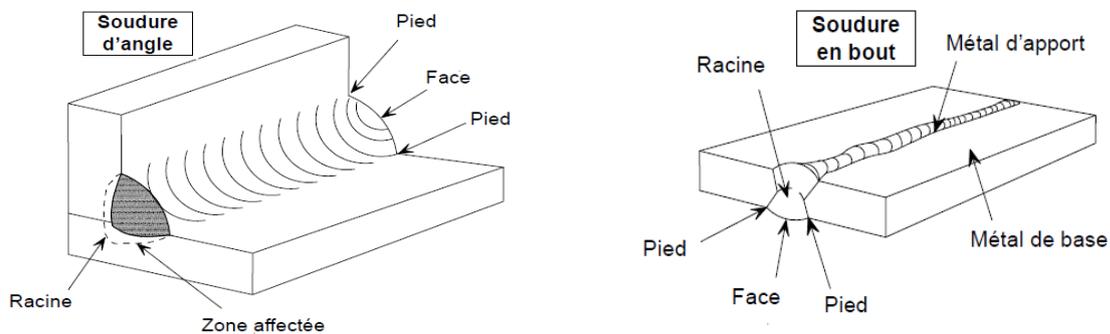
#### I.10.1 : Terminologie de la soudure :

##### I.10.1.1 : Terminologie des différentes zones des soudures :

Les termes utilisés pour caractériser un cordon de soudure sont les suivants (fig I.15) :

- **Métal de base** est le matériau constitutif des éléments à souder,
- **Métal d'apport** est la matière dont est constituée l'électrode utilisée dans le processus de soudage.

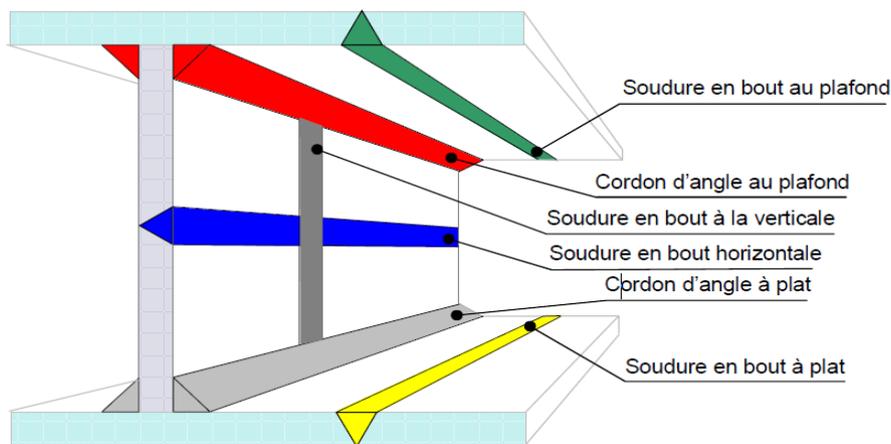
- **Racine** désigne l'endroit de l'assemblage jusqu'où le métal d'apport a pénétré.
- **Face** représente la surface extérieure de la soudure.
- **Pied** correspond à la ligne de séparation, sur la face de la soudure, entre le métal de base et le métal d'apport.
- **Zone affectée thermiquement** (ou **ZAT**) est la partie du matériau de base qui n'est pas rentrée en fusion avec le métal d'apport mais qui, par contre, a subi un échauffement et un refroidissement très rapides au passage de l'arc de soudage. Dans cette zone, le matériau de base est soumis à un durcissement et peut dès lors acquérir un comportement fragile.



**Figure I.15 : Terminologie employée pour les soudures.**

**I.10.1.2 : Terminologie suivant la position du cordon pendant le soudage :**

Suivant la position du cordon pendant le soudage, les différents cordons prennent des noms différents (fig. I.16).



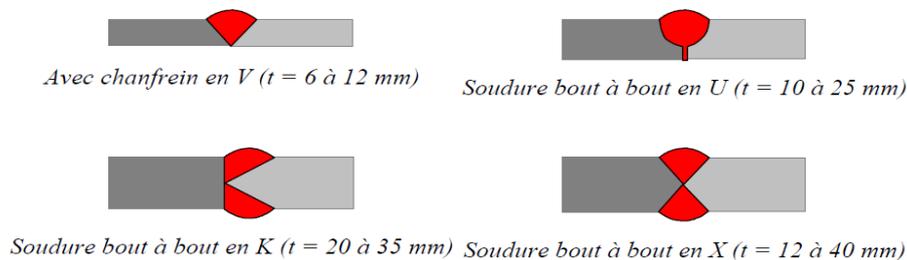
**Figure I.16 : Terminologie des cordons selon la position de soudage**

### I.10.2 : Types de soudures :

Dans la construction soudée de bâtiments, 80 % environ des soudures sont des soudures d'angle et 15 % des soudures bout à bout. Les 5 % restants sont des soudures en bouchon, en entaille et par points.

#### I.10.2.1 - Soudures bout à bout :

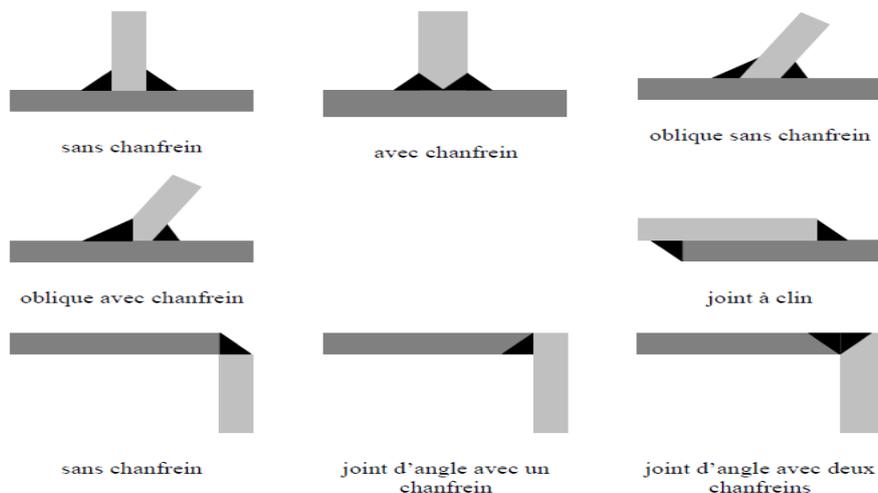
Une soudure bout à bout est réalisée sur l'épaisseur des plats aboutés dans un assemblage bout-à-bout, les bords des plats doivent être préparés avant soudage (fig.I.17). Dans certains cas, lorsque l'épaisseur des plats est inférieure à 5 mm, on peut se dispenser de cette préparation. *Avec chanfrein.*



**Figure I.17 – Préparation des plats pour soudures bout à bout à pleine pénétration.**

#### I.10.2.2 - Soudures d'angle

Une soudure d'angle est une soudure dont la section transversale est approximativement triangulaire et qui est déposée à la surface des plats assemblés. Aucune préparation des bords n'est requise. Les soudures d'angle sont donc généralement moins onéreuses que les soudures bout à bout.



**Figure I.18 – Soudures d'angle**

### I.10.2.3 - Soudures en bouchon et en entaille :

Les soudures en entaille et en bouchon (fig. 45) sont rarement utilisées dans les structures de bâtiment. Elles ont pour fonction principale d'empêcher le voilement ou la séparation des plats qui se recouvrent.



**Figure I.19 – Soudure en bouchon et soudures en entaille.**

### I.10.2.4 - Soudures par points :

Les soudures par points sont rarement utilisées dans les structures de bâtiment sauf pour assembler des éléments minces.

Les pièces à assembler sont mises en contact par l'intermédiaire de deux électrodes. Un courant qui passe au travers des électrodes fait fondre localement les pièces ce qui, grâce à la pression de contact entre les plats, crée un point de fusion commun aux pièces assemblées. Un ensemble aligné de points de fusion finit par constituer un assemblage.

## I.10.3 : Calcul des cordons de soudure :

### I.10.3.1 : Calcul des soudures bout à bout :

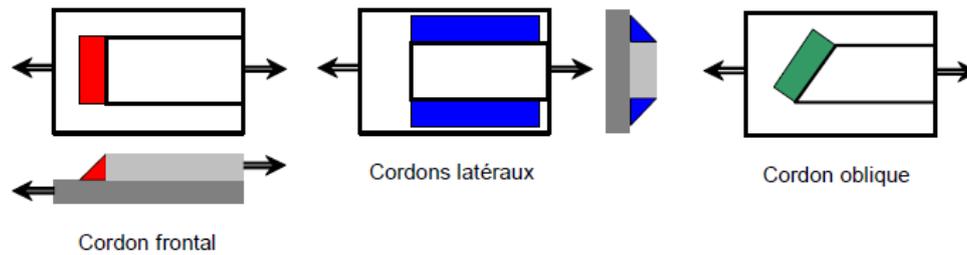
Les soudures bout à bout ne se calculent pas, on admet qu'il y'a continuité de matière. Donc continuité des pièces à condition que :

- L'épaisseur soit égale au moins à l'épaisseur de la plus faible des pièces assemblées ;
- Le métal d'apport a des caractéristiques mécaniques au moins égales à celle du métal de base.

### I.10.3.2 - Calcul des cordons d'angle

#### I.10.3.2.1 - Types de cordons d'angle selon la direction de l'effort

C'est la direction de l'effort à transmettre qui permet de distinguer le type de cordon à retenir pour le calcul (fig. I.20). Les cordons frontaux sont perpendiculaires à la direction de l'effort, les cordons latéraux sont parallèles et les cordons obliques sont orientés d'un angle quelconque.



**Figure I.20 – Types de cordons d’angle selon la direction de l’effort.**

### Notations

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

$l$  : longueur utile de cordon.

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

$\sigma_{\perp}$ ,  $\tau_{\perp}$ ,  $\tau_{\parallel}$  : composante de la contrainte moyenne rapportée à la section du gorge du cordon, ( $a.l$ ), (voir figure I.21) soit :

$\sigma_{\perp}$  : composante perpendiculaire à la section ;

$\tau_{\perp}$  : composante dans le plan de la section perpendiculaire à l’axe longitudinale du cordon ;

$\tau_{\parallel}$  : composante dans le plan de la section parallèle à l’axe longitudinal du cordon.

#### I.10.3.2.2 - Longueur efficace d’une soudure d’angle

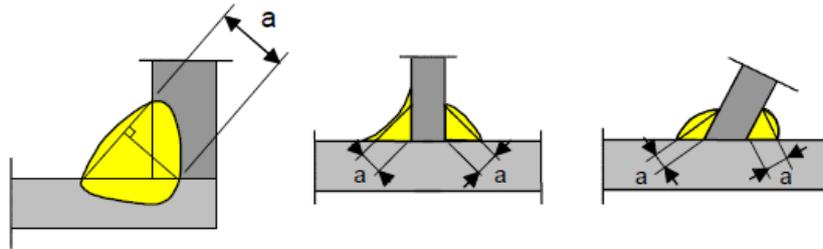
La longueur efficace d’une soudure d’angle est la longueur sur laquelle la soudure possède sa pleine épaisseur.

Pour supporter un effort, il convient de ne pas prévoir de soudure d’angle d’une longueur efficace inférieure à 30 mm ou inférieure à 6 fois son épaisseur de gorge, en prenant la plus grande de ces deux valeurs.

#### I.10.3.2.3 - Gorge utile

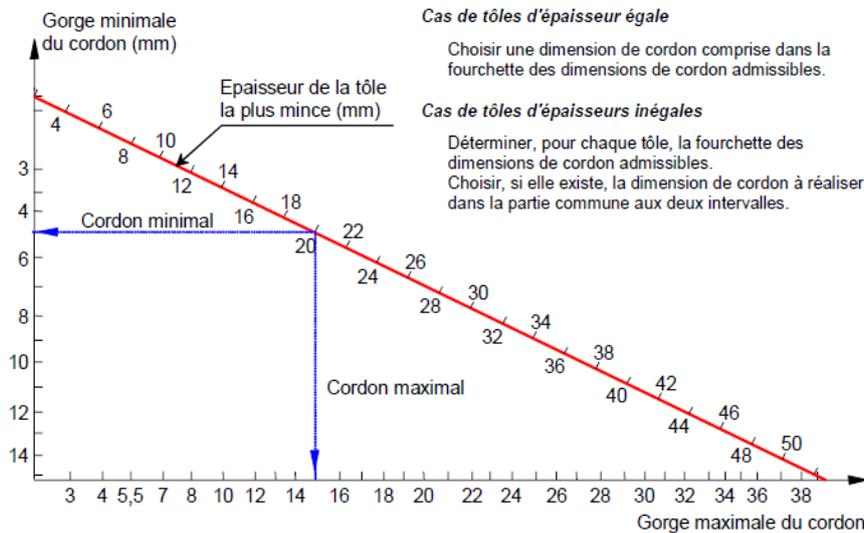
La gorge utile,  $a$ , d’une soudure d’angle, est prise égale à la hauteur du plus grand triangle (à côtés égaux ou inégaux) pouvant s’inscrire à l’intérieur des faces à souder et de la surface de la soudure mesurée perpendiculairement au côté extérieur de ce triangle.

La dimension de gorge,  $a$ , représente la distance minimale de la racine à la face de la soudure, sans prise en compte de la zone convexe. La figure I.21 définit la dimension de gorge pour une soudure bout à bout et une soudure d'angle.



**Figure I.21– Gorge d’un cordon de soudure.**

La gorge utile d’une soudure d’angle ne doit pas être inférieure à 3 mm. L’abaque de la figure I.22 permet de choisir une épaisseur de cordon en fonction de l’épaisseur des tôles à assembler.

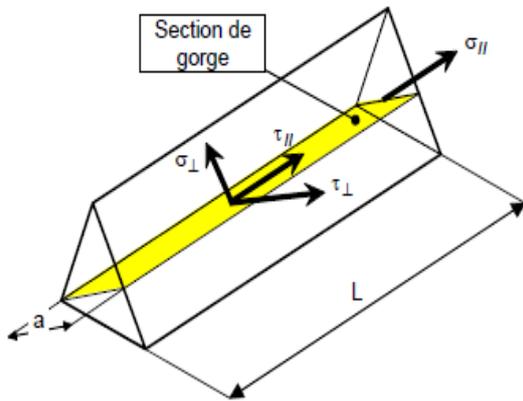


**Figure I.22 – Choix de la gorge en fonction des pièces assemblées.**

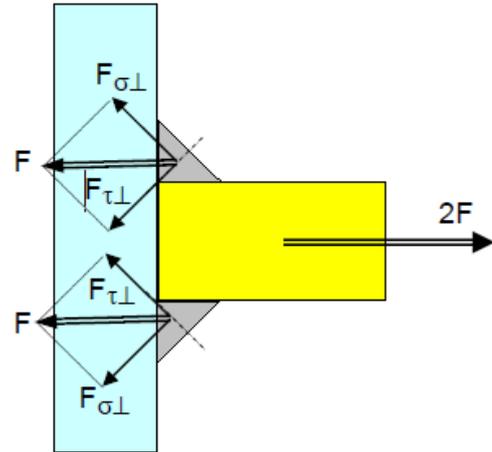
**I.10.3.2.4 - Résistance d’un cordon d’angle :**

Le calcul des soudures d'angle dépend des caractéristiques mécaniques et géométriques sous réserve que les propriétés mécaniques du métal d'apport soient compatibles avec celles du matériau de base.

La section résistante à considérer est représentée à la figure I.23. L'aire de la section de gorge s'exprime comme étant le produit de la dimension de gorge par la longueur utile de la soudure. En règle générale, la longueur utile de la soudure est égale à la longueur totale du cordon d'angle tout entier, y compris les retours d'extrémités, si la soudure est continue. Pour les soudures longues et les soudures interrompues, la longueur utile peut être réduite.



**Figure I.23 – Contraintes dans un cordon soudure.**



**Figure I.22 – Cordons d'angle**

$\sigma_{\perp} = \frac{F_{\tau_{\perp}}}{a.l}$  ; Contrainte normale perpendiculaire à la gorge,

$\tau_{\perp} = \frac{F_{\tau_{\perp}}}{a.l}$  ; Contrainte tangente (dans le plan de gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure,

$\tau_{\parallel} = \frac{F_{\tau_{\parallel}}}{a.l}$  ; Contrainte tangente (dans le plan de gorge) parallèle à l'axe de la soudure,

$\sigma_{\parallel}$  ; Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure,

**I.10.3.3 : Méthodes de calcul :**

**I.10.3.3.1 : Méthode précise (réel, directionnel)**

La contrainte normale  $\sigma_{\parallel}$  n'est pas prise en considération car la section transversale de la soudure est très petite et possède une résistance négligeable comparativement à la résistance de la section de gorge soumise à la contrainte de cisaillement  $\tau_{\parallel}$ .

L'application du critère de von Misès  $\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3.\tau^2}$  fournit la valeur de la contrainte équivalente  $\sigma_{eq}$  dans la section de gorge de la soudure :

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)}$$

La soudure d'angle est adéquate si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}}$$

où :

$f_u$  : La résistance nominale ultime à la traction de la plus faible des pièces assemblées

$\gamma_{Mw}$  : Le coefficient partiel,

$\beta_w$  : Facteur de corrélation fonction de la nuance de l'acier utilisée (tableau I.4).

**Tableau I.4 : Valeurs de  $f_u$ ,  $\gamma_{Mw}$  et  $\beta_w$  pour différentes nuance d'acier.**

Acier	$f_u$	$\beta_w$	$\gamma_{Mw}$
S235	360	0.8	1.25
S275	430	0.85	1.3
S355	510	0.9	1.35

**A/ Cordons frontaux :**

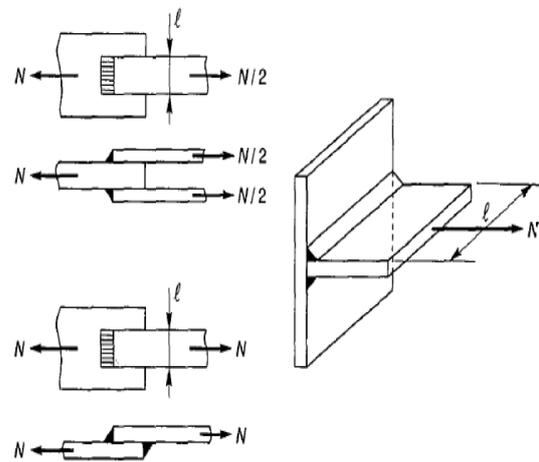
Les différentes contraintes s'écrivent :

$$\begin{cases} N_{\sigma\perp} = N \frac{\sqrt{2}}{2} \\ N_{\tau\perp} = N \frac{\sqrt{2}}{2} \\ N_{\tau\parallel} = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\perp} = \frac{N_{\sigma\perp}}{a \sum l} = \frac{N\sqrt{2}}{2a \sum l} \\ \tau_{\perp} = \frac{N_{\tau\perp}}{a \sum l} = \frac{N\sqrt{2}}{2a \sum l} \\ \tau_{\parallel} = 0 \end{cases}$$

Introduites dans l' expression du critère Von Mises, nous obtenons :

$$\beta_w \sqrt{\frac{2N^2}{4a^2(\sum l)^2} + \frac{6N^2}{4a^2(\sum l)^2}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

D' où  $a \sum l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{N\sqrt{2}}{f_u}$



**Figure I.23 : Cordons frontaux**

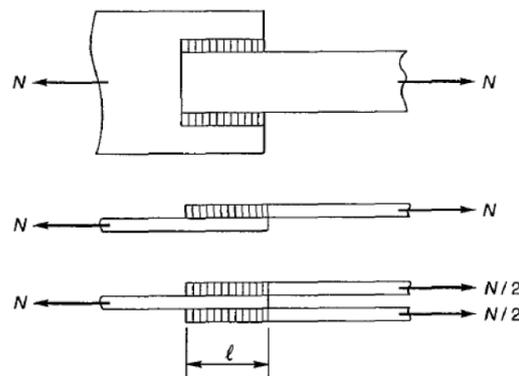
**B/ Cordons latéraux :**

Les différentes contraintes s'écrivent :

$$\begin{cases} N_{\sigma\perp} = 0 \\ N_{\tau\perp} = 0 \\ N_{\tau\parallel} = N \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\perp} = 0 \\ \tau_{\perp} = 0 \\ \tau_{\parallel} = \frac{N_{\tau\parallel}}{a \sum l} = \frac{N}{a \sum l} \end{cases}$$

Introduites dans l'expression du critère de von Misès, nous obtenons :

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



**Figure I.24 : cordons latéraux.**

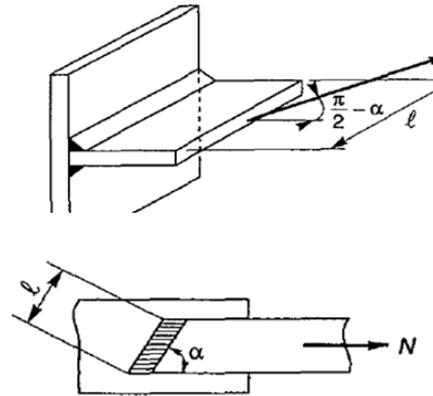
**C/ cordons obliques :**

Les différentes contraintes s'écrivent :

$$\begin{cases} N_{\sigma\perp} = N \frac{\sqrt{2}}{2} \sin\alpha \\ N_{\tau\perp} = N \frac{\sqrt{2}}{2} \sin\alpha \\ N_{\tau\parallel} = N \cos\alpha \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\perp} = \frac{N_{\sigma\perp}}{a \sum l} = \frac{N \sin\alpha}{2a \sum l} \\ \tau_{\perp} = \frac{N_{\tau\perp}}{a \sum l} = \frac{N \sin\alpha}{2a \sum l} \\ \tau_{\parallel} = \frac{N_{\tau\parallel}}{2a \sum l} \end{cases}$$

Avec critère de von Misès, nous obtenons :

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



**Figure I.25 : cordons obliques.**

**I.10.3.3.2 : Méthode forfaitaire ( Méthode simplifiée, méthode de la contrainte moyenne) :**

L'Eurocode 3 fournit également une expression simplifiée de vérification qui ne requiert pas la décomposition des efforts agissant sur la soudure. La formule est fondée sur la méthode dite de la contrainte moyenne qui assimile la résistance de soudure à la résistance en cisaillement et ce, indépendamment de la direction de l'effort appliqué. Comme la résistance la plus faible de la soudure est obtenue en cisaillement pur, la méthode de la contrainte moyenne se révèle toujours sécuritaire.

Les soudures d'angle doivent satisfaire la condition :

$$F_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \sum l f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

**Remarque :** Cette dernière formule (méthode simplifiée), ce n'est que la formule la plus défavorable des trois formules de la méthode réelle, qui est celle du cordon oblique.

## Chapitre II

## Conception et calcul des pieds de poteaux

## Pieds de poteaux articulés-Pieds de poteaux encastrés

## II-1 Généralités et définitions :

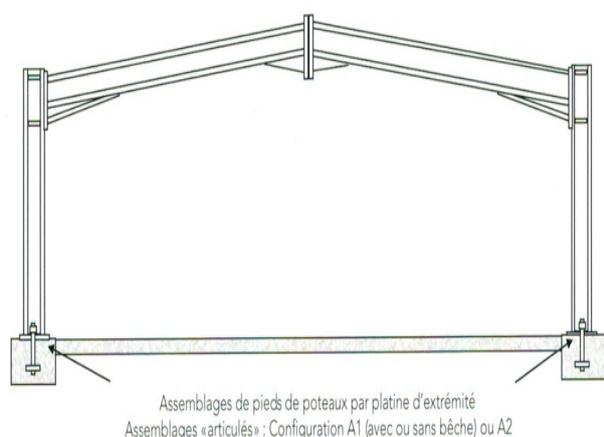
La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau.

La platine est supposée indéformable avec une épaisseur suffisante ou comportant des raidisseurs. Pour le dimensionnement et/ou la vérification de la base d'un poteau, on doit d'abord faire l'inventaire des charges maximales permanentes, d'exploitations, sismique et du vent qui la sollicitent.

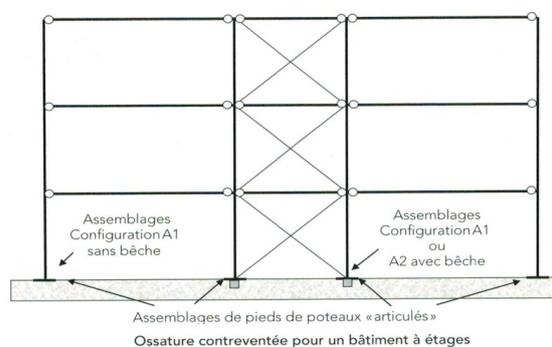
Les plaques d'assises doivent être capable de répartir ces charges sur une surface acier-béton ne dépasse pas la contrainte limite de compression du béton de fondation. Les assemblages de pied de poteaux par platine soudée à l'extrémité du poteau et solidarifiée à la fondation en béton par des tiges d'ancrages et un scellement.

Le choix de l'ancrage dépend à la fois de la qualité du sol et du type de la liaison poteau-fondation. On distingue deux types d'assemblages selon leurs rigidités :

- Les pieds de poteaux articulés.
- Les pieds de poteaux encastrés.



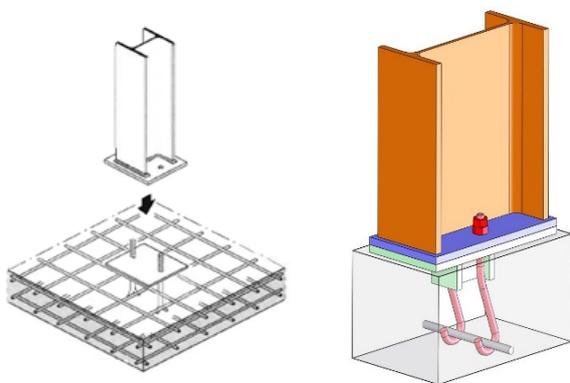
**Figure (II-1) Assemblage pieds de poteaux cas d'un hangar**



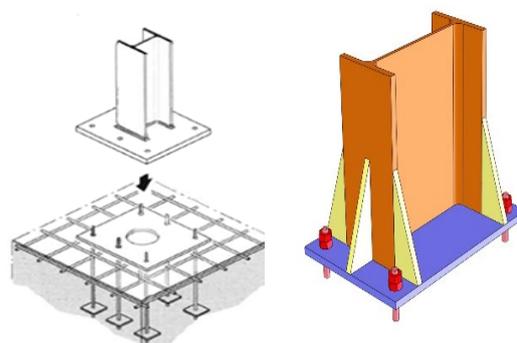
**Figure (II-2) Assemblage pieds de poteaux cas d'un bâtiment à plusieurs niveaux**

### II.1.1 : Fixation des pieds de poteaux

Les pieds de poteaux fondation en béton armé. Ils existent deux exemples typiques de pied comme articulé (Figure II-3), constitué d'une plaque de base et de deux boulons de fixation, capable de reprendre un effort vertical et un effort horizontal. Le deuxième exemple (Figure II-4) est grande et épaisse plaque de base et de quatre ou six tiges d'ancrage, capable de reprendre un important moment de flexion en plus des efforts verticaux et horizontaux. En cas d'efforts importants à transmettre, on utilise des plaques de base renforcées par des raidisseurs.



**Figure II-3 : Disposition pieds de poteaux articulés**



**Figure II-4 : Disposition pieds de poteaux encastés**

#### II-1-2 : Pieds de poteaux articulés :

Le rôle des assemblages des pieds de poteaux articulés est de transmettre l'effort normal et l'effort de cisaillement de la base du poteau à la fondation.

Le règlement EN 1993-1-8 considère un pied de poteau articulé si :

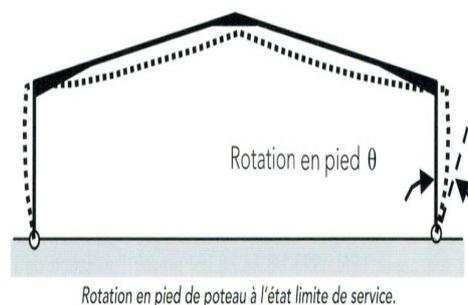
- Platine d'extrémité fixée avec deux tiges d'ancrage sur (ou très proche de) l'axe principal du poteau.
- $h_p \leq 300 \text{ mm}$  ;  $h_p$  : hauteur de la platine
- Si  $300 \text{ mm} \leq h_p \leq 600 \text{ mm} \Rightarrow \theta \cdot h_p \leq 3 \text{ mm}$
- $N_{sd \text{ ser.}} \cdot \theta \cdot h_c \leq 1.5 \cdot 10^6 \text{ mm}$

Ou :

$h_c$  : hauteur du profilé poteau.

$\theta$  : rotation à l'ELS en pied de poteau.

$N_{sd \text{ serv}}$  : l'effort axial de compression associé à  $\theta$ .

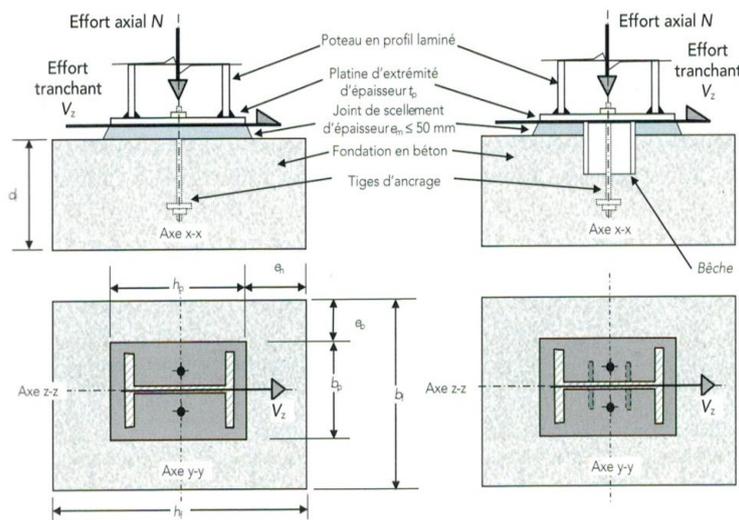


Rotation en pied de poteau à l'état limite de service.

**Figure II-5 : Rotation en pieds de poteau.**

Afin de mieux cerner à la fois les spécificités des dispositions constructives à mettre en œuvre en fonction des efforts appliqués, les façons dont les efforts sont transmis à la fondation et les vérifications des résistances associées, les pieds de poteaux articulés sont en trois sous configurations à savoir :

❖ Configuration (A1) : Pied de poteau soumis à un effort axial de compression et un effort tranchant transmet par frottement ou par bêche.

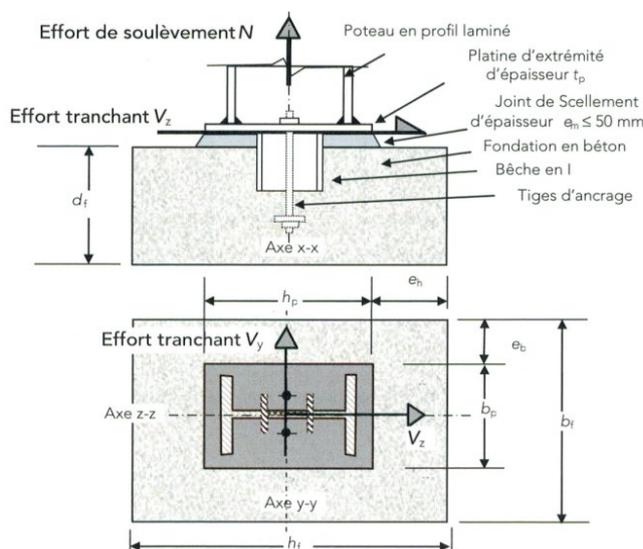


Sollicitations :

- Effort normal (N) de compression
- Effort tranchant (Vz) transmet par frottement ou par bêche

**Figure II-6 : Pieds de poteaux de configuration A1 : Sollicitations et dispositions constructives.**

❖ Configuration (A2) : Pied de poteau soumis à un effort axial de soulèvement et un effort tranchant transmet par une bêche.

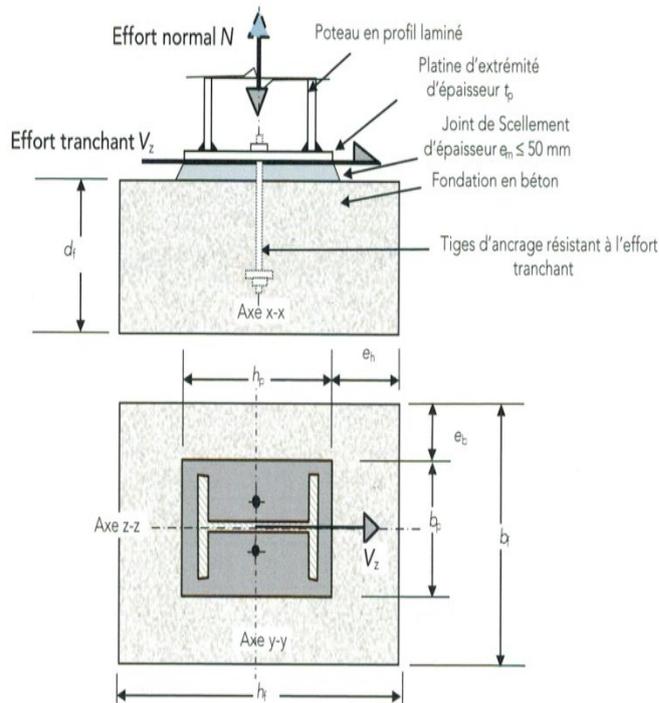


Sollicitations :

- Effort normal N de traction
- Effort tranchant Vz, Vy transmet par bêche ;  $e_m \leq 50mm$

**Figure II-7 : Pieds de poteaux de configuration A2 : Sollicitations et dispositions constructives.**

- ❖ **Configuration (A3) : Pied de poteau soumis à un effort axial et un effort tranchant transmet par cisaillement des tiges d'ancrages.**



#### Sollicitations :

- Effort normal  $N$  de traction ou compression
- Effort tranchant  $V_z$  transmet par cisaillement de tiges d'ancrage (sans bêche),  $e_m \geq 50\text{mm}$

**Figure II.8 : Pieds de poteaux de configuration A3 : Sollicitations et dispositions constructives.**

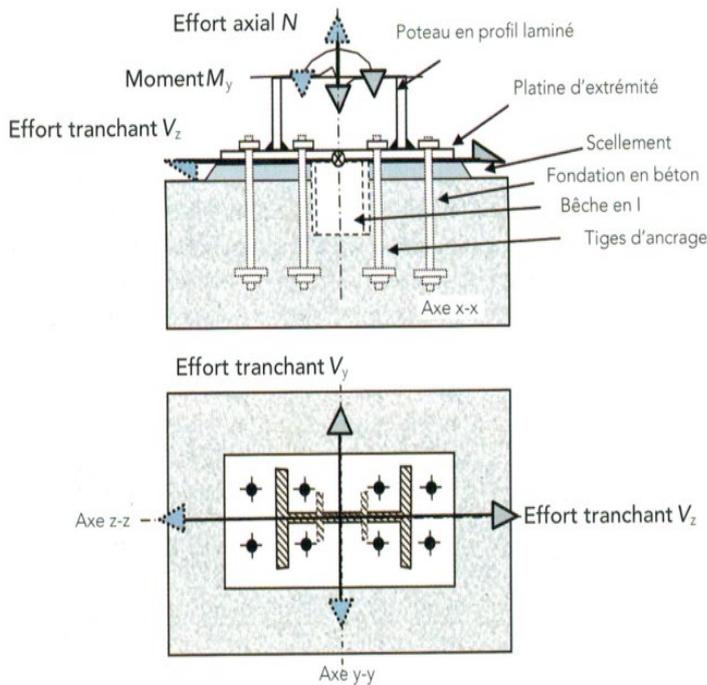
#### II-1-3 : Pieds de poteaux encastrés :

Ce type de pied de poteau a pour rôle de transmettre en plus des efforts normaux et les efforts tranchants, les moments de flexion à la fondation.

La configuration (E) d'assemblage, dont les dispositions constructives courantes sont indiquées à la (figure II.9), est notamment utilisée en pieds de poteaux de portiques pour lesquels les déplacements horizontaux admissibles sont faibles, (exemple : portiques supportant les poutres de roulements d'un pont roulant) ou bien les portiques de stabilités.

Ce type d'assemblage transmet à la fondation une combinaison d'effort axial, de moment de flexion et d'effort tranchant généralement par bêche.

- ❖ **Configuration (E) : Pied de poteau soumis à un effort axial et un effort tranchant transmet généralement par bêche, et un moment de flexion  $M_y$ ,  $M_z$  transmet par la traction des tiges.**



**Sollicitations :**

- Effort normal  $N$  de traction ou compression
- Effort tranchant  $V_z, V_y$  transmet généralement par bèche.
- Moment de flexion  $M_y, M_z$  transmet par la traction des tiges

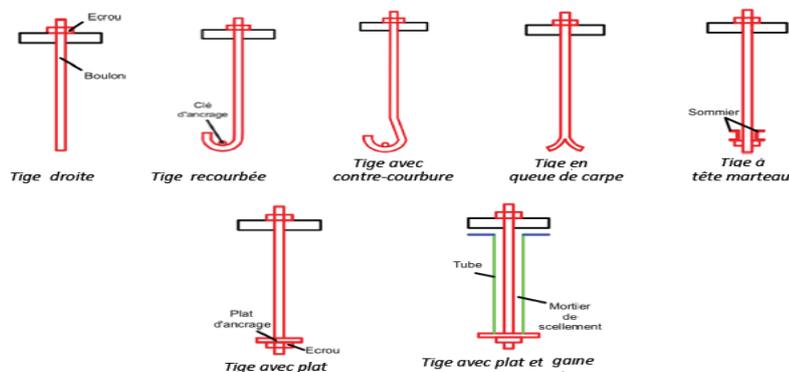
**Figure II.9 : Pieds de poteaux de configuration E : Sollicitations et dispositions constructives.**

**II-1.4 : Tiges d'ancrage :**

Une tige d'ancrage est composée d'un boulon noyé dans le béton et d'une tête filetée hors du béton sur laquelle se fixe un écrou. Cet écrou maintient la tige dans sa position au contact de l'élément en acier sur lequel repose l'écrou, si les trous sont surdimensionnés. Une tige sert principalement à la reprise des efforts de traction et éventuellement à ceux de cisaillement.

**II-1-4-1: Types de tiges :**

Afin de transmettre les divers sollicitations à la fondation, divers type de tiges d'ancrage peuvent être utilisées en fonction de l'effort de traction à transmettre et du moyen de mise en œuvre de l'assemblage.



**Figure 10 : Types de tiges d'ancrage.**

La solution la plus basique est celle d'une *tige droite*. Celle-ci est néanmoins peu utilisée. En effet, d'une part, elle ne permet pas le blocage de la structure en phase de construction, si elle n'est pas pré-scannée et d'autre part, seuls de faibles efforts de traction pourront être transmis.

Les tiges à *queue de carpe* sont également peu utilisées pour les mêmes raisons. L'avantage de cette géométrie est que les écrous sont serrés sans provoquer de torsion dans les boulons.

Pour pallier aux inconvénients de ces deux premières géométries, des tiges *recourbées* ou à *contrecourbure* sont employées. La contre-courbure fait coïncider le centre de la courbure avec l'axe de la tige.

Ces deux types de tiges permettent le transfert d'un effort de traction plus important, grâce à la clé d'ancrage assurant une bonne liaison entre le mortier de scellement et le massif de fondation. Cette clé, consistant en une barre horizontale, doit donc être soigneusement dimensionnée et mise en œuvre lors du coulage de la fondation. Si la tige n'est pas pré-scannée, lors du montage, elle s'accroche sur la clé d'ancrage (toujours pré-scannée) et est serrée contre la platine grâce à un écrou.

Pour un même effort, la ruine de l'assemblage par perte d'adhérence des tiges est moins susceptible d'apparaître avec ce type de fixation. En effet, cette solution bloque efficacement la structure, même en phase de montage.

La solution avec plat boulonné ou soudé sur la tige droite peut notamment être adoptée lorsque la clé d'ancrage risque d'être oubliée lors du bétonnage de la fondation. Cette solution offre également les avantages de transmettre des efforts de traction très importants et d'assurer le blocage de la charpente lors du montage. Les efforts de traction repris seront plus élevés que pour les configurations précédentes grâce, entre autres, au plat mobilisant un cône de béton plus important. Cette géométrie présente toutefois l'inconvénient d'être obligatoirement pré-scannée.

### **II-1-5 : Raidisseurs**

Un raidisseur est un plat en acier qui permet de renforcer, raidir un assemblage. Pour un pied de poteau, on distingue deux types principaux de raidisseurs : les raidisseurs de platine et les raidisseurs d'âme.

## II-2 : Résistance des matériaux (acier, béton, tiges)

### ○ Coefficients de sécurité

Pour les coefficients de sécurité l'EC 03 recommande de prendre

$$\gamma_{m0} = 1 : \text{Platine d'extrémité}$$

$$\gamma_{m2} = 1,25 : \text{Tiges d'ancrage}$$

$$\gamma_c = 1,5 : \text{Béton de scellement}$$

### II-2.1 : Résistance de l'acier des platines

Les valeurs de la limite élastique  $f_y$ , et de la limite à la rupture  $f_u$  des différentes nuances d'aciers sont prises selon l'EC03 en fonction de l'épaisseur de la platine.

**Tableau II.1 : limite d'élasticité  $f_y$  et résistance à la traction ( $f_u$ ) de l'acier**

Nuance d'acier	Epaisseur nominale de l'élément			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
<b>S235</b>	235	360	215	360
<b>S275</b>	275	430	255	410

### II.2.2 : Résistance à la pression localisée du béton (joint de scellement $f_{jd}$ :

Il est pratique courant d'utiliser du béton de résistance moyenne pour les fondations et, dans tous les cas, un mortier de qualité pour le scellement (calage).

Plus généralement, la résistance de calcul à la pression localisée du joint de scellement est donnée comme étant :

$$f_{jd} = \beta_j \cdot \alpha_{bf} \cdot f_{cd}$$

$\beta_j$  : Coefficient propre au matériau de scellement, dont la valeur précisée par le l'EN 1993 est égale à 2/3.

$\alpha_{bf} = \sqrt{A_{c1}/A_{c0}}$  : Coefficient qui prend en compte l'accroissement de la résistance à la compression du béton en raison de la diffusion de la force concentrée à l'intérieur de la fondation sur l'aire  $A_{c1}$  à partir d'une aire au pied du poteau égale à  $A_{c0}$ . Dans la pratique et selon les dimensions usuels des fondations,  $\alpha_{bf} = 1.5$ .

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$  : Résistance de calcul à la compression du béton de la fondation ( $\gamma_c = 1.5$ )

Pour :  $\beta_j = 2.5$  et  $\alpha_{bf} = 1.5 \Rightarrow f_{jd} = f_{cd}$

### II.2.3 : Résistance des tiges d'ancrage selon l'EC03 :

Les tiges d'ancrage fonctionnent en trois Modes de résistance à savoir :

- Résistance des tiges à la traction par adhérence béton-tiges)
- Résistance des tiges au cisaillement.
- Résistance des tiges à l'interaction (traction cisaillement)

#### II-2.3.1 : Résistance des tiges d'ancrage à la traction:

La résistance de calcul des tiges d'ancrage égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction de la tige et de la résistance de calcul de l'adhérence entre la tige et le béton, dans le cas des tiges d'ancrage avec un dispositif d'extrémité donc la résistance sera la résistance de la tige d'ancrage à la traction.

$$\textit{Tige droit sans dispositif d'extrémité} \quad N_{tsd} \leq \min(N_{tRd}, F_{brd})$$

$$\textit{Tige avec dispositif d'extrémité} \quad N_{tsd} \leq N_{tRd}$$

**Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques des tiges d'ancrage**

Classe tige	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_y$ (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

$f_{ub}$  : Résistance à la traction en fonction de la classe de la tige.

- Pour les tiges pliées n'admet que les tiges d'ancrage constituées d'un acier ayant une limite élastique  $f_y \leq 300$  MPa (classe 4.6, classe 5.6).
- Pour les tiges droites qui travaillent avec adhérence la limite élastique doit être :  $f_y \leq 300$  MPa
- Pour les tiges ancrées à leurs extrémités noyées par des dispositifs d'extrémités, toutes les classes de boulonnerie peuvent être utilisées.

#### ➤ *Contrainte d'adhérence de calcul $f_{bd}$*

La contrainte d'adhérence de calcul  $f_{bd}$  entre la surface de la tige d'ancrage en acier et le béton est estimée en fonction de leur diamètre :

- Pour des tiges lisses de diamètre  $d \leq 33$  mm

$$f_{bd} = 0.36 \cdot \sqrt{f_{ck} / \gamma_c}; \gamma_c = 1.5$$

- Pour des tiges lisses de diamètre  $d \geq 33$  mm

$$f_{bd} = 0.36 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot (133 - d) / \gamma_c \cdot 100}; \gamma_c = 1.5$$

#### ➤ *Calcul de la longueur d'ancrage de référence requise ( $l_{b,reqd}$ ) :*

$$l_{b,reqd} = F_{sd} / \Pi \cdot d \cdot f_{bd}$$

- Calcul de la longueur d'ancrage des tiges (avec coude ou écrous)

$$l_b = \alpha_1 \cdot l_{b,reqd} \leq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} = \max(0.3 \cdot l_{b,reqd}, 10\phi, 100\text{mm})$$

Tel que :  $\alpha_1$  est un coefficient pour les différentes forme de tiges lisses.

- **Tige d'ancrage droite** :  $\alpha_1 = 1$
- **Tige d'ancrage avec coude** :  
 $\alpha_1 = 0.7$  si l'enrobage normale au plan de coude  $\geq 3 \cdot d$   
 $\alpha_1 = 1$  si l'enrobage normale au plan de coude  $\leq 3 \cdot d$
- **Tige d'ancrage avec crochet** :  
 $\alpha_1 = 0.45$  si l'enrobage normale au plan du crochet  $\geq 3 \cdot d$   
 $\alpha_1 = 1$  si l'enrobage normale au plan du crochet  $\leq 3 \cdot d$

### II.2.3.2 : Résistance de calcul des tiges d'ancrage à l'effort tranchant :

Lorsque les tiges d'ancrage transmettent une force horizontale du pied de poteau à la fondation, les tiges travaillent en cisaillement et une flexion sur la profondeur d'ancrage. A l'état ultime, le béton éclate sous l'effet de la pression diamétrale exercée par les tiges fortement déformées. Il en résulte

- Plastification des tiges
- Ecrasement de béton sous l'effet de la pression diamétrale

La vérification consiste à vérifier :  $F_{vsd} \leq F_{vRd}$

$$F_{vRd} = F_{fRd} + n_b \cdot F_{vb,Rd}$$

Tel que :

$F_{fRd}$  : Résistance de calcul par frottement pour un effort de compression  $N_{CED}$  dans le poteau.  $F_{fRd} = 0.2 N_{C,sd}$

$n_b$  : Nombre de tiges dans l'assemblage pied de poteau.

$$F_{vbRd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{m2}$$

$$\alpha_b = 0.44 - 0.00033 f_{yb}$$

$$235 \text{ MPa} \leq f_y \leq 640 \text{ MPa}$$

### II.2.3.3 : Résistance des tiges d'ancrage soumises à une combinaison de traction et de cisaillement :

Pour cette combinaison il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{vbrd}} + \frac{N_{tsd}/n_b}{F_{trd.anc}} \leq 1$$

$F_{trd.anc}$  : Résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage.

### II.2.4 : Résistance des bèches au cisaillement :

Si l'effort tranchant en pied de poteau est supérieur à la résistance au frottement  $F_{FRd}$ , ou à la résistance des tiges une bêche est nécessaire.

Une bêche est dispositif soudé sous la platine (figure II.9) qui fonctionne par butée contre le béton, ce dispositif est constitué typiquement d'un tronçon de profilé laminé en I ou en H, ou cornière.

## II-3 : Approches de calculs des pieds de poteaux :

Il existe deux approches de dimensionnement de pieds de poteau à savoir :

- *Approche des lignes de pliages au contour des poteaux ;*
- *Notion de tronçons en T équivalents ;*

### II-3-1 : Approche de lignes de pliage au contour des poteaux :

On admet que les platines soumises aux réactions des fondations risquent de se piler suivant les lignes tangentes au contour des poteaux telles que les lignes 1-1, 2-2, 3-3 et 4-4 comme le montre la (figure II-11).

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

Les calculs vont consister à :

- 1- Déterminer la surface de la platine en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de la fondation.
- 2- Déterminer l'épaisseur de la platine en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
- 3- Dimensionner les tiges d'ancrage en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment en pied de poteaux soit par un effort de soulèvement.

II-3-1-1 : Pied de poteau articulé :

❖ Détermination de la surface de la platine :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_c \leq \sigma_{adm}$$

$$F_c / (a * b) \leq f_{ck} / \gamma_c$$

$F_c$ : Effort de compression ;  
 $a$  et  $b$ : Dimensions de la platine  
 $f_{ck}$  : Contrainte caractéristique de béton à la compression.

❖ Détermination de l'épaisseur de la platine :

Nous avons :

- L'effort à droite de la ligne 1-1 est :  $F_c = \sigma_c \cdot b \cdot u$
- Le moment correspondant à pour valeur :  $M_{sd} = F_c \cdot \frac{u}{2} = \sigma_c \cdot b \cdot U \cdot \frac{u}{2} = \sigma_c \cdot b \cdot \frac{u^2}{2}$
- Le moment résistant élastique de la platine d'épaisseur "e" et de largeur "b" à pour valeur:  $M_{ely} = W_{ely} \cdot f_y$  ; tel que :  $W_{ely} = b \cdot \frac{e^2}{6}$

La relation d'équilibre qu'il faut vérifier est :  $M_{sd} \leq M_{ely} \dots(1)$

De l'équation (1) :  $\sigma_c \cdot b \cdot \frac{u^2}{2} \leq b \cdot \frac{e^2}{6} \cdot f_y \rightarrow e \geq \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_c}{f_y}} \cdot U$

Inversement si l'épaisseur de la platine (e) est fixée a priori le problème sera de vérifier la contrainte de flexion au droit de la ligne de pliage.

❖ Dimensionnement des tiges d'ancrages selon CM66:

L'effort admissible par scellement dans le cas des tiges d'ancrages avec cross, fixé par les règles CM 66 est :

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 l_2)$$

Tel que :

$g_c$ : le dosage en ciment  $\left( \frac{kg}{m^3} \right)$   
 $\phi$ : diamètre de la tige  
 $r = 3 \cdot \phi$ ,  $l_1 = 20 \cdot \phi$  et  $l_2 = 2 \cdot \phi$

La formule simplifiée s'écrit comme suit

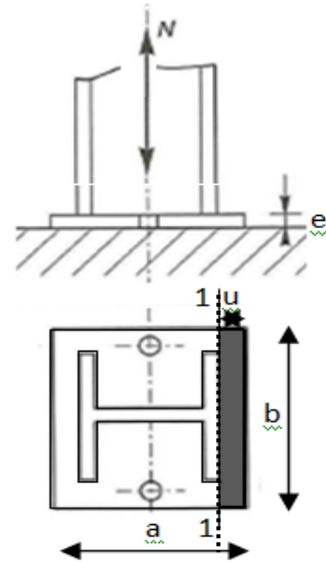


Figure II-11 : Pied poteaux articulé- lignes de pliage

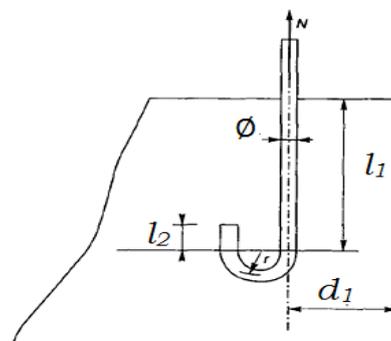


Fig (II-12) : Disposition des tiges d'ancrage avec crosse selon CM66

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \cdot (46.2\phi)$$

**II-3-1-2 : Pied de poteau encastré :**

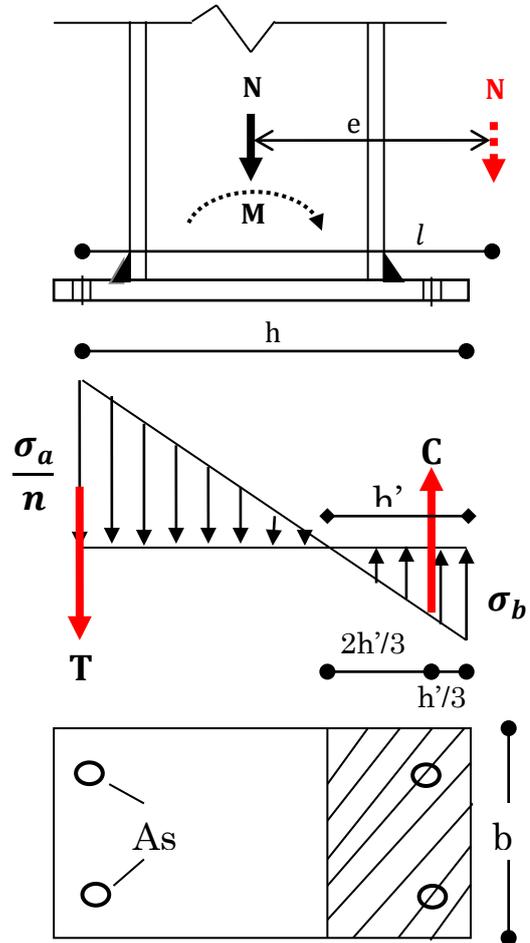
Dans le cas, où le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré  $N$ , et un moment de flexion  $M$ , ce qui est équivalent un effort normal excentré de  $e = M/N$ .

Les tiges situées sur le côté opposé à l'effort  $N$  sont soumises à un effort de traction et le béton situé du côté de l'effort  $N$  est soumis à un effort de compression avec une répartition triangulaire des contraintes tel que:

Effort de traction sollicitant les tiges est :  $T = A_s \cdot \sigma_a$

Effort de compression sollicitant le béton sous la platine :  $C = \frac{1}{2} \cdot b h' \cdot \sigma_b$

Sachant que le coefficient d'équivalence  $n = \frac{E_a}{E_{cm}}$  ;



**Figure II-12 : Pied poteaux encastré- lignes de pliage**

Nous avons à partir de schéma de répartition des contraintes triangulaire :

$$\frac{\sigma_b}{h'} = \frac{\sigma_a/n}{(h-h')} \rightarrow \sigma_a = n \cdot \sigma_b \left( \frac{h-h'}{h'} \right)$$

Selon l'équation de l'équilibre des forces nous avons :  $N + T = C$

Et selon l'équation d'équilibre des moments nous avons :

$$C \left( h - \frac{h'}{3} \right) = N \cdot l \rightarrow C \left( h - \frac{h'}{3} \right) = (C - T) \cdot l ; \text{ prenant } n = 15$$

La combinaison des relations précédentes conduit à l'équation de suivante:

$$h'^3 + 3(l - h) \cdot h'^2 + 90A_s \cdot \frac{l}{b} h' - 90A_s \cdot \frac{l}{b} h = 0$$

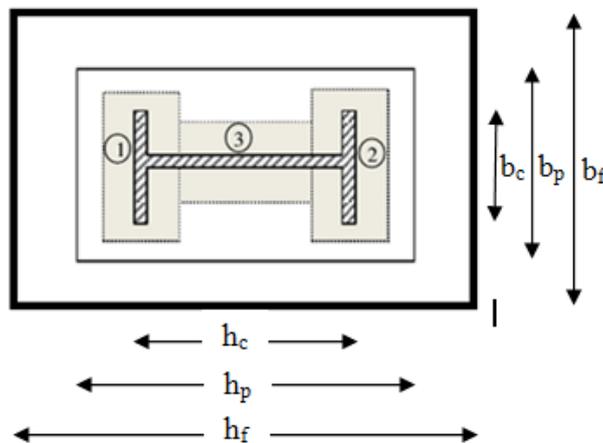
La résolution de cette équation permet d'obtenir  $h'$  et par la suite de vérifier  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y \text{ Contrainte de traction dans les tiges} \\ \sigma_b = \frac{2 \cdot N \cdot l}{b \cdot h' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} \text{ Contrainte de compression dans le béton} \end{array} \right.$$

### II-3-2 : Approche des trois tronçons en T équivalents :

Cette approche du calcul consiste à vérifier que les contraintes de pression exercées sous la plaque d'assise ne dépassent pas la résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement et qu'elles n'entraînent pas non plus une flexion excessive de la plaque d'assise.

Le modèle de calcul suppose que la résistance d'appui d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par trois (03) tronçons en T équivalents qui ne se recouvrent pas, et sont en compression (figure II-13).



**Figure II-13 : Surfaces d'appuis des tronçons en T équivalentes [EC03]**

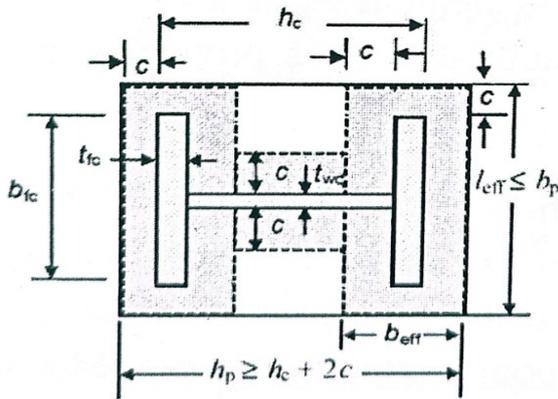
#### II-3-2-1 : Type de plaque d'assise

Selon la norme **EN 1993-1-8 EC 03**, il existe deux types de plaques d'assises :

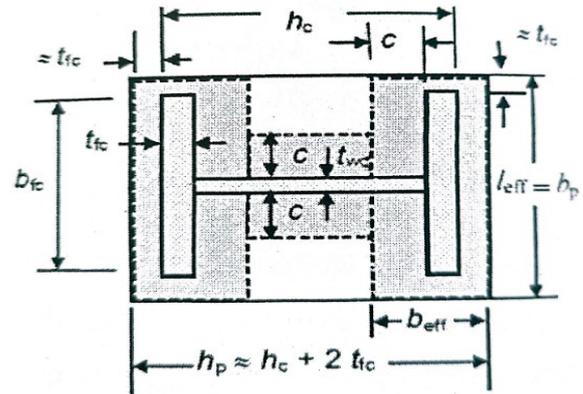
**Plaque d'assise à projection étendue** : la projection (débord) de plaque d'assise débord au-delà du périmètre du poteau, la largeur de débord sur chaque tronçon en T et sur chaque côté égale à la valeur C (figure II-14).

$$C = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{m0}}}$$

**Plaque d'assise à projection courte :** la projection (débord) est inférieure ou égale à la valeur C, le débord dans ce cas doit être au moins égale à l'épaisseur de la semelle, afin d'assurer une soudure d'angle entre plaque d'assise et semelles de poteau. (figure II-15).



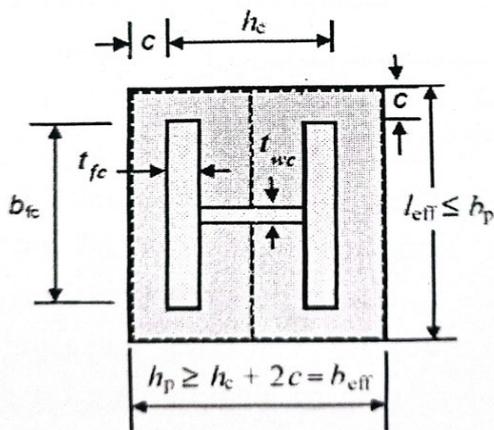
**Figure II-14 : surface d'appui de la plaque d'assise à projection étendue.**



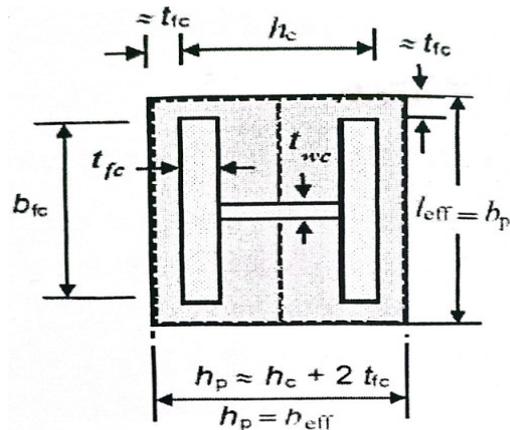
**Figure II-15 : surface d'appui de la plaque d'assise à projection courte.**

**Prise en compte des recouvrements :**

Lorsque certains poteaux en H sont utilisés avec des plaques d'assises épaisses, les semelles des tronçons en T équivalents de largeur additionnelle « C » du côté de l'âme se recouvrent dans la partie centrale entre les semelles.



**Figure II-16 : surface d'appui de la plaque d'assise à projection étendue en cas de recouvrement des tronçons en T**



**Figure II-16 : surface d'appui de la plaque d'assise à projection courte en cas de recouvrement des tronçons en T**

$A_{eff} = A_{c0} = l_{eff} \cdot b_{eff} = h_p \cdot b_p$  Surface d'appui pour une plaque d'assise étendue

$A_{eff} = A_{c0} = l_{eff} \cdot b_{eff} \leq h_p \cdot b_p$  Surface d'appui pour une plaque d'assise courte

**Dimensionnement des plaques d'assise :**

Si la section du poteau et l'effort de compression axiale sont donnés la procédure suivante peut-être employée pour le pré dimensionnement des pieds de poteaux.

**Étape 1 : Choix de résistances de calcul des matériaux acier béton.**

**Étape 2 : Estimation préliminaire de l'aire de la platine plaque d'assise.**

$A_{c0} = Max \left( \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2; \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right);$   $A_{c0}$ : Surface préliminaire de la plaque d'assise

**Étape 3 : Choix du type de plaque d'assise :**

$A_{c0} \geq 0.95 \cdot h_c \cdot b_{fc} \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection étendue.

$A_{c0} < 0.95 \cdot h_c \cdot b_{fc} \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection courte.

**NB :** une plaque d'assise à projection étendue peut être adoptée dans tous les cas.

**Étape 4 : détermination de la largeur d'appui additionnel C.**

Projection courte : (débord =  $t_{fc}$ )

$$N_{Rd} = f_{jd} [(2b_{fc} + 2t_{fc})(C + 2t_{fc}) + (h_c - 2C - 2t_{fc})(2C + t_{wc})]$$

Projection étendue : (débord C)

$$N_{Rd} = f_{jd} [2(b_{fc} + 2C)(2C + t_{fc}) + (h_c - 2C - 2t_{fc})(2C + t_{wc})]$$

En remplaçant **Nplrd** par un **Nsd** nous avons la solution des équations quadratiques pour l'inconnu C sont présents comme suit :

$$C = \frac{-B \mp \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2A}$$

A, B et C sont données dans le tableau suivant (Tableau II-3)

**Tableau II-3 : Expression des paramètres de l'équation quadratique**

Cst	Plaque d'assise à projection courte	Plaque d'assise à projection étendue	
	Tronçons en T non recouvrant	Tronçons en T non recouvrant	Tronçons en T avec recouvrement
A	2	2	2
B	$-(b_{fc} - t_{wc} - h_c)$	$+(2b_{fc} - t_{wc} + h_c)$	$+(b_{fc} + h_c)$
C	$+\left(\frac{N_{sd}}{2f_{jd}}\right) - (2b_{fc} \cdot t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5h_c \cdot t_{wc} - t_{fc} \cdot t_{wc})$	$+(b_{fc} \cdot t_{fc} + 0.5h_c \cdot t_w - t_{fc} \cdot t_w) - \left(\frac{N_{sd}}{2f_{jd}}\right)$	$+\frac{(b_{fc} \cdot h_c)}{2} - \left(\frac{N_{sd}}{2f_{jd}}\right)$

**Vérification des tronçons en T équivalents avec recouvrement :**

La valeur de  $C$  dépasse parfois de la moitié de la hauteur de l'âme du poteau ce qui n'est pas acceptable.

- Plaque d'assise à projection courte : changer en faveur d'une plaque d'acide à projection étendue et recalculer  $C$ .
- Plaque d'assise à projection étendue : recalculer  $C$  sur la base de l'intégralité de l'air.

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = f_{jd} [b_{fc} + 2C] \cdot (h_c + 2C)$$

**Étape 5 : détermination des dimensions minimales des platines :**

Platine à projection courte :  $h_p \geq (h_c + 2t_{fc})$ ;  $b_p \geq (b_{fc} + 2t_{fc})$

La projection étendue :  $h_p \geq (h_c + 2C)$ ;  $b_p \geq (b_{fc} + 2C)$

**Étape 6 : détermination de l'épaisseur minimale requise de la platine :**

En supposant que la platine agit en porte-à-faux sur le périmètre du poteau n'est pas soumise à plus que sa résistance de calcul à la flexion élastique sous  $f_{jd}$

$$t_p \geq \frac{C}{\sqrt{\frac{f_y}{(3f_{jd} \cdot \gamma_{m0})}}}$$

## Chapitre III

## Conception et calcul des chemins de roulement

## III-1 : Généralités et définitions :

Un pont roulant, est un engin de levage (transfert de charges lourdes) mobile circulant sur un chemin de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement au chemin de roulement un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont mono poutre. Dans les autres cas, on a affaire à un pont bipoutre (Figure III-1).

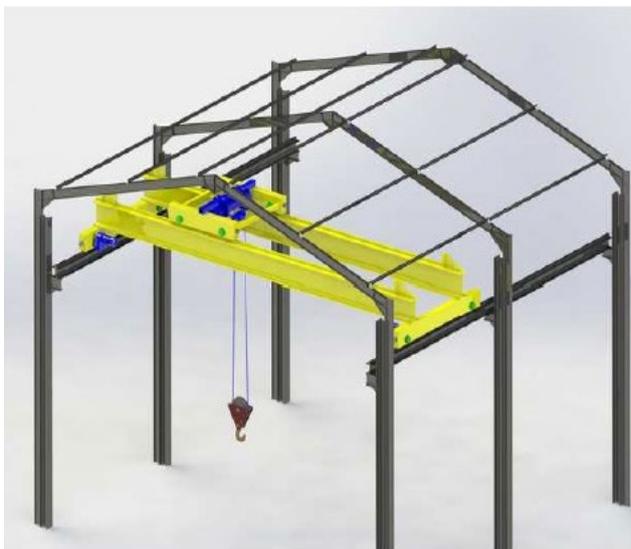


Figure III-1 : Pont roulant 3D

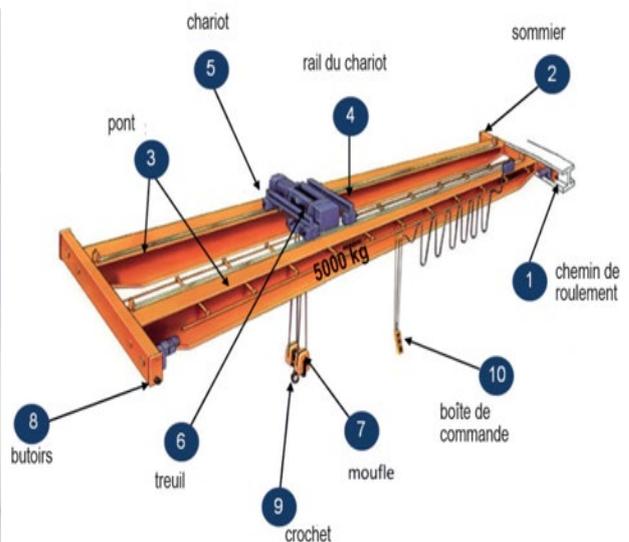
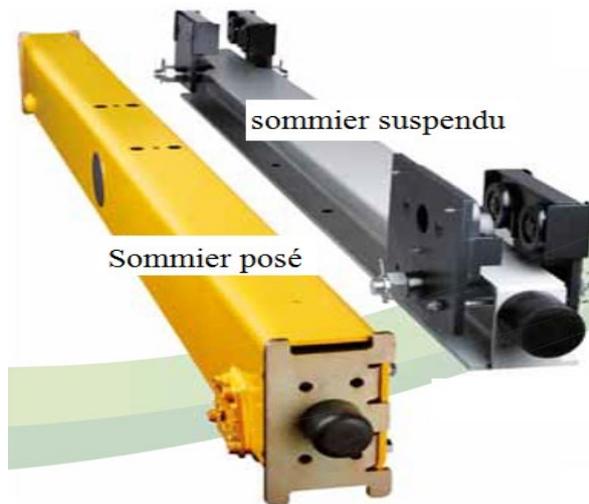


Figure III-2 : Principaux composants d'un pont roulant

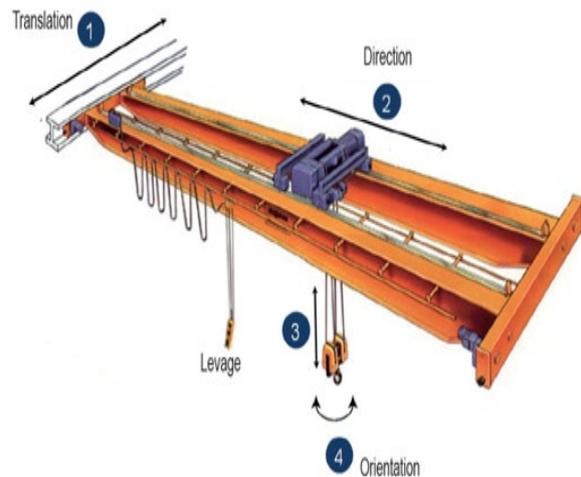
## III.1.1 : Composants du pont roulant :

Les composants du pont roulant sont illustrés sur la (figure III-2).

- 1) **Chemins de roulement** : (poutres de roulement), composants sur lesquelles le pont déplace, elles sont généralement prévues en profilés laminés à chaud I ou H, voire en profilé reconstitué soudé (PRS) ou en treillis en cas de portée et charges importantes.
- 2) **Sommier** : Composant sur lequel sont fixées les extrémités du pont. Le sommier porte des roues (appelées « galets ») ; qui permettent des mouvements de translation du pont sur le chemin de roulement.



**Figure III-3 : Types sommier pont roulant**



**Figure III-4 : Types de mouvement d'un pont roulant.**

Pont (**crane**) appelé aussi « poutre du pont » : partie d'un pont roulant repose et circule longitudinalement sur les chemins de roulement, elle porte le chariot ou le palan avec chariot. Il peut être réalisé : en profilé, en caisson, ou en treillis

- 3) **Rail du chariot** : fixé sur la poutre principale du pont, elle permet les mouvements du chariot.
- 4) **Chariot** : Base de l'engin de levage (treuil), il est muni de roues et se déplace latéralement sur le pont.
- 5) **Treuil** : Mécanisme de levage qui permet la levée et la descente de la charge. A la place du treuil, un palan est utilisé parfois comme mécanisme de levage. Le palan a le même fonctionnement que le treuil, mais comparativement au treuil, le palan constitue un ensemble monobloc compact et peu encombrant.
- 6) **Moufle** : Assemblage de poulies muni d'un accessoire d'accrochage il sert à lever et descendre les charges.
- 7) **Butoirs** : Pièces de caoutchouc servant d'amortisseurs.
- 8) **Crochet** : Le crochet sert à crocheter les charges, il est muni d'un linguet de sécurité.
- 9) **Boîte de commande** : permet de contrôler les différentes manœuvres du pont roulant.
- 10) **Galets** : Petites roues servant (guides) comme outils de translation du pont roulant sur le chemin de roulement.

**III-1-2: Mouvements du pont roulant :**

Les différents mouvements possibles du pont roulant sont :

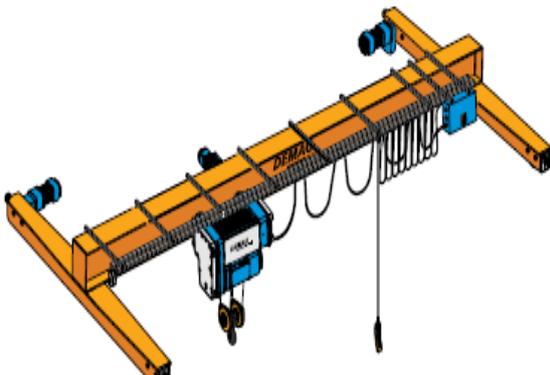
1. **Translation** : déplacement du pont roulant sur le chemin de roulement, c'est-à-dire, dans le sens le plus grand déplacement.
2. **Direction** : déplacement du chariot dans le sens transversal.
3. **Levage** : déplacement du crochet dans le sens vertical.
4. **Orientation** : rotation du crochet.

**III-1-3 : Types de ponts roulants :**

Dans le secteur des bâtiments et halls industriels les types de ponts roulants les plus utilisés sont :

**❖ Pont roulant mono-poutre posé :**

Un pont mono-poutre est utilisé pour une capacité de levage moins grande et pour une portée jusqu'à 24 mètres. C'est le type de construction le plus léger - donc plus avantageux pour bâtiment et fondations.



**Figure III-5 : Pont roulant  
Mono-poutre posé**



**Figure III-6 : Pont roulant  
Mono-poutre suspendu**

**❖ Pont suspendu (mono-poutre):**

Les ponts suspendus sont moins fréquents. On utilise ce type de construction surtout dans les systèmes de manutention de plus faible capacité figure (III-6).

### ❖ Pont roulant bipoutre posé :

Un pont bipoutre est utilisé pour les capacités de levage plus importantes et pour les portées plus larges. Les ponts bipoutres peuvent être équipés de passerelles d'entretien en-dessous des moteurs, au palan ou sur toute la portée du pont (figure III-1).

### III-1-4 : Caractéristiques de construction :

Les caractéristiques de construction des ponts roulants sont :

#### Poids propre de l'appareil de levage $Q_c$ :

Poids propre de pont roulant  $Q_c$  : est le poids propre de tous les éléments fixes et mobiles, y compris les équipements mécaniques et électriques, à l'exclusion toute fois de l'accessoire de levage et d'une partie des câbles ou chaînes du palan suspendu. (Figure III-7)

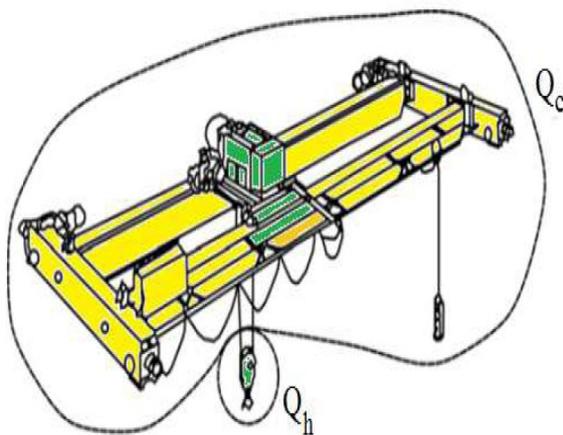
#### Masse à lever $Q_h$ :

La masse à lever égale au total de la **charge utile** et du poids propre de l'accessoire de levage et d'une partie des câbles ou chaînes du palan suspendu. (Figure III-7)

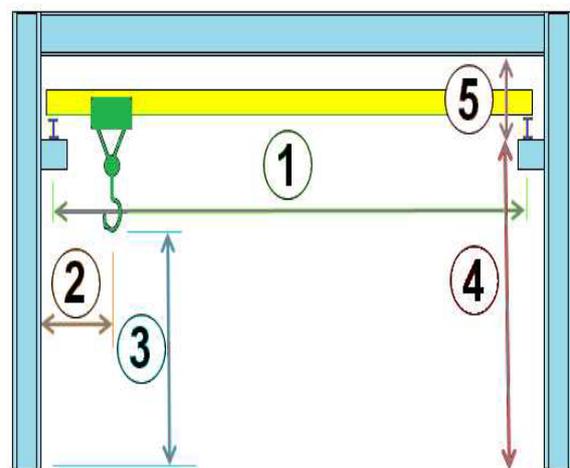
#### Dimensions et hauteur des ponts roulant :

Les dimensions et les hauteurs des ponts roulant sont représentées dans la (figure III-8), tel que :

- 1- La portée
- 2- La cote d'approche
- 3- La hauteur de levage
- 4- Hauteur de pose
- 5- La hauteur d'encastrement..



**Figure III-7 : Masse à lever et du poids propre d'un appareil de levage.**



**Figure III-8 : Dimensions et hauteur des ponts roulant**

**III-1-5 : Classification des ponts roulant :**

Les ponts roulant sont classés en 10 classes, selon deux critères :

- Etat de chargement ;
- Fréquence d'utilisation. (Tableau III-1)

**Tableau III-1 : Classification des ponts roulant.**

<b>Description du pont roulant</b>	<b>Etat de chargement</b>	<b>Fréquence d'utilisation</b>
Pont roulant de centrale	Q1 à Q2	U0 à U2
Pont roulant de montage et démontage pour salle de machines	Q2 à Q3	U0 à U2
Pont roulant d'entrepôt	Q2 à Q3	U3 à U6
Pont roulant d'atelier (exemple de construction métallique)	Q2 à Q3	U3 à U4
Pont roulant de grappin	Q4	U3 à U9
Pont roulant pour dépôt de ferrailage ou pont roulant à électro-aimant	Q4	U3 à U6
Pont roulant de coulée et pont vireur de forge	Q4	U3 à U9
Portique à crochet	Q3 à Q4	U3 à U6
Portique à grappin	Q4	U3 à U9
Pont roulant pour conteneurs	Q3	U3 à U6

**III-2 : Actions induites par les ponts roulant sur les poutres de roulement :****III-2-1 : Actions verticales :**

Les actions verticales incluent les charges permanentes (poids propre du pont, charges admissibles, palan avec chariot ....ect) pour la distribution de ces charges permanentes, on adopte généralement l'hypothèse que les poutres principales, et les poutres secondaires sur sommier sont des appuis simples.

Pour obtenir la disposition la plus défavorable des charges sur la poutre de roulement, on considère généralement que le chariot est situé à mi portée ou à la disposition minimale d'approche du chariot vers le chemin de roulement.

- Les deux dispositions du chariot correspondent aux charges maximales et minimales appliquées par les galets sur la poutre de roulement.
- Il convient également de considérer une excentricité d'application des charges, généralement prise égale à  $1/4$  de la tête de rail.

- Afin de prendre en compte quelques aspects spécifiques comme l'impact des galets au niveau des attaches des rails, l'usure de ces dernières et celles des galets, la libération ou le levage des charges ....etc des coefficients dynamique sont appliquées aux valeurs des actions statiques précédentes.

Les coefficients dynamiques utilisés pour les actions verticales sont notés  $\varphi_1$  à  $\varphi_4$  voir tableaux III-2, III-3 et III-4.

**Tableau III-2 : Coefficients dynamiques**

Coefficients dynamiques	Effets à prendre en compte	A appliquer à
$\varphi_1$	excitation de la structure de l'appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol	poids propre de l'appareil de levage
$\varphi_2$ ou $\varphi_3$	effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage  effets dynamiques d'une libération brutale de la charge utile, par exemple en cas d'utilisation d'un grappin ou d'un aimant	masse à lever
$\varphi_4$	effets dynamiques induits par le déplacement de l'appareil de levage sur des rails ou des chemins de roulement	poids propre de l'appareil de levage et de la masse à lever
$\varphi_5$	effets dynamiques provoqués par des forces d'entraînement	forces d'entraînement
$\varphi_6$	effets dynamiques d'une charge d'essai mue par les systèmes d'entraînement suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage	charge d'essai
$\varphi_7$	effets élastiques dynamiques de l'impact sur les tampons	charges des tampons

**Tableau III-3 : Valeurs des coefficients dynamiques pour les charges verticales**

Valeurs des coefficients dynamiques	
$\varphi_1$	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ Les deux valeurs 1,1 et 0,9 reflètent les valeurs supérieure et inférieure des impulsions vibratoires.
$\varphi_2$	$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 \times v_h$  $v_h$ - vitesse constante de levage en [m/s]  $\varphi_{2,min}$ et $\beta_2$ voir Tableau 2.5
$\varphi_3$	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} (1 + \beta_3)$  où  $\Delta m$ est la partie libérée ou tombée de la masse de levage  $m$ est la masse de levage totale  et $\beta_3 = 0,5$ pour les appareils de levage équipés de grappins ou de dispositifs similaires à largage non instantané  $\beta_3 = 1,0$ pour les appareils de levage équipés d'aimants ou de dispositifs similaires à largage rapide
$\varphi_4$	$\varphi_4 = 1,0$ à condition de respecter les tolérances prescrites dans l'EN 1993-6 pour les rails.
NOTE Si les tolérances applicables aux rails prescrites dans l'EN 1993-6 ne sont pas respectées, le coefficient dynamique $\varphi_4$ peut être déterminé à l'aide du modèle fourni par l'EN 13001-2.	

Tableau III-3 : Valeurs des coefficients  $\beta_2, \varphi_{2,\min}$ 

Classe de levage de l'appareil	$\beta_2$	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

NOTE Les appareils de levage sont répartis dans les classes de levage HC1 à HC4 pour tenir compte des effets dynamiques du transfert de la charge du sol à l'appareil de levage. La sélection dépend du type particulier de l'appareil de levage, voir les recommandations de l'annexe B.

Tableau III-4 : Recommandations pour les classes de chargement

Élément	Type d'appareil de levage	Classe de levage
1	Appareils de levage manœuvrés à la main	HC 1
2	Appareils de levage d'assemblage	HC1, HC2
3	Appareils de levage de centrale électrique	HC1
4	Appareils de levage de stockage — avec utilisation intermittente	HC2
5	Appareils de levage de stockage, appareils de levage à cadre de préhension, appareils de levage de parc à ferrailles — avec utilisation continue	HC3, HC4
6	Appareils de levage d'atelier	HC2, HC3

### III-2-2 : Actions horizontales :

Il convient de tenir compte des catégories de forces horizontales suivantes :

- 1- Celles produites par l'accélération et la décélération du pont lors de ses déplacements le long des poutres de roulement.
- 2- Celles dues à l'accélération et la décélération du chariot sur la poutre principale du pont.
- 3- Celle provoquées par la marche en crabe du pont lors de ses déplacements le long de la poutre de roulement.
- 4- Les forces de tamponnement liées au déplacement du pont.
- 5- Les forces de tamponnement liées au déplacement du chariot.

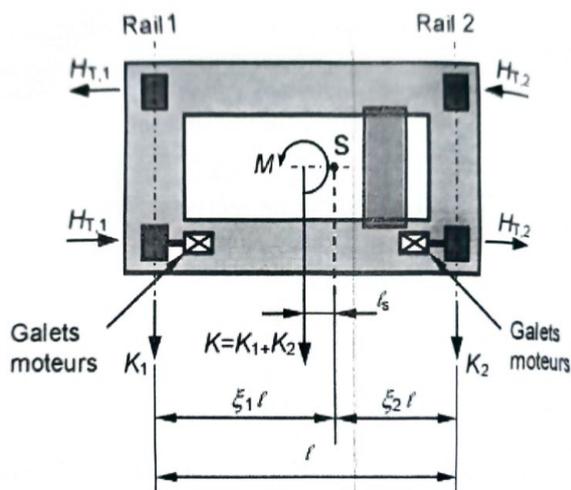
**Remarque :**

- Il convient de ne considérer qu'un seul de ces cinq types de forces horizontales en même temps.
- La troisième (3<sup>ème</sup> catégorie) est généralement supposée être couverte par la cinquième (5<sup>ème</sup>).
- Les deux derniers types de forces sont considérés comme des forces accidentelles.
- Les deux premiers types d'actions sont généralement celles qui conduisent au dimensionnement de la poutre de roulement.

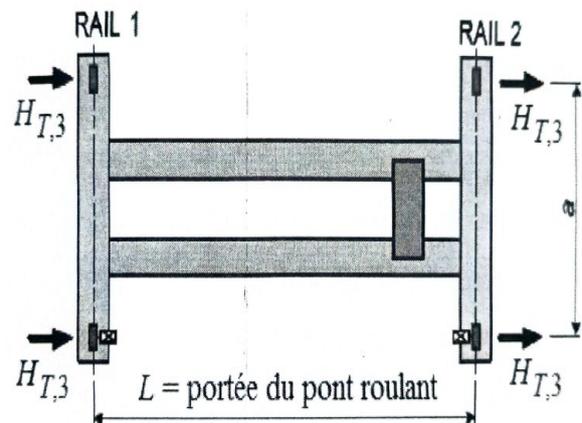
**III-2-2-1 : Forces résultant de l'accélération et la décélération du pont le long des poutres de roulement :**

Elles agissent au niveau de la surface de contact entre le rail et le galet.

Elles doivent être amplifiées par un coefficient dynamique  $\phi_5$  (voir Tableau 2.6 de l'EN 1991-3) dont les valeurs peuvent varier de 1,0 à 3,0, la valeur  $\phi_5 = 1,5$  étant généralement celle à retenir. Ces forces se décomposent en forces longitudinales ( $K_1$  et  $K_2$ ) et transversales ( $H_{T,1}$  et  $H_{T,2}$ ) comme montré à la Figure III-9.



**Figure III-9 : Forces d'accélération.**



**Figure III-10: Forces horizontales produites lors de l'accélération et la décélération du chariot**

Les forces longitudinales correspondent à la résultante de la force d'entraînement  $K$  ; celle-ci devant être transmise sans glissement par les galets moteurs même lorsque le pont ne porte aucune charge. La résultante de la force d'entraînement ne passe pas par le centre de gravité « S », ce qui engendre un moment dû à la marche en crabe chaque fois que le pont accélère ou freine. Ce moment est distribué sur chaque poutre de roulement en fonction de leur distance au centre de gravité.

### III-2-2-2 : Forces horizontales produites lors de l'accélération et la décélération du chariot :

Les forces horizontales  $H_{t,3}$  produit par l'accélération et la décélération du chariot est déterminée de la façon suivante [figure III-10](#)

$$H_{t,3} = 10 \% (Q_h) + 10 \% (Q_c)$$

$Q_h$  : La masse à lever

$Q_c$ : Poids du chariot

### III-2-2-3 : Forces résultante de la marche en crabe du pont en relation avec son déplacement le long des poutres de roulement :

Les forces décrites ci-dessous sont dues au déplacement oblique du pont quand il est supposé en position de crabe, quelle qu'en soit la raison, et lorsqu'il continue à se déplacer obliquement jusqu'à ce que le dispositif de guidage vienne en contact avec le bord du rail.

La force latérale sur le côté du rail augmente jusqu'à atteindre une valeur de pointe «  $S$  » etc' est sous l'action de cette dernière que le pont revient à une marche normale, du moins temporairement.

Les dispositifs de guidage peuvent être, soit un galet de guidage spécifique, soit les flasques des galets porteurs.

Le calcul des forces correspondantes dépend du type de système de guidage (unités à galets indépendants ou couplés), de la fixation des galets en fonction des mouvements latéraux et de la position du centre instantané de rotation.

Les forces résultant de la marche en crabe se décomposent en forces longitudinales et transversales comme indiqué à la [Figure III-11](#). Ces charges s'appliquent au niveau de chaque galet ( $H_{S,i,j,k}$ ) et une force de guidage  $S$  (appelée aussi effort de pilotage) agit sur le système.

Dans les forces  $H_{S,i,j,k}$  les indices correspondent à :

- $S$  pour « marche en crabe » (*skewing* en anglais) ;
- $i$  : pour une poutre de roulement ;
- $j$  : pour une paire de galets (la valeur 1 correspond au galet le plus éloigné du centre de rotation) ;
- $k$  : pour la direction de la force, L si elle agit longitudinalement ou T si elle agit transversalement.

La force  $S$  équilibre la somme des forces transversales.

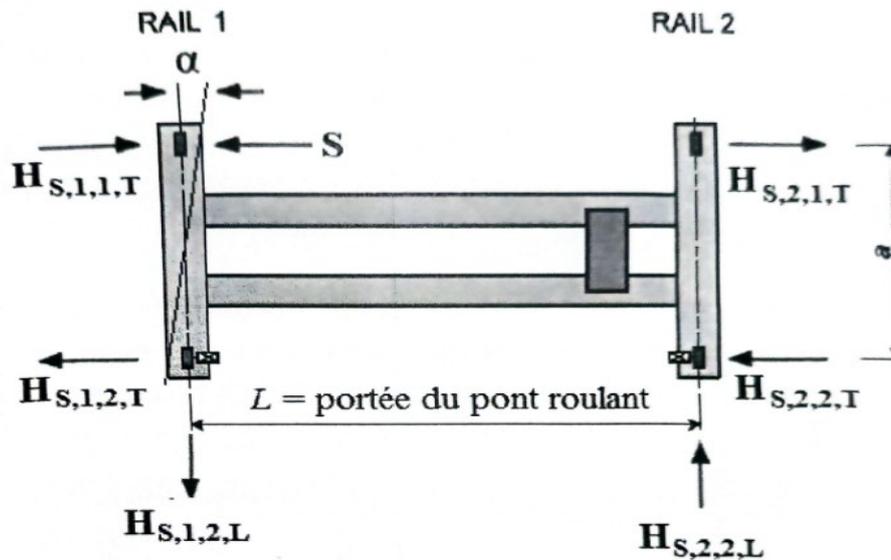


Figure III-11 : Marche en crabe du pont.

III-2.3 : Estimation des réactions des galets pour la première approche :

Tableau III- : Estimation des réactions des galets pour la première approche.

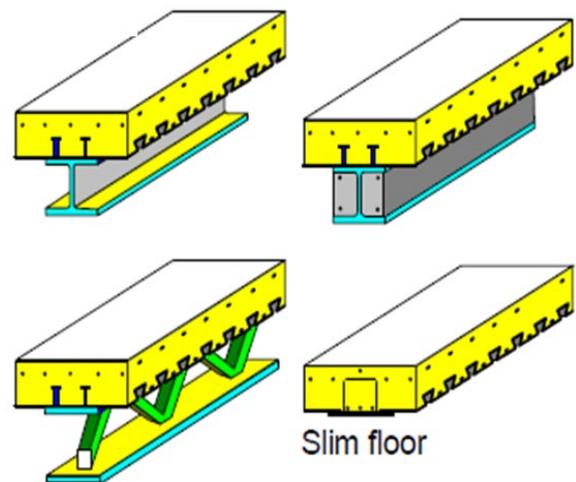
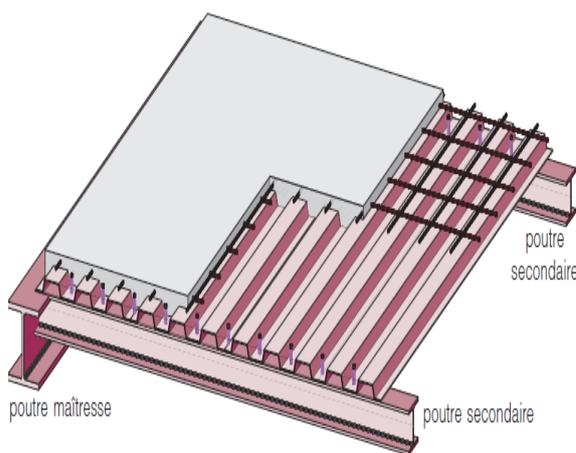
Puissance kN	Portée m	Poids de l'engin kN		Réactions verticales Par galet kN		Puissance kN	Portée m	Poids de l'engin kN		Réactions verticales Par galet kN		
		pont	chariot	Maxi	mini			pont	chariot	Maxi	mini	
30	10	55	30	42	15	200	10	120	60	147	43	
	15	80		49	21		15	170		164	51	
	20	110		57	28		20	225		180	63	
50	10	60	35	54	18		25	290		80	197	78
	15	95		64	26		30	360			216	94
	20	125		73	32		10	150			207	58
100	25	165	40	82	43	15	210	110	228	67		
	10	80		84	26	20	270		247	78		
	15	120		96	34	25	350		270	95		
	20	160		107	43	30	440		294	116		
150	25	210	50	120	55	500	10	195	110	314	88	
	10	100		115	35		15	270		346	94	
	15	145		130	42		20	350		373	107	
	20	195		144	54		25	440		400	125	
	25	250		159	66		30	540		427	148	
	30	310		175	80							

## Planchers mixtes (Conception et calcul des poutres mixtes)

### IV-1 : Généralités et définitions :

D'une manière générale, un élément structural en construction est défini comme mixte s'il associe deux matériaux de nature et de propriétés différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique, le meilleur parti possible de cette association. Les planchers mixtes [figure \(IV-1\)](#) (**profilés métallique + dalle en béton**) sont considérés comme l'élément mixte le plus utilisé dans le bâtiment en raison de plusieurs avantages à savoir :

- L'acier de construction (profilé de la poutre mixte) résistant à la traction et au cisaillement.
- Le béton de la dalle résiste en compression
- Le béton peut réduire le danger de voilement
- Possibilité d'avoir des portées très importante
- Grand rapport capacité portante sur poids (planchers plus mince).
- Rapidité d'exécution et possibilité de coulage de plusieurs planchers à la fois.
- Le béton peut assurer une protection contre corrosion et feu.
- L'acier apporte de la ductilité.



**Figure IV-1 : Vue 3D d'un plancher mixte**

**Figure IV-2 : Types de poutres mixtes**

Les deux composantes des planchers mixtes à savoir : poutres en acier et dalles étant reliées entre elles par les connecteurs de cisaillement, le concept de largeur participante des dalles mixtes doit être introduit. Le résultat en est qu'une poutre mixte ait la configuration d'une poutre en T constituée d'un profilé métallique et d'une dalle en béton participante (figure IV-2).

Comme toutes autres structures de bâtiment, le dimensionnement des ossatures mixtes est une procédure comprenant trois étapes successives:

- le pré-dimensionnement des éléments structuraux principaux que sont les dalles, les poutres et les poteaux;
- l'analyse de l'ossature de manière à définir la distribution des efforts internes (moments de flexion, efforts axiaux et tranchants, ...) et les déplacements pour différents cas de charge et combinaisons;
- les vérifications à la fois aux états limites ultimes et de service.

#### IV-1-1 : Phases d'étude pour les éléments mixtes :

Par ailleurs, il est important de signaler que pour les éléments d'une construction mixte tel que : poutres mixtes, poteaux mixtes et dalles mixtes, l'étude doit distinguer la phase de construction et l'état final (d'exploitation) du bâtiment. A cet effet, Il est nécessaire de prendre en compte les charges de service adéquates pour chaque étape du processus de construction. En phase de construction l'élément résistant c'est uniquement l'élément en acier (profilé métallique), par contre à la phase finale l'élément résistant c'est l'élément mixte (Acier+béton)

#### IV-1-3 : Coefficients partiels de sécurité :

Les valeurs des coefficients de sécurité indiquées dans le tableau ci-dessous s'appliquent aux résistances nominales ou les caractéristiques les plus faibles des matériaux.

**Tableau V-1 : Coefficients partiels de sécurité pour les résistances et propriétés des matériaux (DTR .BC 2-4. 10).**

Combinaison	Acier de construction $\gamma_a$ (= $\gamma_m$ dans les CCM 97)	Béton $\gamma_c$ (= $\gamma_b$ dans les CBA 93)	Armature d'acier $\gamma_s$	Tôle profilée en acier $\gamma_{ap}$
fondamentale	1,10	1,50	1,15	1,1
accidentelle	1,00	1,15	1,00	1,0

Les valeurs indiquées dans le tableau V-1 sont supposées tenir compte, entre autre des différences existant entre la résistance des éprouvettes d'essai des matériaux de construction et leur résistance en place.

#### IV-1-4 : Coefficient d'équivalence Acier – Béton :

En vue de tenir compte des caractéristiques de sections des poutres mixtes homogénéisées par rapport à l'acier, il est pratique d'introduire le concept de coefficient d'équivalence  $n$  défini comme suit :  $n = \frac{E_a}{E_{cm}}$

En première approximation, on adopte souvent ( $n = 6$ ), néanmoins, il faudrait tenir compte du fluage du béton à long terme en réduisant forfaitairement la valeur du module sécant  $E_{cm}$  du béton. En général, on adopte la valeur de  $E_{cm}/3$  ou, ce qui revient au même, le coefficient d'équivalence à long terme :  $n' = 3.n$

Il est à noter qu'exception faite pour les bâtiments à usage de stockage, il est admis de simplifier les analyses en adoptant un coefficient d'équivalence de valeur intermédiaire:  $n'' = 2.n$ . Ces valeurs sont valables à la fois pour les actions court et long terme (EC4 et DTR .BC 2-4.10).

#### VI-2 : Etats limites ultimes des poutres mixtes :

Contrairement au cas d'un élément simplement en acier ou la résistance de calcul  $R_d$  est donné par la résistance caractéristique inférieure  $R_k$  divisé par un coefficient partiel de sécurité global  $\gamma_m$ , dans le cas de structures mixtes acier béton, l'EC4 adopte la simplification consistant à affecter un facteur de sécurité partiel spécifique à chaque matériau en vue de couvrir à la fois les incertitudes sur la dispersion des caractéristiques des matériaux, sur les dimensions géométriques de l'élément et sur le model des calcul.

Toutefois lorsque la résistance d'un élément mixte en acier est affectée par une instabilité de forme de la partie en acier (voilement, déversement), le coefficient de l'acier de construction est toujours pris égal à 1,10.

Aucune règle d'application n'est donnée contribution du béton d'enrobage d'une âme de poutre à la résistance en flexion ou à la résistance à l'effort tranchant de la section. Toutefois, il est permis de considérer l'enrobage d'une âme comme contribuant à la résistance au voilement local ainsi qu'à la résistance au déversement.

Les poutres mixtes doivent être vérifiées vis-à-vis de :

- Résistances des sections transversales critiques,
- Résistance au déversement,
- Résistance de l'âme au voilement par cisaillement,
- Résistance au cisaillement longitudinal,

En outre, les sections transversales critiques comprennent :

- Les sections de moments fléchissant maximums,
- Les sections sur appuis,
- Les sections soumises à des réactions ou des charges concentrées importantes,
- Les points singuliers caractérisés par une brusque modification de section transversale autre que celle due à la fissuration de béton.

#### **IV-2-1 : Hypothèses pour calcul des poutres mixtes:**

1. Les éléments structuraux mixtes doivent être dimensionnés de manière que les exigences fondamentales de calcul aux ELU soient satisfaites. En outre, les exigences de calcul se rapportent au CBA (parties en béton armé) doivent être également satisfaites.
2. Pour les structures de bâtiments, les exigences des CCM 97 concernant l'équilibre statique doivent être satisfaites.
3. Lors de l'analyse des structures, d'éléments structuraux et de sections transversales mixtes, on doit tenir compte de la perte de résistance ou de ductilité liée à l'instabilité de l'acier et à la fissuration, l'écrasement ou l'éclatement de béton
4. Pour les structures mixtes de bâtiments, il n'est pas nécessaire en général de tenir compte des effets thermiques dans les vérifications aux états limites ultimes (ELU).
5. Pour les structures mixtes de bâtiments, il est admis de négliger les effets du retrait du béton dans les vérifications aux états limites ultimes, sauf dans le cas des analyses globales en utilisant des coefficients d'équivalence.
6. La vérification à la fatigue n'est pas nécessaire pour les éléments structuraux mixtes de bâtiments sauf dans le cas des éléments structuraux supportant des appareils de levage ou des charges roulantes (ponts roulants) ainsi que ceux supportant des machines vibrantes.

#### **VI-2-2- Classification des sections transversales :**

Dans l'analyse globale des poutres mixtes, il est important de tenir compte de la limitation des capacités de rotation des sections. De manière pratique, cette prise en compte consiste à définir quatre (4) classes de section comme en construction métallique. Les définitions des quatre classes sont les suivantes :

**Classe 1** : Lorsqu'elle est capable de développer le moment de résistance plastique sous flexion positive ( $M_{plrd}^+$ ) ou négative ( $M_{plrd}^-$ ) avec une capacité de rotation suffisante pour permettre la formation d'un mécanisme par rotules plastiques,

**Classe 2** : Lorsqu'elle est également capables de développer le moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée,

**Classe 3 ou 4** : Lorsque, en raison du phénomène de voilement local intervenant dans une zone comprimée de la poutre métallique (âme ou semelle), les fibres en acier les plus sollicitées ne peuvent dépasser la limite d'élasticité de calcul  $f_y/\gamma_a$  pour la classe 3, ou une valeur inférieure à cette limite pour la classe 4.

Dans l'EC4, les limitations fixées aux élancements  $c/t$  d'une semelle comprimée et  $d/t$  de l'âme d'une poutre en acier sont rigoureusement identiques de celles de l'EC3, et ceci pour les quatre classes de section. La classe adoptée pour une section étant la plus défavorable des deux éléments, semelle et âme. Sachant que les capacités de rotation exigées pour une poutre mixte peuvent être plus importantes que pour une poutre en acier, on considère généralement que la contribution de la dalle dans la stabilité de l'âme est négligeable.

La classification dépend essentiellement du coefficient  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$  Permettant de tenir compte de la nuance de l'acier (avec  $f_y$  est en N/mm<sup>2</sup> ou en MPa).

La classification des sections mixtes sous moments négatif ( $M_{sd} < 0$ ) (cas de la poutre mixte contenue) est la même classification de l'EC 03 **Concernant les sections sollicitées sous moment positif ( $M_{sd} > 0$ ) en travée par exemple, la présence de la dalle joue sur la classification de la manière suivante :**

- Lorsque la semelle en acier est attachée à la dalle en béton par des connecteurs présentant un espacement approprié dans la direction longitudinale de la poutre (c'est-à-dire inférieur à **22.t.ε** pour une dalle pleine et **5.t.ε** pour une dalle mixte de nervures perpendiculaire à la poutre), peut être considérée d'emblée relevant de la **classe 1**.
- Lorsque l'axe neutre plastique (ANP) se situe dans la dalle ou dans la semelle supposée de classe 1, attachée à cette dalle, alors l'âme est totalement tendue et la section mixte peut être considéré comme étant de classe 1.

- Lorsque l'axe neutre coupe l'âme, la section mixte doit être considérée de classe 2 en raison du risque accru d'écrasement du béton de la dalle en compression venant limiter la capacité de rotation de la section.

Il y'a lieu de signaler également que l'EC4 autorise les reclassements suivants quand la semelle comprimée en acier est de classe 1 ou 2.

- Une âme de classe 3 enrobée de béton peut être représentée par un âme de classe 2, de même section,
- Une âme de classe 3 non enrobée de béton peut être reclassée en **classe 2** équivalente en adoptant une valeur efficace de hauteur d'âme comprimée limitée à **2x 20.t.e.** Cette possibilité conduit à modérer la discontinuité existant entre les **classes 2 et 3**, la classification d'une âme étant en fait très sensible à de faibles modifications de l'aire des armatures longitudinales ou de la largeur participante de la dalle

**N.B : Une section mixte peut changer de classe quand le moment fléchissant change de signe : par exemple, pour une poutre continue de bâtiment, une section de classe 1 en travée ( $M_{sd} > 0$ ) peut être couramment de classe 2 ou 3 en appuis ( $M_{sd} < 0$ ).**

#### **IV-2-3 : Section efficace :**

La déformation d'une dalle vis-à-vis du cisaillement en plan (traînage de cisaillement) est prise en compte soit par une analyse rigoureuse, soit par l'utilisation de largeur participante de dalle conformément aux paragraphes qui suivent.

- Lorsqu'on utilise une analyse plastique des sections transversales, il convient d'inclure dans la section efficace seulement les armatures à ductilité élevée. Le treillis soudé des dalles ne doit pas être inclus dans la section efficace sauf s'il a été démontré qu'il ne subira pas de rupture (ductilité suffisante).

- Il n'y a généralement pas lieu d'inclure les tôles profilées en acier dans la section efficace d'une poutre, sauf si les nervures sont disposées parallèlement à la poutre et si les dispositions constructives garantissent une continuité de la résistance au passage des joints de tôle et une résistance convenable en cisaillement longitudinal.

##### **IV-2-3-1 : Largeur de dalle participante :**

L'objectif recherché dans la connexion entre la poutre métallique et la dalle est d'étudier le plancher comme un ensemble de poutres en TE indépendantes. A cet effet, il est pratique d'introduire le concept de largeur participante (beff) de la dalle.

Ceci revient à fixer, pour chaque poutre métallique, la largeur de dalle qui contribue à la flexion générale du plancher, avec l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes normales sur cette largeur.

Dans un plancher mixte, le transfert de l'effort de cisaillement des connecteurs à la dalle ne mobilise pleinement celle-ci que si l'espacement  $2.b_i$  entre les poutres métalliques n'est pas trop grand.

Des travaux ont montré que la largeur participante  $b_{eff}$  dépendait aussi de plusieurs paramètres à savoir : l'espacement  $2.b_i$  des poutres, leur portée  $L_i$ , type de chargement, nature des liaisons des poutres (appuis), type de comportement élastique ou plastique et d'autres facteurs. C'est pourquoi, dans le domaine du bâtiment, la plupart des codes de dimensionnement se contentent de proposer des formules simples qui se placent assez largement en sécurité. Pour sa part, l'Eurocod 04 et le (DTR -BC.2-4.10) proposent l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ avec } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}, b_i\right)$$

- Dans le cas d'une poutre sur deux appuis, la longueur  $L_0$  est prise égale à la portée  $L$  de la poutre.
- Dans le cas d'une poutre continue, la longueur  $L_0$  peut être choisie selon les indications données dans la figure 2. On distingue de la sorte une largeur participante de dalle sous moments positifs, fondée sur une longueur  $L_0$  égale approximativement à la distance entre sections de moment nul, et une largeur participante sous moments de flexion négatifs au voisinage des appuis intermédiaires.

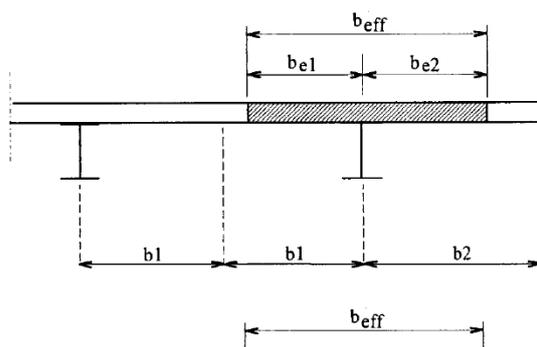


Figure IV-3 : Largeur participante de dalle pour une poutre mixte

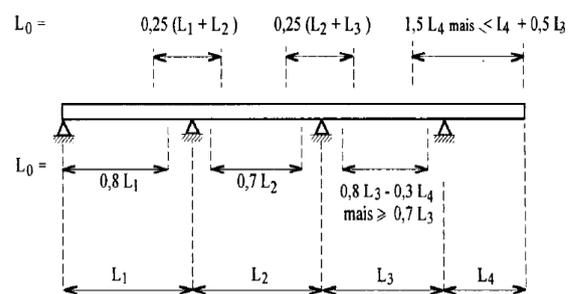
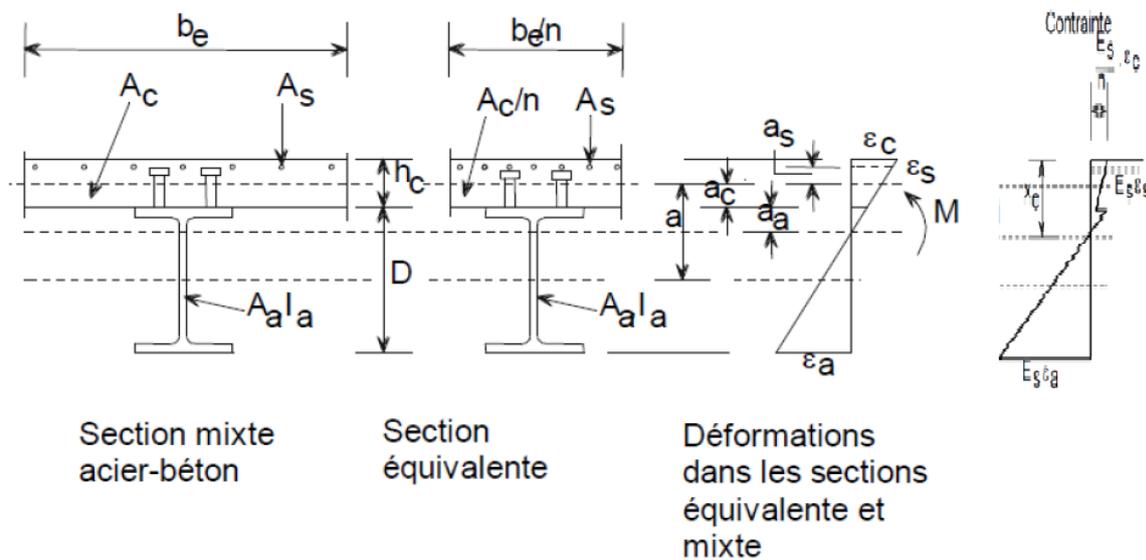


Figure IV-4 : Travées équivalentes pour le calcul de la largeur participante de dalle.

#### IV-2-4 : Homogénéisation des sections transversales

Le concept de section équivalente est utilisé pour le calcul des propriétés d'une section mixte dans le domaine élastique. Pour une section soumise à un moment de flexion positif, la semelle de béton d'aire  $A_c$  est remplacée par une semelle métallique fictive d'aire  $A_c/n$ . La semelle d'acier fictive présentera la même hauteur que la semelle de béton (figure IV-5). Les propriétés géométriques sont calculées pour la section équivalente et les déformations et les contraintes peuvent être obtenues en utilisant le module élastique de l'acier.



**Figure IV-5: Déformations et contraintes élastiques dans une section mixte.**

#### IV-3 : Résistance élastique des sections mixtes en flexion (sections 3 et 4) :

Les calculs de résistance élastique s'appliquent généralement sur poutres mixtes constituées de profilés de classe 3 ou 4 (cas de profilés reconstitués PRS et mixte par exemple). Le calcul élastique peut être appliqué aussi aux sections de classe 1 et 2 si on ne cherche pas à tirer profit de la réserve de résistance apportée par l'adaptation plastique en section mixte (qui peut être importante). L'étude en flexion élastique est basée sur les hypothèses suivantes:

- L'hypothèse de Bernoulli est valable, la section plane demeure plane après déformation (glissement négligeable à l'interface acier-béton);
- La résistance en traction du béton est négligée;
- Les matériaux acier et béton ont un comportement élastique linéaire
- Les ondes de la tôle (dalle mixte) sont perpendiculaires à l'axe de la poutre
- Le profilé en acier est doublement symétrique.

**IV-3-1 : Résistance sous moment positif (travée):****a. Cas ou l'axe neutre est dans la dalle en béton:**

$$A_a(h - z_a - h_c) < \frac{A_c}{n} \cdot \frac{h_c}{2} \rightarrow ANE \text{ (Dalle)}$$

$$Z_{el} = \frac{n \cdot A_a}{b_{eff}} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{eff}}{n \cdot A_a} \cdot (h - z_a)} \right]$$

$$I_{my} = I_{ay} + A_a \cdot (z_a - z_m)^2 + \frac{b_{eff} \cdot Z_{el}^3}{3 \cdot n}$$

-  $Z_{el}$  : Ordonnée de l'ANE à partir de la fibre extérieure de la dalle en béton;

-  $z_a = h_a/2$  : CDG du profilé en acier;

-  $z_m = h - Z_{el}$  : Distance de l'ANE par rapport fibre inférieure de la semelle inférieure

-  $h$  : Hauteur totale de la section mixte.

**b. Cas ou axe neutre est dans le profilé en acier (en dehors de la dalle) :**

$$A_a(h - z_a - h_c) \geq \frac{A_c}{n} \cdot \frac{h_c}{2} \rightarrow ANE \text{ (Dalle)}$$

$$Z_{el} = h - \frac{1}{A_a + \frac{A_c}{n}} \cdot \left[ A_a \cdot z_a + \frac{A_c}{n} \cdot \left( h - \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$I_{my} = I_{ay} + A_a \cdot (h - z_a)^2 + \frac{A_c \cdot h_c^2}{3 \cdot n} - A_b \cdot (h - Z_m)^2$$

**IV-3-2 : Résistance sous moment négatif (appui):**

La résistance sous moment à l'appui faisant tendre la partie supérieure se développe au niveau du profilé en acier et des armatures comprise à l'intérieur de la largeur participante ( $b_{eff}^-$ )

$$Z_m = \frac{1}{A_a + A_s} \cdot [A_a \cdot z_a + A_s \cdot Z_s]$$

$$I_{my} = I_{ay} + A_a \cdot (z_a - Z_m)^2 + A_s \cdot (Z_m - Z_s)^2$$

-  $Z_s$  : Distance du CDG des armatures jusqu'à la semelle inférieure;

-  $A_s$  : Section d'armature sur ( $b_{eff}^-$ )

-  $A_a$  : Aire du profilé en acier.

**IV-4 : Résistance plastique des sections mixtes en flexion (sections 1 et 2) :**

Les sections considérées étant limitées aux classes 1 et 2, la résistance au moment fléchissant de ces sections peut être déterminée par le calcul plastique. Compte tenu du caractère dissymétrique d'une section mixte en TE, on est amené à distinguer un moment positif de résistance plastique  $M_{plrd}^+$  et un moment négatif  $M_{plrd}^-$ .

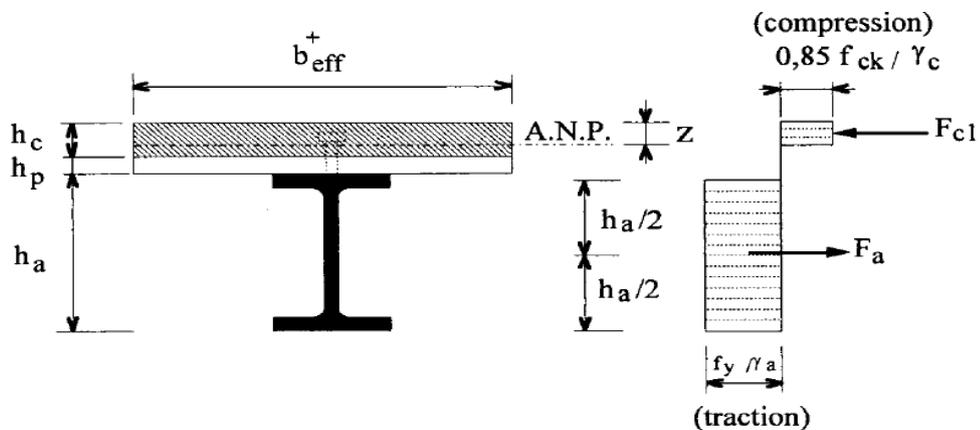
Les hypothèses suivantes sont adoptées pour le calcul du moment résistant plastique :

- La connexion est complète entre le profilé métallique et la dalle en béton armé.
- Toutes les fibres du profilé, y compris celles situées au voisinage immédiat de l'axe neutre sont plastifiées en traction et en compression. Les contraintes exercées sur ces fibres sont donc égales à  $\mp f_y / \gamma_a$ .
- La contrainte du béton de la dalle en compression est  $(f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_c)$  avec  $\gamma_c = 1.5$  à l'ELU.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Les armatures de la dalle sont considérées plastifiées en traction à  $f_{sk} / \gamma_s$  et leur contribution est négligée lorsque la dalle est comprimée.
- En présence de la dalle mixte, la tôle profilée comprimée doit être négligée.

**IV-4-1 : Résistance plastique sous moment positif (travée):**

Pour l'établissement des formules présentées ci-après, on considère le cas général où la dalle est constituée d'une dalle mixte dont l'axe des ondes de la tôle profilée est perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre en acier. La hauteur maximale possible de béton comprimé se réduit alors à l'épaisseur  $h_c$  de la partie de la dalle située au-dessus du sommet des ondes de la tôle, la hauteur des ondes étant désignée par  $h_p$ . Ces formules restent d'application dans le cas d'une dalle pleine à condition d'y poser  $h_p = 0$ . L'expression de la valeur de calcul du moment positif de résistance plastique  $M_{plrd}^+$  dépend de la position de l'axe neutre plastique. Ce qui permet de distinguer trois cas d'études qui seront examinés successivement ci-après.

a. **Axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle:**



$h_c$  Epais **Figure IV-6 : Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positif)**

$h_p$  : Hauteur des ondes de la tôle profilée (dans le cas de dalle pleine: ( $h_p = 0$ ))

$F_a$  : Résistance plastique du profilé en traction

$F_c$  : Résistance plastique de la dalle en compression

$A_a$  : Aire de la section de la poutre en acier

$b_{eff}$  : Largeur efficace de la dalle en flexion

$$F_c = h_c b_{eff}^+ \left( 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right); \quad \gamma_c = 1,5 ; \quad \text{à 28 jours } f_{ck} = f_{c28}$$

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} ; \quad \gamma_a = 1,1$$

L'axe neutre de flexion plastique se positionne dans la dalle en béton armé d'épaisseur  $h_c$  , si  $F_c > F_a$ .

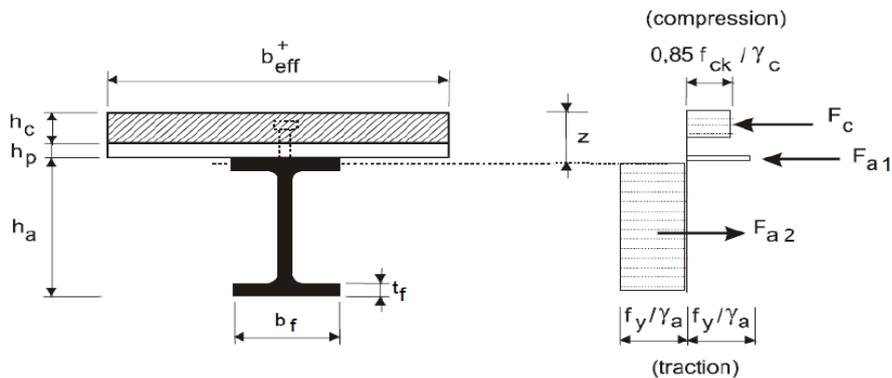
La cote ( $z$ ) de l'axe neutre plastique (A.N.P) définie par rapport à la face supérieure de la dalle (figure IV-6) et le moment résistant plastique sont donnés par les formules suivantes :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$M_{pl Rd}^+ = F_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

Condition de résistance à l'ELU :  $M_{sd}^+ \leq M_{pl Rd}^+$

**b- Axe neutre plastique (ANP) est situé dans la semelle de la poutre métallique :**



**Figure IV-7 : Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans la semelle (flexion positif)**

Ce cas se produit généralement quand :

$$F_c < F_a \text{ et } F_a - F_c \leq 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a}$$

L'axe neutre Z se déduit à partir de l'équilibre de la résultante des efforts dans la section

$$\rightarrow F_c + 2F_{a1} - (F_{a2} + F_{a1}) = 0$$

En remarquant que :  $F_{a1} = \frac{1}{2}(F_a - F_c)$  et  $F_a = F_c + 2.F_{a1} = F_c + 2.b_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (z - h_c - h_p)$

Il en résulte alors la côte Z (position de A.N.P) et le moment résistant plastique  $M_{pl.Rd}^+$

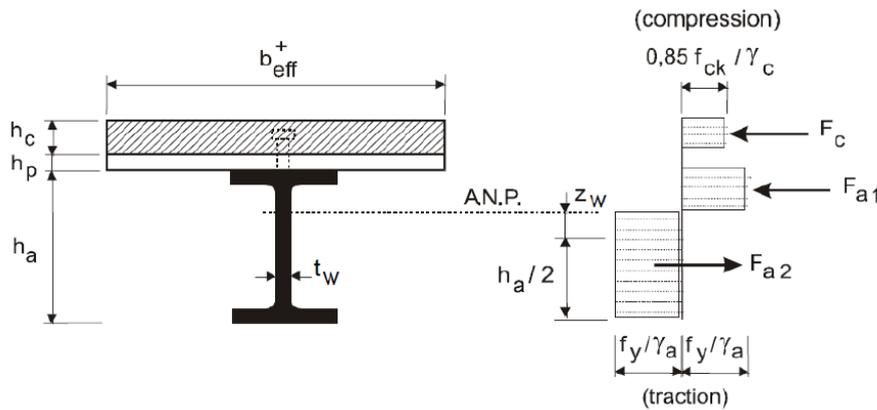
$$F_a = F_c + 2.b_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (z_{anp} - h_c - h_p) \rightarrow z = (h_c + h_p) + \frac{(F_a - F_c) \cdot \gamma_a}{2.b_f \cdot f_y}$$

$$M_{pl.Rd}^+ = F_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - (F_a - F_c) \cdot \frac{(z + h_p)}{2}$$

**c- Axe neutre plastique est situé dans l'âme de la poutre métallique :**

L'axe neutre plastique se trouve dans la hauteur de l'âme de la poutre si :

$$F_c < F_a \quad \text{et} \quad F_a - F_c > 2.b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$



**Figure IV-8 : Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positif)**

Supposons pour simplifier, que l'axe neutre plastique se situe en dehors du congé à gravité du profilé laminé. La hauteur d'âme en traction  $Z_w$  située au dessus du centre de gravité du profilé, peut être déterminée en considérant que la contrainte est égale à  $2f_y / \gamma_a$  sur cette hauteur de manière à obtenir une distribution uniforme de contraintes de compression  $f_y / \gamma_a$  sur toute la demi hauteur supérieur ( $h_a/2$ ) du profilé.

Ainsi, l'équilibre en translation de la section, permet d'obtenir :

$$F_c = 2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} t_w z_w \quad \text{soit} \quad z_w = \frac{F_c}{2 \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}}$$

Le moment résistant de calcul, calculé par rapport au centre de gravité de la poutre en acier s'écrit :  $M_{pl.Rd}^+ = M_{apl.Rd} + F_c \cdot \left( \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - \frac{F_c \cdot z_w}{2} \rightarrow M_{apl.Rd} = f_y \cdot \frac{W_{ply}}{\gamma_a}$

$$M_{pl.Rd}^+ = M_{apl.Rd} + F_c \cdot \left( \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - \frac{F_c^2}{4 \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}}$$

#### IV-4 : Résistance des sections au cisaillement (effort tranchant)

L'expérience montre qu'une partie du cisaillement vertical est reprise par la dalle en béton, toutefois, il n'existe pas actuellement de modèle mécanique simple pour exprimer cette contribution.

En pratique, on suppose que l'effort tranchant n'est repris seulement que par l'âme en acier, comme si la section n'était pas mixte. La formulation qui suit s'applique aux poutres mixtes comportant un profilé en acier de construction laminé ou soudé avec une âme pleine, sans raidisseurs longitudinaux. L'âme peut comporter également des raidisseurs transversaux. La condition à satisfaire pour reprendre l'effort tranchant  $V_{sd}$ , dans une section essentiellement sollicitée à l'effort tranchant, est donc :

$$V_{sd} < V_{pl.Rd}^{(*)} ; \quad V_{pl.Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_a}$$

La vérification (\*) n'est valable que si l'âme reste stable vis-à-vis du voilement par cisaillement du panneau d'âme adjacent à la section vérifiée, cela est le cas si les conditions ci dessous sont vérifiées (voilement par cisaillement):

- $\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$  pour une âme non raidie et non enrobée ;
- $\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon$  pour une âme non raidie mais enrobée, au niveau de l'âme, pour un béton convenablement armé par des barres longitudinales, des étriers et/ou un treillis soudé;

$\frac{d}{t_w} \leq 30\varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$  Pour une âme raidie transversalement et on enrobée.

$$k_\tau = \begin{cases} 4 + 5.34/(a/d)^2 \rightarrow a/d \leq 1 \\ 5.34 + 4/(a/d)^2 \rightarrow a/d > 1 \end{cases}$$

a: distance entre raidisseurs transversaux,

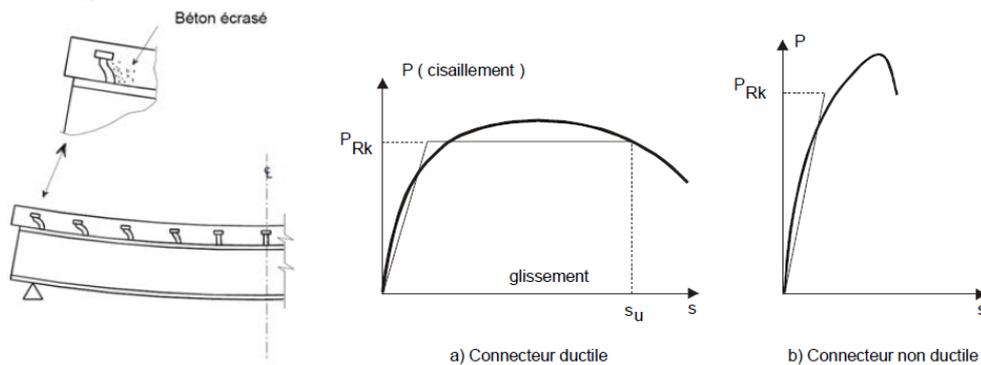
d: la hauteur de l'âme sur sa partie droite dans le cas d'un profilé laminé (CCM 97).

#### IV-5- Dimensionnement de la connexion dans les poutres mixtes :

Le rôle de la connexion entre la dalle en BA et le profilé métallique est de transmettre les efforts de cisaillement longitudinal. La contribution éventuelle par effet d'adhérence physico-chimique est considéré négligeable. Dans le bâtiment, la vérification de ce fonctionnement s'effectue exclusivement aux états limites ultimes (ELU). Cependant, dans le cas d'une connexion par boulons HR à serrage contrôlé, une vérification à l'ELS est requise pour limiter le risque de glissement au sens de l'EC4 (article 6.5.3).

En outre, on se dispense d'effectuer une vérification au soulèvement de la dalle lorsque les connecteurs ne sont pas soumis à une traction directe et qu'ils présentent une résistance en traction ou moins égale à 10% de leur résistance au cisaillement.

Dans la pratique, on distingue en général deux (02) types de connecteurs ductiles et non ductiles.



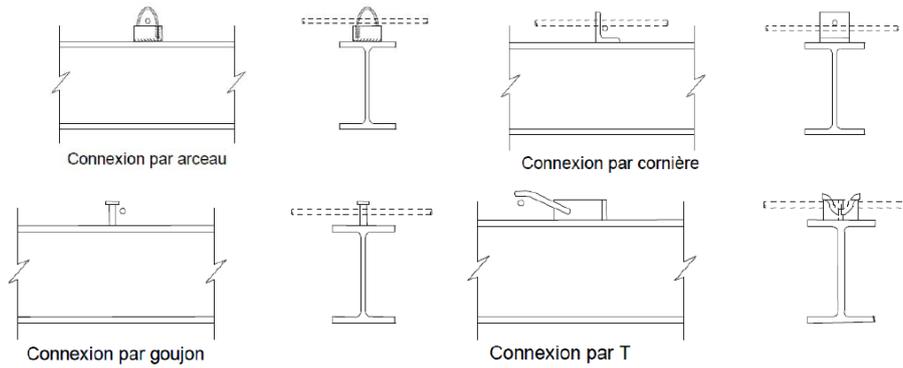
**Figure IV-9 : Déformation des connecteurs et leurs classifications**

#### a- Connecteurs ductiles :

Ils présentent une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique parfait de la connexion. La courbe de (cisaillement-glissement) présente une allure de type élasto-plastique avec un palier de plasticité correspondant à la résistance caractéristique  $P_{Rk}$  du connecteur et une capacité de glissement ultime  $s_u$  jugée importante. L'EC 4 considère que lorsque :  $s_u \geq 6 \text{ mm}$ , le connecteur est ductile sous réserve d'avoir un degré de connexion suffisant sur la poutre.

- L'expérience montre que l'exigence précédente ( $s_u \geq 6 \text{ mm}$ ) est satisfaite par les goujons à tête soudée de caractéristiques:  **$16 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$  et  $h \geq 4.d$**

Les connecteurs les plus utilisés en pratique sont les goujons à tête grâce à leur facilité et leur rapidité de pose, De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution des efforts de cisaillement grâce à leur flexibilité. La tête du goujon permet d'empêcher la perte d'adhérence de celui-ci et le soulèvement de la dalle en béton

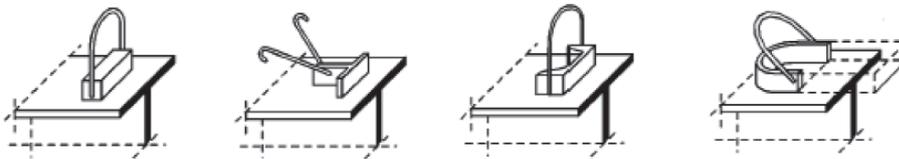


**Figure IV-10 : Types de connecteurs ductiles**

**b- connecteurs non ductiles (rigides) :**

Les connecteurs rigides ne permettent pas la redistribution des efforts rasants; le cisaillement longitudinal est déterminé à partir de la répartition des contraintes dans les sections transversales critiques par la méthode élastique.

On considère comme connecteurs non ductiles (rigides) : les connecteurs en butée en forme de barreau, en T en U, en fer à cheval et plaque linéaire perforée.



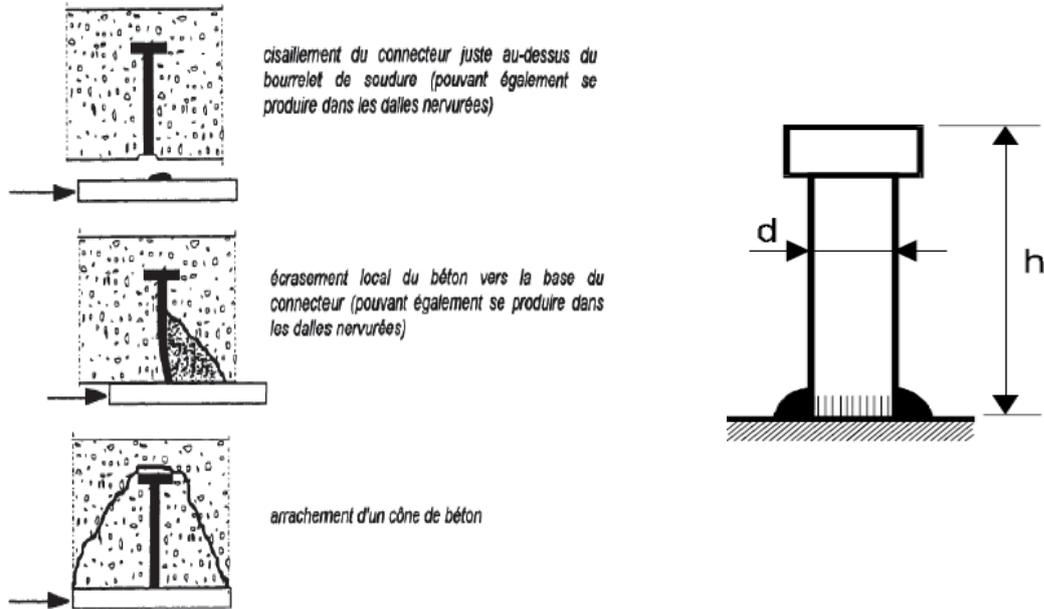
**Figure IV-11 : Types de connecteurs non ductiles.**

L'Eurocode 4 considère que les connecteurs qui possèdent une capacité de déformation au moins égale à 2 mm sont des connecteurs rigides.

**IV-5.1 : Résistance de calcul des connecteurs et mode de ruine de la connexion:**

**IV-5-1-1 : Goujons à têtes soudées en présence de dalle pleine :**

La résistance ultime au cisaillement d'un connecteur dépend essentiellement du mode de rupture (ruine) de la connexion. La ruine peut se produire soit dans le goujon, ou bien dans le béton l'entourant. (Figure IV-12).



**Figure IV-12 : Modes de ruine des connecteurs (dalle pleine)**

L'Eurocode 4 donne la valeur de résistance ultime au cisaillement  $P_{Rd}$  d'un goujon à tête noyé dans une dalle pleine en béton (sans présence de la tôle profilée). Le diamètre du goujon ne doit pas être supérieur à 22 mm.

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_v} \cdot \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \\ 0.29 \cdot \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \end{array} \right. \quad \alpha = \begin{cases} 1 & \text{pour } h/d > 4 \\ 0.25 \cdot (1 + h/d) & \text{pour } 3 \leq h/d \leq 4 \end{cases}$$

$d$  : Diamètre du fût du goujon ( $d \leq 22$  mm);

$f_u$  : Résistance ultime en traction spécifique du goujon sans dépasser 500 MPa;

$f_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton à l'âge considéré (mesurée sur éprouvette 16/32);

$E_{cm}$  : Module de Young sécant du béton;

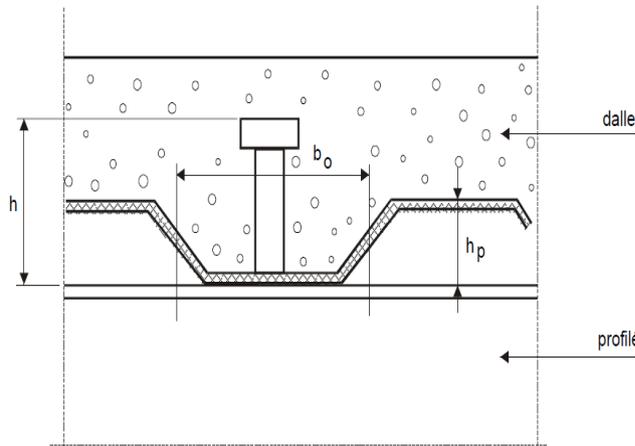
$\gamma_v$  : Coefficient de sécurité partiel ; ( $\gamma_v = 1.25$ ).

$\alpha$  : Facteur correctif donnée par :

#### IV-5-1-2 : Goujons à têtes soudées dans une dalle mixte :

En présence d'une dalle mixte, dont les nervures de la tôle profilée de la dalle sont disposées perpendiculairement à l'axe de la poutre en acier (Figure IV-1), les formules précédentes donnant la résistance de goujons d'une dalle pleine restent applicables à condition de les multiplier par un coefficient de réduction  $r$  donné par:

$$r = \frac{0.70 b_0}{\sqrt{N_r}} \frac{h}{h_p} \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

Tableau IV-2 : Valeurs de coefficient  $r$ .

Nombre de connecteurs par nervure	Goujons de diamètre inférieur ou égal à 20mm et soudés à travers la tôle profilée	Tôle profilée avec des trous et des goujons de 19 mm ou de 22 mm de diamètre
$N_r = 1$	0,85	0,75
$N_r = 2$	0,70	0,60

Figure IV-13 : Goujon soudé avec dalle mixte.

Cette formule de réduction n'est valable que si les conditions suivantes sont respectées:  
 $d \leq 20 \text{ mm}$ ;  $h_p \leq 85 \text{ mm}$ ; et  $b_0 \geq h_p$ .

$N_r$  : nombre de goujons dans une nervure au droit de l'intersection avec la semelle supérieure de la poutre en acier. La valeur de  $N_r$  à introduire dans la formule de  $r$  est limitée à 2 même si on place plus de deux goujons par nervure.

En outre,

- Pour les goujons soudés à travers des tôles d'épaisseur supérieur à 1,0mm, ( $r$ ) sera pris inférieur ou égale à 1,0 lorsque  $N_r = 1$  et à 0,8 lorsque  $N_r > 2$  afin de garder un niveau de sécurité homogène.
- Pour des tôles avec trous ou pour des goujons soudés à travers de la tôle présentant une épaisseur ( $t$ ) inférieure ou égale à 1,0 mm, le facteur de réduction ( $r$ ) est limité aux valeurs données dans le Tableau ci-dessus (Tableau IV-2).

Dans le cas de nervures disposées parallèlement à l'axe de la poutre en acier (cas d'une poutre de rive de plancher, par exemple), le coefficient de réduction  $r$  est donné par l'expression:

$$r = 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

Le facteur de réduction ( $r$ ) se justifie par l'enrobage des goujons et les moins bonnes conditions de soudage. Celui-ci s'opère au travers de la tôle profilée.

### IV-5-2: Différents types de connexion :

On peut classer la connexion dans l'une ou l'autre catégorie comme suit :

#### IV-5-2-1 : Connexion complète :

Lorsque la résistance de la connexion est telle que la résistance ultime à la flexion de la poutre ne serait pas augmentée par l'addition de connecteurs supplémentaires, et que le glissement qui est produit à l'interface est faible et peut être négligé, on considère cette connexion complète. La ruine de la poutre est engendrée par la plastification de la section d'acier ou par la ruine du béton

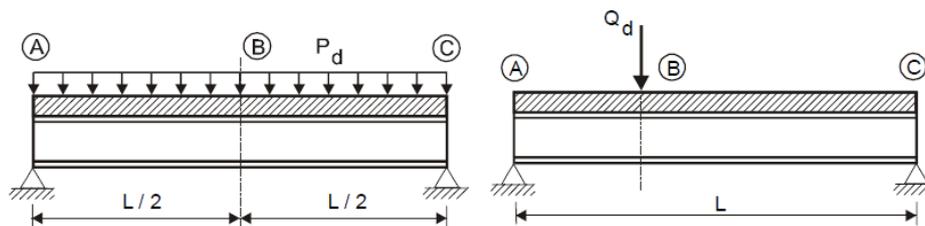
#### IV-5-2-2 : Connexion partielle :

Lorsque le nombre des connecteurs est inférieur à celui requis pour une connexion totale, et que le glissement qui est produit à l'interface ne peut pas être négligé dans le calcul, car il influe sur la déformation et la résistance de la poutre mixte, on considère la connexion incomplète. La ruine de la poutre mixte sera atteinte par la ruine de la connexion.

### IV-5-3 : Dimensionnement de la connexion de poutres simplement appuyées (classe 1 ou 2)

#### IV-5-3-1 : Cas de la connexion complète:

Soit une poutre simplement appuyée (Figure IV-14) et soumise soit à une charge répartie de calcul  $P_d$ , soit à une charge concentrée de calcul  $Q_d$  (le cas où les deux types de charge agissent conjointement et les cas de charge plus complexes sont abordés plus loin).



**Figure IV-14. Longueurs critiques des poutres simplement appuyées.**

La poutre est considérée comme une série de "longueurs critiques" définies par les distances entre les sections critiques correspondants aux:

- Points de moment maximum;
- Appuis;
- Emplacements des charges concentrées.

Par conséquent, les longueurs critiques pour la poutre représentée à la (figure IV-14) sont AB et BC. Le moment résistant plastique pouvant être atteint dans la section critique intermédiaire B, il est facile de déterminer l'effort total de cisaillement longitudinal  $V_{lf}$  exercé sur chaque longueur critique. En effet, selon que le profilé en acier présente une résistance plastique en traction plus faible ou plus forte que la résistance plastique de la dalle en compression,  $V_{lf}$  est donné par :

$$V_{lf} = \min \left( \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; \frac{0.85 b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

Les connecteurs supposés **ductiles**, reprennent pratiquement le même effort  $P_{Rd}$ , qui correspond à la résistance de calcul d'un seul connecteur. On en déduit le nombre de connecteurs par longueur critique, nécessaire pour obtenir une connexion complète:

$$N_f = N_f^{(AB)} = N_f^{(BC)} = \frac{V_{lf}}{P_{Rd}}$$

En général, les connecteurs sont à espacer uniformément sur chaque longueur critique ( $L_{cr}$ ).

#### IV-5-3-2 : Cas de la connexion partielle:

Lorsque le nombre de connecteurs choisi ( $N$ ) est inférieur à celui déterminé ci-dessus ( $N_f$ ), l'interaction entre la poutre et la dalle est partielle. Cependant si les connecteurs sont "ductiles" et que la section est de classe 1 ou 2, les principes du dimensionnement mixte sont toujours applicables.

Il en résulte à cet effet que l'effort de cisaillement longitudinal transféré par la connexion sur la longueur critique n'a que la valeur réduite:

$$V_f^{(red)} = N \cdot P_{Rd} \leq V_{lf}$$

De même pour le moment résistant que peut développer la section critique (B) à une valeur réduite:

$$M_{Rd}^{+(red)} \leq M_{pl.Rd}^+$$

Une expression analytique est établie entre le moment résistant réduit et le nombre de connecteurs  $N$  sur la longueur critique. Le rapport ( $N / N_f$ ) représente le degré de connexion de la longueur critique ( $L_{cr}$ ).

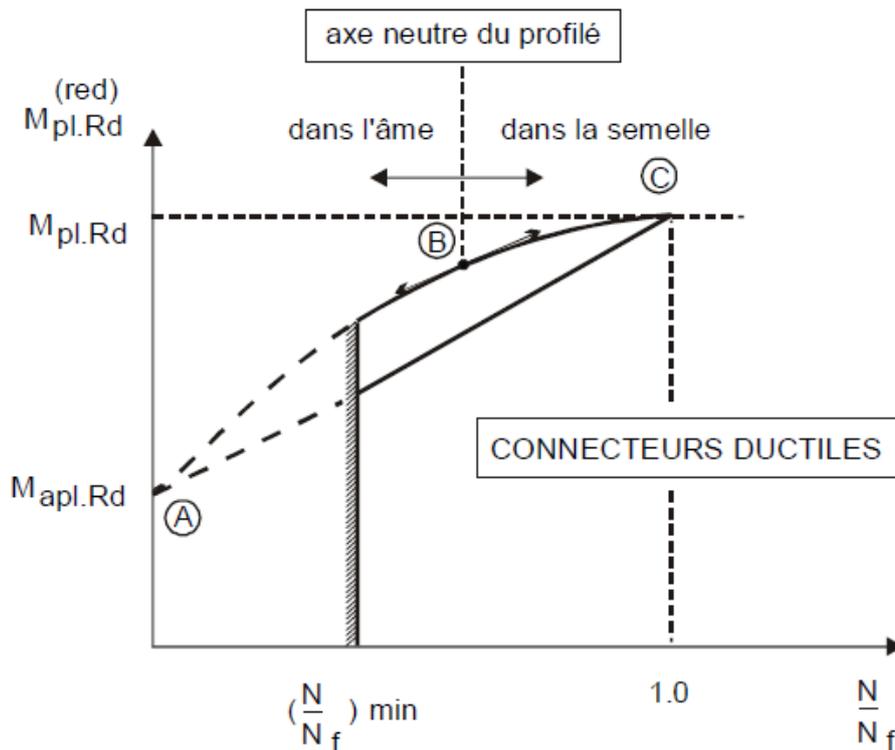
Le moment résistant plastique réduit est donné par:

$$M_{pl.Rd}^{+(red)} = M_{apl.Rd} + \frac{N}{N_f} \cdot (M_{pl.Rd}^+ - M_{apl.Rd})$$

- Pour  $N/N_f = 1$  (connexion complète)  $\rightarrow M_{pl.Rd}^{(red)} = M_{pl.Rd}^+$
- Pour  $N/N_f = 0$  (pas de connecteurs)  $\rightarrow M_{pl.Rd}^{(red)} = M_{apl.Rd}$  Aucune contribution de la dalle dans la résistance.

Connaissant le moment sollicitant  $M_{sd}$ , le nombre  $N$  de connecteurs nécessaires sur la longueur critique est :

$$N = \frac{M_{sd} - M_{apl.Rd}}{M_{pl.Rd}^+ - M_{apl.Rd}} \cdot N_f$$



**Figure IV-15. Moment résistant en fonction du degré de connexion (connecteurs ductiles).**

**Remarque:**

Il y'a lieu de noter que si le degré de connexion ( $N/N_f$ ) est trop bas, il se produit la ruine des connecteurs par rupture même dans le cas de connecteurs réputés ductiles. Par conséquent, des recherches récentes ont démontré la nécessité de mise en œuvre d'un minimum de connecteurs en fonction de la portée de la poutre et de la géométrie de la section mixte.

**- Dalle pleine:**

- ✓ Profilés en acier à ailes égales:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{N}{N_f}\right)_{min} = 0.4 \rightarrow L \leq 5.00m \\ \left(\frac{N}{N_f}\right)_{min} = (0.25 + 0.03L) \rightarrow L > 5.00m \end{array} \right.$$

- ✓ Profilés en acier dont l'aire de l'aile inférieure  $\leq 3$  fois l'aire de l'aile supérieure:

$$\left(\frac{N}{N_f}\right)_{min} = (0.4 + 0.03L) \rightarrow L \leq 1$$

**Dalle mixte (profilé en acier à ailes égales): avec**

$$\frac{b_0}{h_p} \geq 2 \rightarrow h_p \leq 60 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{N}{N_f}\right)_{min} = 0.4 \rightarrow L \leq 10.00m \\ \left(\frac{N}{N_f}\right)_{min} = (0.04L) \leq 1 \rightarrow L > 10.00m \end{array} \right.$$

**IV.5.3.3 : Cas de connecteurs non ductiles:**

Lorsque les connecteurs sont classés non ductiles ou lorsque le degré de connexion est inférieur aux valeurs minimales indiquées précédemment pour les connecteurs ductiles, le dimensionnement en connexion partielle peut être généralisé par le biais d'un diagramme élasto-plastique ( $M^{+red}$  Rd; N/Nf). L'EC4 (article 6.2.1.3) donne des détails à ce sujet.

- En connexion complète ou plus que complète, aucune différence dans le dimensionnement n'est à faire entre connecteurs non ductiles et connecteurs ductiles (en raison des faibles valeurs de glissement);
- En connexion partielle, le nombre exigé de connecteurs non ductiles peut être relativement supérieur au nombre de connecteurs supposé ductiles. Il convient de souligner qu'aucun degré de connexion minimale n'est explicité dans l'EC4 pour le cas des connecteurs non ductiles.
- Pour garantir un bon fonctionnement d'une connexion avec connecteurs ductiles ou non ductiles, l'entraxe longitudinal maximal des connecteurs ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle ni 800 mm conformément à l'EC4 (article 6.4.1.5)

**V-1 : Généralités sur les ouvrages en charpente métallique :**

Depuis l'industrialisation de l'acier en 1750, l'évolution du domaine de la construction en charpente métallique a été très rapide. A peine 30 ans après (1779), le premier pont métallique a été réalisé en Angleterre. A environ 1801 dans ce même pays, le premier bâtiment en charpente métallique a été construit en système poteaux-poutres. Par la suite l'utilisation de la charpente métallique a été étendue dans le monde et généralisée pratiquement pour tous les domaines de construction en génie civil ( ponts, bâtiments, usines, ouvrages d'arts.....)

**V-1-1 : Types d'ouvrages en construction métallique :**

Il existe plusieurs types d'ouvrages en charpente métallique tels que :

- **Maisons individuelles** : Ce sont des maisons à ossatures métallique répandues au Canada et en Australie, mais pas autant en Europe par contre complètement ignorées en Algérie. Dans ces maisons le squelette qui remplit la fonction porteuse, et la toiture sont en acier.
- **Bâtiment (Tour) à usage d'habitation ou administratif** : Ce sont généralement des immeubles (de plus de vingt étages), ils constituent un domaine d'application de la construction métallique le plus privilégié. Où l'ossature est complètement métallique, les planchers sont des planchers mixtes. Dans certains tours (Montparnasse) en France, le noyau central est en béton armé, dans beaucoup de tours la partie centrale abritant les batteries d'ascenseurs est une cage métallique, d'autres conceptions ont conduit à assurer la stabilité grâce à la structure de façade qui forme un tube spatial.
- **Bâtiments scolaires** : A travers le monde on a souvent recours à la construction des écoles, lycées et autres en construction métallique dans le but d'une livraison rapide (utilisation d'éléments préfabriqués) en profilés laminés.
- **Hangars industriels** : ce sont de grands halles, la portée peut varier de 10 à 30m, la toiture est souvent constituée de deux versants inclinés.

Ils peuvent être équipés ou non d'un pont roulant. Leur ossature est composée d'un ensemble de portiques soit à traverses brisées ou des portiques à fermes (treillis).

Ces hangars sont utilisés comme : Hangar pour stockage, Ateliers pour montage et réparation, atelier industriel.....

- **Bâtiment à grande portée treillis** : utilisé comme complexe sportif, aérogare, atelier de construction, marché couvert et pour toute construction nécessitant une grande surface dégagée de poteaux intermédiaires. Tous les éléments de construction (poteau, poutres) sont en treillis pour pouvoir franchir des grandes portées.
- **Parking métallique à étages** : c'est la même conception que les bâtiments à usage d'habitations.
- **Ouvrages d'art** : cas des ponts métalliques de très grande portée qui ont marqué l'histoire (Exp : Golden Gate USA). Ces ponts peuvent être en bipoutres (le tablier repose sur des poutres qui peuvent être en treillis ou à âme pleine), des ponts suspendus...
- **Chefs-d'œuvre** : le meilleur exemple de ces chefs-d'œuvre réalisés avec le métal on cite la tour EIFFEL.
- **Les silos** : ces ouvrages sont réalisés en tôle d'acier, ils servent pour le stockage de denrées alimentaires tel que (le blé, le sucre,...) ou le stockage de ciment. Ces ouvrages se présentent en plusieurs formes.
- **Les réservoirs** : soit à gaz ou à liquide sont aussi réalisés par des tôles d'acier. La qualité de la réalisation et le choix d'un acier ductile priment sur les calculs, les notions de sécurité et de contrôle de qualité sont fondamentales.
- **Pylônes** : ce sont des grands poteaux métalliques utilisés pour supporter des transformateurs d'énergie électrique et pour la transmission de celle-ci. Les mâts qui servent de support aux moyens de transmission (émetteur de radio, TV), aussi les pylônes servent comme support pour le téléphérique.
- **Coupoles** : sont des constructions de forme circulaires réalisées soit par un ensemble d'arcs ou en coques (tôle mince). Servant comme salle omnisport ou salle de conférences. Ce sont des ouvrages qui peuvent avoir des dimensions très importantes en hauteur et en plan.

**Seule la conception du système porteur des bâtiments industriels (Hall) et de bâtiments multi - étages sera traitée dans ce chapitre.**

**V-2 : Conception des bâtiments en construction métallique :**

L'objectif général de la conception de l'ossature consiste à établir un schéma d'organisation qui permette, ultérieurement et tout au long du processus de l'étude et de respecter trois principes fondamentaux :

- Stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées sans exception, lesquelles doivent être véhiculées depuis leur point d'application jusqu'aux fondations sans aucun hiatus dans le cheminement ;
- Maintien de la cohérence du schéma de fonctionnement structurel depuis le choix des hypothèses initiales jusqu'au stade de l'étude de détail des assemblages entre éléments ;
- Aptitude de l'ouvrage à l'utilisation prévue.

La conception des composants de l'ossature métallique doit être conduite en ayant une vision d'ensemble des différentes étapes du projet de construction car les décisions prises à ce stade affectent de façon déterminante l'économie globale du projet.

Une conception optimale des différents composants de l'ossature métallique suppose ainsi l'observation des principes élémentaires suivants :

- 1- Pousser aussi loin que possible la standardisation des éléments (profils, nuance d'acier) et des assemblages (pièces de liaison, diamètre, longueur et nuance des boulons, etc.) ;
- 2- Adopter des solutions judicieuses permettant d'éviter, dans toute la mesure du possible, les raidissages ou renforcements au niveau des assemblages ;
- 3- Penser à la facilité d'accès pour la réalisation et l'inspection des soudures ;
- 4- Mettre au point une procédure de montage et définir complètement le système de stabilisation temporaire correspondant ;
- 5- Tenir compte de l'incidence des tolérances de laminage et de fabrication des pièces sur leur montage en ménageant des jeux au niveau des assemblages et en prévoyant des cales;
- 6- Tenir compte des gabarits de transport et des moyens de levage disponibles sur site dans la définition des sous-ensembles préfabriqués à l'usine.

En ayant à l'esprit ces principes élémentaires de conception, le projeteur définit les composants d'une structure métallique en fonction du cahier des charges du maître d'ouvrage et du contexte réglementaire.

### IV-2-1 : Méthodologie de dimensionnement

Le dimensionnement d'une structure métallique se déroule presque toujours dans l'ordre des étapes suivantes :

1. Dessin de l'ossature principale ;
2. Définition des actions appliquées à la structure ;
3. Choix des barres de l'ossature sur la base d'un pré dimensionnement ou de l'expérience ;
4. Modélisation de la structure, analyse globale et détermination des sollicitations dans les barres ;
5. Vérifications diverses des barres (résistance, flambement, diversement, flèche, etc.)
6. Conception et vérification des assemblages.

À l'issue de l'étape 5, certaines barres peuvent avoir une résistance insuffisante ou être excessivement surdimensionnées ; un ajustement est alors effectué et la procédure est reprise à l'étape 4 par la mise à jour du modèle. Les calculs sont terminés lorsque tous les critères de résistance, de performance et d'économie sont satisfaits.

Chacune des étapes 2 à 6 est balisée par des exigences réglementaires et des principes sous-jacents qu'il convient de connaître.

### V-2-2 : Actions sur les structures

Les valeurs caractéristiques des différentes actions sont soit définies par des règles ou normes, soit explicitement données par le cahier des charges du maître d'ouvrage.

#### Actions permanents

Elles comprennent :

- le poids propre de la structure ;
- les poids de toutes les superstructures (bac acier, dalles béton, couverture, bardage, vitrage, etc.) ;

#### Actions variables d'exploitation

Les charges d'exploitation sont des actions variables dans le temps et dans l'espace, directement liées à l'utilisation des ouvrages. Elles comprennent :

- Charges résultant du fonctionnement des équipements ;
- Charges de produits stockés dans les bâtiments de stockage ;
- Surcharges d'exploitation sur les planchers des bâtiments ;

- Charges mobiles de ponts roulants.

**Neige** : la charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumises à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :  $S = \mu S_k$  [KN/m<sup>2</sup>]

$S_k$  : (en KN/m<sup>2</sup>) est la charge de neige sur le sol, donnée par le paragraphe 4 du Règlement neige et vent RNV1999, fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$\mu$  : Coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme (RNV1999) (2013).

## Vent

Les charges du vent sont des charges horizontales aérodynamique, leurs calculs est régie par le règlement neige et vent RNV1999 (2013). Le principe de calcul est le suivant :

- Le calcul doit être effectué séparément pour chaque des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction ;
- Les actions du vent sot perpendiculaire à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent appelée maître-couple.
- Pour la détermination de l'action du vent on distingue deux catégories de constructions :
  - 1- Catégorie I : cette catégorie regroupe l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, ...etc.) et les ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos,...etc.) ;
  - 2- Catégorie II : cette catégorie regroupe les constructions ajourée telle que les structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, ...etc.), les cheminées et ouvrages similaires.

## Température

Selon le CCMA97, on adopte pour les constructions situées à l'air libre les variations uniformes de température suivantes :

En Algérie du Nord (climat tempéré) : +35°C et -15°C

Pour le proche et moyen Sud +45°C et -20°C

Pour l'extrême Sud +50°C et -30°C

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre +10°C et +25°C) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation de l'acier égal à  $12 \cdot 10^{-6}$  par °C.

En général, l'incidence de la température est mineure sur les bâtiments courants si l'on a pris soin de ménager des joints de dilatation. Un joint de dilatation doit être prévu dans un bâtiment tous les 60 m environ.

### Séisme

Selon le RPA, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Méthode statique équivalente

Méthode d'analyse modale spectrale

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### V-3 : Bâtiments industriels en charpente métallique :

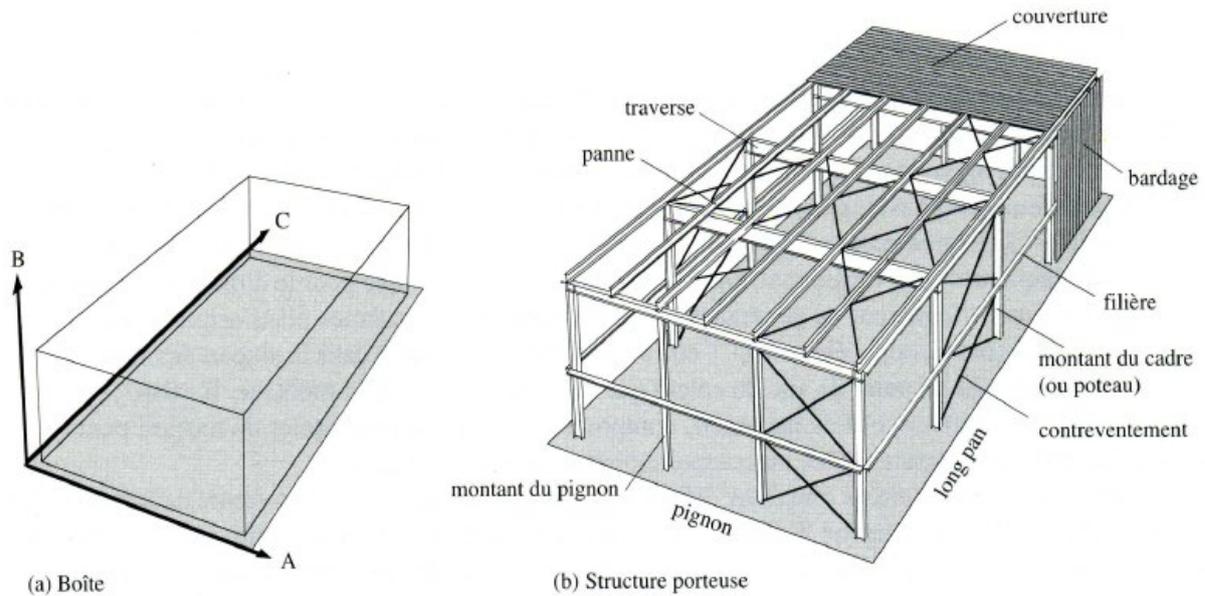
Ce sont de grands halles, la portée peut varier de 10 à 30m, la toiture est souvent constituée de deux versants inclinés. Le système porteur d'une halle en charpente métallique est constitué par l'assemblage d'éléments en forme de barres profilées ou de produits plats. Cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et actions agissant sur la halle et de les transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture, façade) et de séparation intérieure.

Pour la conception et le dimensionnement de la structure porteuse, l'ingénieur va généralement la décomposer en systèmes plans selon les trois directions de l'espace (plan, coupe, élévation). Cette simplification se justifie dans la plupart des structures de halles courantes, tant du point de vue du calcul que de la fabrication et du montage.

#### V-3-1 : Structure porteuse des bâtiments hall :

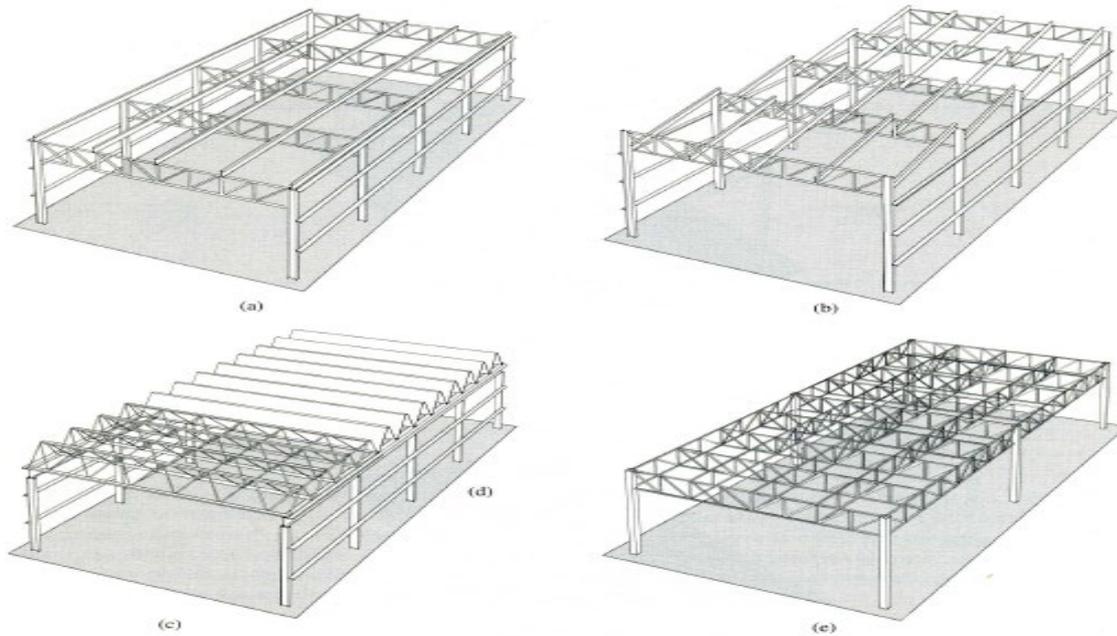
Une halle de forme simple est considérée comme une boîte (figure V-1(a)) formée de six surfaces porteuses planes. L'ossature et l'enveloppe de la halle constituent le couvercle et les quatre parois de la boîte, le fond étant représenté par le sol de fondation ou l'infrastructure. La structure porteuse de la boîte (l'ossature) est décomposée selon les trois directions de l'espace en sous-structures planes qui sont (fig V-1,a) : les cadres transversaux et les pignons (parallèles au plan AB), la toiture (parallèle au plan AC) et les façades long pan (parallèles au plan BC). Pour assurer la stabilité de cette boîte, il est nécessaire que chacune des trois directions soit rigide dans son plan (par effet cadre ou par contreventement). La figure V-1,b présente un exemple de système porteur de halle constitué de trois cadres plans (composés de deux montants et d'une traverse) et de deux pignons sur lesquels sont fixées des

filières de façade et des pannes de toiture. Sur ces éléments linéaires sont attachés les éléments d'enveloppe tel que le bardage de façade et la couverture de toiture, qui sont des éléments plans. La stabilité est assurée dans cet exemple par des contreventements constitués de barres métalliques dont les diagonales forment des croix de St-André.



**Figure V-1 : Exemple de halle simple**

Examinons schématiquement les différents types de système porteur qu'il est possible de concevoir pour une halle en forme de parallélépipède rectangle, à partir de la halle élémentaire de la figure V. 1(b). Dans cette première solution, les traverses de cadre étaient constituées de profilés laminés. Lorsque la portée augmente, ces profilés sont remplacés par des poutres composées à âme pleine ou par des poutres à treillis de grande hauteur (fig. V.2(a)). Divers systèmes porteurs des halles se présentent en fonction de leurs dimensions en plan (figure V-2)

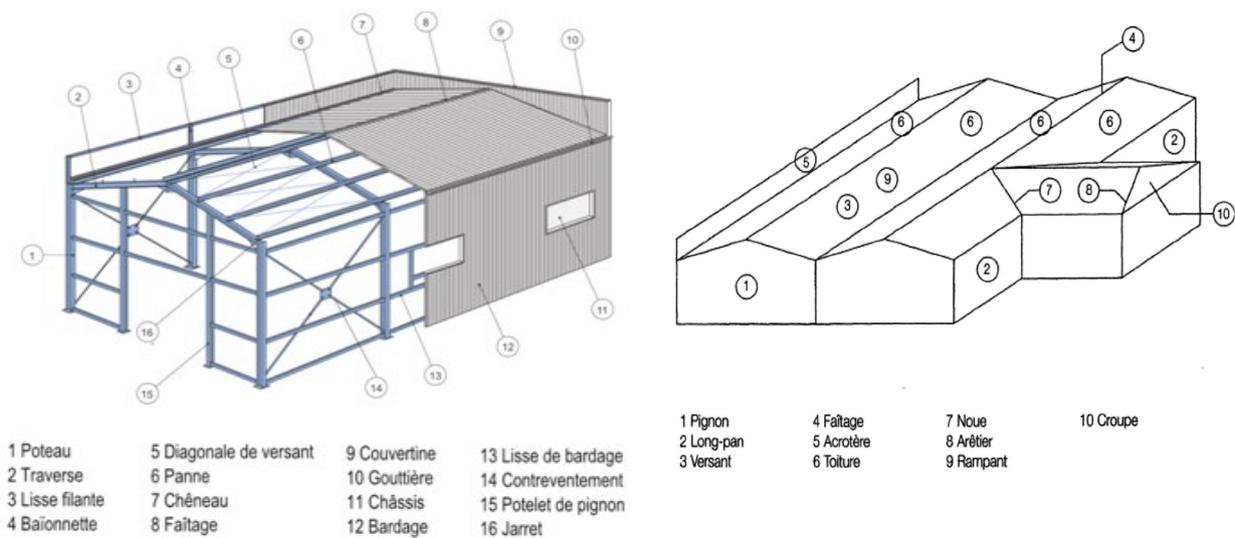


**Figure V-2 : Différents type de système porteur des halles**

**V-3-2 : Composition des Bâtiments Halles (Hangars industriels)**

En général le type le plus utilisé dans les Halles industriels est le l’hangar à deux versants inclinés, Leurs ossature est composée d’un ensemble de portiques soit à traverse brisée ou des portiques à fermes (treillis). Ces hangars sont utilisés comme :

- Hangars pour stockage.
- Atelier de montage et de réparation.
- Atelier industriel (usine).



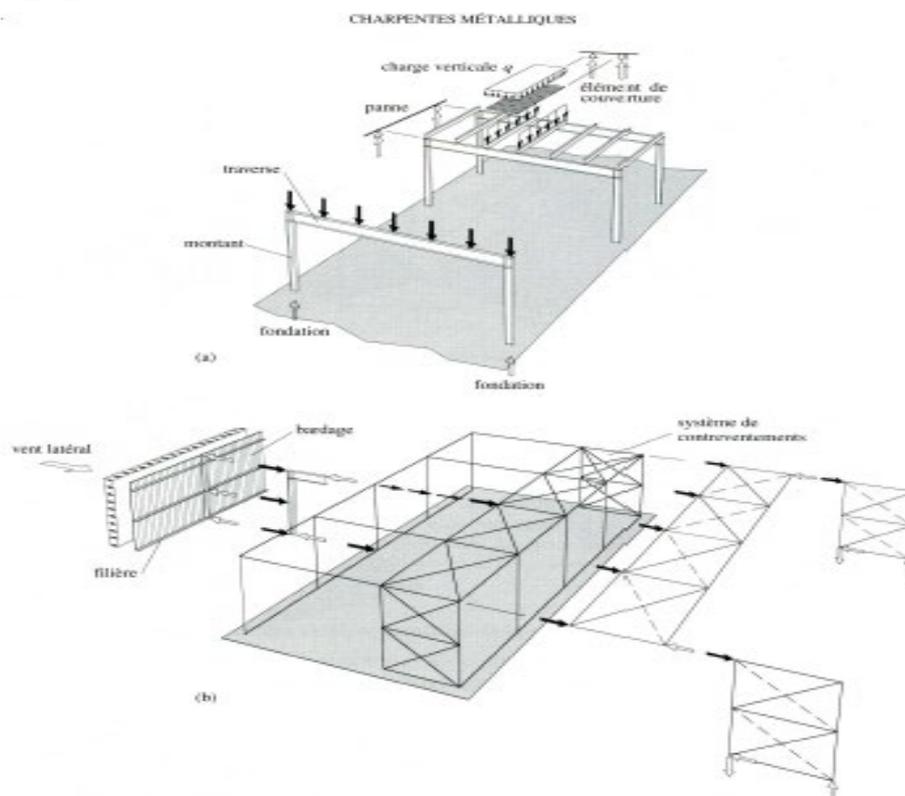
**Figure V-3 : Composants d’un bâtiment Hall**

### V-3-3 : Cheminement de charges :

Pour illustrer le fonctionnement de la halle élémentaire représentée à la figure V-1 décomposons sa structure porteuse en éléments plans en relation avec le cheminement des charges verticales et horizontales.

Considérons en premier lieu les charges verticales agissant sur la toiture, par exemple une charge répartie  $q$  représentant la neige figure V-4. Cette charge va d'abord solliciter l'élément de la couverture reposant sur les pannes, qui vont à leur tour transmettre les réactions sur les traverses du portique. Ces dernières s'appuyant sur les poteaux, la charge est ainsi transmise à la fondation.

De même l'action horizontale du vent exerçant une pression sur la façade long pan (figure V-4). Le bardage s'appuie sur les lisses de bardage qui vont transmettre leurs actions aux poteaux. Ainsi la charge horizontale agissant sur la surface verticale (long-pan) sollicite le portique dans son plan, latéralement. Ce dernier est alors chargé de transmettre les réactions aux fondations, le cas échéant au travers d'un système de contreventement.

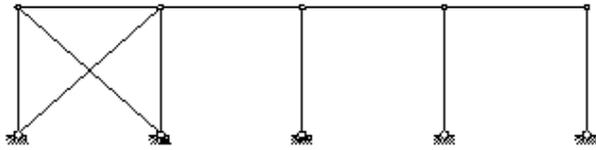


**Figure V-4 : Cheminement de charges verticales et horizontales**

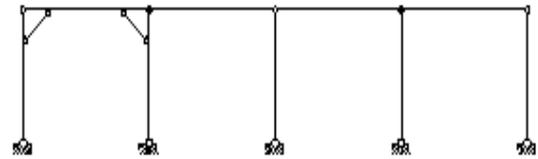
Pour le vent agissant longitudinalement et exerçant une pression sur la façade pignon, des contreventements sont nécessaires pour la stabilisation de la structure.

### V-3-4 : Stabilité géométrique longitudinale des bâtiments halles

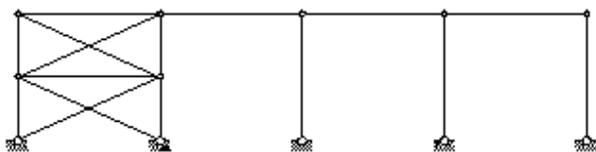
La stabilité géométrique vis-à-vis des charges horizontales (vent, séisme, etc.) d'une structure est assurée par un système de contreventement. Les figures suivantes montrent quelques systèmes de contreventement utilisés généralement en construction métallique des halles.



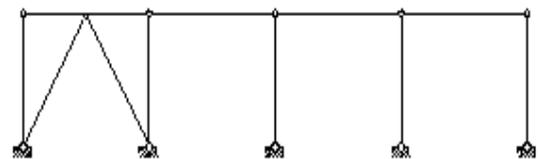
**Contreventement en X**



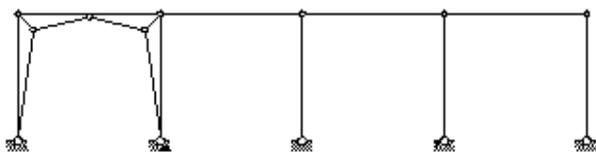
**Contreventement avec bracons**



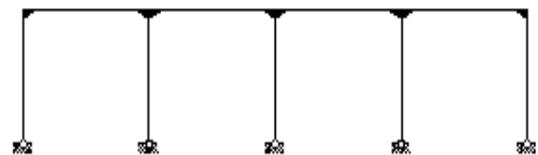
**Contreventement en double X**



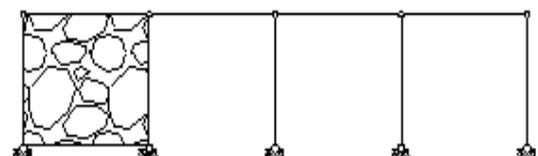
**Contreventement en K**



**Contreventement en treillis**



**Contreventement avec palée de stabilité encastré en tête**



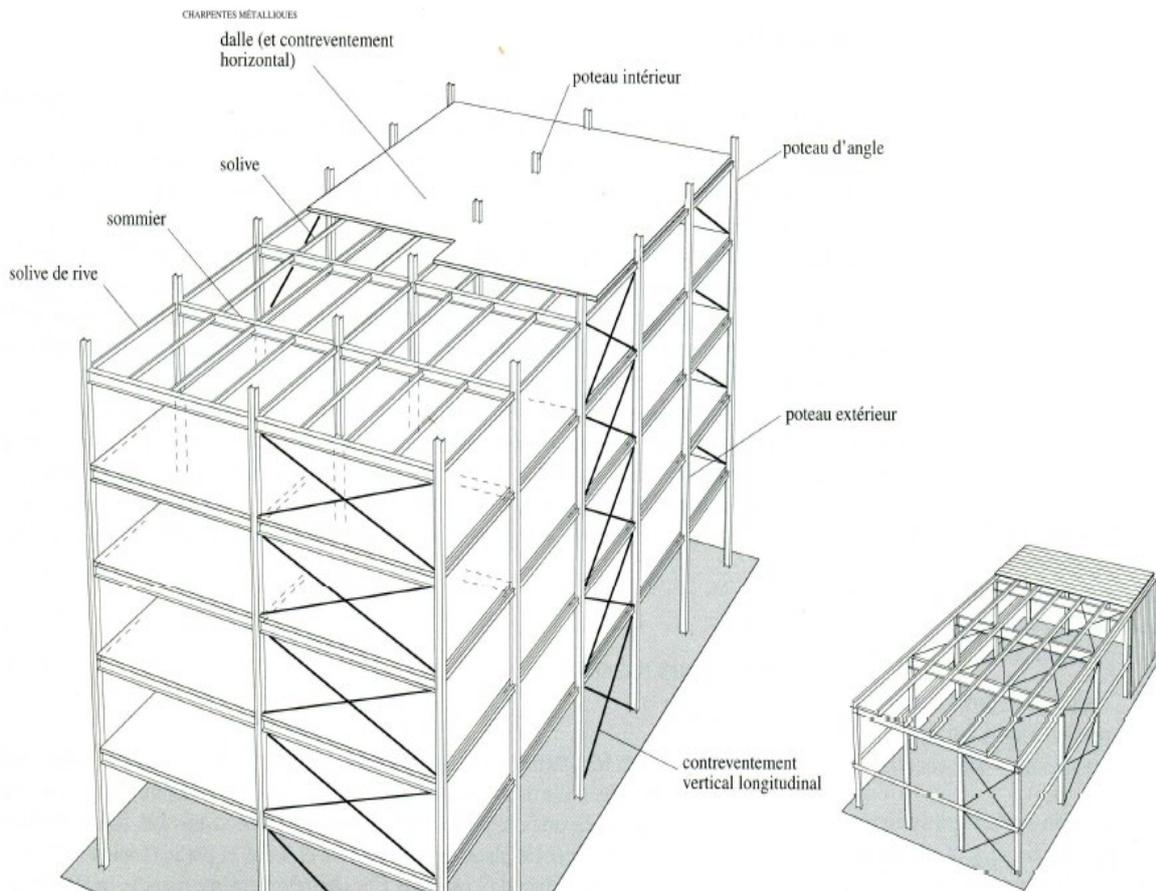
**Contreventement par voile (rigide)**

**Figure V-5 : Systèmes de contreventements horizontaux des halles.**

### V-4 : Bâtiment multi-étages en construction métallique :

Le bâtiment à étages est composé de planchers superposés et de poteaux. L'ossature ainsi constituée assure la transmission aux fondations des charges verticales sollicitant les planchers. Mais le bâtiment est également soumis à des actions horizontales dues au vent ou aux séismes. L'ossature doit donc être complétée par des contreventements horizontaux et verticaux qui transmettent ces efforts aux fondations.

La figure (V.6) montre schématiquement les éléments constituant l'ossature d'un bâtiment à étages. La comparaison avec la structure porteuse d'une halle (la figure V.1 est reproduite en réduction sur la figure V.6) fait ressortir l'analogie entre ces deux types de structures. Les différences principales concernent le nombre de travées transversales, souvent plus d'une dans les bâtiments, ainsi que les contreventements horizontaux généralement constitués par les dalles.



**Figure (V-6) : Eléments d'un bâtiment multi-étages**

#### **V-4-1 : Systèmes porteur des bâtiments à étages :**

Plusieurs systèmes porteurs existent pour les bâtiments à étages :

##### **V-4-1-1 : Ossatures articulées :**

Dans ce type d'ossature, tous les assemblages entre éléments porteurs (poutres, poteaux) sont considérés comme des articulations (figure V-7 (a)). Les forces verticales agissant sur la toiture et les planchers sont transmises aux fondations par flexion des poutres et compression des poteaux. Les forces horizontales sont

transmises aux fondations par les planchers (poutraison et dalle) et par les contreventements verticaux situés à l'intérieur ou à l'extérieur de l'ossature. Ces contreventements sont des treillis métalliques ou des parois en béton armé.

Deux autres possibilités existent pour la conception des éléments résistant aux forces verticales:

- Les poteaux sont continus et les sommiers sont des poutres simplement appuyées entre deux poteaux (figure V-7(b)),
- Les sommiers sont continus et les poteaux sont interrompus à chaque étage (figure V-7 (c)).

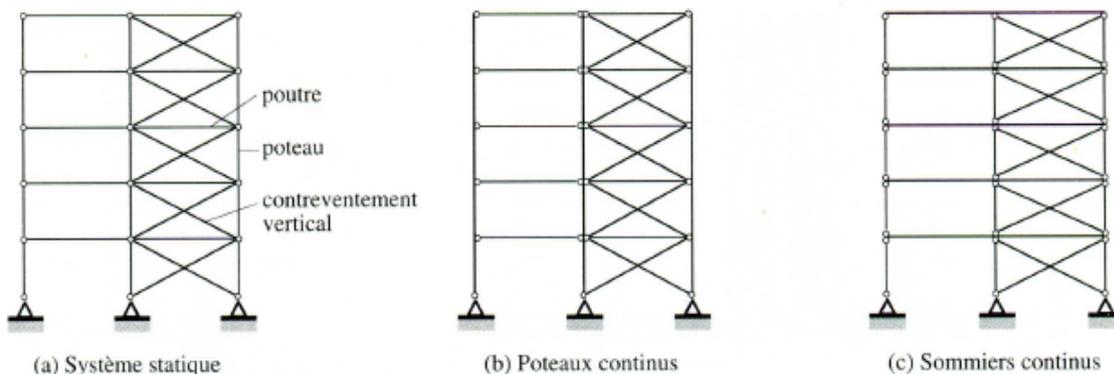
On conçoit parfois des systèmes porteurs dans lesquels les poteaux sont continus et les sommiers (continus eux aussi) sont dédoublés. Ils sont alors disposés de part et d'autre des poteaux, la liaison poteau-double sommier restant articulée.

les avantages des systèmes articulés contreventé sont:

- Nœuds de conception et d'exécution simples,
- Montage rapide de l'ossature.
- Réglage facile non sensible aux tolérances de fabrication,
- Poteaux essentiellement comprimés.

Les inconvénients sont:

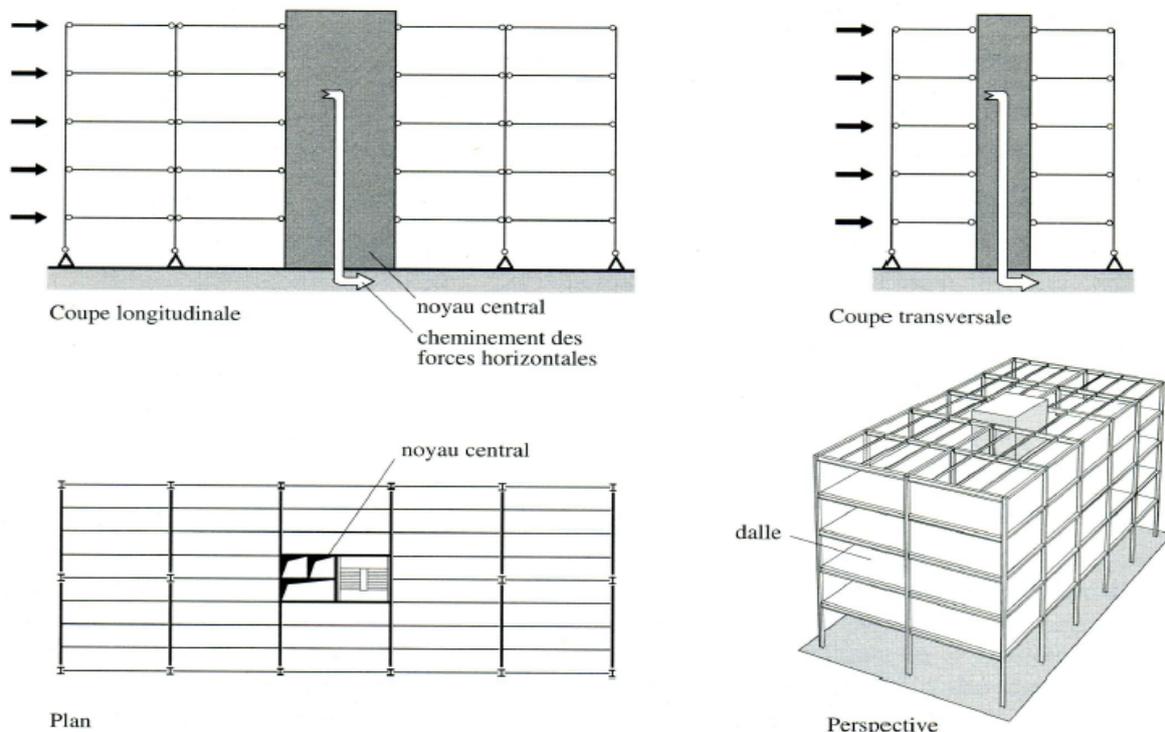
- Des sommiers en poutre simple de grande dimension ou des sommiers double continus.
- Le transfert des efforts verticaux des poteaux interrompus à travers les sommiers qui n'est plus possible à partir d'un certain nombre d'étages.
- La présence des contreventements qui peuvent être éventuellement gênants.



**Figure (V-7) : Ossature articulée et contreventée.**

**V-4-1-2 : Ossature à noyau central :**

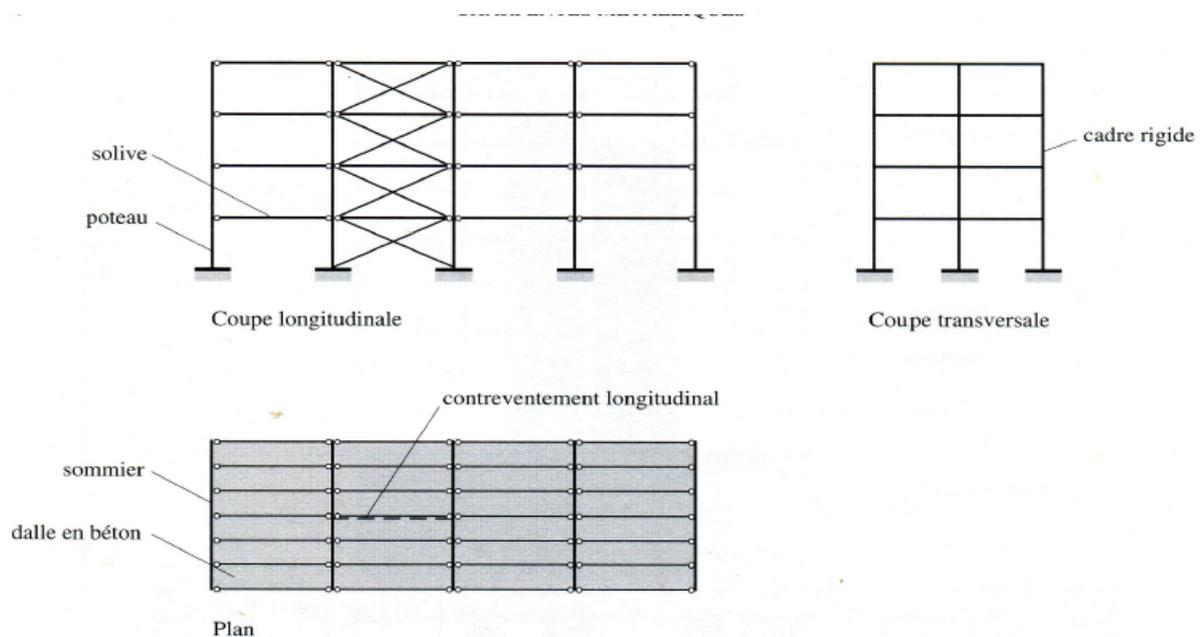
Dans les bâtiments à étages, pour des raisons d'aménagement des surfaces utiles. On dispose au centre du bâtiment les locaux de service, qui ne nécessitent pas d'éclairage naturel (archives, sanitaires, etc.), ainsi que les circulations verticales des personnes (escalier, ascenseur), des fluides et de l'énergie (gaines techniques). Il est possible de construire ces locaux en béton armé de façon à constituer une structure verticale très rigide appelée noyau central figure (V-8). On utilise cette structure pour lui transmettre toutes les forces horizontales au moyen des dalles ou des contreventements de plancher. Le noyau central agit donc comme une poutre-console, encastree dans les fondations ou l'infrastructure, soumise essentiellement à la flexion et au cisaillement, éventuellement à la torsion en cas de position excentrée dans le plan du bâtiment. La structure métallique elle-même (poutraison et poteaux) ne subit alors que les forces verticales. Les liaisons entre les éléments (solives, sommiers, poteaux) sont conçues comme des articulations. Selon la dimension en plan du bâtiment, il est possible d'avoir deux noyaux ou une combinaison d'un noyau central et de contreventements verticaux disposés dans les façades.



**Figure (V-8) : Ossature articulée avec noyau central.**

### V-4-1-3 : Ossature en cadres rigides :

Pour éviter de disposer des contreventements gênants entre les poteaux de la structure porteuse. On peut être amené à réaliser des cadres rigides. Ce type de stabilisation par les cadres est cependant plus coûteux que les contreventements, ce qui conduit en général à des systèmes combinés. Par exemple, on réalise des cadres plans rigides dans le sens transversal et on stabilise par des contreventements dans le sens longitudinal, les plans horizontaux étant contreventés par les dalles en béton (figure V-9).



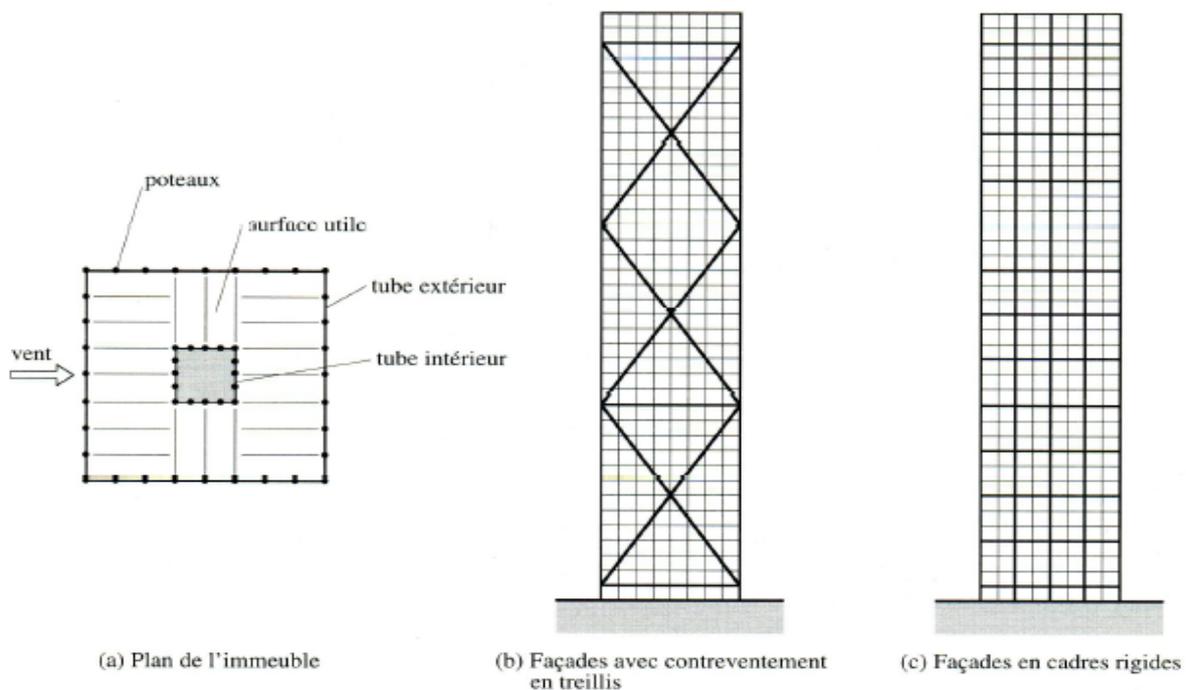
**Figure (V-8) : Ossature en cadres rigide dans un sens.**

### V-4-1-4 : Structures en tube

Les forces horizontales dues à l'action du vent ou des séismes qui agissent sur les bâtiments élevés sont importantes. Lorsque le plan de l'immeuble est compact (proche du carré ou du cercle), on adopte comme système statique celui d'une poutre encastrée dans le sol. Il est donc logique de placer la structure résistante le plus loin possible du centre de gravité du plan du bâtiment. On utilise ainsi l'enveloppe extérieure, formée de poutres et de poteaux, pour la reprise des efforts dus aux forces horizontales. Le système structural consiste alors en un double tube rigide encastré dans le sol d'où le nom de *structure en tubes* donné à ces systèmes. Cette disposition des poteaux dans le noyau central et dans les façades, offre une liberté totale pour l'aménagement des surfaces de plancher (figure V-9 (a)).

Des immeubles pouvant atteindre 100 étages et 400 m de hauteur ont été réalisés selon cette conception, l'exemple le plus connu étant celui des tours jumelles du World Trade Center à New York.

La rigidité de la structure est celle du tube extérieur, composée d'une rigidité flexionnelle due aux parois perpendiculaires au vent (les ailes du tube fléchi) et d'une rigidité en cisaillement due aux parois parallèles au vent (les *âmes* du tube fléchi). Ces parois constituent des panneaux rigides du fait que tous les poteaux sont liés entre eux par des contreventements de façade en croix de St-André (figure V-9(b)) ou que les poteaux et les sommiers de façade constituent des cadres rigides (figure V-9(c)). Cette rigidité au cisaillement des parois est nécessaire pour que la structure fonctionne comme un tube résistant aux forces horizontales.



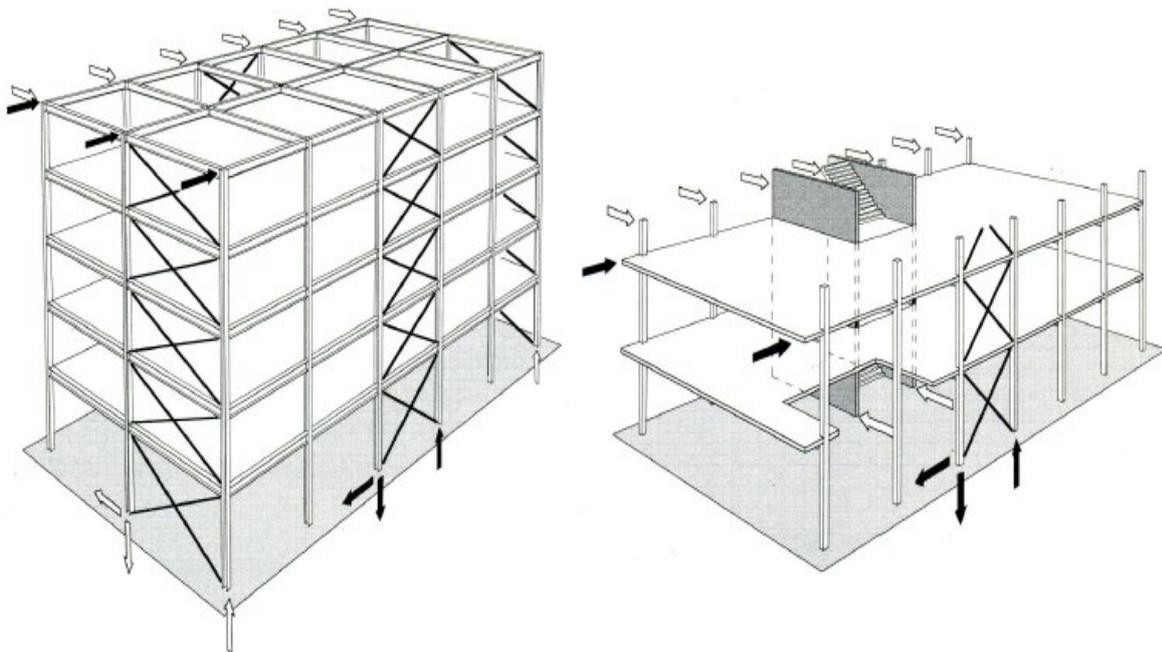
**Figure V-9 : Structures en tubes.**

#### V-4-2 : Contreventement des bâtiments à étages :

Les structures verticales de contreventement ont pour but de transférer aux fondations les forces horizontales, alors que les contreventements horizontaux ont pour but de rigidifier les surfaces horizontales (planchers, toitures) qui doivent transmettre les forces dues au vent agissant sur les façades aux points fixes verticaux.

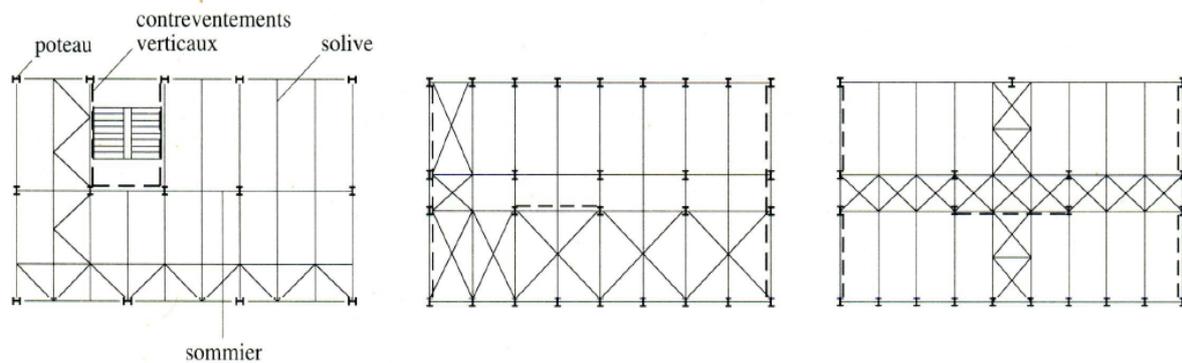
**V-4-2-1 : Contreventements verticaux :**

Les contreventements triangulés constituent le moyen le plus économique et le plus efficace de stabiliser une ossature métallique. Du point de vue statique, ce sont des poutres à treillis encastées dans les fondations. Les membrures des treillis sont les poteaux du bâtiment et les montants sont les sommiers ou solives des planchers. Les diagonales sont des éléments de construction complémentaires, qui souvent réduisent la liberté d'utilisation, surtout les diagonales des contreventements intérieurs. Ces derniers doivent donc si possible être situés dans des parois fermées, autour des cages d'escalier et d'ascenseur ou en façade. En général, les treillis de contreventement sont conçus de façon que les diagonales soient sollicitées à la traction seulement: deux diagonales croisées sont donc nécessaires (croix de St-André). Si le contreventement est étroit, les déplacements horizontaux sont grands. Il est alors préférable de disposer des contreventements qui couvrent plusieurs travées ou toute la largeur du bâtiment. Un deuxième type de contreventement vertical est la paroi en béton armé (voiles). Il s'agit de murs disposés en façade ou à l'intérieur et sur toute la hauteur de la structure.

**Figure V-10 : Contreventements verticaux.**

**V-4-2-2 : Contreventements horizontaux :**

Le plus souvent, les dalles de plancher et de toiture constituent des surfaces rigide suffisantes pour la transmission des efforts horizontaux. Si les dalles n'exercent pas cette fonction de stabilité, des contreventements horizontaux sont alors nécessaires (cas des hangars industriels)



**Figure V-11 : Contreventements horizontaux.**

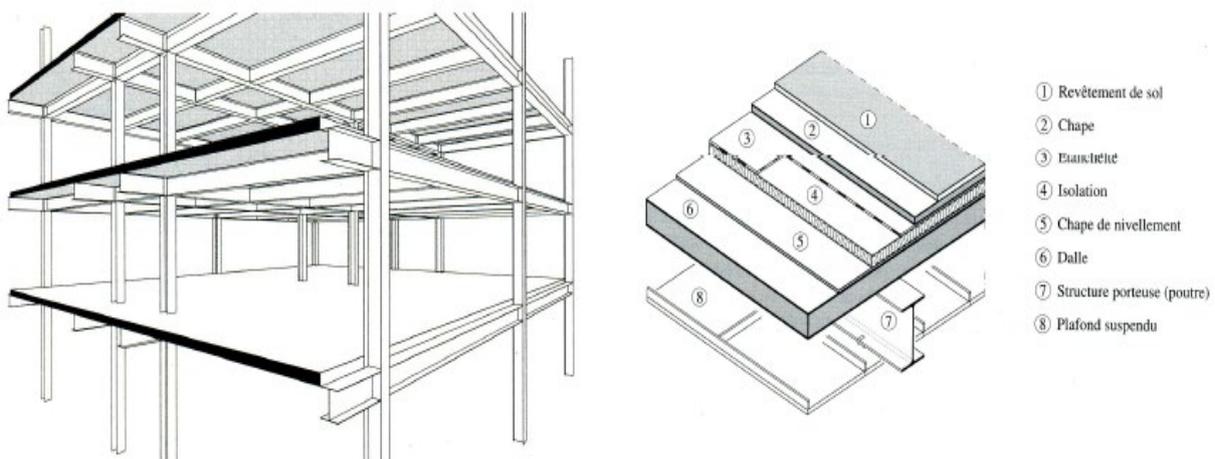
**V-4-3 : Planchers pour bâtiment à étages en ossature métallique :**

Le plancher, constitué de poutres maitresses, de solives et de la dalle ainsi que des revêtements inférieur (faux-plafond) et supérieur (isolation, chape, sol), a pour fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les poteaux). Un autre rôle porteur important est celui que les planchers jouent dans la transmission des forces horizontales: ils conduisent aux contreventements verticaux ou au noyau central les forces dues au vent et aux séismes et agissent ainsi comme contreventement horizontal de la structure porteuse du bâtiment.

Leur fonction protectrice concerne les protections contre le bruit (isolation phonique), le feu (fonction coupe-feu), la chaleur (isolation thermique) et l'humidité (étanchéité, pare-vapeur). C'est aussi dans la hauteur du plancher que passent les conduites horizontales destinées à alimenter le bâtiment et l'étage concerné en fluide et énergie pour les besoins du chauffage, de la ventilation, du sanitaire, de l'électricité et de la télématique. Du point de vue de sa construction, un plancher est composé de trois parties (figure V-12):

- Le système porteur, comprenant la poutraison et la dalle,
- La partie supérieure comprenant isolation, étanchéité, chape et revêtement de sol.
- La partie inférieure comprenant le faux plafond et l'espace vide entre faux plafond et les poutres

Les planchers sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment élevé ; il donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide.



**Figure V-12 : Plancher pour bâtiment multi-étages.**

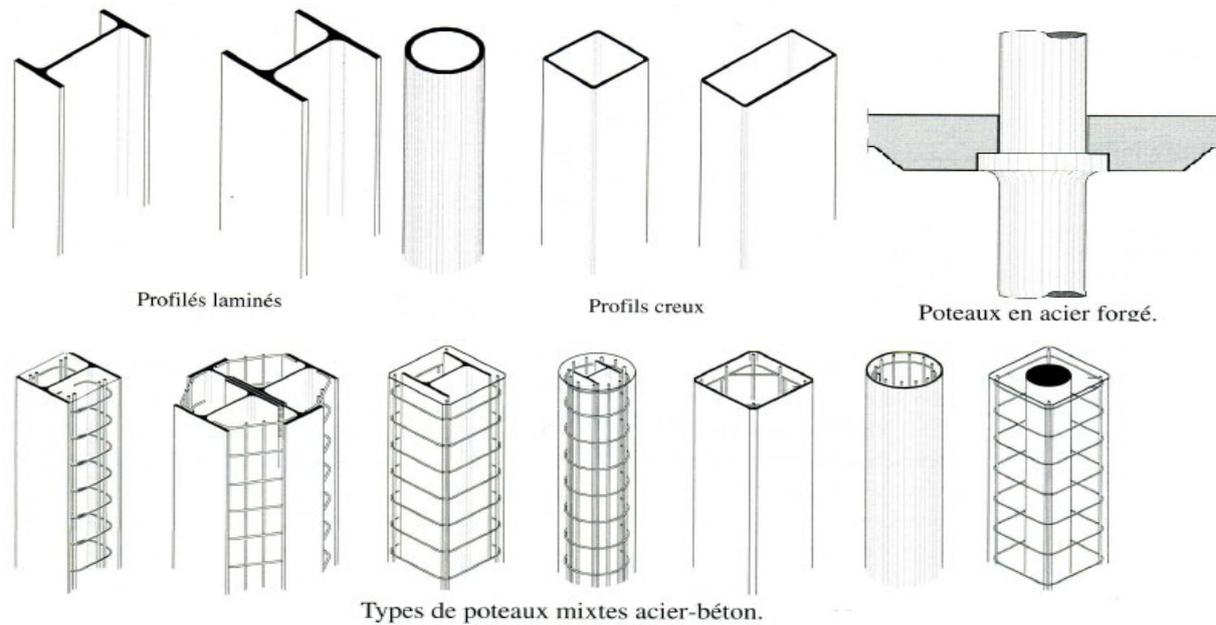
**Remarque :** Le calcul des planchers mixte est traité dans le chapitre III de ce polycopie de cours.

#### V-4-4 : Poteaux pour bâtiment à étages en ossature métallique :

En général, les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment sont soumis à la compression, avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté. Ils sont alors appelés poteaux. Les détails de construction qui s'y rapportent, qu'il s'agisse du choix de la section ou des assemblages, sont fortement liés au type d'effort à transmettre.

##### V-4-4-1 : Type de poteaux :

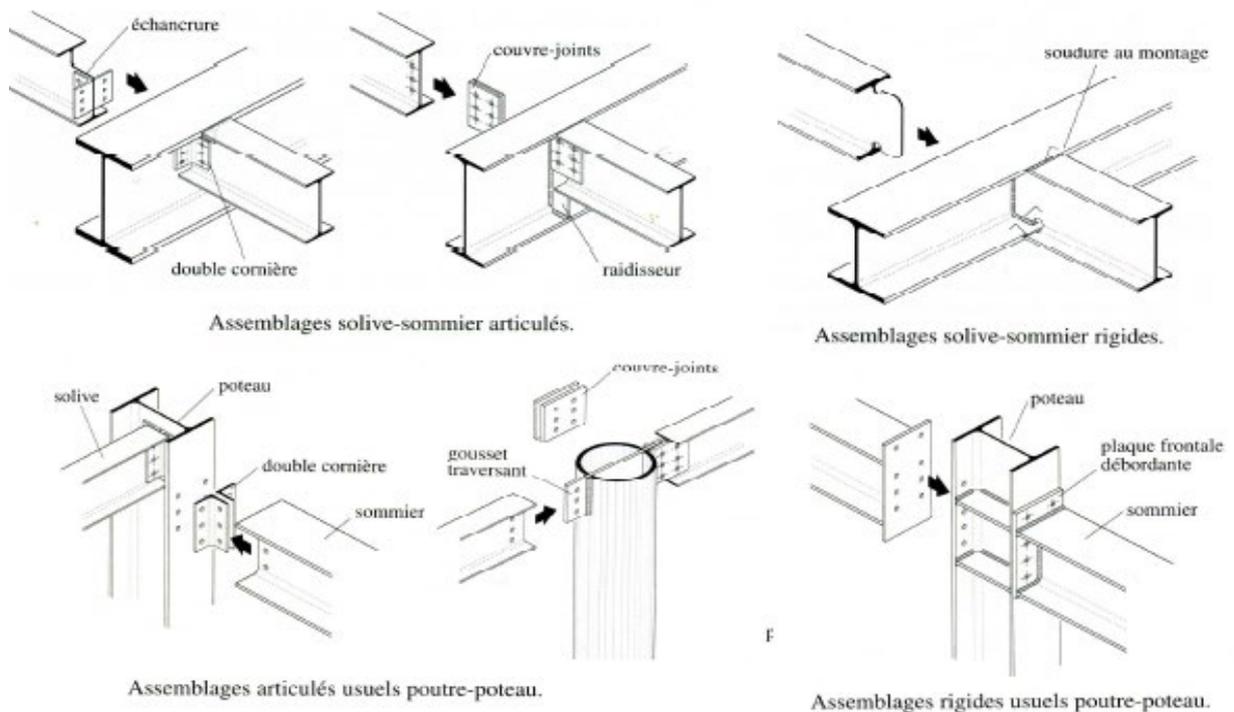
Dans les ossatures métalliques, les poteaux sont constitués de profilés laminés en I ou en H, quelquefois de forte épaisseur, ou de poteaux mixtes en cas d'efforts de compression importants, on utilise également les profils pleins forgés.



**Figure V-13 : Type de poteaux pour bâtiment multi-étages.**

**V-4- : Assemblages pour bâtiment à étages en ossature métallique :**

Les différentes conceptions des nœuds entre les éléments porteurs tel que : poutres maitresse-solives, poteaux-poutres ... sont classés en assemblages articulés et rigides. Les assemblages articulés ne transmettent qu'un effort tranchant, plus rarement un effort normal. Par contre, les assemblages encastrés transmettent l'effort tranchant, l'effort normal et un moment. Ci-dessous quelques exemples



**Figure V-14 : Assemblage des éléments porteurs pour bâtiment multi-étages**

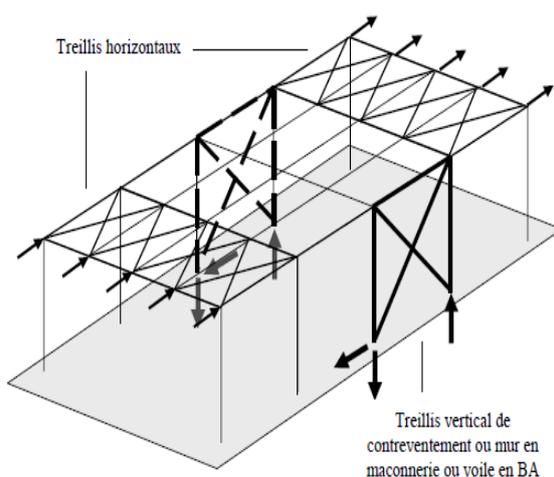
**VI-1 : Classification des ossatures :**

Les structures métalliques sont classées sur base des caractéristiques « contreventées ou non-contreventée » et « rigide ou souple » ou encore d'un point de vue des déplacements horizontaux à « nœuds fixes ou à nœuds mobiles »

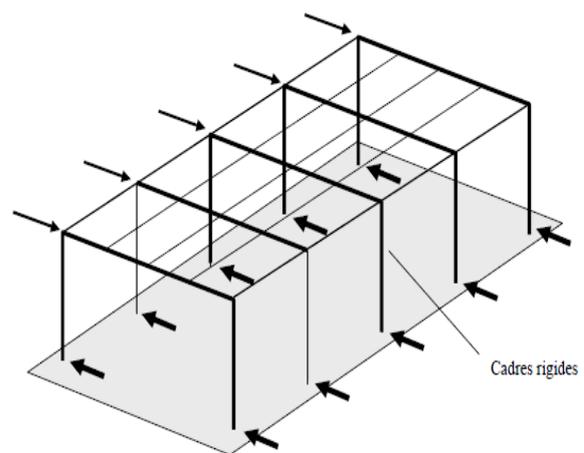
**IV-2 : Classification sur base du contreventement :**

Un système de contreventement est non contreventement destiné à transmettre les charges horizontales aux fondations et à empêcher, ou au moins à restreindre, les déplacements latéraux dans les ossatures à un ou plusieurs étages. Il peut également avoir pour rôle de fournir des appuis nécessaires à la stabilisation d'éléments porteurs. Les treillis verticaux, les murs de cisaillement (en maçonnerie ou en béton) et les noyaux centraux en béton (abritant cages d'escaliers et d'ascenseurs), combinés avec des dalles ou des treillis : horizontaux constituent des systèmes de contreventement courants.

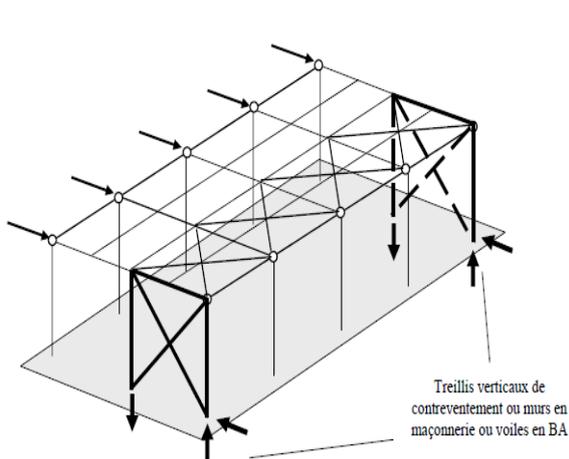
Pour qu'une ossature soit classifiée en ossature contreventée, elle doit comporter un système de contreventement possédant une rigidité appropriée. Pour les ossatures dépourvues de système de contreventement ainsi que pour les ossatures munies d'un système de contreventement mais qui n'est pas suffisamment rigide pour permettre la classification de l'ossature comme ossature contreventée, la structure est classifiée comme non contreventée.



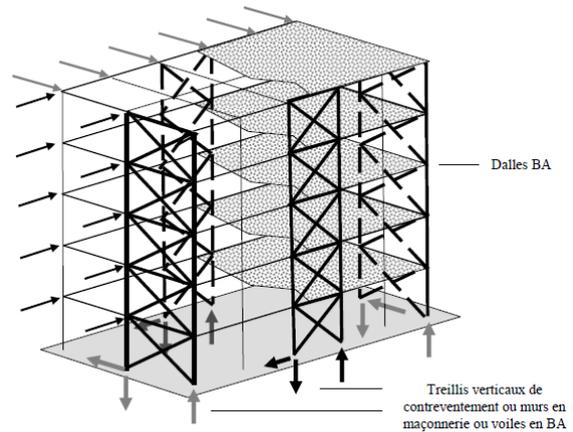
**Figure VI-1 : Stabilisation d'un bâtiment industriel par un contreventement**



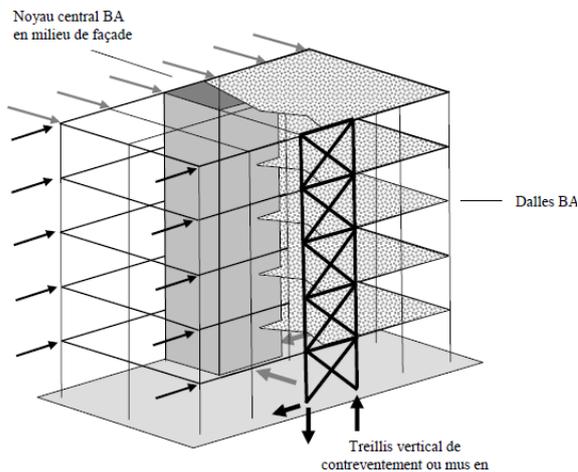
**Figure VI-2 : Stabilisation d'un bâtiment industriel assuré par des cadres rigides (absence de contreventement)**



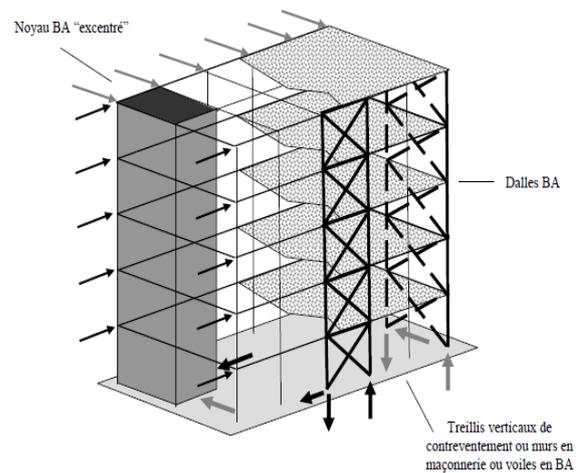
**Figure VI-3 : Stabilisation d'un bâtiment industriel à ossature articulée par un contreventement**



**Figure VI-4 : Stabilisation d'un bâtiment à étages par divers contreventement**



**Figure VI-5 : Stabilisation d'un bâtiment à étages par noyau central centré au milieu de façade**



**Figure VI-6 : Stabilisation d'un bâtiment à étages par noyau central excentré**

**VI-2-1 : Critère de classification en ossatures contreventées ou non contreventée :**

L'existence d'un système de contreventement dans une ossature ne garantit pas que l'ossature soit classifiée comme contreventée. La classification en ossature contreventée n'est possible que lorsque le système de contreventement réduit les déplacements horizontaux d'au moins 80%.

- S'il n'existe aucun système de contreventement : l'ossature est non contreventée ;
- S'il existe un système de contreventement, la règle suivante s'applique :

$\Psi_{br} > 0.2\Psi_{unbr}$ : L'ossature est classifiée comme non contreventée,

$\Psi_{br} \leq 0.2\Psi_{unbr}$ : L'ossature est classifiée connue contreventée,

Avec  $\Psi_{br}$  : le déplacement latéral de la structure avec le système de contreventement,

$\Psi_{unbr}$  : le déplacement latéral de la structure sans le système de contreventement,

### VI-2-2 : Influence sur l'analyse globale de l'ossature

Lorsque la classification de l'ossature comme contreventée est justifiée, il est possible d'analyser l'ossature et le système de contreventement séparément de la façon suivante :

- L'ossature, sans système de contreventement, est traitée comme totalement appuyée latéralement et sera calculée pour supporter l'action des charges verticales uniquement.
- Le système de contreventement supportera toutes les charges horizontales appliquées aux ossatures qu'il contrevente, toutes les charges verticales éventuelles qui lui sont directement appliquées ainsi que les effets des imperfections des ossatures qu'il contrevente et du système de contreventement lui-même.

Il convient de remarquer que dans une ossature comportant un système de contreventement de type treillis ou de type cadre rigide, certains éléments (notamment les colonnes) participent au système de contreventement en plus de leur participation à la structure (sans contreventement).

Pour les ossatures dépourvues de système de contreventement ainsi que pour les ossatures munies d'un système de contreventement mais qui n'est pas suffisamment rigide, la structure est classifiée comme non contreventée. Dans tous les cas d'ossatures non contreventées, un système structural unique composé de l'ossature et du contreventement s'il existe, doit être analysé en ce qui concerne tant les charges verticales que les charges horizontales agissant ensemble ainsi qu'en ce qui concerne les effets des imperfections.

### VI-3 : Classification sur base de rigidité :

Une ossature est dite « rigide » lorsque, soumise à des forces horizontales dans son plan, elle a un comportement suffisamment rigide pour pouvoir négliger toutes forces ou moments supplémentaires provoqués par les déplacements horizontaux de ses nœuds. En d'autres mots les effets du second ordre globaux (c'est-à-dire les effets de déplacement latéral P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas d'une ossature rigide appelée aussi « à nœuds fixes ».

Lorsque les effets du second ordre globaux ne sont pas négligeables, on dit que l'ossature est une « ossature souple » appelée aussi « à nœuds mobiles ».

- Lorsqu'une ossature est classifiée comme rigide, une analyse du premier ordre peut donc toujours être utilisée.
- Lorsqu'une ossature est classifiée comme souple une analyse du second ordre doit être utilisée.

Normalement, une ossature comportant un contreventement est plutôt susceptible d'être classifiée comme rigide, alors qu'une ossature non contreventée est plutôt susceptible d'être classifiée comme souple. Cependant, il est important de noter qu'il est possible qu'une ossature non contreventée soit classifiée comme rigide (cas des bâtiments à un seul étage composés de portiques peu sensibles aux efforts horizontaux), tandis qu'une ossature munie d'un contreventement peut être classifiée comme souple (cas des bâtiments à plusieurs étages avec un contreventement flexible).

Il convient également de noter que les systèmes de contreventement eux-mêmes constitués par des ossatures (ou des ossatures secondaires), peuvent aussi être classifiés en ossatures souples ou rigides.

La classification des ossatures comme rigides (à nœuds fixes) ou souples (à nœuds mobiles) est également très importante pour la détermination des longueurs de flambement des poteaux de telles structures.

#### IV-3-1 : Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique  $\alpha_{cr}$

Si  $\alpha_{cr} \geq 10 \rightarrow$  Structure rigide : analyse élastique au 1<sup>er</sup> ordre.

Si  $\alpha_{cr} < 10 \rightarrow$  Structure souple : analyse élastique avec prise en compte des effets 2<sup>eme</sup> ordre

Si  $\alpha_{cr} \geq 15 \rightarrow$  Structure rigide : analyse plastique.

#### IV-3-2 : Calcul du facteur d'éloignement critique minimum $\alpha_{cr}$ :

##### IV-3-2-1 : Méthode simplifiée :

Pour les structures de bâtiment réguliers à étages, on peut obtenir une évaluation approchée de  $\alpha_{cr}$  à partir d'une analyse globale élastique linéaire par la relation approchée suivante et pour la combinaison d'action considérée :

$$\alpha_{cr} = \left( \frac{H}{V} \right) \left( \frac{h}{\delta_H} \right)$$

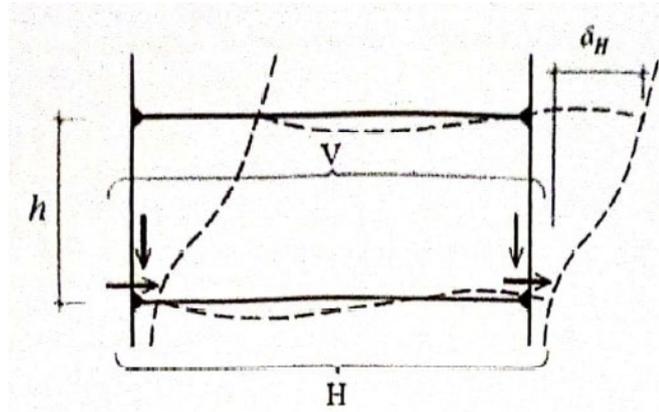
Tel que :

**H** : Réaction horizontal totale à la partie inférieur de l'étage dues aux charges horizontales (Vent, séisme,...) et des charges équivalentes aux imperfections, exercées sur la structure au-dessus de ce niveau ;

**V** : Réaction verticale totale à la partie inférieur de l'étage.

$\delta_H$  : Déplacement horizontal relatif de la partie supérieur de l'étage par rapport à sa partie inférieur

$h$  : hauteur d'étage.



**Figure (IV-7) : Ossature plane de bâtiment de type poteaux-poutres**

La formule simplifiée peut être appliquée pour les portiques (poteaux - traverses) dans les cas suivants :

- Si la pente de la toiture est faible (inférieure à 26°) [ EN 1993-1-1 ; 5.2.1]
- Si l'effort axial dans la poutre ou la traverse est faible :  $\bar{\lambda} \geq 0.3 \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{sd}}}$  ;

$$N_{sd} \leq 0.09 N_{cr}$$

$N_{sd}$  : Effort normal de compression dans la poutre ou la traverse ;

$\bar{\lambda}$  : Elancement réduit dans le plan calculé pour la poutre ou l'arbalétrier, basé sur la longueur développée de cet élément et on le considérant articulé à ses extrémités.

$N_{cr}$  : Effort critique de flambement élastique pour la portée total de la traverse ;

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$L$  : longueur développée de la totalité de la traverse, de poteau au poteau,  $L = \frac{\text{portée}}{\cos\alpha}$ ;  $\alpha$ : pente de la toiture ;

Si ces limites sont satisfaites, alors l'expression ci-dessous peut être utilisée pour calculer  $\alpha_{cr}$ , Néanmoins, dans la plupart de portiques réels, la charge axiale dans la travers est significative et lorsque c'est le cas, l'Eurocode 3 donne une alternative, une méthode approchée pour évaluer la stabilité du portique par l'intermédiaire de  $\alpha_{cr,est}$

$$\alpha_{cr,est} = 0.8 \left[ 1 - \left( \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} \right) \right] \left[ \frac{1}{200} \frac{h}{\delta_H} \right]$$

Dans de nombreux cas, cette méthode donne un résultat conservatif. Des précises de  $\alpha_{cr}$  peuvent être obtenues à l'aide d'un logiciel.

$N_{sd,t}$  : Effort axial de compression dans la traverse.

$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{S^2}$  : Effort critique d'Euler de la traverse entière.

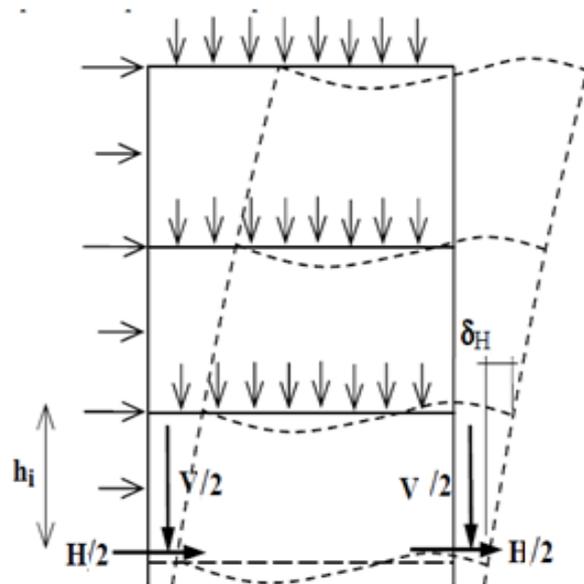
**Bâtiments à étages :**

$$\alpha_{cr} = \min \left[ \left( \frac{H}{V} \right) \left( \frac{h_i}{\delta_H} \right) \right]_{i=1 \rightarrow n}$$

$i$ : Indice de l'étage considéré

$h_i$  : Hauteur de l'étage considéré

$n$ : Nombre d'étages de l'ossature.



**Figure (IV-8) : Bâtiment à étages**

La relation est appliquée à tous les étages et le coefficient d'amplification critique à retenir est la plus petite de toutes valeurs calculées. Elle doit être évaluée dans chaque plant stabilité vertical de l'ouvrage.

**IV-3-3 : Effet du second ordre :**

Les effets du second ordre sont dus au déplacement latéral du portique. Le déplacement latéral provoque l'excentricité de la charge verticale qui engendre des moments de second ordre dans les poteaux. Les effets de la géométrie déformée (effets du second ordre) devront être pris en compte s'ils augmentent les effets de l'action de manière significative ou s'ils modifient fortement le comportement structural. Lors de l'analyse d'une ossature avec une méthode élastique, les effets du second ordre dans le plan peuvent être pris en compte en utilisant:

- a- une analyse au premier ordre et en appliquant la « Méthode avec amplification des moments de déformation latérale »
- b- une « Méthode itérative » à partir d'analyses au premier ordre
- c- une analyse au premier ordre avec vérification sur la base d'une longueur de flambement dans un mode à nœuds déplaçables.

La méthode avec amplification des moments de déformation latérale (comme approche globale et comme exemple pratique) est présentée ici.

L'analyse de la structure au premier ordre donne :

$$M' = H \cdot h$$

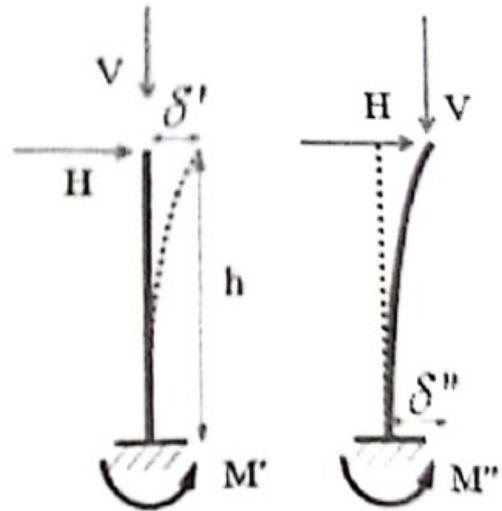
$$\delta' = M' \cdot \frac{h^2}{3EI} = \frac{(H \cdot h)h^2}{3EI} = \frac{H \cdot h^3}{3EI}$$

L'analyse de la structure au second ordre donne :

$$M'' = H \cdot h + V \cdot \delta''$$

$$\delta'' = M'' \cdot \frac{h^2}{3EI} = (H \cdot h + V \cdot \delta'') \frac{h^2}{3EI}$$

$$\delta'' = \frac{Hh^3}{3EI} \cdot \frac{1}{1 - \frac{V \cdot h^2}{3EI}}$$



La charge critique selon la théorie d'Euler et avec une longueur de flambement  $l = 2h$  est donnée par la relation :

$$V_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(2h)^2} = \frac{2.467EI}{h^2} \approx \frac{3EI}{h^2} \quad \text{D'ou} \quad \delta'' = \frac{Hh^3}{3EI} \cdot \frac{1}{1 - \frac{V}{V_{cr}}} \quad \text{donc} \quad \delta'' = \delta' \cdot \frac{1}{1 - \frac{V}{V_{cr}}}$$

En introduisant  $\frac{V_{cr}}{V} = \alpha_{cr}$  qui est le coefficient de charge critique

$$\delta'' = \delta' \cdot \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad \text{et} \quad M'' = M' \cdot \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

$\frac{1}{1-\frac{1}{\alpha_{cr}}}$ : Coefficient d'amplification pour tenir compte des effets de second (2<sup>ème</sup>) ordre.

$M'$ : Moments dus aux déplacements latéraux calculés au 1<sup>er</sup> ordre.

$\delta'$ : Déplacements dus aux efforts horizontaux.

La « méthode d'amplification des moments de déplacements latéraux est la méthode la plus simple pour prendre en compte les effets du second ordre dans une analyse élastique de la structure. Le principe en est donné dans le § 5.2.2(5B) de 1-EN 1993-1-1.

Au départ, on effectue une analyse élastique linéaire au premier ordre ; puis, toutes les charges horizontales sont amplifiées en les multipliant par un coefficient destiné à prendre en compte les effets du second ordre. Les charges horizontales comprennent les charges extérieures appliquées, les actions du vent par exemple, et les forces horizontales équivalentes (FHE) utilisées pour tenir compte des défauts d'aplomb; les deux sont amplifiées.

A condition que :  $\alpha_{cr} \geq 3$ , le coefficient d'amplification est  $\frac{1}{1-\frac{1}{\alpha_{cr}}}$

Si la charge axiale dans la traverse est significative, et si  $\alpha_{cr,est}$  a été calculé selon l'Eurocode 3, le terme multiplicateur devient :  $\frac{1}{1-\frac{1}{\alpha_{cr,est}}}$

**Remarque:**

Si  $\alpha_{cr}$  ou  $\alpha_{cr,est}$  est inférieur à 3.0, il faut utiliser un logiciel de calcul au second ordre.

#### IV-3-4 : Calcul de l'imperfection géométrique globale :

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

$$H_{eq} = \varphi \cdot N_{sd}$$

$H_{eq}$ : Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau

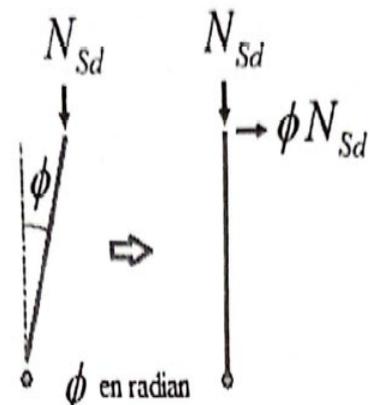
$N_{sd}$ : Effort normal de compression dans le poteau.

$\varphi = \varphi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$ : Défaut initial d'aplomb

$\varphi_0 = 1/200$ : Valeur de base.

$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$ : Coefficient de réduction qui tient compte

de la hauteur h applicable au poteau.  $2/3 \leq \alpha_h \leq 1.0$



Remarques :

- Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons incluant les effets du vent car la condition suivante :  $|H| < 0.15 |V|$  est généralement non vérifiée.
- Dans le cas où le critère ( $\alpha_{cr} < 10$ ) n'est pas vérifié, on doit tenir compte des effets du 2<sup>ème</sup> ordre en multipliant les déplacements et les moments engendrés par les charges horizontales par un coefficient d'amplification  $\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}}$

#### IV-3-5 : Calcul des longueurs de flambement

##### IV-3-5-1 : Structures à nœuds fixes et à nœuds déplaçables :

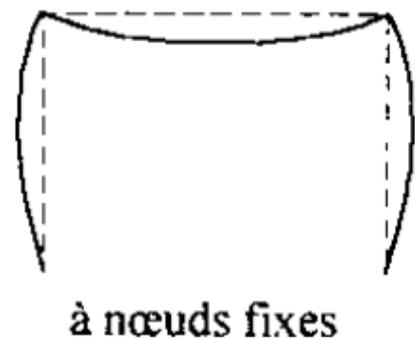
La classification en structures à nœuds fixes et structures à nœuds déplaçables est essentiellement liée à l'allure de la déformée de flambement élastique de la structure, indépendamment de l'allure de la déformée sous les charges de calcul.

Une ossature de bâtiment contreventé sera à nœuds fixes alors qu'une ossature de portique non contreventée sera à nœuds déplaçable.

##### IV-3-5-2 : Evaluation des longueurs de flambements :

**Mode de flambement à nœuds fixe :** la longueur de flambement égale à la longueur des barres.

Liaison extrémités	Longueur de flambement $L_{cr}$
	$L_{cr} = 1 \times L$
	$L_{cr} = 0,5 \times L$
	$L_{cr} = 0,7 \times L$
	$L_{cr} = 2 \times L$



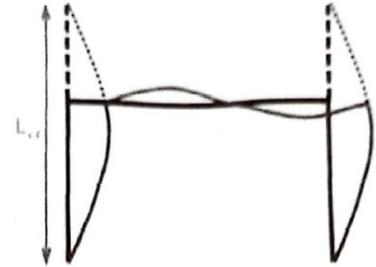
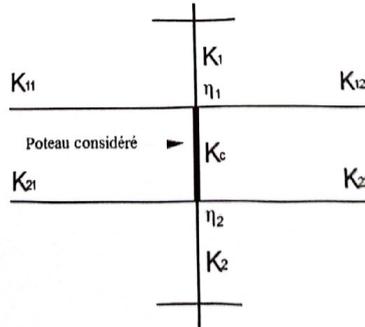
**Mode de flambement à nœuds déplaçable :** la longueur de flambement selon un mode de flambement à nœuds déplaçable.

On détermine la longueur de flambement en fonction du facteur de distribution  $\eta_i$

$$\eta_i = \frac{\text{Rigidité totale des poteaux au nœud } i \text{ considéré}}{\text{Rigidité totale des poteaux et poutres au nœud } i \text{ considéré}}$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$



La valeur de  $L_{cr}/L$  pour une construction rigide (à nœuds fixes) peut être déterminée par la formule suivante :  $L_{cr}/L = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) + 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2$

La valeur de  $L_{cr}/L$  pour une construction rigide (à nœuds déplaçable) peut être déterminée par la formule suivante :  $L_{cr}/L = \left[ \frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) - 0.60\eta_1\eta_2} \right]^{0.5}$

### Références Bibliographiques

- 1- J. MOREL : Calcul des Structures Métalliques selon l'EUROCODE 3.
- 2- P. BOURRIER ; J. BROZZETTI : Construction Métallique et Mixte Acier-Béton – Tomes 1- EYROLLES
- 3- P. BOURRIER ; J. BROZZETTI : Construction Métallique et Mixte Acier-Béton – Tomes 2- EYROLLES
- 4- Document Technique Réglementaire – DTR – BC 2.44 – Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier « CCM97 ».
- 5- Document Technique Réglementaire – DTR – BC 2-4.10 – Conception et Dimensionnement des Structures Mixtes Acier-Béton.
- 6- EUROCODE N°3 – Calcul des Structures en Acier – Partie 1-8 : Calcul des assemblages
- 7- F. MIMOUNE ; M. MIMOUNE : Construction métallique (Règles de calculs et vérification)
- 8- L.DAHMANI : Calcul des éléments de projet de construction métallique, 2<sup>eme</sup> édition 2023
- 9- A.MANFRED.H&M CRISINEL: Conception des halles et bâtiment, volume11 ; Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.