

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université A. MIRA de Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

### **Mémoire**

En vue de l'obtention du Master en Génie Civil

**Option : Structures**

### **Thème**

Etude d'une structure R+2 en construction mixte  
(acier – béton) à usage d'habitation

**Encadré par :**

M<sub>r</sub> Lyes RAMDANI

**Présenté par :**

M<sub>lle</sub> Rabahi kamilia

M<sub>lle</sub> Nasri Thamila

**Membres du jury :**

M

M

2022/2023

# **Remerciement**

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Très chers parents pour leurs soutiens et leurs encouragements.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération que nous remercions notre promoteur :*

*Monsieur Ramdani Lyes pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail, qui par ses paroles, ses conseils, ses critiques, ses compétences et expériences a guidé nos réflexions et a répondu à toutes nos questions durant la réalisation de ce projet.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides et soutiens, et chaque personne ayant aidé de près ou de loin.*

*Thamila et kamilia .*

# DÉDICACE

*Je dédie ce modeste travail :*

*À*

*Ma très chère mère **NASRI FATIHA** la femme la plus courageuse, ma raison d'être et ma plus grande force, celle qui a tant sacrifié pour moi que Dieu le tout-puissant la protège et la garde.*

*À*

*Mon défunt père **FARES** mon exemple, ce grand monsieur qui m'a forgé et m'a appris les vraies valeurs de la vie. J'espère être à la hauteur de tes attentes et te rendre fier. Que le paradis soit sa demeure éternelle.*

*À*

*Mes très chers et adorables frères **ARIS** et **YOUMER** que j'ai la chance d'avoir à mes côtés.*

*À*

*Ma chère grand-mère **NASRI HOURIA** ma bouffée de bonheur et mes défunts grands parents **BOUKERSI AREZKI** et **HASNI** et **NASRI HAMOU** que je porterai toujours dans mon cœur paix à leurs âmes.*

*À*

*Mon pilier **MOKRI MOHAMED LARBI** qui ne cesse de m'encourager dans mes études et me pousser vers le succès.*

*À ma binôme et amie **RABAH KAMILIA** pour sa patience et son remarquable travail, et tous mes et amis sans exception.*

**THAMILA**



# DÉDICACE

*Je dédie ce modeste travail :*

*À*

*Ma très chère mère **RABAHI SAMIA** la femme la plus courageuse, ma raison d'être et ma plus grande force, celle qui a tant sacrifié pour moi et qui n'a jamais cessé de m'encourager, de me soutenir pour atteindre mes objectifs, que Dieu le tout-puissant la protège et la garde.*

*À*

*Ma très cher père **RABAHI NOREDDINE** Mon pilier dans la vie à qui je dois ma réussite et tout mon respect, il a toujours été là pour m'encourager et me soutenir, que dieu le tout puissant le protège et le garde.*

*À*

*Mon très cher frère **AHMED RAMY** que j'ai la chance d'avoir à mes côtés.*

*À*

*Ma binôme et amie **NASRI THAMILA** pour sa patience et son remarquable travail, et tous mes amis sans exception.*

**KAMILIA**

## **Mots-clés :**

### **Les actions :**

G	Charge permanente.
Q	Charge d'exploitation.
W, V	Surcharge climatique du vent.
E	Action sismique.
$q_{us}$	Charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.

### **Sollicitations – Contraintes - Déformations :**

$E_a$	module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).
$\nu$	coefficient de poisson pour l'acier.
G	module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).
$F_p$	effort de précontrainte dans un boulon (kN).
$M_{sd}$	moment sollicitant maximum (kN.m).
$M_{rd}$	moment résistant (kN.m).
$M_{st}$	moment stabilisateur.
$M_{cr}$	moment critique élastique de déversement.
$N_{sd}$	effort normal due aux charges verticales (kN).
$N_u$	effort normal pondéré (kN).
$N_{rd}$	effort normal résistant (KN).
$N_{pl}$	effort normal de plastification (kN).
$V_{sd}$	effort tranchant sollicitant (kN).
$V_{pl}$	effort tranchant de plastification (kN).
f	flèche d'une poutre (mm).
$f_{adm}$	flèche admissible (mm).
$f_y$	Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).

$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).
$\varepsilon$	Allongement relatif (déformation %).
$\varepsilon_y$	Déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).
$f_{yb}$	résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).
$\sigma$	contrainte normale (MPa).
$\tau$	contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

### **Caractéristiques géométriques :**

$A$	section brute d'une pièce (cm <sup>2</sup> ).
$A_{net}$	section nette d'une pièce (cm <sup>2</sup> ).
$A_v$	aire de cisaillement (cm <sup>2</sup> ).
$I_y$	moment d'inertie de flexion maximal (cm <sup>4</sup> ).
$A$	épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
$B$	largeur d'une semelle d'une poutre (mm).
$b_{eff}$	largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).
$H$	hauteur d'une pièce en générale (mm).
$h_p$	hauteur de la tôle profilée (mm).
$h_c$	épaisseur de la dalle en béton armé (cm).
$A_s$	section d'armature de béton (cm <sup>2</sup> ).
$L$	longueur, ou portée d'une poutre (m).
$A_{cr}$	longueur critique (m).
$T$	épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).
$t_f$	épaisseur d'une semelle de poutre (mm).
$t_w$	épaisseur d'une âme de poutre (mm).
$I$	rayon de giration d'une section (mm).
$L_f$	longueur de flambement (mm).

$V_s$  distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (mm).

$V_i$  distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

### **Coefficients et grandeurs sans dimensions :**

$N$  nombre de connecteur réparti sur une longueur critique.

$P$  nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

$N$  coefficient d'équivalence acier-béton.

$K$  coefficient de flambement.

$K_y, k_z$  coefficient de flambement-flexion

$\beta_w$  facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

$\Lambda$  élancement de l'élément.

$K\lambda$  élancement eulérien.

$\Lambda$  élancement réduit.

$\lambda_{LT}$  élancement de déversement.

$\mu$  Coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

$X$  coefficient de réduction de flambement.

$L_{Tx}$  coefficient de réduction de déversement.

$\Gamma$  coefficient partiel de sécurité.

Indice (sd) sollicitation de calcul.

Indice (Rd) résistance de calcul.

# TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITE1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....</b>	<b>3</b>
1.1 INTRODUCTION :.....	3
1.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :.....	3
1.2.1 Données géométriques de l'ouvrage :.....	3
1.2.2 Données concernant les sites :.....	4
1.3 CONCEPTION DE L'OUVRAGE : .....	4
1.3 Structure et contreventement :.....	4
1.3.2 Le plancher :.....	4
1.3.3 Les escaliers : .....	5
1.3.4 Les façades :.....	6
1.3.5 L'acrotère : .....	6
1.3.6 La piscine.....	7
1.3.7 Les assemblages utilisés :.....	9
1.4 MATERIAUX UTILISES .....	9
1.4.1 L'acier : .....	9
1.4.2 Le Béton :.....	10
1.5 DEFINITION D'ETATS LIMITE DE CALCUL : .....	10
1.5.1 Les actions à prendre en compte dans le calcul :.....	10
1.5.2 Les situations de projet :.....	11
1.5.3 Les Combinaisons d'actions :.....	11
1.6 LIMITES DES FLECHES ET DES DEPLACEMENTS : .....	12
1.7 REGLEMENTS UTILISES : .....	13
<b>CHAPITRE 2 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....</b>	<b>14</b>
2.1 INTRODUCTION .....	14
2.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	14
2.2.1 Les charges permanentes (G) .....	14
2.2.2 Les planchers .....	14
2.3 CHARGES D'EXPLOITATION (Q) :.....	17
2.4 CHARGE CLIMATIQUE :.....	17
2.4.1 Le vent :.....	17
2.4.2 La température : .....	18
2.5 POIDS DU CONTENEUR ET LA PRESSION DE L'EAU :.....	19
2.6 COMBINAISON D' ACTIONS : .....	19
2.6.1 États limites ultimes.....	19
2.6.2 États limites de service.....	20
2.7 CHARGES SISMIQUES : .....	21
2.7.1 Méthodes de calcul utilisables : .....	21
2.7.2 Analyse modale spectrale : .....	22
2.7.3 Spectre de réponse du RPA : .....	22
<b>CHAPITRE : 3 CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES .....</b>	<b>25</b>
3.1 INTRODUCTION .....	25

3.1.1	Etude de plancher mixte.....	25
3.1.2	Pré dimensionnement des solives .....	26
b)	Classe de la section.....	28
3.1.3	La phase finale.....	29
3.1.4	Dimensionnement de la connexion :.....	34
3.1.5	Ferraillage de la dalle : .....	38
3.2	ETUDE DE L'ACROTÈRE :.....	40
3.2.1	Evaluation des charges et surcharges:.....	41
3.2.2	Hypothèse de calcul :.....	42
3.2.3	Calcul des sollicitations :.....	42
3.2.4	Ferraillage :.....	43
3.2.5	Schéma de ferraillage de l'acrotère :.....	46
3.3	L'ESCALIER TOURNANT :.....	47
<b>CHAPITRE 4 : MODELISATION</b>		
<b>ET ETUDE SISMIQUE.....</b>		<b>55</b>
4.1	INTRODUCTION .....	55
4.2	MODELISATION 3D DE LA STRUCTURE.....	55
4.3	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX .....	56
4.3.1	Pré dimensionnement des poteaux.....	59
4.4	RESULTATS DU CALCUL SISMIQUE : .....	61
4.4.1	Période de vibrations.....	61
4.4.2	La déformation de la structure.....	63
4.4.3	Résultats de force sismique.....	64
<b>CHAPITRE 5 : VERIFICATION DES ELEMENTS PRINCIPAUX.....</b>		<b>72</b>
5.1	INTRODUCTION .....	72
5.2	VERIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPAL.....	72
5.2.1	Vérification à la résistance.....	73
5.2.2	Vérification à la stabilité.....	74
5.3	VERIFICATION DE LA POUTRE SECONDAIRE .....	79
5.3.1	Vérification à la résistanc .....	80
5.4	VERIFICATION DES POTEAUX.....	82
5.5	VERIFICATION DES POTELETS : .....	83
<b>CHAPITRE 6 : ETUDES D'ASSEMBLAGES.....</b>		<b>85</b>
6.1	INTRODUCTION .....	85
6.2	ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE PRINCIPALE :.....	86
6.2.1	Calcul réalisé par le ROBOT :.....	86
General	.....	86
Géométrie.....	.....	86
BOULONS .....	.....	86
PLATINE.....	.....	87
JARRET INFERIEUR.....	.....	87
Efforts .....	.....	87
Résultats .....	.....	87
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION .....	.....	87
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION .....	.....	87
VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N.....	.....	88
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT .....	.....	88

RESISTANCE DES SOUDURES .....	88
6.2.2 Exemple de calcul manuel : .....	88
6.3 ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE SECONDAIRE : .....	93
Général .....	93
BOULONS .....	94
PLATINE.....	94
JARRET INFERIEUR.....	95
EFFORTS.....	95
RESULTATS .....	95
Résistance de l'assemblage à la compression .....	95
Résistance de l'assemblage à la flexion .....	95
Vérification de l'interaction M+N.....	95
Résistance de l'assemblage au cisaillement.....	95
Résistance des soudures.....	96
6.4 ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU : .....	96
Général .....	96
Géométrie.....	97
PLATINE DE PRESCELLEMENT .....	97
ANCRAGE .....	97
BECHE .....	97
COEFFICIENTS DE MATERIAU.....	97
SEMELLE ISOLEE .....	98
SOUDURES.....	98
Efforts .....	98
Résultats .....	98
Contrôle de la résistance de l'assemblage .....	98
CISAILLEMENT.....	99
Soudures entre le poteau et la plaque d'assise.....	99
<b>CHAPITRE 7 ETUDE DE : L'INFRASTRUCTURE .....</b>	<b>100</b>
7.1 INTRODUCTION : .....	100
7.2 TYPE DES FONDATIONS.....	101
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>105</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>106</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>107</b>

# TABLE DES FIGURES

<b>Figure 1-1</b> : Plancher collaborant.....	5
<b>Figure 1-2</b> : escalier tournant.....	6
<b>Figure 1-3</b> : un acrotère .....	6
<b>Figure 1-4</b> Piscine conteneur .....	7
<b>Figure 2-1</b> : les dimensions de la tôle.....	15
<b>Figure 2-2</b> Emplacement de la structure .....	18
<b>Figure 2-3</b> diagramme de spectre de réponse.....	24
<b>Figure 3-1</b> disposition des solives de l'étage courant.....	26
<b>Figure 3-2</b> : schéma statique de la solive à la phase de construction.....	27
<b>Figure 3-3</b> : schéma statique de la solive à la phase finale. ....	29
<b>Figure 3-4</b> : largueur effective de la dalle.....	30
<b>Figure 3-5</b> : La connexion de plancher mixte.....	34
<b>Figure 3-6</b> : Connecteur (goujon ).....	35
<b>Figure 3-7</b> : schéma statique et la section de calcul de l'acrotère.....	41
<b>Figure 3-8</b> : Les efforts agissants sur l'acrotère .....	43
<b>Figure 3-9</b> : Ferrailage de l'acrotère.....	47
<b>Figure 3-10</b> schéma de l'escalier tournant .....	48
<b>Figure 3-11</b> modèle de l'escalier.....	49
<b>Figure 3-12</b> Le maillage de l'escalier.....	50
Figure 3-13 Le déplacement de l'escalier .....	51
<b>Figure 3-14</b> Les contrainte à l'ELU.....	52
<b>Figure 3-15</b> les contraintes max .....	53
<b>Figure 4-1</b> vue en 3D de la structure.....	56
<b>Figure 4-2</b> Boite de dialogue définition.....	57
<b>Figure 4-3</b> Boite de dialogue sélection des pièces .....	58
<b>Figure 4-4</b> boite de dialogue sélection.....	59
<b>Figure 4-5</b> boite de dialogue calculs.....	59
Figure 4-6:pré dimensionnement du poteau avec robot.....	60
<b>Figure 4-7</b> résultats de mode propre de la structure avec remplissage.....	62
<b>Figure 4-8</b> résultats de mode propre de la structure à vide .....	63
<b>Figure 4-9</b> Structure avec remplissage .....	63
<b>Figure 4-10</b> Structure sans remplissage.....	63
<b>Figure 4-11</b> Structure avec remplissage .....	64
<b>Figure 4-12</b> Structure sans remplissage.....	64

<b>Figure 4-13</b> Structure avec remplissage	<b>Figure</b>
<b>4-14</b> Structure sans remplissage .....	64
<b>Figure 4-15</b> vérification des effets P - $\Delta$ (sens Y-Y) de la structure à vide. ....	71
<b>Figure 5-1</b> la Poutre principal la plus sollicité.....	73
<b>Figure 5-2</b> boîte de dialogue paramètre. ....	75
<b>Figure 5-3</b> la poutre secondaire la plus sollicitée. ....	80
<b>Figure 5-4:</b> poteau le plus sollicitée.....	82
<b>Figure 7-0-1</b> Ferrailage des semelles isolées.....	104

# TABLE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1-1</b> les valeurs minimales des résistances .....	9
<b>Tableau 1-2</b> : les valeurs limites recommandées des flèches verticales.....	13
<b>Tableau 2-1</b> : charge permanente de plancher terrasse accessible.....	15
<b>Tableau 2-2</b> : charge permanente de plancher terrasse inaccessible.....	15
<b>Tableau 2-3</b> : charge permanente de plancher terrasse inaccessible.....	16
<b>Tableau 2-4</b> : charge permanente de plancher étage courant .....	16
<b>Tableau 2-5</b> : charge permanente du mur extérieur .....	16
<b>Tableau 2-6</b> : charge permanente du mur intérieur .....	16
<b>Tableau 2-7</b> : Les charges d'exploitation.....	17
<b>Tableau 2-8</b> : la variation de température.....	19
<b>Tableau 2-9</b> les coefficients d'action.....	21
<b>Tableau 2-10</b> Facteur de qualité .....	23
<b>Tableau 4-1</b> récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement. .....	61
<b>Tableau 4-2</b> :Résultat de participation de masses de la structure avec remplissage .....	61
<b>Tableau 4-3</b> :Résultat de participation de masses de la structure à vide .....	61
<b>Tableau 4-4</b> récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement.	62
<b>Tableau 4-5</b> : vérification d'effort tranchant de la structure Avec et sans remplissage.....	67
<b>Tableau 4-6</b> : vérification des déplacements dans le sens X-X avec remplissage....	67
<b>Tableau 4-7</b> vérification des déplacements dans le sens Y-Y avec remplissage.....	68
<b>Tableau 4-8</b> vérification des déplacements dans le sens X-X de la structure à vide .....	68
<b>Tableau 4-9</b> vérification des déplacements dans le sens Y-Y structure à vide.....	68
<b>Tableau 4-10</b> vérification des effets P - $\Delta$ (sens X-X)de la structure avec remplissage. .....	70
<b>Tableau 4-11</b> vérification des effets P - $\Delta$ (sens Y-Y) de la structure avec remplissage.....	70
<b>Tableau 4-12</b> vérification des effets P - $\Delta$ (sens X-X)de la structure à vide.....	70
<b>Tableau 0-1</b> Ferrailage de la semelle isolé .....	103

# INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un domaine très vaste qui regroupe plusieurs méthodes de constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupant de la conception, la réalisation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines ont connu et développé ces techniques de construction civile progressivement au fil du temps et ce progrès est lié à la disponibilité des matériaux.

Après la pierre et le bois, l'industrie a évolué et l'acier a commencé à faire son apparition comme matériau de construction après le béton armé, et sa fonction principale était le renforcement des ossatures..

Ces deux matériaux si différents, sont complètement compatibles et complémentaires. Ils forment une combinaison idéale pour la résistance, le béton résiste à la compression et l'acier de construction à la traction. Comme le béton assure aussi une protection contre la corrosion et une isolation thermique de l'acier à température élevée, en plus il peut raidir les sections élancées en acier vis-à-vis du flambement et du divertissement.

C'est dans cette perspective que s'inscrit le présent mémoire effectué à l'étude d'un ouvrage mixte acier-béton armé, destiné à implanter dans une zone de sismicité moyenne, comprend 2 étages+RDC, à usage d'habitation.

Cette étude est subdivisée en plusieurs chapitres présentant chacun une partie spécifique ; dans le premier chapitre on a présenté notre projet, tandis que dans le deuxième on a évolué les différentes charges et surcharges agissantes sur la structure, et ce dernier nous a servi par la suite pour le dimensionnement des éléments secondaires dans le chapitre trois, par la suite on a entamé la modélisation de la structure en utilisant le logiciel robot pour étudier le comportement de notre structure et faire l'étude sismique

dans le chapitre quatre. Ce dernier est suivi par la vérification des éléments principaux qu'on a effectué dans le chapitre cinq.

Pour qu'enfin les deux derniers chapitres, le sixième et le septième sont consacrés à l'étude des assemblages ainsi qu'à l'étude de l'infrastructure respectivement. Le travail est clôturé par une conclusion générale.

# CHAPITE1

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### 1.1 Introduction :

Le génie civil a fasciné l'être humain par ses techniques de constructions, pour cela on procède par une présentation générale de l'ouvrage à étudier, qui est l'objectivité de ce présent chapitre.

### 1.2 Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à l'étude d'une structure mixte acier-béton armé à usage d'habitation. Il s'agit d'une structure qui repose sur une base de dimensions 12,8mx5,6m supportant 3 niveaux ( RDC+ 2 étages) de forme irrégulière dont le RDC est aménagé comme garage contenant une mezzanine de 2,6m de hauteur ainsi que pour le 1<sup>er</sup> étage. la structure possède une piscine de section 23.2m<sup>2</sup> reposante sur la terrasse accessible.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia classée en zone IIa (zone de sismicité moyenne) selon le Règlement Parasismique Algérien 99 modifié en 2003 (RPA 99 version 2003).

#### 1.2.1 Données géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale de la structure : 16.47 m.
- Largeur totale de la structure : 7.08 m.
- Hauteur de RDC : 5.2 m.
- Hauteur de mezzanine : 2.6 m.

- Hauteur de 1er étage : 5.2 m.
- Hauteur de 2em étage : 3.2 m.
- Hauteur totale de l'ouvrage depuis la base : 16.6 m.
- Toiture plate.

### **1.2.2 Données concernant les sites :**

Et suivant le Règlement du Neige et Vent Algérien 99 (RNVA99), la wilaya de Bejaia est classifiée en zone A selon la carte zone de neige de l'altitude H égale à 254 m.

La wilaya aussi classée en zone I depuis la carte zone de vent, selon le RNVA99.

Le sol sur lequel reposera la construction est de nature rocheux (catégorie S1), avec une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 2.5$  Bars

- Lieu de réalisation : Dar Nacer wilaya de Bejaia.
- Site : montagneux.
- Altitude géométrique : 254m.
- Nature de sol : sol rocheux (S1).

## **1.3 Conception de l'ouvrage :**

### **1.3.1 Structure et contreventement :**

Notre structure est constituée de poteaux et de poutres s'appuyant sur ces derniers afin de supporter l'enveloppe qui ferme le bâtiment.

D'après les conditions de RPA99/V2003 concernant le contreventement, On a un ossature contreventée par portiques autostables ordinaires qui reprend la totalité des charges verticale, les portiques ou cadres reprennent a eux seuls la totalité des charges horizontales , la hauteur de tout bâtiments utilisant ce système pour contreventement , doit être limités à 5 niveaux ou 17m . [ RPA99/V2003 ( page 31) ]

### **1.3.2 Le plancher :**

On a opté pour un plancher collaborant, c'est un type de plancher qui combine différents matériaux, tels que le béton et l'acier, pour offrir une variété d'avantages pratiques. Ce système de construction se développe rapidement,

car il offre non seulement des avantages en termes de design et d'esthétique, mais aussi en termes de durabilité et de sécurité.

Les avantages d'un plancher collaborant :

- Conception durable.
- Gains de temps et d'argent.
- Flexibilité et sécurité.
- Économie d'espace.



**Figure 1-1** : Plancher collaborant

**Les constituants du plancher :**

- Dalle en béton armé d'épaisseur : 12cm.
- Tôle nervurée de type : TN40.
- Poutres de section : IPE.
- Connecteurs de cisaillements de type : goujons.

### **1.3.3 Les escaliers :**

La cage d'escalier permet l'accès du RDC au niveau 3, elle est constituée d'un escalier tournant, ce type d'escalier permet d'optimiser l'espace par rapport à un escalier droit.



Figure 1-2 : escalier tournant

### 1.3.4 Les façades :

Les façades sont réalisées par des murs en pierre comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits, et d'autres façades par vitrages.

### 1.3.5 L'acrotère :

Ce sont des éléments de couronnement réalisés en béton armé dose  $350\text{Kg/m}^3$ , se trouvent en niveaux des terrasses sur toute la périphérie de bâtiment, ils sont exécutés comme une bordure et permettent de relever l'étanchéité pour éviter l'infiltration des eaux sous les couches étanches et protéger les façades de l'infiltration des eaux pluviales.

La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 70,00 cm et une épaisseur de 10,00 cm.

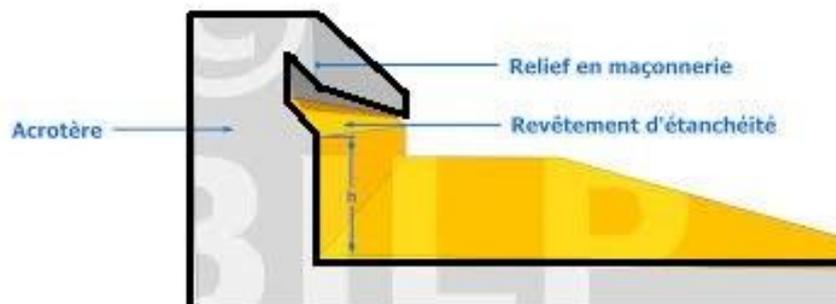


Figure 1-3: un acrotère

### 1.3.6 La piscine

La piscine est située dans la terrasse du dernier étage ,elle est réalisée en utilisant un conteneur de récupération.

#### 1.3.6.1 C'est quoi le principe de la piscine conteneur ?

La piscine conteneur est un bassin conçu à partir d'un conteneur de transport maritime. Si elle présente une alternative écologique et économique en permettant de recycler un ancien container, elle s'avère également très fonctionnelle, originale et décorative.

Le conteneur transformé en piscine comprend la coque du bassin et les éléments de fixation. On en distingue essentiellement deux catégories de tailles standards, soit 6,05 mètres de long pour 2,44 mètres de large et 2,59 mètres de profondeur, ou bien 12,19 mètres de long pour 2,44 mètres de large et 2,59 mètres de profondeur.

Cette solution de piscine économique est de plus en plus proposée. Elle présente de multiples avantages.



Figure 1-4 Piscine conteneur

#### 1.3.6.2 Les avantages du conteneur :

**Écologique** : la piscine container permet de recycler un ancien container, ce qui limite le gaspillage et la surconsommation d'autres matériaux. Par la suite, l'acier qui la compose peut être recyclé aisément en fin de vie du bassin.

**Solide** : la structure des containers est robuste et résistante puisque ces boites sont conçues pour résister aux conditions maritimes et à la corrosion.

**Économique** : la piscine container coûte bien moins cher à l'achat qu'une piscine classique de mêmes dimensions. Plus facile à mettre en place, elle coûte moins cher en termes d'installation. En outre, son impact fiscal est limité puisque si elle est placée hors sol, elle n'entraînera aucune répercussion sur les impôts.

**Rapide et facile à installer** : très rapide à installer puisque déjà conçue dans ses formes globales, la piscine container contient en outre un dispositif de filtration intégré. En moyenne, comptez une journée d'installation pour ce type de bassin.

**Facile à transporter** : le container est bien plus facile à transporter que d'autres formats de bassins. Cette facilité permet en outre d'emporter la piscine avec soi en cas de déménagement.

**Personnalisable** : le look container est très à la mode, mais s'il ne vous séduit pas, sachez que la piscine container est très facile à personnaliser. Si elle peut être placée hors-sol, semi-enterrée ou enterrée, elle peut également être équipée de multiples revêtements originaux et d'équipements de confort et de loisirs (chauffage, éclairage, jets massants, spa de nage, dispositif de nage à contre-courant, vitrages, etc.).

**Une sécurité à faible coût** : si votre piscine container est hors sol, vous n'aurez pas besoin d'investir dans l'achat d'une barrière ou d'un autre dispositif de sécurité obligatoire pour les bassins privés. Il suffit d'équiper le container d'une porte sécurisée empêchant l'entrée et l'accès aux escaliers, ce qui réduit vos frais.

### 1.3.6.3 Le choix du conteneur :

Pour la piscine de cet ouvrage on a choisi un conteneur maritime de 40 pieds

#### **Conteneur maritime « High cube » de 40 pieds :**

- Largeur intérieure du conteneur : 2.0337 m
- Hauteur intérieure du conteneur : 2.006 m
- Longueur intérieure du conteneur : 12.014 m
- Poids du conteneur : 3.9 tonnes

### 1.3.7 Les assemblages utilisés :

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

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

#### 1.3.7.1 Assemblage boulonné :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité « f<sub>yb</sub> » ainsi que celle de la résistance à la traction « f<sub>bu</sub> » des différentes classes de boulons.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f <sub>yb</sub> (MPa)	240	302	300	400	360	480	640	900
F <sub>ub</sub> (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau 1-1** les valeurs minimales des résistances

#### 1.3.7.2 Assemblage soudé :

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

## 1.4 Matériaux utilisés

### 1.4.1 L'acier :

L'acier de construction est un type d'acier qui est utilisé comme matériau de construction. Il est conçu pour avoir un bon rapport résistance/poids et pour être rentable afin d'être utilisé comme élément structurel dans les bâtiments, L'acier est réputé pour sa grande résistance à la traction car il possède des propriétés élastiques, ductiles et résistantes à la rupture. Cependant, choisir un acier de construction suppose de connaître différents autres paramètres comme sa nuance, sa qualité, et surtout tous ses facteurs d'influence mécanique.

Pour la réalisation de la structure ; nous avons utilisés l'acier S235 de très hautes performances à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique caractérisée par :

- Résistance limite d'élasticité :  $f_y=235 \text{ N/mm}^2$ .
- Module de Young:  $E=210\,000 \text{ N/mm}^2$ .
- Coefficient de poisson :  $\nu=0,3$ .
- Module de cisaillement :  $G=E/2(1+\nu) =81.103\text{N/mm}^2$ .
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha=12.106 \text{ par } C^\circ$ .
- Masse volumique :  $7850\text{Kg/m}^3$ .

### **1.4.2 Le Béton :**

C'est un matériau économique qui résiste bien à la compression. On utilise un béton dosé à  $350\text{Kg/m}^3$  de ciment CPJ32, 5 pour les éléments de planchers et fondations. Caractérisé par :

- La Masse volumique :  $\rho= 2500\text{Kg/m}^3$ .
- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} =25 \text{ N/mm}^2$ .
- La résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28} =0,06f_{c28}+ 0,6 = 2,1 \text{ N/mm}^2$ .
- Coefficient de retrait :  $\epsilon=4.10^{-6}$ .
- Pour les planchers, la classe du béton est : C25/30.

## **1.5 Définition d'états limite de calcul :**

Les états limites définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes et des en biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure. Il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charge permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables. Les paramètres à prendre compte sont notamment les actions, les propriétés des matériaux, et les données géométriques et leur imperfection.

### **1.5.1 Les actions à prendre en compte dans le calcul :**

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

#### **1.5.1.1 Les actions permanentes $G_i$ :**

- Poids propre des éléments de la construction.

- Poids propre des équipements fixes.

#### 1.5.1.2 Actions d'exploitations $Q_i$ :

- Charges d'exploitation.

- Charges appliquées en cours d'exécution.

#### 1.5.1.3 Actions climatiques :

- la variation de température : **T**

#### 1.5.1.4 Actions accidentelles :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée **E**.

- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

### 1.5.2 Les situations de projet :

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux situations de projets :

#### 1.5.2.1 Situation durable :

Les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitations, et climatiques.

#### 1.5.2.2 En situation accidentelle : (en cas de séisme) :

Les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitations, et les actions sismiques.

### 1.5.3 Les Combinaisons d'actions :

#### 1.5.3.1 Situation durable :

→ **Etat limite ultime :**

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée. Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable  $Q$  :  $1.35 G_{max} + G_{min} + 1.5 Q$ .

- Cas de plusieurs actions variables  $Q_i$  :  $1.35 G_{max} + G_{min} + 1.35 (\sum Q_i)$ .

Avec :

$G_{min}$  : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

$G_{max}$  : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

$Q$  : La surcharge d'exploitation.

→ **Etat limite de service :**

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commencé à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

-Cas d'une seule action variable  $Q$  :  $G + Q$ .

-Cas de plusieurs actions variables  $Q_i$  :  $G + 0.9 (\sum Q_i)$ .

**1.5.3.2 Situation accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :**

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

-  $G + Q \pm E$ .

-  $0.8 G \pm E$  : cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de  $G$  est favorable.

## **1.6 Limites des flèches et des déplacements :**

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le Tableau ci-après:(tableau 4.1 CCM97) :

Conditions	f (flèches dans l'état final)
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	$\frac{L}{250}$
Planchers en général	$\frac{L}{250}$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	$\frac{L}{250}$
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	$\frac{L}{400}$
Cas où $\delta_{vmax}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	$\frac{L}{250}$
Toitures en général	$\frac{L}{200}$

**Tableau 1-2** : les valeurs limites recommandées des flèches verticales.

## 1.7 Règlements utilisés :

Pour justifier la sécurité de structure, on se base sur les règlements suivants:

- **RNVA99** : Règlement du Neige et Vent Algérien 99.
- **DTR BC 2.2** : Document Technique Règlementaire (charges permanentes et d'exploitations).
- **Eurocode 3** : règles de calcul des structures métalliques.
- **Eurocode 4** : règles de calcul des structures mixtes acier-béton armé.
- **BAEL 91** : Béton Armé aux Etats Limites 91.
- **RPA99 version 2003** : Règlements Parasismiques Algérienne version 2003.
- **DTR BC 2-41** : règles de Conception et de Calcul des ouvrages en Béton Armé (CBA93).

# CHAPITRE 2

## EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### **2.1 Introduction**

Ce chapitre définit les différentes charges agissant sur les structures. Ces charges se résument aux effets des charges permanentes et d'exploitation, des influences thermiques et climatiques. Ceux-ci ont une grande influence sur la stabilité de la structure. Les charges et les surcharges sont extraites du Règlement Technique D.T.R-BC.2.2. (charge et surcharge).

### **2.2 Evaluation des charges et surcharges**

#### **2.2.1 Les charges permanentes (G)**

Ceux-ci sont constitués du poids des différents éléments porteurs, du poids de la surface et du poids des murs extérieurs (façade et toiture).

#### **2.2.2 Les planchers**

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 12cm d'épaisseur et repose sur une tôle sèche nervurée TN40

#### **➤ Caractéristiques géométriques de la tôle**

**TN40** : C'est un profilé en acier galvanisé pré-laqué fortement nervuré. Conçu pour usage multiple et être utilisé en couverture sèche et bardage pour tous types de bâtiments (industriels, agricoles, tertiaires, commerciaux ou d'habitation

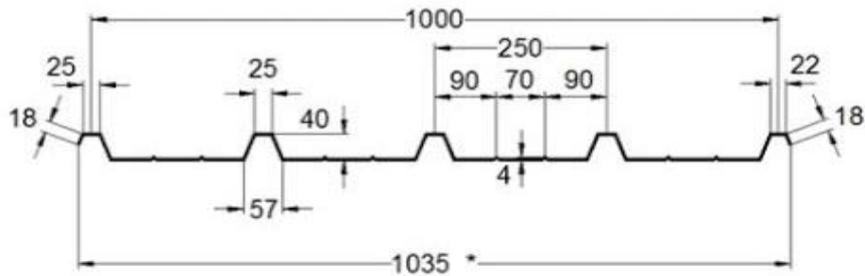


Figure 2-1 : les dimensions de la tôle

### 2.2.2.1 Plancher terrasse accessible

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle en béton	0.12	25	3
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Faux plafond	0.01	10	0.1
TN40	0.10	/	0.08
Carrelage	0.02	20	0.4
Isolation thermique	0.04	4	0.16
<b>G=4.14</b>			

Tableau 2-1 : charge permanente de plancher terrasse accessible.

### 2.2.2.2 Terrasse Inaccessible :

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Faux plafond	0.1	10	0.1
Tn 40	0.10	/	0.08
Dalle en béton	0.12	25	3
<b>G=4.26</b>			

Tableau 2-2: charge permanente de plancher terrasse inaccessible

### 2.2.2.3 Terrasse Inaccessible :

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Faux plafond	0.1	10	0.1
Tn 40	0.10	/	0.08
Dalle en béton	0.12	25	3
<b>G=4.26</b>			

**Tableau 2-3 :** charge permanente de plancher terrasse inaccessible.

### 2.2.2.4 Plancher étage courant :

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison de répartition	0.1	10	1
Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Dalle en béton	0.12	25	3
Faux plafond	0.01	10	0.1
TN 40	0.10	/	0.08
<b>G=4.98</b>			

**Tableau 2-4 :** charge permanente de plancher étage courant

### 2.2.2.5 Les cloisons : Mur extérieur

Charge	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Pierre de taille Parois pleine	0.30	8.10

**Tableau 2-5:** charge permanente du mur extérieur

### Mur Intérieur

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.1	/	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>G= 1.3 KN/m<sup>2</sup></b>			

**Tableau 2-6 :** charge permanente du mur intérieur

## 2.3 Charges d'exploitation (Q) :

Les surcharges dites d'exploitation ou d'usage sont mesurées en fonction du poids des personnes, du poids du mobilier, du poids de certaines cloisons et véhicules, et de leurs déplacements (cas des superstructures de stationnement, ponts, etc.). Pour cela, il existe des normes établissant la valeur de la charge en fonction de la destination des travaux, inscrites dans le Règlement Technique DTR.C2.2 (Charges et Surcharges).

Les valeurs de la surcharge d'exploitation correspondant ce projet sont illustré dans le tableau ci-après :

Destination	La valeur de Q (kn/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5

**Tableau 2-7** : Les charges d'exploitation.

## 2.4 Charge climatique :

### 2.4.1 Le vent :

Notre structure est entourée de maisons et d'une falaise par derrière ( voir la figure suivante ) , ce qui minimise l'influence du vent sur la structure, sans oublier que cette dernière est constitué de plancher lourd en béton armé et qu'elle est en zone de forte sismicité cela nous laisse juger que les efforts sismiques vont être beaucoup plus importants que les efforts due au vent, de ce fait l'étude au vent n'est pas nécessaire.

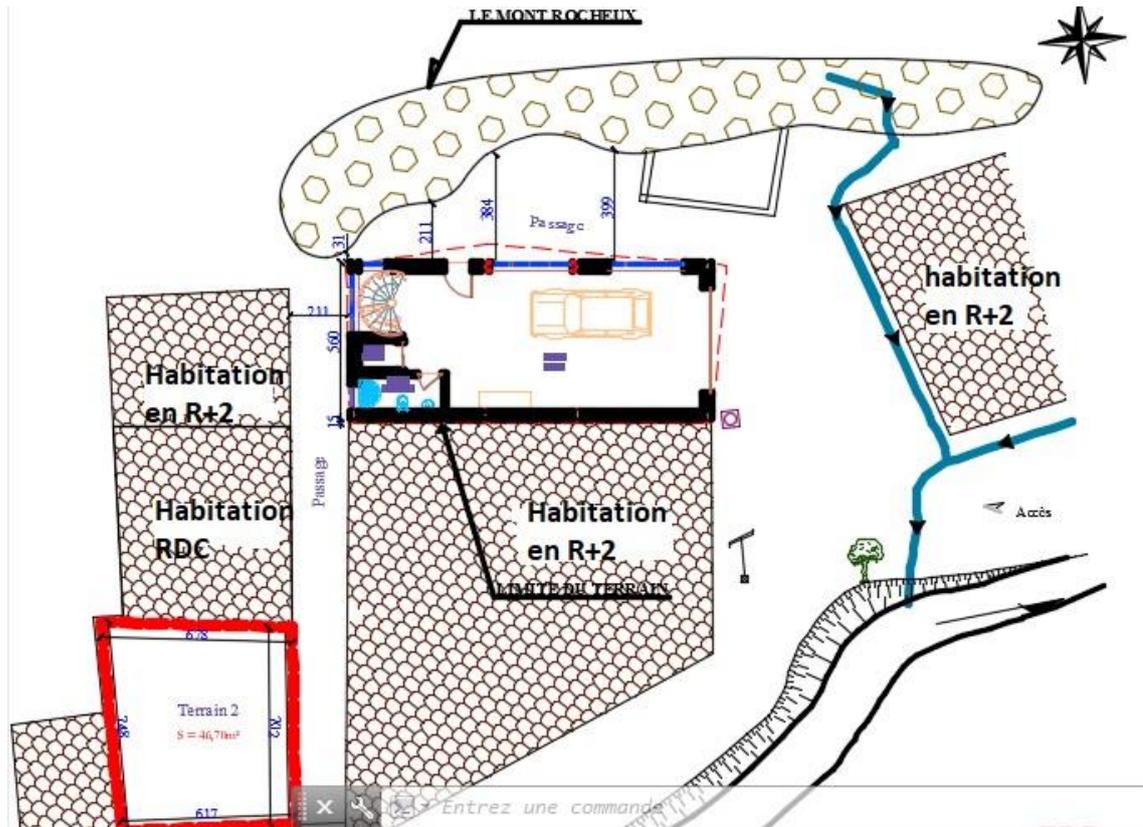


Figure 2-2 Emplacement de la structure

### 2.4.2 La température :

Comme tous les matériaux, l'acier se dilate avec l'augmentation de la température, et plus la température est élevée, plus la limite d'élasticité et la résistance à la traction sont faibles, et plus la plasticité est grande. Pour les bâtiments et les structures industrielles, il suffit généralement de considérer un changement de température uniforme  $\Delta T$  pour tenir compte des effets des changements de température. Cependant, sans entrer dans les détails, il convient de noter que dans les bâtiments de grande hauteur (tels que les ponts) qui sont totalement ou partiellement exposés au rayonnement solaire, les gradients de température doivent également être pris en compte. Un changement de température uniforme fait référence entre la température initiale moyenne au moment de la construction de la structure (dans la plage de  $+ 10 \text{ }^\circ\text{C}$  à  $+ 25 \text{ }^\circ\text{C}$ ) et les températures extrêmes qui représentent le changement de longueur des éléments structuraux. Ces déformations peuvent être calculées en utilisant le coefficient de dilatation thermique de l'acier,  $12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . Pour prouver la sécurité structurelle, la valeur typique de la variation de température uniforme  $\Delta T$  dépend de la zone climatique. Les valeurs proposées dans la norme DTR-BC.2.44 sont :

La zone	La variation de température
l'Algérie du nord	+35°C et -15°C
le proche et moyen sud	45°C et -20°C
L'extrême sud	50°C et -30°C

**Tableau 2-8** : la variation de température.

Notre structure est situé à Bejaia donc si on prend une température de montage  $t_0=20^\circ\text{C}$  donc  $\Delta T=t-t_0=35-20=+15^\circ\text{C}$  donc on prend une variation de température  $\Delta T=15^\circ\text{C}$

## 2.5 Poids du conteneur et la pression de l'eau :

On a modélisé le conteneur après avoir calculer l'épaisseur équivalente.

- Poids du conteneur : 3.9t
- Pression de l'eau :
  - Sur les parois :  $P=\rho gh = 1000 * 10 * 1.8 = 18\ 000\ \text{pa}$
  - Sur le fond du conteneur : le poid de l'eau =  $\rho h$
  - Pour le calcul sismique le poids de l'eau est appliquée sous forme de masse ajoutée avec  $m_a = \frac{h\rho}{g}$

## 2.6 Combinaison d'actions :

Pour les bâtiments, Les combinaisons à considérer peuvent s'écrire sous la forme simplifiées suivantes :

### 2.6.1 États limites ultimes

#### 2.6.1.1 Situations durables et transitoires

Les situations durables représentent la structure dans les conditions normales d'exploitation alors que les situations transitoires rendent compte de toutes les phases de construction ou de maintenance.

- a. Combinaison avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j^n \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

- b. Combinaison avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j^n \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0.9 \sum_{i \geq 1}^n \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

### 2.6.1.2 Situations accidentelles

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites. Selon le RPA, les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\sum_j^n G_{k,j} + Q_{k,1} + E$$

$$\sum_j^n 0.8 G_{k,j} \pm E$$

Pour Les poteaux dans les ossatures autostables, la combinaison  $\sum_j^n G_{k,j} + Q_{k,1} + E$  est remplacée par la combinaison suivante :

$$\sum_j^n G_{k,j} + Q_{k,1} + 1.2E$$

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

### 2.6.2 États limites de service

- a. Combinaison avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j^n G_{k,j} + Q_{k,1}$$

- b. Combinaison avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j^n G_{k,j} + 0.9 \sum_{i \geq 1}^n Q_{k,i}$$

Avec :

$G_{k,j}$  : valeur caractéristique de l'action permanente j,

$Q_{k,1}$  : valeur caractéristique de l'action variable de base,

$Q_{k,i}$  : valeur caractéristique de l'action variable d'accompagnement

$\gamma_{G,j}$  : coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente

$\gamma_{Q,i}$  : coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action variable  $Q_{k,i}$ ,

Les valeurs des coefficients partiels de sécurité à appliquer aux actions suivant EC3 :

Action concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs
Action permanente	$\gamma_{G,inf}$	si effet favorable	1
	$\gamma_{G,sup}$	si effet défavorable	1.35
Action variable (de base ou accompagnement)	$\gamma_{Q,inf}$	si effet favorable	0
	$\gamma_{Q,sup}$	si effet défavorable	1.5

**Tableau 2-9** les coefficients d'action

## 2.7 Charges sismiques :

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes. Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face aux charges sismiques (horizontales) on fait appel à un système de contreventement.

L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments appropriés toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'économie et l'aspect architectural.

### 2.7.1 Méthodes de calcul utilisables :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Notre étude s'est portée sur la méthode d'analyse modale spectrale.

### 2.7.2 Analyse modale spectrale :

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures, est basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

#### ➔ Principe de la méthode spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (RPA99) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

### 2.7.3 Spectre de réponse du RPA :

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\xi$ ), et de la pulsation ( $\omega$ ). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des accélérations maximales d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T \leq T_1 \leq T_2^2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

#### 2.7.3.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \hspace{10em} \rightarrow A = 0.15 \\ \text{Zone sismique : II}_a \end{array} \right.$$

- **Calcul du facteur de qualité :** La qualité du contrôle de la construction  
La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 RPA2003.

Le tableau suivant présente les pénalités observées ou non dans notre structure :

Critère 'q'	$P_{qx}$	$P_{qy}$
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
=	$Q_x = 1.2$	$Q_y = 1.15$

Tableau 2-10 Facteur de qualité

- **Coefficient de comportement global de la structure (R)** : est donnée par le tableau :

4.3 (RPA99/V2003) en fonction du système de contreventement :

#### Portiques autostables ordinaires $R = 4$

- **Le pourcentage d'amortissement :**

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (**Tab 4.2 RPA99 / 2003**).

**Acier léger**  $\rightarrow \xi = 4\%$

$$\rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1.08 \geq 0.7$$

- **Période  $T_1, T_2$  du site :**

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$\rightarrow$  D'après le tableau 4.7 (RPA99/2003) les périodes caractéristiques sont données par :

$$\text{Site rocheux } S_3 \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.3 \text{ s} \end{cases}$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel robot (spectre RPA99) après avoir injecté les paramètres du spectre suivant X et Y calculés précédemment :

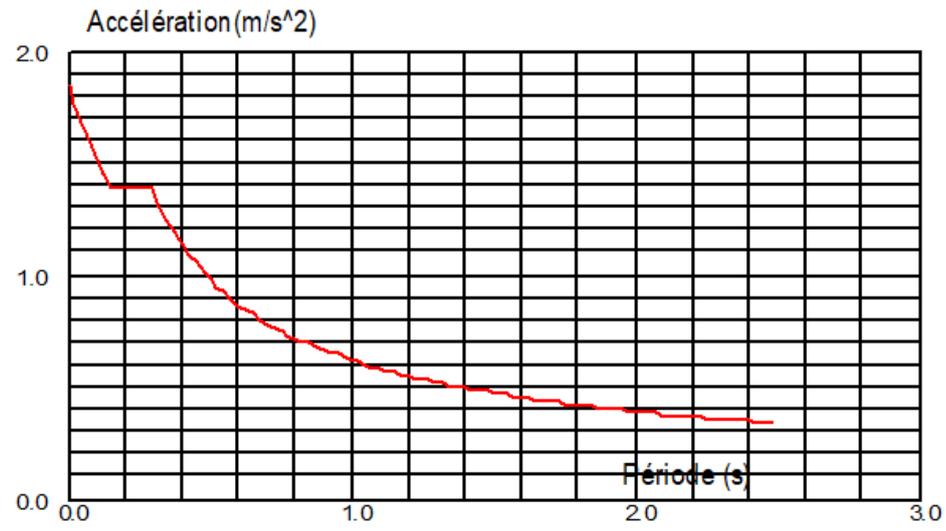


Figure 2-3 diagramme de spectre de réponse

# CHAPITRE 3 CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

## 3.1 Introduction

Dans ce chapitre on va procéder au calcul des éléments secondaires ( solives , escalier , acrotère , dalle , goudjons de connexion )

### 3.1.1 Etude de plancher mixte

Le calcul de plancher mixte se fait en deux stades :

- Stade de construction.
- Stade définitif.

#### 3.1.1.1 Stade de construction

Il comprend toutes les phases ayant lieu avant que le béton de la dalle ne soit durci. Il est caractérisé par le fait que la résistance est assurée par la poutrelle métallique seule.

les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge de construction (ouvrière + matérielle).

#### 3.1.1.2 Stade définitif

Dès que le béton durci atteint une résistance suffisante à la compression, toute la fonction porteuse est assurée par la section mixte acier-béton. -les charges suivantes doivent être considérées lors du dimensionnement de la dalle mixte :

- Poids propre de profilé.
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation finale.

### 3.1.2 Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE constituant l'ossature horizontale des planchers de bâtiment qui travaillent à la flexion simple. Leur fonction principale est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la dalle. Ils peuvent également être chargés de transmettre les forces horizontales dues au vent ou au séisme au système de stabilisation.

#### 3.1.2.1 Plancher étage courant

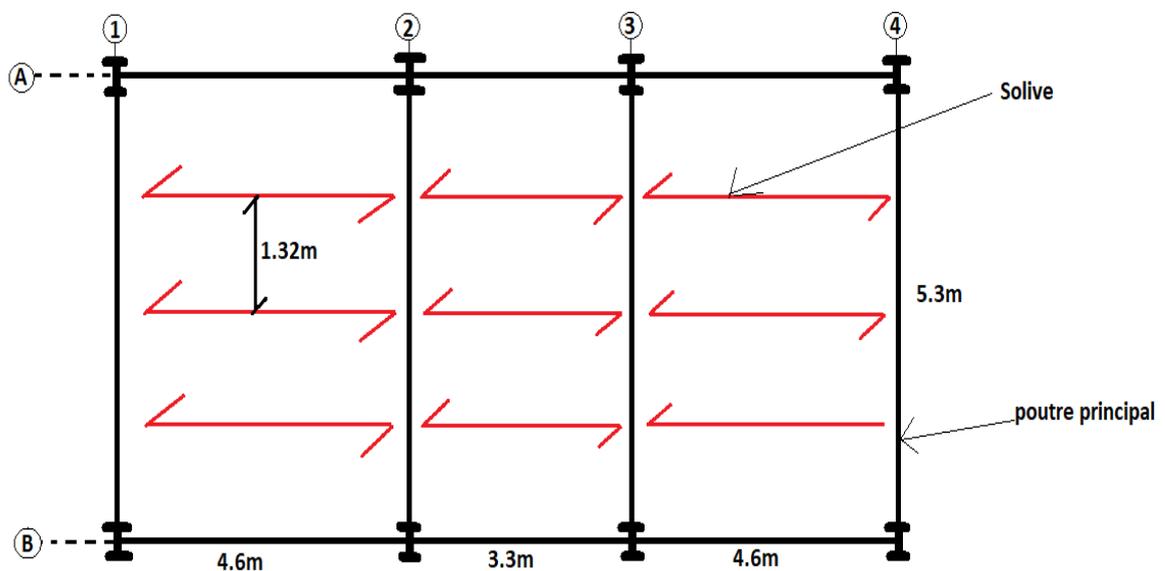


Figure 3-1 disposition des solives de l'étage courant.

- **La phase de construction**

1. Les charges :

- Poids propre de béton frais :  $G_b = 0.12 \cdot 25 = 3 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids propre de la tôle :  $G_t = 0.08 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge des ouvrières :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

Entre axe les solives :  $e = 1.32 \text{ m}$ .

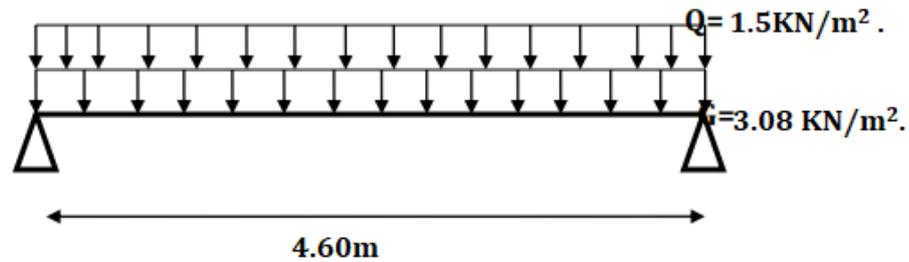


Figure 3-2: schéma statique de la solive à la phase de construction

➤ **Combinaison de charges ELU :**

$$q'_u = [1.35(G_b + G_t) + 1.5Q] \times e = [1.35(3 + 0.08) + 1.5 \times 1.5] \times 1.32$$

$$q'_u = 8.45 \text{ KN/m}$$

**ELS:**

$$q'_s = (G_b + G_t + Q) \times e = (3 + 0.08 + 1.5) \times 1.32$$

$$q'_s = 6.04 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 * q_s * L^4}{384 * E * I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5 * 6.04 * 4.6^3 * 250}{384 * 2.1} = 911.31 \text{ cm}^4$$

Donc on opte un **IPE180**,  $I_y = 1317 \text{ cm}^4$ .

➤ **Vérification en prenant en compte le poids de profile**

$$G_p = 0.08 \text{ KN/ml.}$$

**a) Combinaison de charge :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_p + q'_u$$

$$q_u = 1.35 \times 0.08 + 8.45 = 8.55 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G_p + q'_s$$

$$q_s = 0.08 + 6.04 = 6.12 \text{ KN/m}$$

## b) Classe de la section

### 3.1.2.2 Vérification de la semelle ( comprimé ) :

$$\frac{bf}{tf * 2} \leq 10. \varepsilon \Rightarrow \frac{91}{2 * 8} \leq 10 * 1 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle classe 1.}$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

- Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{tw} \leq 72 * \varepsilon \Rightarrow \frac{146}{5.3} \leq 72 * 1 \Rightarrow 27.547 \leq 72$$

→ Ame de classe 1.

Donc la section est de classe 1.

- **Vérification à la résistance**

IPE180 est de **classe 1**, on fait un calcul plastique.

On doit vérifier que :

$$\mathbf{Msd} \leq \mathbf{Mrd,pl} = \frac{\mathbf{wpl} \times \mathbf{fy}}{\mathbf{\gamma m0}}$$

$\mathbf{Msd}$  : Moments fléchissant sollicitant.

$$\mathbf{Mmax} = \mathbf{Msd} = \frac{\mathbf{q ul^2}}{8} = \frac{8.55 * 4.6^2}{8} = \mathbf{22.61 KN.}$$

$\mathbf{Mrd,pl}$  : Moment de résistance plastique.

$$\mathbf{Mrd,pl} = \frac{166.4 * 235 * 10^{-2}}{1.1} = \mathbf{355.49Kn.m}$$

Donc:

$\mathbf{Msd} < \mathbf{Mrd,pl}$  La condition est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant** La condition s'exprime ainsi :

$$\mathbf{Vsd} \leq \mathbf{Vpl} = \frac{\mathbf{fy} \times \mathbf{Av}}{\sqrt{3} \times \mathbf{\gamma m0}}$$

$\mathbf{Av}$  : aire de cisaillement.

$$\mathbf{Av} = \mathbf{A} - 2 \times \mathbf{b} \times \mathbf{tf} + (\mathbf{tw} + 2\mathbf{r}) = \mathbf{11.25 cm^2}$$

$$V_{sd} = \frac{qu * l}{2} = \frac{8.55 * 4.6}{2} = 19.66 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = \frac{235 * 11.25 * 10^{-1}}{\sqrt{3} * 1} = 152.63 \text{ KN} > 20.71 \text{ KN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte L'IPE 180 comme solive au plancher étage courant.

### 3.1.3 La phase finale

#### Les charges :

- Poids propre de profilé :  $G_p = 0.188 \text{ KN/m}$ .
- La charge de la dalle :  $G = 4.98 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

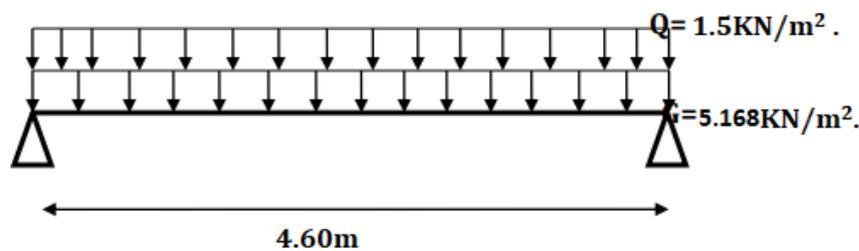


Figure 3-3 : schéma statique de la solive à la phase finale.

- Combinaison de charge ELU:

$$qu = 1.35G_p + [1.35G + 1.5Q] * e = 12.09 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } qs = G_p + (G + Q) * e = 8.70 \text{ KN/m}$$

#### Largeur effective de la dalle :

$$B_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 * l_0}{8} \\ b \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left[ \begin{array}{l} l_0 : \text{Longueur libre d'une poutre simplement appuyée.} \\ b : \text{entraxe entre les poutres.} \\ b_{eff} = \min (1.15, 1.32) \text{ m} = 1.15 \end{array} \right.$$

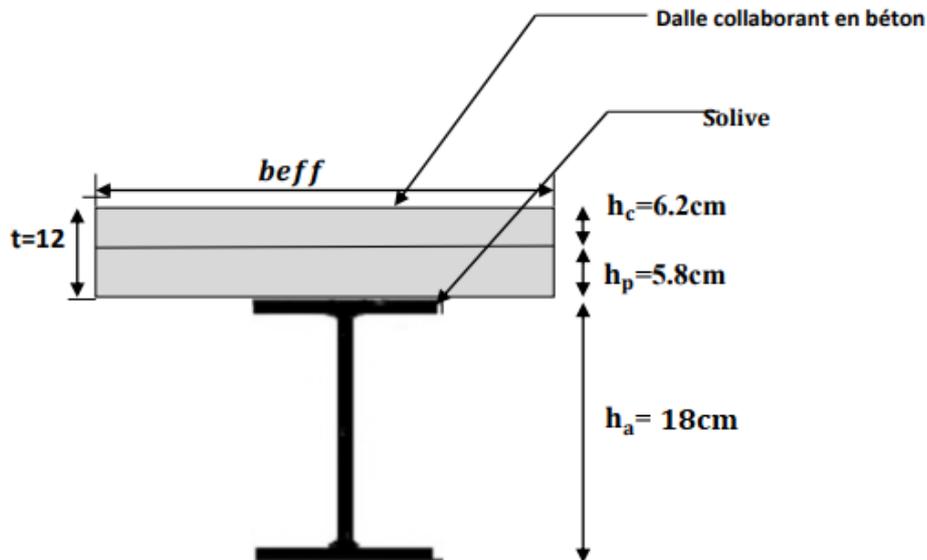


Figure 3-4 : largeur effective de la dalle.

La section mixte est :

$$S = A + \frac{b * t}{n}$$

- A : l'aire de la section de profile.
- n : coefficient équivalente Acier-Béton.
- $E'_c$  : Le module équivalent du béton.

$$n = \frac{Ea}{Ec} = \frac{210000}{\frac{30.5 * 10^3}{2}} = 13.77$$

$$\longrightarrow S = 23.9 + \frac{115 * 12}{13.77} = 124.117 \text{ cm}^2$$

$$F_c = h_c * beff * 0.85 * \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 62 * 1150 * 0.85 * \frac{25 * 10^{-3}}{1.5} = 1010.08 \text{ KN}$$

$$F_a = A_a * \frac{F_y}{\gamma_a} = \frac{23.9 * 23.5}{1.1} = 510.59 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$  donc l'axe neutre plastique est dans la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{beff * 0.85 * \frac{F_{ck}}{\gamma_c}} = 31.34 \text{ mm}$$

$$M_{rd, pl} = F_a * \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \left( \frac{Z}{2} \right) \right) = 99.222 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{12.09 * 4.6^2}{8} = 31.97 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{rd, pl} \longrightarrow$  La condition est vérifiée

- **Position de centre de gravité de la section mixte homogène**

$$\sum M_{statique/G} = 0$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2 \times s}$$

$$d = \frac{115 * 12}{13.77} * \frac{12 + 18}{2 * 124.117} = \mathbf{12.11cm}$$

$d$  : la distance entre le CDG de la solive et la position de l'axe neutre.

$V_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

$V_s$  : Position de la fibre la plus comprimée de béton par rapport à l'axe neutre.

$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{18}{2} + 12.11 = \mathbf{21.11 cm}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{18}{2} + 12 - 12.11 = \mathbf{8.89cm}$$

- **Le moment d'inertie de la section mixte  $I_m$**

Le moment d'inertie d'une section mixte est donné par la formule suivante

$$I_m = I_a + A * d^2 + \frac{b * t^3}{12 * n} + \frac{b * t}{n} * \left( \frac{h + t}{2} - d \right)^2 = 5094.92cm^4$$

- **Contraintes de flexion :**

➤ **Contraintes dans la poutre d'acier**

**Traction :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} * V_i = \frac{31.97 * 10^{-3}}{5094.92 * 10^{-8}} * 21.11 * 10^{-2} = \mathbf{-132.46 MPa}$$

**Compression**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} * (V_i - h) = \frac{31.97 * 10^{-3}}{5094.92 * 10^{-8}} * (21.11 - 18) * 10^{-2} = \mathbf{19.51MP}$$

➤ **Contrainte dans le béton**

**Compression (fibre supérieure) :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I * n} * V_s = \frac{31.97 * 10^{-3}}{5094.92 * 10^{-8} * 13.77} * 8.89 * 10^{-2} = \mathbf{4.05MPa}$$

**Compression (fibre inférieure):**

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{I \cdot n} * (V_i - h) = \frac{31.97 \cdot 10^{-3}}{5094.92 \cdot 10^{-8} \cdot 13.77} * (21.11 - 20) * 10^{-2} = \mathbf{0.50 MPa}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2r)t_f = \mathbf{11.20 \text{ cm}^2}$$

$$V_{pl} = \frac{235 * 10^3 * 14.01 * 10^{-4}}{\sqrt{3} * 1.1} = \mathbf{235.83 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{qu * L}{2} = \frac{12.09 * 4.6}{2} = \mathbf{27.80 \text{ KN}}$$

$V_{sd} < V_{pl}$   $\longrightarrow$  La condition est vérifiée.

- **Vérification de la flèche**

$$f_{cal} = \frac{5 * q_s * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 8.7 * 10^{-2} * 4.6^4}{384 * 2.1 * 10^4 * 5094.92} = \mathbf{0.47 \text{ Cm}} < f_{adm} = \frac{460}{250} = \mathbf{1.84 \text{ Cm}}$$

$f_{cal} < f_{adm}$   $\longrightarrow$  La flèche est satisfaite.

- **Contrainte additionnelle de retrait :**

- **Contraintes dues au retrait**

On a :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b \times t \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_a \times A) + (b \times t \times I_a) + (b \times t \times A \times \beta^2)}$$

$\beta$  : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{18 + 12}{2} = \mathbf{15 \text{ Cm}}$$

$\alpha$  : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène.

$$\alpha = \frac{I_a}{A * \beta} = \frac{1317}{23.9 * 15} = \mathbf{3.67 \text{ Cm}}$$

$\varepsilon$  : coefficient du retrait de béton

$$\varepsilon = 2 * 10^{-4}$$

D'où :

$$K = \frac{132 * 12 * 2.1 * 10^{-4} * 2 * 10^{-4} * 15 * 23.5}{(13.77 * 1317 * 23.9) + (132 * 12 * 1317) + (132 * 12 * 23.9 * 15^2)} = 2.12 \text{ N. Cm}^{-3}$$

$Y_1$  : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 12.67 \text{ cm}$$

$Y_2$  : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + t = 12.67 + 12 = 24.67 \text{ cm}$$

$$E_a \times \varepsilon = 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

**D'où les valeurs de contraintes sont**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{as} = K * Y_1 = 2.12 * 12.67 = 26.86 \text{ Pa} \\ \sigma_a = K * (h - Y_1) = 2.12 * (18 - 12.67) = -11.29 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{1}{n} (E_a * \varepsilon - K * Y_1) = \frac{1}{13.77} (42 - 2.12 * 12.67) = -1.09 \text{ MPa} \\ \sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a * \varepsilon - K * Y_2) = \frac{1}{13.77} (42 - 2.12 * 24.67) = -1.055 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**•Vérification des contraintes finales**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{as} = 26.86 + 82.70 = 46.37 \text{ MPa} \\ \sigma_{ai} = -11.29 - 132.46 = -143.75 \text{ MPa} \\ \sigma_{bi} = 1.09 + 0.5 = 1.59 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bs} = 1.05 + 4.05 = 5.09 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Max} (\sigma_{as} ; \sigma_{ai}) = -143.75 \text{ MPa} < F_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \text{Max} (\sigma_{bs} ; \sigma_{bi}) = 5.09 \text{ Mpa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

On opte pour un IPE 180 Pour tous les planchers

**Remarque :** dans la construction métallique c'est plus favorable d'utiliser un seul IPE pour avoir de l'homogénéité dans tous les étages, cela est plus pratique et économique.

### 3.1.4 Dimensionnement de la connexion :

De façon générale, une construction mixte est obtenue en associant deux matériaux de nature et de propriétés différentes pour tirer la meilleure partie possible de cette combinaison. Il existe de nombreux types de constructions mixtes. Dans notre cas on est en présence d'une dalle béton et d'une solive en acier. L'intérêt est de faire participer la dalle afin de diminuer le coût global du plancher puisque le béton a de bonnes performances en compression et l'acier en traction et au cisaillement.

Dans la construction mixte, l'adhérence entre l'acier et le béton n'existe pas naturellement. Pour pouvoir tirer les bénéfices de l'association des deux matériaux, il est indispensable que ceux-ci travaillent solidairement. Cette solidarisation est obtenue au moyen d'organes de liaison, appelés connecteurs soudés ou cloués sur la poutre métallique et dont le rôle est d'empêcher ou du moins limiter à des valeurs très faibles, les glissements relatifs dans le plan de jonction ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle). Selon le comportement et la résistance de la connexion, l'interaction peut être différente.

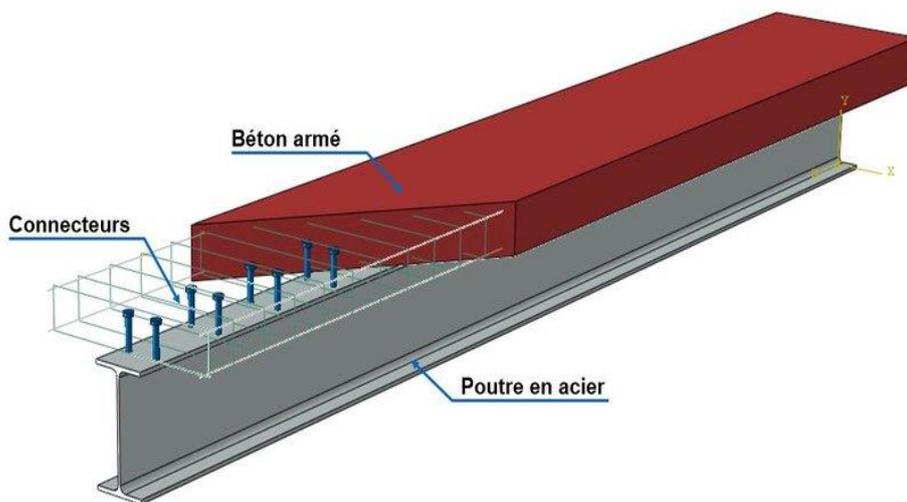


Figure 3-5 : La connexion de plancher mixte.

#### 3.1.4.1 Calcul des goujons connecteurs :

Les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fût d'au moins 16 mm sans dépasser 22 mm,

peuvent être considérés comme ductiles dans les limites, du degré de connexion défini par le rapport  $N/N_f$ .

$$5 \leq L \leq 25 \implies \frac{N}{N_f} \geq 25 + 0.03 L \text{ (L'EC04 l'art 6.2).}$$

Avec :

$L$  : la porte en mètre.

$N$  : nombre de connecteurs présents à l'intérieur de la même Longueur de poutre.

$N_f$  : nombre de connecteur.

• **Les caractéristiques des connecteurs choisis sont les suivants :**

- Diamètre du fut goujon  $d = 19\text{mm}$
- Hauteur du goujon  $h = 80\text{mm}$  traction spécifiée du matériau du goujon
- La résistance ultime en  $f_u = 360\text{MPa}$
- La limite d'élasticité  $f_y = 235\text{MPa}$

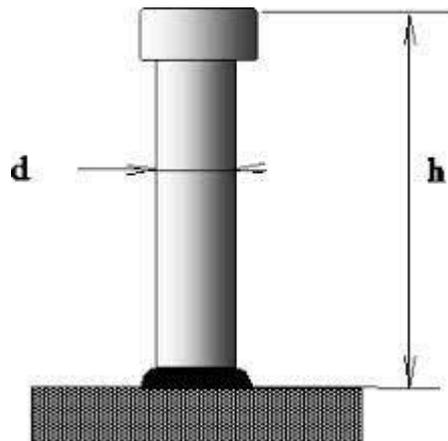


Figure 3-6: Connecteur (goujon )

• **Résistance au cisaillement :**

La résistance ultime au cisaillement des goujons soudés dépend du mode de rupture de la connexion, soit l'écrasement du béton autour du goujon, soit la rupture de la tige du goujon.

En supposant une connexion complète, le calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur est donnée par :

$$p_{rd} = \min (p_{rd1}; p_{rd2})$$

Avec :

$$p_{rd1} = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v}$$

**pr<sub>d1</sub>** : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

$\gamma_v$  : Coefficient partiel de sécurité  $\gamma_v=1.25$  à ELU.

$$p_{rd2} = 0.29 \times \alpha \times d_2 \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

**pr<sub>d2</sub>** : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$\alpha$  : Facteur de correction en fonction de (h/d).

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.21 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

**D'où :**

$$p_{rd1} = 0.8 \times 360 \times \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1.25} = 65.33 \text{ KN}$$

$$p_{rd2} = 0.29 \times 1 \times 19^2 \frac{\sqrt{25 \cdot 30500}}{1.25} = 73.13 \text{ KN}$$

**Donc :**

$$p_{rd} = \min(65.33; 73.13) = 65.33 \text{ KN}$$

→ La transmission des efforts rasants entre les connecteurs et la dalle en béton a lieu par cisaillement longitudinal de la dalle. La surface à considérer pour assurer cette transmission est toute surface potentielle de rupture par cisaillement.

**L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :**

$$v_1 = F_{cf} = \min \left( \frac{A_a f_y}{\gamma_a}, \frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} \right) \text{ (L'EC4 l'Art 6.5).}$$

En désignant par :

**A<sub>a</sub>** : l'aire de l'élément structural en acier.

**A<sub>c</sub>** : l'aire de la section efficace de béton.

$$\rightarrow v_1 = F_{cf} = \min \left( \frac{23.9 \times 23.5}{1.1}, \frac{0.85 \times 1380 \times 25}{1.5} \right) = \min(510.59, 1955) \text{ KN}$$

**Donc :  $v_1 = 510.59 \text{ KN}$**

→ Dans une poutre simple, l'effort rasant est transmis sur un tronçon de longueur.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{4.6}{2} = 2.3 \text{ m}$$

→ Le nombre de goujons nécessaire pour obtenir une connexion de la longueur critique d'interface :

$$N_f^{le} = \frac{v_l}{p_{rd}} = \frac{510.59}{65.33} = 7.82$$

Soit  $N=8$  goujons par une longueur critique de 2.3m et d'un espacement de :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{230}{8} = 28.75 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{N}{N_f} = \frac{8}{7.82} = 1.02 > 0.25 + 0.03 \times 4.6 = 0.035$$

➔ La Condition est vérifiée.

- **Vérification des soudures :**

On doit vérifier que les cordons de soudure sont capables de reprendre l'effort de cisaillement, c'est-à-dire :

$$F_{sd} \leq F_{wrd}$$

Et :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}$$

$F_{wrd}$ : Résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation approprié.

$\gamma_{Mw}$  : Coefficient partiel de sécurité.

$f_u$  : Valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées.

$a$  : La gorge.

$l$ : Longueur du cordon de soudure circulaire.

$$\text{Fe360} \left\{ \begin{array}{l} \beta_w : 0.8 \\ \gamma_{Mw} : 1.25 \\ f_u : 360 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$$a < \min(d; t_f) = \min(19; 8) = 8 \text{ mm}$$

$$l = \pi \times d = \pi \times 19 = 59.66 \text{ mm}$$

**Donc :**

$$F_{wrd} = 8 \times 59.66 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 99.2 \text{ KN}$$

**L'effort sollicitant :**

$$F_{sd} = \frac{v_l}{N_f} = \frac{510.59}{8} = 63.82 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 63.82 \text{ KN} < F_{wrd} = 99.2 \text{ KN}$$

→ La condition est vérifiée.

### 3.1.5 Ferrailage de la dalle :

Une dalle mixte est un élément de construction constitué d'une tôle d'acier profilée à froid, recouverte de béton comportant un treillis d'armatures, une telle dalle repose sur la structure porteuse du bâtiment composée de poutrelles métalliques.

Dans ce cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures sont perpendiculaire aux solives.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Largueur} & L_x = 1.32 \text{ m} \\ \text{Longueur} & L_y = 5.3 \text{ m} \\ \text{Epaisseur} & e = 12 \text{ m} \end{array} \right.$$

#### 3.1.5.1 Le rapport de dimension :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.32}{4.6} = 0.28 < 0.4$$

On néglige la flexion longitudinale.

Donc la flexion est suivant la petite dimension  $L_x$ .

Le calcul se fait pour une bande de longueur de 1.32 m et de porte  $L_x = 1 \text{ m}$ .

#### 3.1.5.2 Charges et surcharges :

➤ La charge permanente :

- Poids propre de béton..... $G_b = 25 \times 0.12 = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du mur (cloison+plâtre)..... $G_m = 1 + 0.1 = 1.1 \text{ KN/m}^2$

- Carrelage + mortier de pose..... $G_c=0.4+0.4=0.8 \text{ KN/m}^2$
- $G=4.9 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation :  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$
- Combinaisons des charges :

**ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.9 + 1.5 \times 1.5 = 8.86 \text{ KN/m}^2$$

**ELS:**

$$q_s = G + Q = 4.9 + 1.5 = 6.4 \text{ KN/m}^2$$

On prendra le moment :

- En appui :  $M_a = 0.5M_0$
- En travée :  $M_t = 0.75M_0$

$M_t =$  Avec  $M_0$  est le moment isostatique tel que :

$$M_0 = \frac{q \times L_x^2}{8}$$

Le calcul de section des armatures se fait à E L U :

$$M_0 = \frac{8.86 * 1^2}{8} = 1.10 \text{ KN.m}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times 1.10 = 0.55 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 \times 1.10 = 0.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors on a 2 sections à calculer l'une au niveau de travée et l'autre au niveau de l'appui.

### 3.1.4.3 Détermination de la section d'armatures :

- 1<sup>er</sup> Section (Travée) :

$$M_t = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} b=1 \text{ m} \\ d=0.1 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.005 < 0.186 \quad \text{Pivot A}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 6.26 * 10^{-3} \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 9.97 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A = \frac{M_u}{Z * f_{st}} = \frac{0.82 * 10^{-3}}{9.97 * 10^{-2} * 384} = 0.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **2<sup>ème</sup> section (appui):**

$$M_a = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.003 < 0.186 \quad \text{Pivot A}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 3.75 * 10^{-3} \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 9.98 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A = \frac{M_u}{Z * f_{st}} = \frac{0.55 * 10^{-3}}{9.98 * 10^{-2} * 384} = 0.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.1 \times 2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Dans les deux cas la section d'armature trouvée est faible et la condition de non fragilité est déterminante.**

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = 0.30 \text{ cm}^2$$

Donc pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treille soudé  $\emptyset 6$  dont les dimensions des mailles sont égales à **20cm** dans les deux sens.

### 3.2 Etude de l'acrotère :

L'acrotère de toiture est un muret que l'on retrouve obligatoirement sur les toitures terrasse. Cet élément d'étanchéité de toiture sert à la continuité des isolants et du système d'étanchéité d'un toit plat. Son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.

Du point de vue de calcul, L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse soumise à l'action de son poids propre et à une surcharge de la main courante égale à **1 KN/ml**.

Le calcul de se fera au niveau de la section dangereux, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée pour une bande de **1m** linéaire.

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de (1m) de largeur et comme la force Q peut s'agir suivant les deux sens ; on va adopter un ferrailage symétrique. On admet que l'enrobage des armatures soit ( $e = 2\text{cm}$ ) à partir de l'axe d'armatures.

$$b = 100\text{cm}, \quad h = 10\text{cm}, \quad d = 8\text{cm}.$$

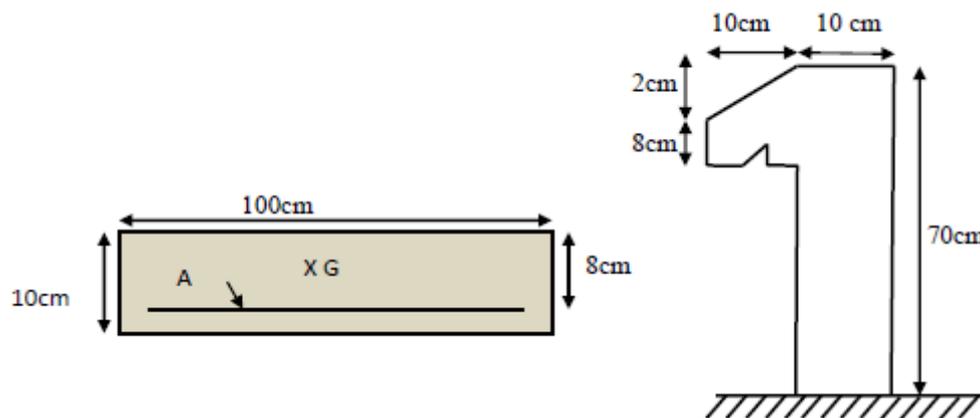


Figure 3-7: schéma statique et la section de calcul de l'acrotère.

### 3.2.1 Evaluation des charges et surcharges:

→ **Poids propre de l'acrotère :**

– La surface :  $(0.08*0.1)+(0.02*0.1/2)+(0.7*0.1)=0.079\text{m}^2$ .

– Le poids propre de l'acrotère :

$$G_0 = \gamma_b * S = G_0 = 25 * 0.079 = 1.915 \text{ KN/m}$$

– Enduit de ciment  $e=15\text{mm}$

$$G_1 = (18 * 0.015 * 0.7) * 2 \implies G_1 = 0.378 \text{ KN/m}$$

Le poids total estimé est :

$$G = G_1 + G_2 = 2.353 \text{ KN/m}$$

- **Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le RPA99 (article 6.2.3), l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme.

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone → RPA99 (Tableau 4.1)

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 → RPA99 (Tab 6.1)

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage **2** et **Zone II<sub>a</sub>** (BEJAIA).

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 1,87 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 1,87 = \mathbf{0,9 \text{ KN}}$$

### 3.2.2 Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

$$\begin{cases} G = 2,353 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \text{ KN/m} \\ F_p = 0,9 \text{ KN/m} \end{cases}$$

### 3.2.3 Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de pression :

$$X_c = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = \frac{(70 \cdot 10 \cdot \frac{10}{2}) + (10 \cdot 8 \cdot (10 + \frac{10}{2})) + (\frac{10 \cdot 2}{2} \cdot (\frac{10}{3} + 10))}{70 \cdot 10 + 10 \cdot 8 + 10} = \mathbf{6.12 \text{ cm}}$$

$$y_c = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = \frac{(70 \cdot 10 \cdot \frac{70}{2}) + (10 \cdot 8 \cdot (60 + \frac{8}{2})) + (\frac{10 \cdot 2}{2} \cdot (\frac{2}{3} + 68))}{700 + 80 + 10} = \mathbf{38.36 \text{ cm}}$$

**Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 2.353 \text{ KN/m} \quad \longrightarrow \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m} \quad \longrightarrow \quad M_Q = 1 * 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 0.9 \text{ KN/m} \quad \longrightarrow \quad M_{Fp} = 0.9 * 38.36 * 10^{-2} = 0.34 \text{ KN.m}$$

**Les combinaisons :****ELU :**

Effort normal de compression :  $N = 1.35G + 1.5Q = 3.17 \text{ KN}$

Moment fléchissant :  $M = 1.5M_Q = 1.05 \text{ KN.m}$

**ELS :**

Effort normal de compression :  $N = G + Q = 2.353 \text{ KN}$

Moment fléchissant :  $M = M_Q = 0.7 \text{ KN.m}$

**RPA :**

Effort normal de compression :  $N = G + Q + E = 2.353 \text{ KN}$

Moment fléchissant :  $M = M_Q + M_{Fp} = 1.04 \text{ KN}$ .

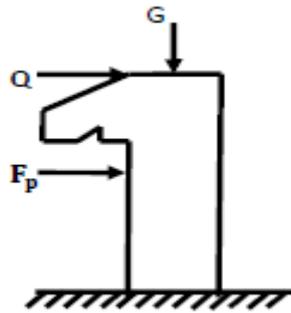


Figure 3-8 : Les efforts agissants sur l'acrotère

**3.2.4 Ferrailage :****3.2.4.1 Armatures longitudinales :**

→ ELU :

- Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.12m \\ e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{3.17} = 0.33m \end{array} \right\} \longrightarrow e > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_A = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.05 + 3.17 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.15 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_A}{f_{bu} * b * d} = \frac{1.15 * 10^{-3}}{14 * 1 * 0.08^2} = 0.012$$

$$U_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$U_{bu} < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.015$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z * f_{st}} = \frac{1.15 * 10^{-3}}{0.079 * 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

**Revenant à la flexion composée:**

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 0.42 * 10^{-4} - \frac{3.17 * 10^{-3}}{348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.08 \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_{cal} \rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 4\text{HA8}$$

**Espacement :**

$$\text{- Armatures principales : } St \leq \frac{100}{4} = 25 \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$\text{- Armatures secondaires : } St \leq \frac{70}{4} = 17.5 \rightarrow St = 17.5 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement « ELU » :**

$$\text{FN} \rightarrow \tau_{adm} = \min(0.15f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 3.75 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5(Q + F_p) = 1.5(1 + 0.9) = 2.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d * b} = \frac{2.85 * 10^{-3}}{0.08 * 1} = 0.036 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow$  Pas de rupture par cisaillement.

$\rightarrow$  ELS (Vérification des contraintes) :

**Position de centre de pression :**

$$C = d - e_A$$

$e_A$ : Distance du centre de pression 'c' à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$e_A = \frac{0.7}{2.353} = 0.297m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017m$$

$$\left. \begin{array}{l} e_A = \frac{0.7}{2.353} = 0.297m \\ \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017m \end{array} \right\} e_A > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$C = 0.08 - 0.297 = -0.217m = -21.7 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + C$$

$y_c^3 + py_c + q = 0 \dots (1)$  C'est une équation de troisième degré en  $y_c$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d) + \frac{90A}{b}(d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d)^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3(-21.7)^2 + \frac{90(2.01)}{100}(8 - 21.7) = -1358.94 \text{ cm}^2 \\ q = -2(-21.7)^3 - \frac{90(2.01)}{100}(8 + 21.7)^2 = 18840.93 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

Solutions de l'équation (1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = -42.46 \text{ cm} \\ y_{c2} = 18.60 \text{ cm} \\ y_{c3} = 23.86 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On choisit la solution  $y_c = 23.86 \text{ cm}$

N (compression)  $\rightarrow y = y_c + c$  avec  $0 < y = y_c + c < h$

$$\left. \begin{array}{l} y_{c1} + c = 2.16\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée} \\ y_{c2} + c = -64.16\text{cm} \rightarrow \text{Non vérifiée} \\ y_{c3} = -3.1\text{cm} \rightarrow \text{Non vérifiée} \end{array} \right\} \rightarrow y_c = 23.86\text{cm}$$

Ce qui donne :  $y_{ser} = 2.16\text{ cm}$

**Calcul des contraintes :**

$$I = \frac{b * y_{ser}^3}{3} + 15A'(y_{ser} - d)^2 + 15A(d - y_{ser})^2$$

$$A' = 0$$

$$\rightarrow I = \frac{100 * 2.16^3}{3} + 15 * 2.01(8 - 2.16)^2 = 1364021\text{cm}^4$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} * y_{ser} = \frac{2.353}{1364.021} * 2.16 = 3.73 * 10^{-3}\text{cm}^3$$

- **Pour le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = K * y_{ser} = 3.73 * 10^{-3} * 2.16 * 10 = 0.08\text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.08\text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \rightarrow$  La condition est satisfaite.

- **Pour l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_c - c) = 3.27\text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable (élément qui exposé aux intempéries) :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{nf_{t28}}\right) = 201.63\text{ MPa}$$

$\sigma_s = 3.27\text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63\text{ MPa} \rightarrow$  La condition est satisfaite.

### 3.2.5 Schéma de ferrailage de l'acrotère :

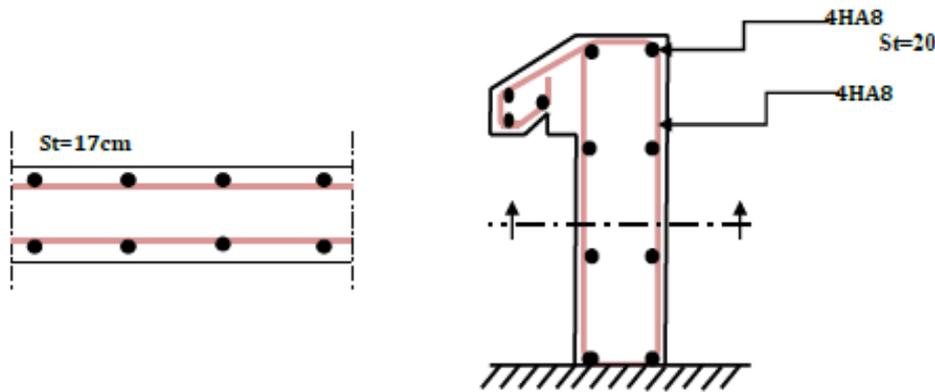


Figure 3-9: Ferrailage de l'acrotère

### 3.3 L'escalier tournant :

Un escalier tournant est composé d'un ou deux angles. Ce type d'escalier permet d'optimiser l'espace par rapport à un escalier droit. Il peut servir d'escalier principal entre deux étages de votre logement.

A la différence de l'escalier droit, l'escalier tournant comporte au moins un angle :

- L'escalier **1/4 tournant** est composé d'un angle droit. Par exemple, les premières marches vont en direction du mur et, après un virage, les dernières marches longent le mur.

- L'escalier **2/4 tournant** comporte deux angles, c'est à dire qu'il faut changer deux fois de direction en montant l'escalier.

- L'escalier **1/2 tournant** (ou demi-tournant) est composé d'un palier. Il ne s'agit pas d'un angle droit comme dans le cas de l'escalier 1/4 tournant, mais d'un demi-tour complet. Les deux volées de l'escalier sont parallèles.

Dans la partie tournante de l'escalier, les marches peuvent être plus ou moins étroites. Les marches rayonnantes sont plutôt étroites, tandis que les marches balancées s'élargissent dans la partie tournante.

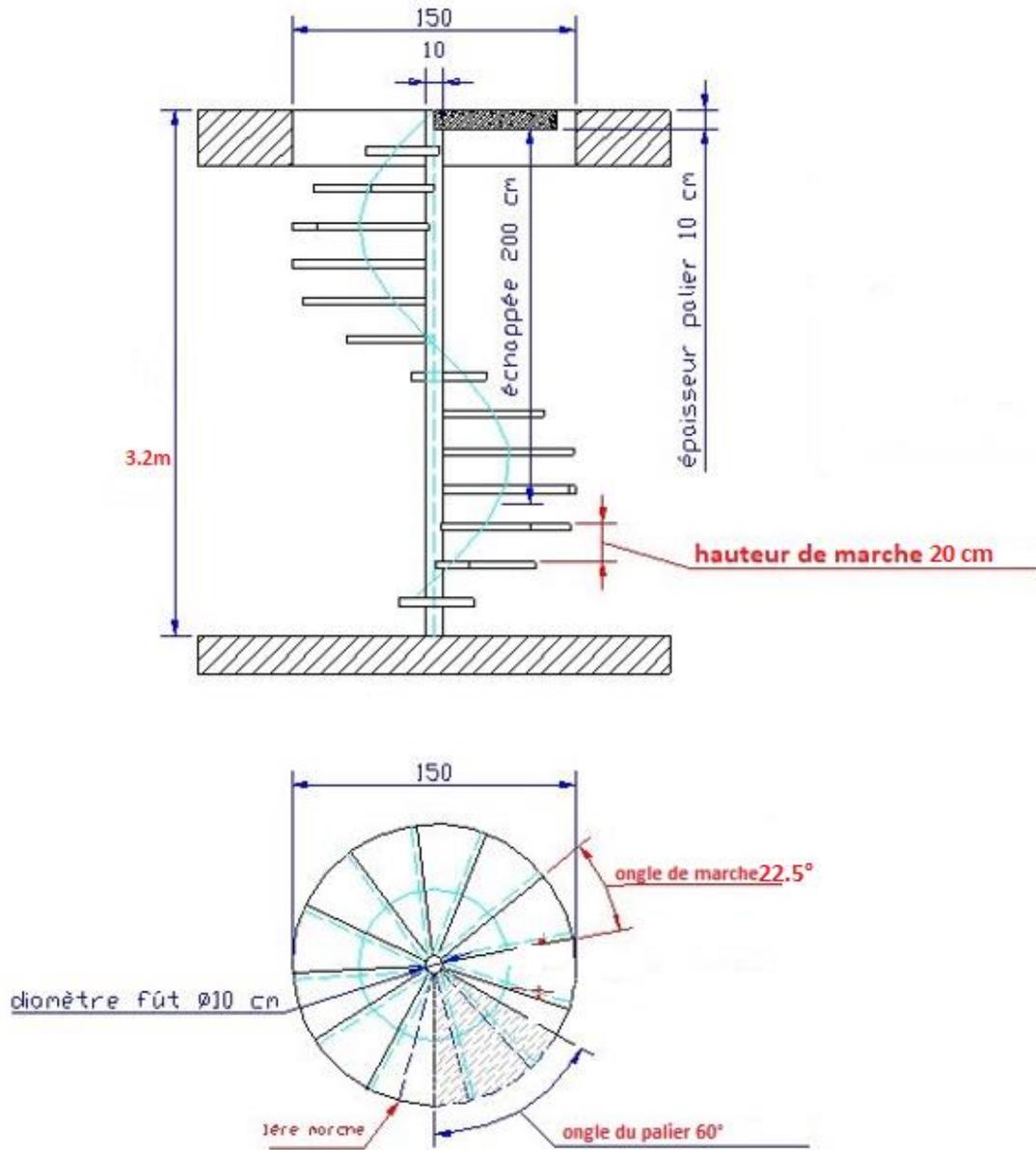


Figure 3-10 schéma de l'escalier tournant

**Le nombre de contre marche :**

$$n = H / h \longrightarrow n = 320 / 20 = 16$$

**Nombre de marches :**

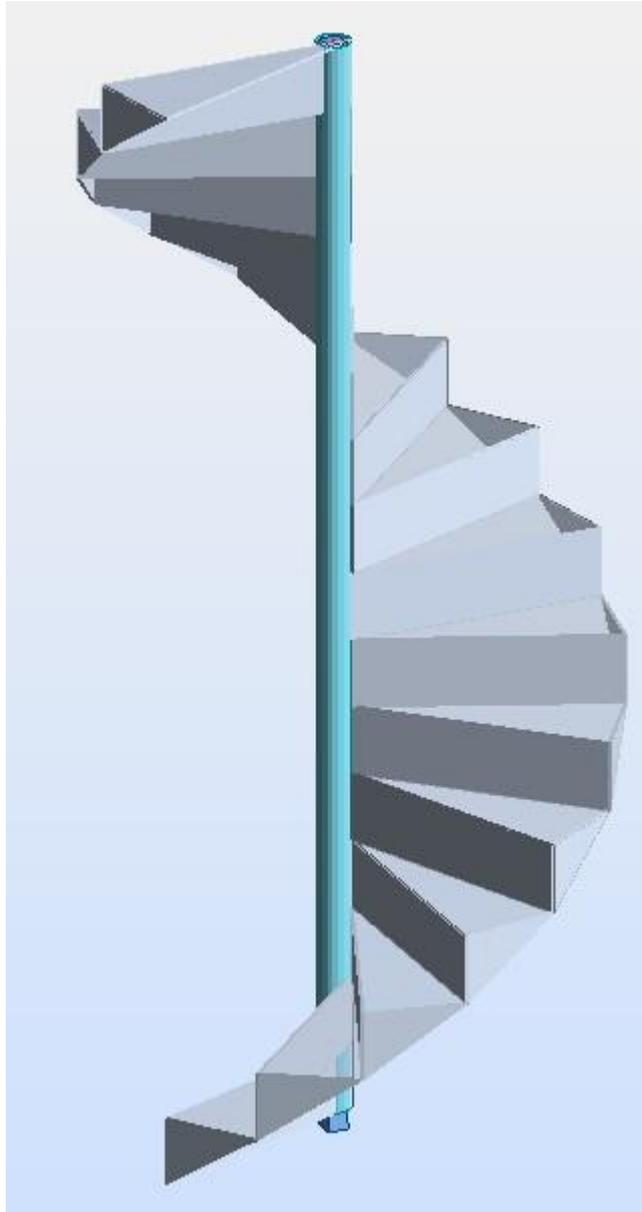
$$m = n - 1 = 16 - 1 = 15 \text{ marches}$$

**Le degré d'une seule marche :**

$$\alpha = \frac{360}{16} = 22.5^\circ$$

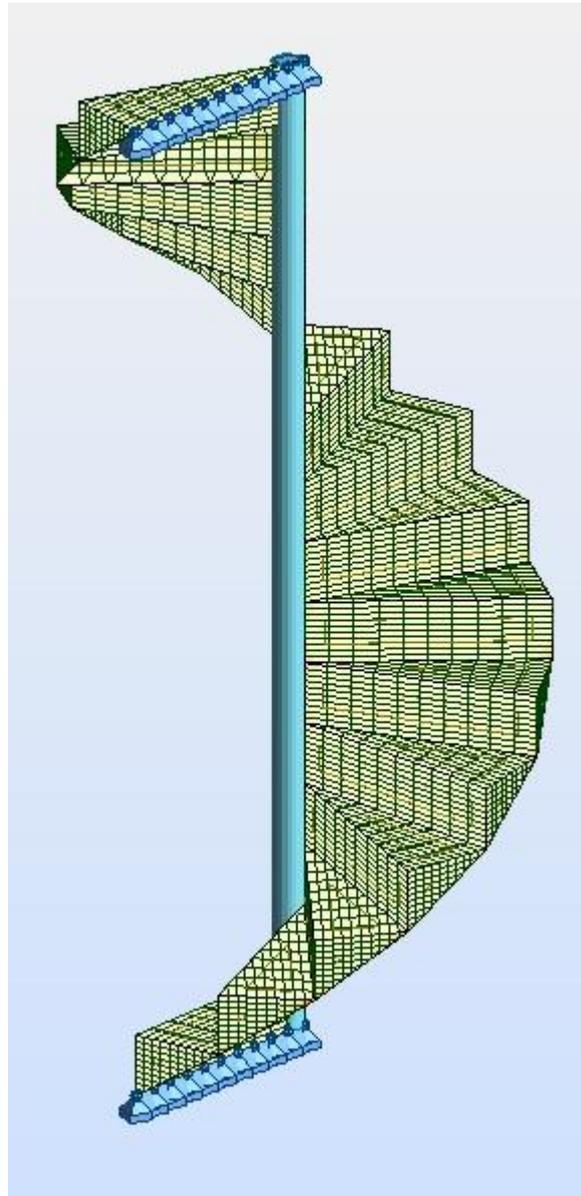
A l'aide du logiciel Robot on a modélisé et obtenu les résultats suivants :

- **Le modèle :**



**Figure 3-11** modèle de l'escalier

- **Le maillage :**



**Figure 3-12** Le maillage de l'escalier

- **Les déplacements :**

Après plusieurs tâtonnements on a opté pour une épaisseur de 1cm et on a obtenu les résultats suivants :

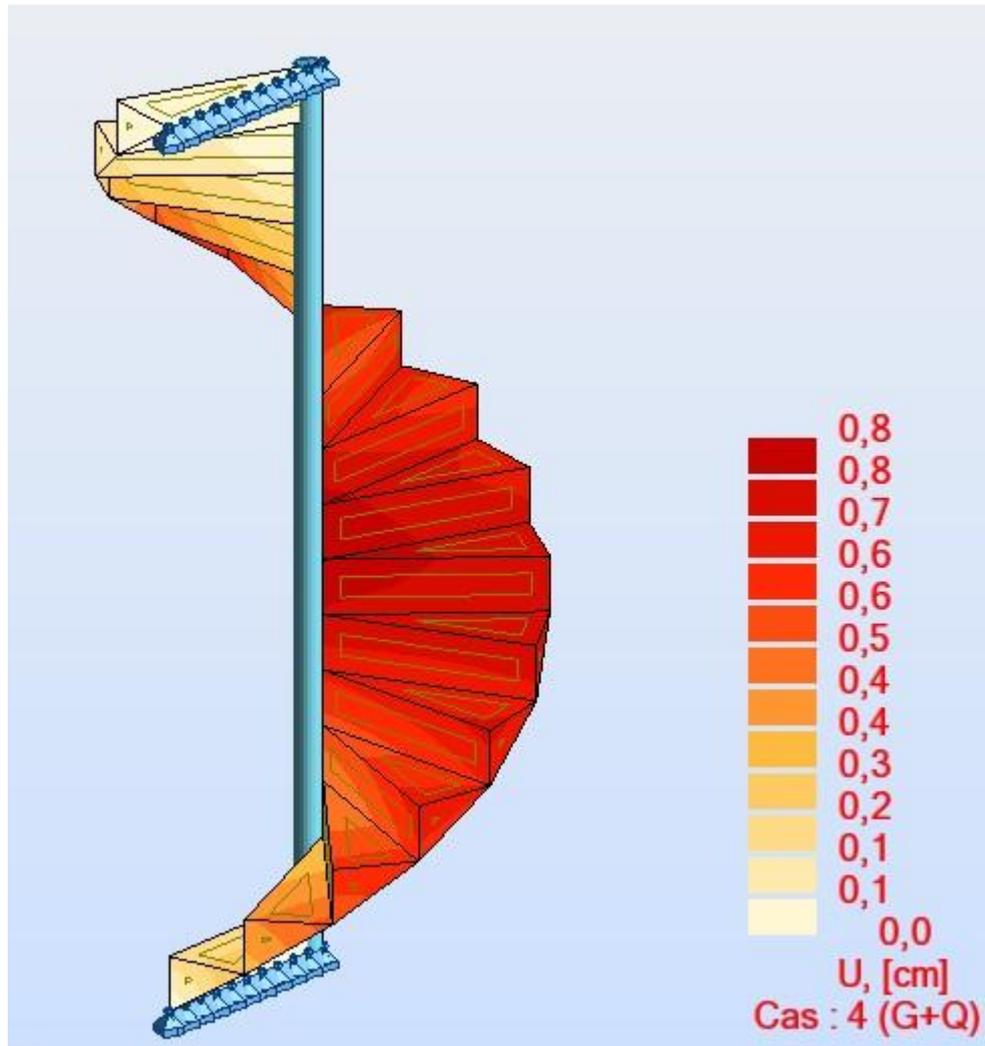


Figure 3-13 Le déplacement de l'escalier

**Remarque : le déplacement Max se trouve au milieu de l'escalier.**

- Les contraintes : à l'ELU

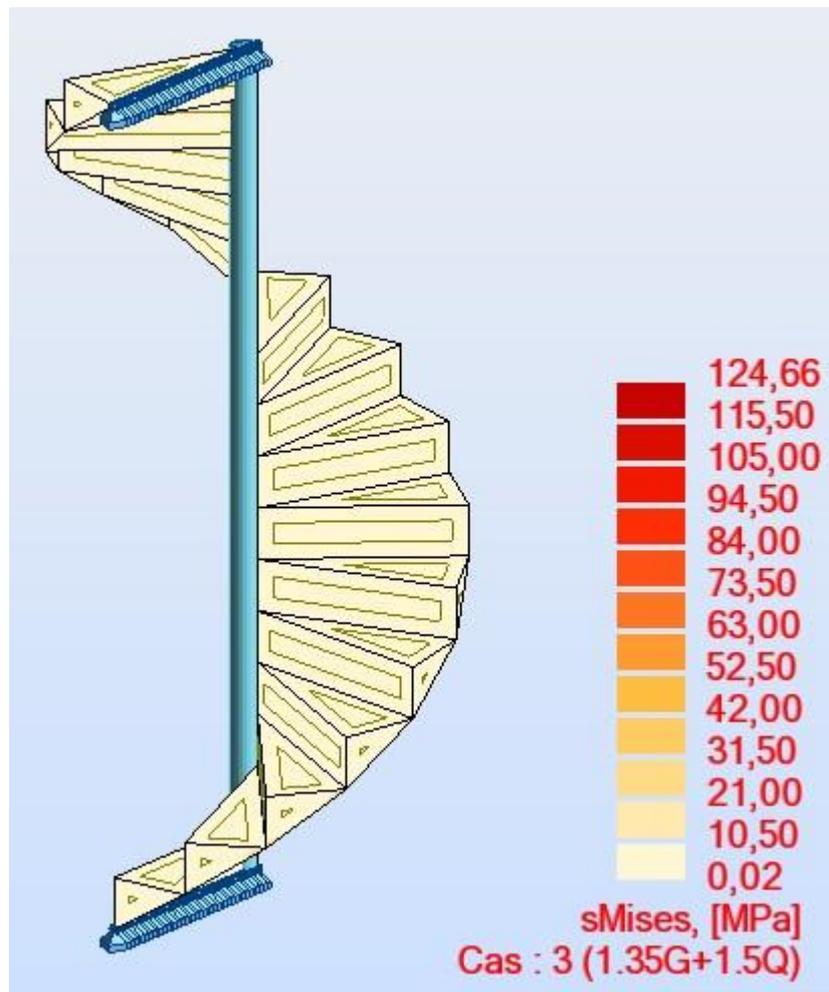


Figure 3-14 Les contraintes à l'ELU

- Les contrainte max :

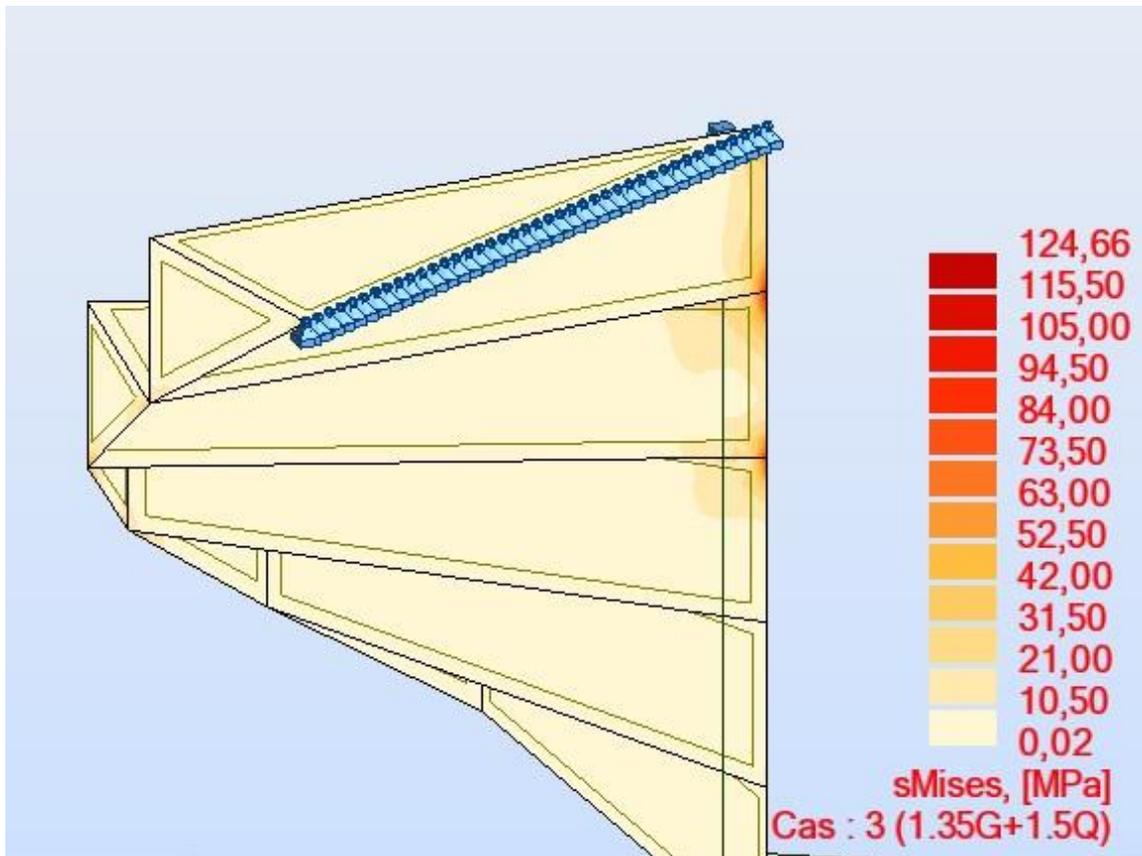


Figure 3-15 les contraintes max

**Remarque :** on remarque que les contraintes sont concentrées au sommet de l'escalier.



# CHAPITRE 4 MODELISATION

## ET ETUDE SISMIQUE

### 4.1 Introduction

Un tremblement de terre est un mouvement naturel, soudain et bref qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes. Pour assurer la stabilité et la rigidité de la structure contre les charges sismiques (horizontales), des systèmes de contreventement sont utilisés. Les études sismiques des structures visent à assurer une protection acceptable des structures contre l'action sismique en concevant et en dimensionnant des éléments appropriés tout en satisfaisant les trois aspects fondamentaux de la conception, à savoir la résistance, l'économie et l'apparence architecturale. Cela ne peut être réalisé que par des calculs adéquats et dans le respect de la réglementation en vigueur. Dans notre modélisation, nous avons utilisé le logiciel d'éléments finis Robot version 2021.

### 4.2 Modélisation 3D de la structure

La modélisation est la représentation d'un problème physique avec des degrés de liberté infinis (DDL) par un modèle qui a des degrés de liberté finis et reflète avec précision les paramètres du système d'origine. Masse, rigidité, amortissement. En d'autres termes, la modélisation structurelle consiste à créer un modèle à partir du plan de construction du bâtiment (le modèle réel) et à y ajouter les modifications nécessaires pour obtenir le meilleur comportement et la meilleure résistance possible.

La structure est ci-dessous :

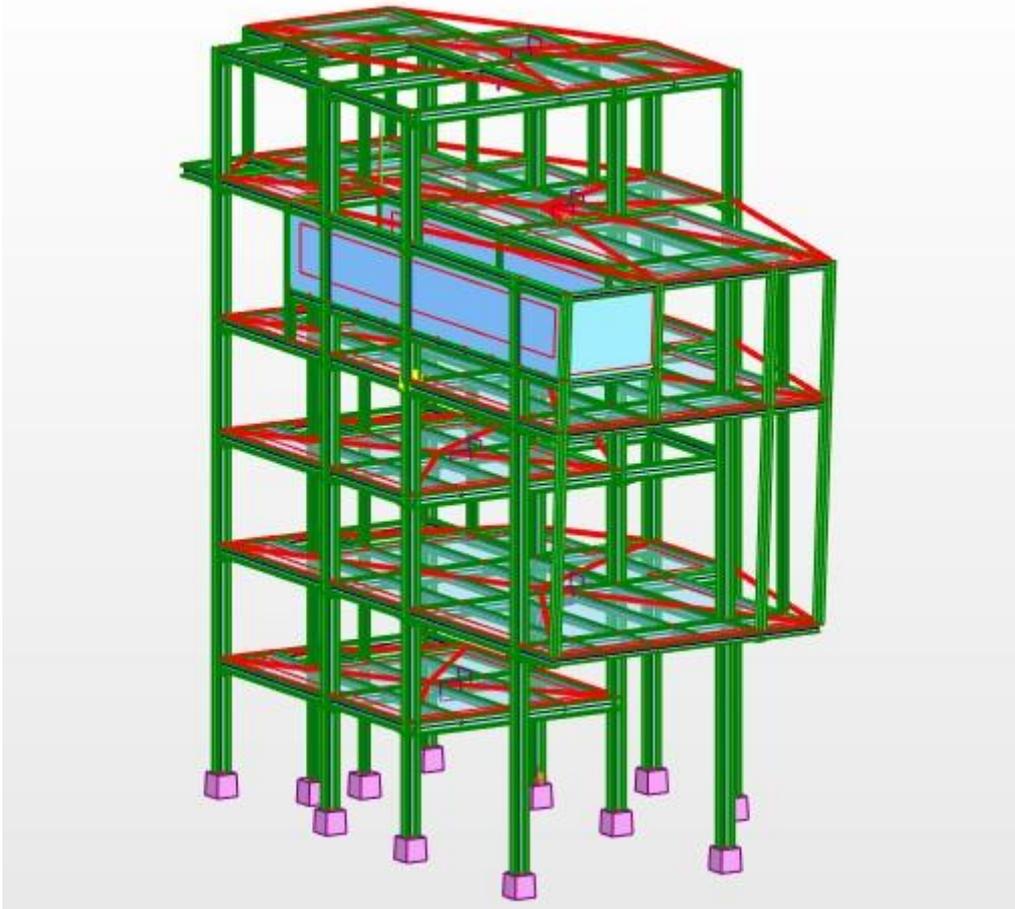


Figure 4-1 vue en 3D de la structure.

### 4.3 Pré dimensionnement des éléments principaux

Le pré dimensionnement des sections des éléments sera effectué automatiquement par le logiciel **robot**.

Avant de commencer le processus de pré dimensionnement, il est nécessaire de définir des barres ou des groupes (familles). La vérification de ces barres peut ensuite être effectuée via la boîte de dialogue **Calculs**.

La procédure de base est la suivante :

1-Cliquez sur le menu **Dimensionnement** ensuite sur **Dimensionnement des barres en acier**.

2-Une boîte de dialogue similaire à celle de dessous (**Définitions**) apparaît, nous permettant de définir des groupes ou des familles.

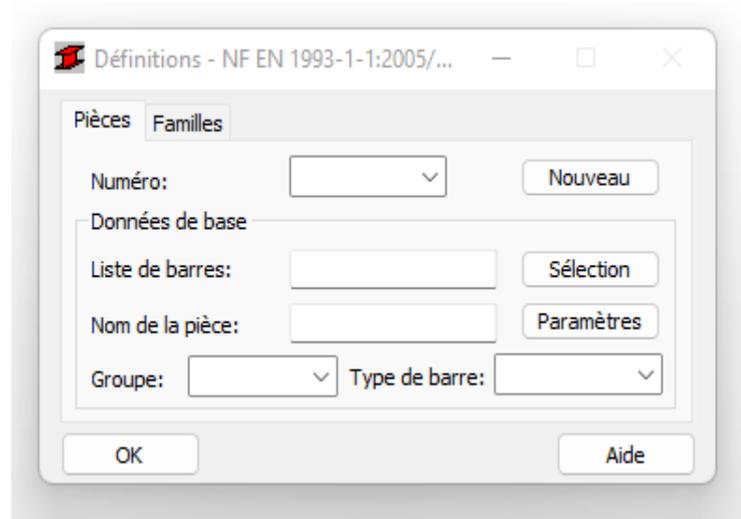


Figure 4-2 Boite de dialogue définition

### → Onglet famille

Cet onglet permet de définir des groupes de barres.

- **Numéro**

Sélectionnez un numéro de groupe ou cliquez sur **Nouveau** pour en créer un nouveau.

- **Nouveau**

Permet d'ajouter un groupe (famille) à la liste existante.

- **Données de base**

- **Liste de pièces**

Spécifiez la liste des barres qui appartiennent à un groupe défini.

- **Nom**

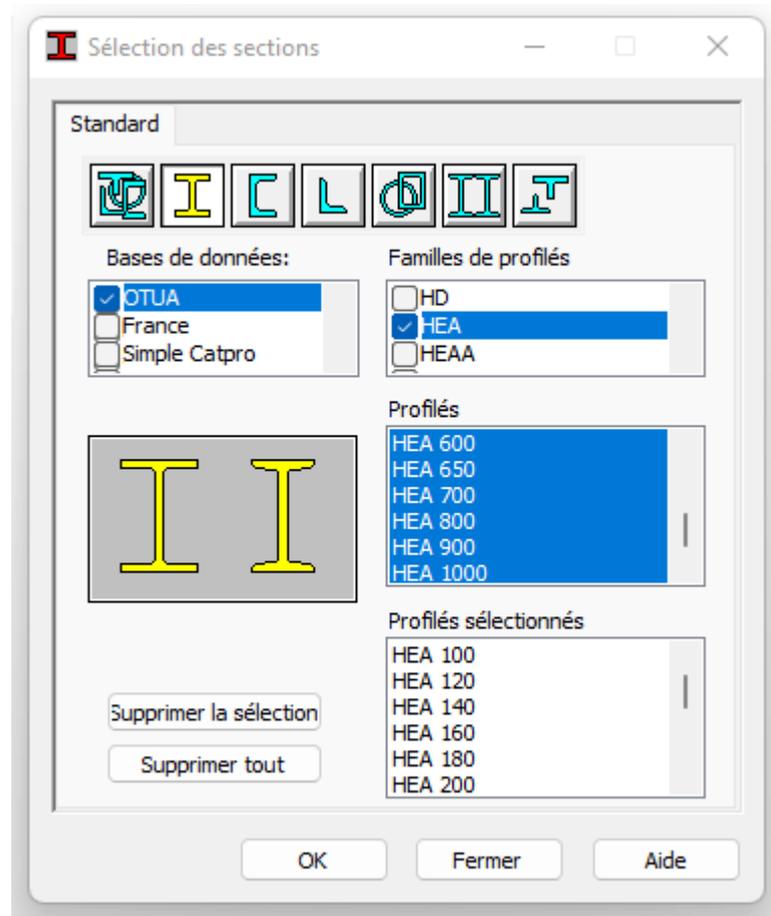
Saisissez le nom du groupe.(poteau; poutre\_p; poutre\_s ;...)

- **Matériau**

Sélectionnez un matériau pour le groupe de barres (dans notre cas on met acier)

## – Sections

Ouvre la boîte de dialogue Sélection, des sections qui vous permet de sélectionner les types de sections qui seront utilisés lors des processus de vérification et de dimensionnement.



**Figure 4-3** Boite de dialogue sélection des pièces

3-Dans Barre d'outils cliquez sur  une boite de dialogue apparait, cliquez sur l'onglet **Groupe** choisir liste des groupes nécessaire.

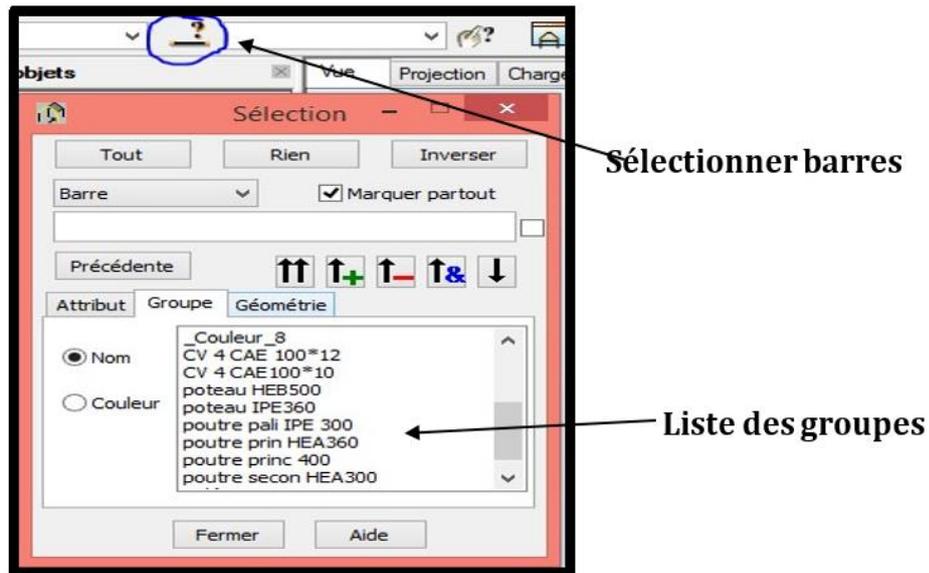


Figure 4-4 boîte de dialogue sélection.

4-Utilisez la boîte de dialogue Calculs pour spécifier les options de vérification et les états limites , puis cliquez sur calcul

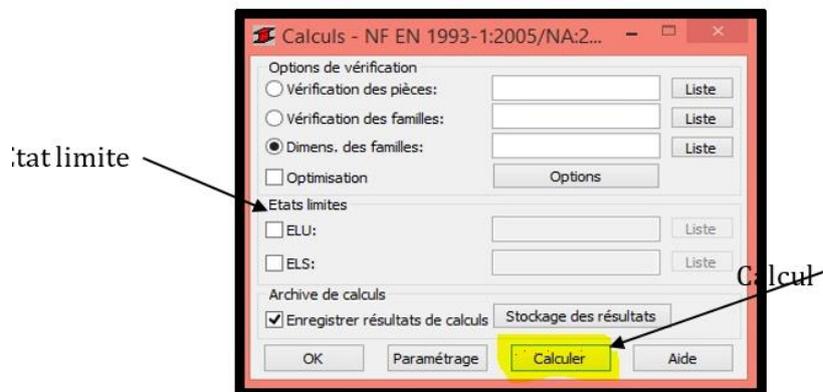


Figure 4-5 boîte de dialogue calculs.

5-une fois le calcul terminé, un tableau apparait, choisir la section de profilé la plus optimale.

### 4.3.1 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitations aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature

Famille 1 → pot

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage

– En suivant les étapes mentionné ci-dessus, nous saisissons le numéro de famille correspondant aux type de barres poteau (1) dans la rubrique de dimensionnement des familles, et de cocher sur type d'état limite comme indiqué sur la figure ci-dessous, puis nous cliquons sur **Calculer**.

– Après avoir lancé le calcul, le logiciel nous fournis une liste des

– profilés, les résultats sont donnés sous forme d'un tableau dans la figure ci-après :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 POT						
53 Barre_53	OK HEA 240	ACIER	25.87	43.31	0.86	1.35G+1.5P_Stat+Q
	KO HEA 260		23.69	40.00	0.72	
47 Barre_47	OK HEB 240	ACIER	25.23	42.74	0.63	16 G+Q+1.2EX
	KO HEB 260		23.17	39.49	0.53	

Figure 4-6:pré dimensionnement du poteau avec robot.

-Les profilés indiqués en vert sont corrects vis à vis de la contrainte (Ok) mais on bénéficie d'une réserve de résistance (ratio << 1).

### Remarque :

Le Ratio définit le rapport de la contrainte de calcul sur la contrainte ultime du matériau (235 daN/cm<sup>2</sup> pour l'acier).

→ On opte pour un HEB260

Les résultats concernant le prédimensionnement de la structure pour les deux cas :

**-Piscine avec remplissage**

**-piscine sans remplissage**

Sont données dans le tableau suivant :

Section	Poteau	Poutre principale	Poutre secondaire	Potelet
Avec remplissage	HEB 260 (G+Q+1.2Ex)	HEA260 (1.35G+1.5P_STAT+Q)	HEA200 (1.35G+1.5P_STAT+Q)	HEA 180 (1.35G+1.5P_STAT+Q)
à vide	HEB 260 (G+Q+1.2Ex)	HEA 260 (1.35G+1.5Q)	HEA 200 (1.35G+1.5T+Q)	HEA 140 (1.35G+1.5T+Q)

**Tableau 4-1** récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement.

## 4.4 Résultats du calcul sismique :

### 4.4.1 Période de vibrations

Le tableau suivant montre les 10 premiers périodes de vibration de la structure

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
11/ 1	0,97	1,03	89,80	0,20
11/ 2	1,16	0,87	91,02	34,70
11/ 3	1,54	0,65	91,11	89,64
11/ 4	3,72	0,27	97,26	89,64
11/ 5	4,70	0,21	97,26	90,46
11/ 6	4,91	0,20	97,57	92,46
11/ 7	5,33	0,19	97,68	96,29
11/ 8	5,68	0,18	98,10	96,32
11/ 9	6,66	0,15	98,10	96,56
11/ 10	7,49	0,13	98,10	96,99

**Tableau 4-2:**Résultat de participation de masses de la structure avec remplissage

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
11/ 1	1,02	0,98	83,56	0,33
11/ 2	1,17	0,85	87,91	25,50
11/ 3	1,30	0,77	88,36	85,60
11/ 4	3,40	0,29	96,11	85,60
11/ 5	4,24	0,24	96,15	94,63
11/ 6	4,44	0,23	96,52	94,83
11/ 7	5,49	0,18	97,52	94,88
11/ 8	6,80	0,15	97,53	95,41
11/ 9	7,73	0,13	97,54	95,41
11/ 10	7,90	0,13	97,57	95,44

**Tableau 4-3:**Résultat de participation de masses de la structure à vide

Le comportement de la structure d'après les résultats de pré dimensionnement des éléments donne la période fondamentale suivante  $T=1.03s$  Pour la structure avec remplissage et  $T=1.02$  pour la structure sans remplissage, donc On estime que cette période est un peu élevée donc on a préféré rendre la structure plus rigide afin d'avoir une période fondamentale plus faible pour cela et, après plusieurs tâtonnement son a opte pour les éléments suivant :

Section	Poteau	Poutre principale	Poutre secondaire
	Section	section	section
Avec remplissage	HEB300 G+Q+1.2Ey	HEA 300 1.35G+1.5P_STAT+Q	HEA 240 1.35G+1.5P_STAT+Q
à vide	HEB 280 G+Q+1.2Ex	HEA 260 1.35G+1.5+T	HEA 240 1.35G+1.5T+Q

**Tableau 4-4** récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement.

Donc on a retrouvé les résultats suivants :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
11/ 1	1,17	0,86	89,80	0,08
11/ 2	1,45	0,69	90,48	30,21
11/ 3	1,90	0,53	90,53	89,10
11/ 4	4,44	0,23	96,92	89,10
11/ 5	5,46	0,18	96,98	89,29
11/ 6	6,00	0,17	97,43	91,45
11/ 7	6,44	0,16	97,54	95,83
11/ 8	6,70	0,15	98,00	95,93
11/ 9	7,91	0,13	98,00	96,29
11/ 10	8,90	0,11	98,01	96,76

**Figure 4-7** résultats de mode propre de la structure avec remplissage

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
11/ 1	1,32	0,76	87,06	0,05
11/ 2	1,74	0,58	88,39	11,55
11/ 3	2,04	0,49	88,44	86,62
11/ 4	4,34	0,23	96,21	86,62
11/ 5	5,96	0,17	96,55	89,84
11/ 6	6,32	0,16	96,67	95,39
11/ 7	7,01	0,14	97,62	95,40
11/ 8	7,78	0,13	97,62	95,40
11/ 9	7,94	0,13	97,62	95,40
11/ 10	8,98	0,11	97,63	95,74

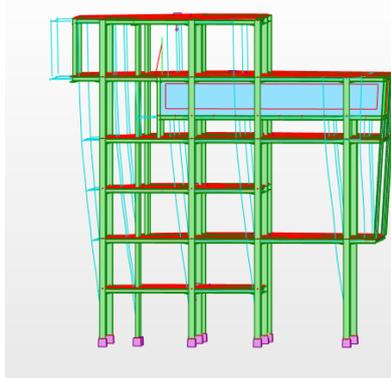
**Figure 4-8** résultats de mode propre de la structure à vide

A partir de ce tableau, on remarque bien que la période fondamentale passe de 1.03s à 0.86s pour la structure avec remplissage et de 1.02s à 0.81s pour la structure sans remplissage et que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 2 pour la première figure et à partir du mode 4 pour la 2em figure donc les 10 modes de vibration représentés dans le tableau sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

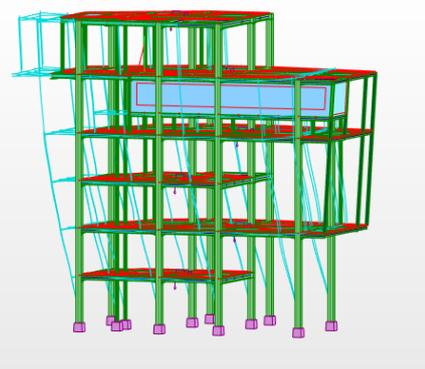
#### 4.4.2 La déformation de la structure

La déformation de la structure suivant les modes sur chaque direction (X, Y et Z) sont présentés sur les figures ces dessus :

- **1<sup>er</sup> mode** : Translation suivant l'axe X-X



**Figure 4-9** Structure avec remplissage



**Figure 4-10** Structure sans remplissage

- **2<sup>ème</sup> mode** : Translation suivant l'axe Y-Y

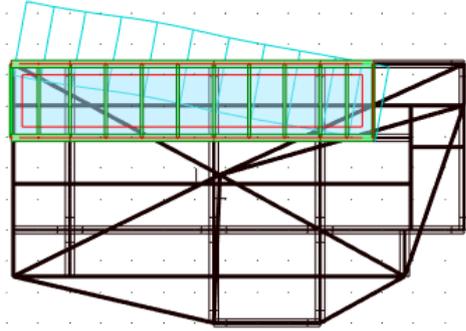


Figure 4-11 Structure avec remplissage

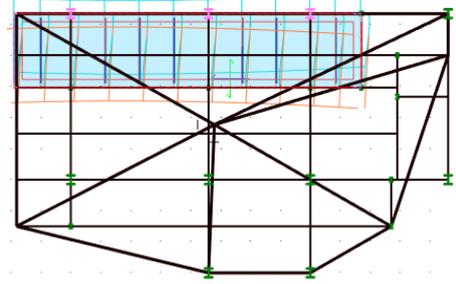


Figure 4-12 Structure sans remplissage

- **3<sup>ème</sup> mode** : Translation suivant l'axe Z-Z

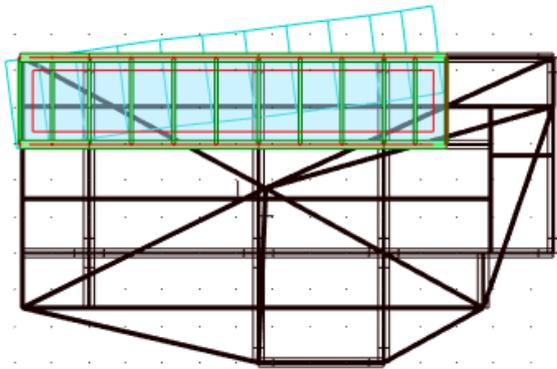


Figure 4-13 Structure avec remplissage

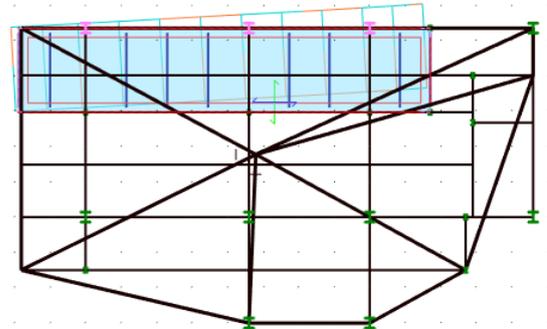


Figure 4-14 Structure sans remplissage

### 4.4.3 Résultats de force sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

- Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}}$$

- **Vérification des efforts tranchant**

D'après le fichier des résultats du Robot nous avons un effort tranchant dynamique à la base donne par les deux spectres suivant X et Y :

Pour la structure avec remplissage :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{dyn}^x = 166.60 \text{ KN} \\ V_{dyn}^x = 170.64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Pour la structure à vide :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{dyn}^x = 141.79 \text{ KN} \\ V_{dyn}^x = 163.05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \left\{ \begin{array}{l} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T < T_2 \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T < 3.0s \\ 2.5\eta (T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} \dots\dots\dots T > 3.0s \end{array} \right.$$

**Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie) d'après le RPA99 VERSION 2003 la période fondamentale correspond seulement à cette formule suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \text{ (4-6)}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $\rightarrow h_N = 16.6\text{m}$

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage donnée par le **tableau 4.6 du RPA99 /2003**.

Dans la structure étudiée le contreventement est assuré par des portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie ;

$\rightarrow C_T = 0.085$  D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = T_y = 0.087 * 16.6^{3/4} = 0.69 \\ T_2 = 0.3s \leq T = 0.69 \leq 3.0s \end{array} \right.$$

$$D_x = D_y = 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} = 1.3$$

$W$ : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec; } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

- Dans le cas de la structure avec remplissage :

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{Pour les étages à usage d'habitation.} \\ 1 & \text{pour l'étage avec un réservoir.} \end{cases}$$

- Dans le cas de la structure à vide :

$$\beta = 0.2 \text{ Pour les étages à usage d'habitation.}$$

A l'aide de logiciel robot on peut déterminer directement le poids de la structure avec remplissage :

$$\Rightarrow W = 2642.43 \text{ kg}$$

Le poids de la structure à vide :

$$\Rightarrow W = 2133.24 \text{ kg}$$

On doit vérifier que :

$$V_{dyn} > 0.8V_{Stat}$$

Les résultats seront résumés dans le tableau ci-dessous :

	Structure avec remplissage		Structure à vide	
	Vx	Vy	Vx	Vy
<b>A</b>	<b>0.15</b>	<b>0.15</b>	<b>0.15</b>	<b>0.15</b>
<b>D</b>	<b>1.3</b>	<b>1.3</b>	<b>1.3</b>	<b>1.3</b>
<b>Q</b>	<b>1.2</b>	<b>1.2</b>	<b>1.2</b>	<b>1.2</b>
<b>R</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>4</b>
<b>W</b>	<b>2642.43</b>	<b>2642.43</b>	<b>2833.92</b>	<b>2833.92</b>
<b>V<sub>stat</sub></b>	<b>154.58</b>	<b>148.14</b>	<b>121.68</b>	<b>116.61</b>
<b>V<sub>dyn</sub></b>	<b>166.60</b>	<b>170.64</b>	<b>131.98</b>	<b>138.61</b>
<b>V<sub>stat</sub>/V<sub>dyn</sub></b>	<b>1.07%</b>	<b>1.15%</b>	<b>1.08%</b>	<b>0.84%</b>
<b>0.8V<sub>stat</sub></b>	<b>123.66</b>	<b>118.51</b>	<b>97.34</b>	<b>93.28</b>

**Tableau 4-5:** vérification d'effort tranchant de la structure Avec et sans remplissage.

Les deux tableaux ont donnés des résultats vérifiés dans le sens longitudinal et transversal

- **Vérification des déplacements :**

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10).

Les résultats de déplacement dans chaque étages et les déplacements relatives sont regroupés dans le tableau qui suit : On vérifie :  $\Delta k \leq 1\% h_i$ .

Niveau	Sens X-X			Observation
	$\Delta K$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta K/h_k$ (%)	
<b>RDC</b>	1.2	260	0.46	Vérifiée
<b>1<sup>er</sup></b>	1.6	260	0.61	Vérifiée
<b>2<sup>ème</sup></b>	1.3	260	0.5	Vérifiée
<b>3<sup>ème</sup></b>	1.1	260	0.42	Vérifiée
<b>4<sup>ème</sup></b>	0.6	320	0.18	Vérifiée
<b>5<sup>ème</sup></b>	0.2	300	0.06	Vérifiée

**Tableau 4-6:** vérification des déplacements dans le sens X-X avec remplissage

Niveau	Sens Y-Y			
	$\Delta K (cm)$	$h_k (cm)$	$\Delta K/h_k (\%)$	Observation
RDC	0.6	260	0.26	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	0.9	260	0.34	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	0.6	260	0.23	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	0.7	260	0.26	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	0.8	320	0.25	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	0.2	300	0.06	Vérifiée

**Tableau 4-7** vérification des déplacements dans le sens Y-Y avec remplissage

Niveau	Sens X-X			
	$\Delta K (cm)$	$h_k (cm)$	$\Delta K/h_k (\%)$	Observation
RDC	1	260	0.384	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	1.5	260	0.576	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	1.1	260	0.423	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	0.9	260	0.346	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	0.6	320	0.187	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	0.3	300	0.100	Vérifiée

**Tableau 4-8** vérification des déplacements dans le sens X-X de la structure à vide

Niveau	Sens Y-Y			
	$\Delta K (cm)$	$h_k (cm)$	$\Delta K/h_k (\%)$	Observation
RDC	0.5	260	0.192	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	0.7	260	0.269	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	0.7	260	0.269	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	0.4	260	0.153	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	0.7	320	0.218	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	0.4	300	0.133	Vérifiée

**Tableau 4-9** vérification des déplacements dans le sens Y-Y structure à vide.

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui condition est vérifiée.

### Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : Article 5.9 du RPA99

/version2003

#### 4.4.7.1 Définition :

L'effet (P- $\Delta$ ) est un effet du second ordre (non linéaire) qui se produit pour chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est

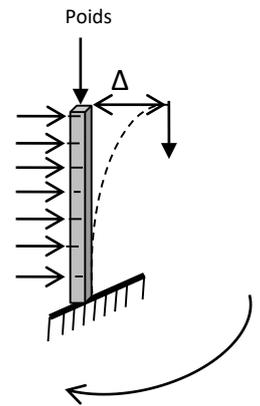
associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement ( $\Delta$ ).

L'effet (P- $\Delta$ ) est lié à :

La charge axiale (P)

La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.

La souplesse des différents éléments de la structure.



$$M = P \times \Delta$$

Les effets de seconde ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite:

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} < 0.10$$

**Pk**: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés audessus du niveau (k).

$$Pk = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta WQi)$$

**Vk** : Effort tranchant d'étage au niveau k.

**$\Delta k$** : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

**hk**: Hauteur d'étage (k).

Si :

**0.1  $\leq$   $\theta k$  < 0.20** : Les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1+\theta k}$

**$\theta k > 0.20$** : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

les résultats sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Niveaux	Sens X – X					
	$\Delta$ (cm)	$Pk$ (KN)	$Vk$ (KN)	(cm)	$\theta k$	Observation
RDC	1.2	2642.43	166.60	260	0.073	<i>vérifiée</i>
1 <sup>er</sup>	1.6	2417.18	162.40	260	0.091	<i>vérifiée</i>
2 <sup>ème</sup>	1.3	1917.58	142.62	260	0.067	<i>vérifiée</i>
3 <sup>ème</sup>	1.1	1679.86	130.37	260	0.054	<i>vérifiée</i>
4 <sup>ème</sup>	0.6	1166.83	95.28	300	0.024	<i>vérifiée</i>
5 <sup>ème</sup>	0.2	191.22	19.61	320	0.006	<i>vérifiée</i>

**Tableau 4-10** vérification des effets P - $\Delta$  (sens X-X) de la structure avec remplissage.

Niveaux	Sens y - y					
	$\Delta$ (cm)	$Pk$ (KN)	$Vk$ (KN)	(cm)	$\theta k$	Observation
RDC	0.6	2642.43	170.64	260	0.035	<i>vérifiée</i>
1 <sup>er</sup>	0.9	2417.18	166.49	260	0.050	<i>vérifiée</i>
2 <sup>ème</sup>	0.6	1917.58	147.43	260	0.030	<i>vérifiée</i>
3 <sup>ème</sup>	0.7	1679.86	133.13	260	0.033	<i>vérifiée</i>
4 <sup>ème</sup>	0.8	1166.83	99.90	320	0.029	<i>vérifiée</i>
5 <sup>ème</sup>	0.2	191.22	25.67	300	0.0049	<i>vérifiée</i>

**Tableau 4-11** vérification des effets P - $\Delta$  (sens Y-Y) de la structure avec remplissage.

Niveaux	Sens x-x					
	$\Delta_k$	$Pk$ (KN)	$Vk$ (KN)	H(cm)	$\theta k$	Observation
RDC	1	2133.84	141,79	260	0.0578	<i>vérifiée</i>
1 <sup>er</sup>	1.5	1909.42	137,25	260	0.0802	<i>vérifiée</i>
2 <sup>ème</sup>	1.1	1411.75	115,34	260	0.0517	<i>vérifiée</i>
3 <sup>ème</sup>	0.9	1175.13	102.15	260	0.0398	<i>vérifiée</i>
4 <sup>ème</sup>	0.6	665.38	65.02	320	0.0191	<i>vérifiée</i>
5 <sup>ème</sup>	0.3	190.12	22.05	300	0.0086	<i>vérifiée</i>

**Tableau 4-12** vérification des effets P - $\Delta$  (sens X-X) de la structure à vide.

Niveaux	Sens y - y					
	$\Delta K$	$Pk$ (KN)	$Vk$ (KN)	H(cm)	$\theta k$	Observation
<b>RDC</b>	0.5	2133.84	163.05	260	0.0251	<b><i>vérifiée</i></b>
<b>1<sup>er</sup></b>	0.7	1909.42	158.32	260	0.0324	<b><i>vérifiée</i></b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	0.7	1411.75	134.82	260	0.0281	<b><i>vérifiée</i></b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	0.4	1175.13	118.30	260	0.0152	<b><i>vérifiée</i></b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	0.7	665.38	78.48	320	0.0185	<b><i>vérifiée</i></b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	0.4	190.12	27.65	300	0.0091	<b><i>vérifiée</i></b>

**Figure 4-15** vérification des effets P- $\Delta$  (sens Y-Y) de la structure à vide.

Donc les effets P-  $\Delta$  peuvent être négligés dans les deux sens

### **Conclusion :**

D'après les résultats de calcul sismique, on a présenté et validé les résultats trouvés. Cependant on remarque que le remplissage de la piscine augmente les valeurs des périodes, d'efforts tranchants à la base et des déplacements.

# CHAPITRE 5 VERIFICATION DES ELEMENTS PRINCIPAUX

## 5.1 Introduction

Afin de répondre aux exigences de solidité et d'utilisation d'un édifice, CCM 97 se base sur des vérifications aux limites. Les limites ultimes (LU) sont liées à l'effondrement de la structure, tandis que les limites de service (LS) correspondent à des états au-delà desquels les critères d'usage normal ne sont plus respectés. En ce qui concerne les vérifications aux ELU, CCM 97 prévoit une large utilisation du calcul plastique. La résistance de la structure mixte peut être déterminée par un calcul plastique pour les sections soumises à la traction, à la compression ou à la flexion, à condition que ces sections soient de classe 1 ou 2. Le calcul plastique est également utilisé pour déterminer la résistance à l'effort tranchant. Néanmoins, la résistance élastique peut être utilisée sans restriction dans tous les cas.

Dans ce présent chapitre le dimensionnement des éléments est assurée uniquement pour le cas d'une piscine avec remplissage

## 5.2 Vérification de la poutre principal

La longueur de la poutre :  $L = 4.95\text{m}$ .

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison:

$$1.35G + 1.5 P_{\text{Stat}} + Q$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd}=143.10\text{KN} \\ M_{sd}=26.27\text{KN}\cdot\text{m} \end{array} \right.$$

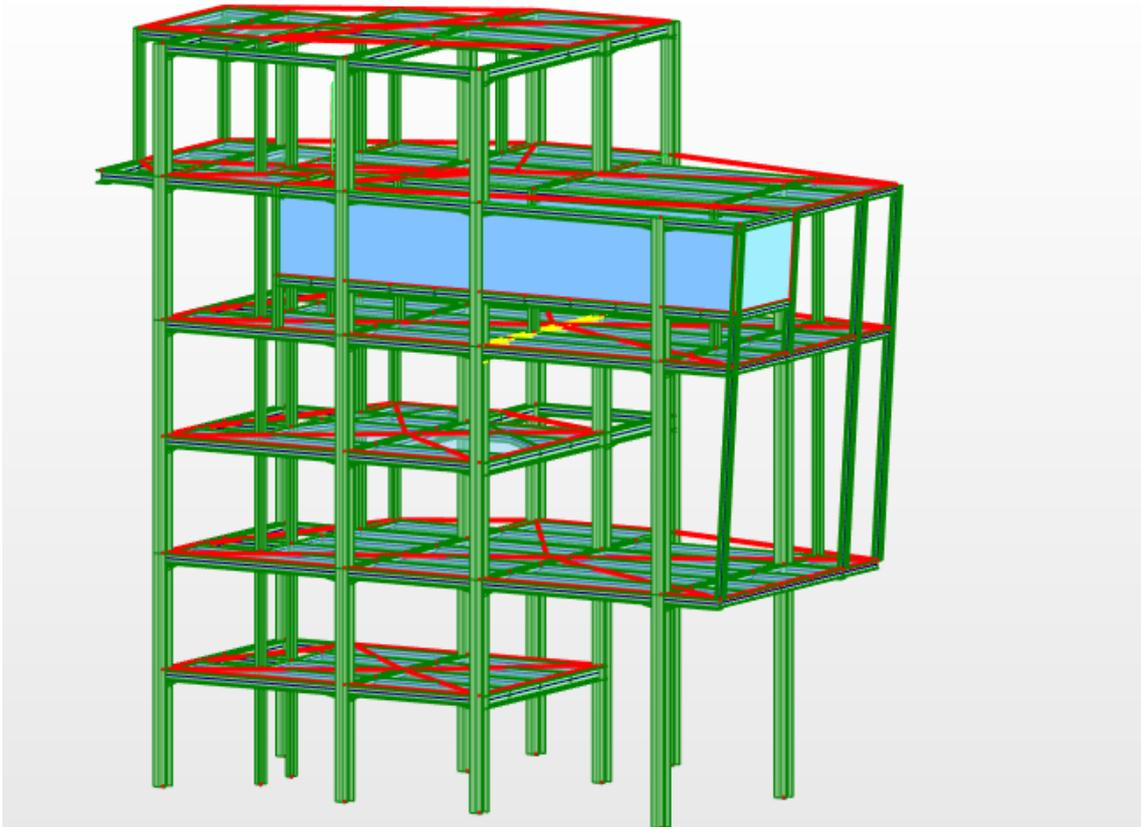


Figure 5-1 la Poutre principal la plus sollicité

- **Vérification manuelle**

### 5.2.1 Vérification à la résistance

- **Vérification au cisaillement** La condition s'exprime ainsi :

$$V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$v_{rd} = \frac{235 \times 84}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1036.81\text{KN}$$

$V_{sd}=143.10\text{KN} < V_{rd}=1036.81\text{KN}$  (Condition vérifiée).

$0.5V_{rd} = 518.04 > V_{sd} = 143.10$  (Condition vérifiée).

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification au moment résistant**

$$M_{sd} < M_{rd}$$

$$M_{sd} = \frac{fy * w_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 * 1383.3 * 10^{-3}}{1.1} = 295.52 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 26.27 \text{KN.m} < M_{rd} = 295.52 \text{KN.m} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

## 5.2.2 Vérification à la stabilité

- **Vérification au déversement**

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêchent le déversement ;

➔ Donc le profilé **HEA 300** convient comme poutre principale.

- **Vérification avec ROBOT**

Pour débuter les vérifications des pièces (poteaux, poutres .CV....), il nous faut d'abord définir les paramètres des types de barres, les pièces et les familles relatives à la poutre, aux poteaux et aux contreventements ... de la structure.

Pour cela, dans la liste des bureaux disponibles, sélectionner :

– **Dimensionnement** ➤ **Dimensionnement des barres en acier** –

**Options** ➤ **Paramètres réglementaires** pour ouvrir la boîte de dialogue Type de barre, puis cliquez sur .

– Cliquez sur **Paramètres** dans la boîte de dialogue Définitions.

Cette boîte de dialogue est utilisée avec les normes de dimensionnement acier suivantes :

EN 1993-1:2005/A1:2014

NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014 (Annexe en français)

Définition des barres - paramètres - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009

Type de barre:

Flambement autour de l'axe y  
Longueur de la barre ly:  réelle  coefficient

Flambement autour de l'axe z  
Longueur de la barre lz:  réelle  coefficient

Coeff. de longueur de flamb. y:    avec translation

Coeff. de longueur de flamb. z:    avec translation

Courbe de flambement y:  Courbe de flambement z:

Flambement par torsion et par torsion-flexion (6.3.1.4)

Paramètres de déversement

Déversement

Niv. de chargement:

Moment critique:  Auto  Utilisateur  kN\*m

Courbes de déversement:

Méthode générale [6.3.2.2]

Méthode détaillée [6.3.2.3]

Méthode simplifiée pour les poutres avec maintiens latéraux [6.3.2.4]

Paramètres additionnels de la barre

Flèches et déplacements limites:

Sections complexes:

Sections à parois minces:

Paramètres du calcul au feu:

Figure 5-2 boîte de dialogue paramètre.

## Éléments de la boîte de dialogue

### – Type de barre

Spécifiez un nom pour le type de barre.

– **Flambement autour de l'axe Y ou Flambement autour de l'axe Z**  
Définissez la longueur de la barre pour les plans correspondants.

Vous pouvez le faire de deux façons :

Sélectionnez Réelle et spécifiez la longueur réelle de la barre.

Saisissez la valeur 1,0 afin d'indiquer que chaque barre définie en tant que Ly à l'aide de cette catégorie prendra la longueur réelle.

Cliquez sur **Coefficient**. Indiquez un facteur par lequel la longueur réelle sera multipliée pour obtenir la valeur voulue. Par exemple, si vous saisissez

la valeur 0.25, la valeur obtenue sera égale à un quart de la longueur réelle. Le deuxième mode de définition est très commode pour la définition simultanée de plusieurs barres dont les longueurs réelles sont différentes et dont les appuis sont disposés de la même façon. Si vous voulez enregistrer les paramètres saisis en tant que catégorie, cette façon de définir la longueur est indispensable.

#### – Coefficient de longueur de flambement

Définissez le coefficient de longueur de flambement de la barre dans les deux directions.

Le logiciel propose automatiquement la longueur réelle de la barre (ou, éventuellement, la longueur totale des barres composantes).

Le coefficient de longueur de flambement dépend des conditions d'appui des nœuds aux extrémités de la barre situés dans le plan du flambement.

Le flambement est toujours pris en compte dans les calculs lorsqu'un effort de compression s'exerce sur une barre, même s'il est négligeable par rapport à d'autres efforts internes. Le programme n'effectue pas par lui-même une analyse séparée pour déterminer si l'impact du flambement peut être ignoré ou non.



Sélectionnez  dans la boîte de dialogue Conditions de flambement pour exclure les effets de flambement des calculs.

#### – Vérification du flambement par flexion-torsion pour les tés, les sections et les sections en I mono symétrique

Sélectionnez cette option pour effectuer une vérification supplémentaire des barres composées de certains types de formes en termes de flambement par flexion-torsion.

### – Paramètres de déversement

Fournit les options utilisées lors de la vérification du déversement de la barre : type de déversement, niveau de chargement, moment critique et coefficient de longueur de déversement.

#### – Déversement

Sélectionnez cette option pour prendre en compte le déversement lors des calculs.

Cliquez sur l'icône appropriée pour ouvrir la boîte de dialogue de définition des paramètres correspondants.

#### – Niveau de chargement

Détermine les conditions de déversement.

Spécifiez le niveau auquel la charge est appliquée en définissant l'ordonnée de la hauteur de l'application de la charge mesurée dans le repère des axes de la section de la barre.

#### – Coefficient de longueur de déversement

Deux longueurs de déversement peuvent être résolues séparément : l'aile supérieure et l'aile inférieure. Des contraintes de compression peuvent apparaître dans l'aile supérieure ou dans l'aile inférieure pour différents cas de charge. On définit le coefficient multiplicateur de la longueur de base de la barre pour obtenir la longueur de déversement. Comme longueur de base, on prend la longueur  $I_z$ . Vous pouvez saisir la valeur du coefficient directement ou sélectionner l'icône avec les conditions d'appui typiques pour lesquelles le coefficient sera pris de façon automatique.

Si vous souhaitez appliquer une charge à un point caractéristique d'une section, telle que **l'aile supérieure** ou **inférieure** par exemple, cliquez sur Aile supérieure ou Aile inférieure, puis sélectionnez le coefficient approprié pour automatiquement mettre à jour la valeur de coordonnée.

#### – Moment critique

Sélectionnez cette option si vous voulez calculer le moment critique élastique pour le déversement automatiquement ou manuellement.

Si vous sélectionnez l'option **Utilisateur**, vous devez entrer une valeur pour le moment critique **Mcr** précis.

### – Courbe de déversement

Sélectionnez un type de courbe dans la liste (a, b, c ou d), ou laissez le programme en sélectionner un automatiquement.

Par défaut, Robot utilise le type et les dimensions de la section et la méthode de déversement (selon les tableaux 6.4 et 6.5 de la norme) pour sélectionner l'une des courbes automatiquement.

### – Méthode de calcul du déversement

Sélectionnez la méthode à utiliser pour le calcul du déversement.

- Méthode générale (cf. le chapitre 6.3.2.2 de la norme Eurocode 2005)
- Méthode détaillée (cf. le chapitre 6.3.2.3 de la norme Eurocode 2005)
- Méthode simplifiée pour les barres avec raidisseurs longitudinaux (cf. le chapitre 6.3.2.4 de la norme Eurocode 2005).

**-Remarque :** Les symboles sont expliqués dans la boîte de dialogue **Résultats** (onglet Résultats détaillés) qui contient les définitions de tous les paramètres admis pour les calculs des barres en acier et les valeurs des résultats obtenus à l'issue des calculs de ces barres.

Cliquez sur le bouton Plus pour ouvrir une boîte de dialogue supplémentaire dans laquelle vous pouvez définir les autres paramètres du type de barre définis dans la norme, à savoir : type de charge, paramètres de la section, etc.

### – Paramètres additionnels de la barre

Sélectionnez d'autres paramètres de la barre si nécessaire.

**Flèches et déplacements limites :** sélectionnez cette option, puis cliquez sur Service pour ouvrir la boîte de dialogue Service supplémentaire. Les paramètres de type de barre (déplacements limites, contreflèche) peuvent ensuite être définis.

- **En fin** on clique sur Enregistrer pour ajouter le type de barre des paramètres et noms définis à la liste de types de barres acier existants et on lance le calcul des vérifications.

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 1.35G+1.5P\_Stat+Q 1\*1.35+4\*1.50+2\*1.00

**MATERIAU:**

ACIER fy = 235.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300**

h=29.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=30.0 cm	Ay=84.00 cm <sup>2</sup>	Az=22.27 cm <sup>2</sup>	Ax=112.53 cm <sup>2</sup>
tw=0.9 cm	Iy=18263.50 cm <sup>4</sup>	Iz=6309.56 cm <sup>4</sup>	Ix=85.57 cm <sup>4</sup>
tf=1.4 cm	Wely=1259.55 cm <sup>3</sup>	Welz=420.64 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 362.30 kN	My <sub>Ed</sub> = -25.27 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 2.85 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -14.28 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 2404.05 kN	My <sub>eI,Rd</sub> = 269.09 kN*m	Mz <sub>eI,Rd</sub> = 89.86 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 1035.71 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 2404.05 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 269.09 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 89.86 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 143.10 kN
	My <sub>V,Rd</sub> = 269.05 kN*m		Vz <sub>T,Rd</sub> = 274.63 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 235.08 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 1761.41 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.84
Lcr,low = 2.68 m	Lam_LT = 0.41	fi,LT = 0.66	XLT_mod = 0.87

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

My<sub>Ed</sub>/My<sub>V,Rd</sub> + Mz<sub>Ed</sub>/Mz<sub>c,Rd</sub> = 0.13 < 1.00 (6.2.8)  
 N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> + My<sub>Ed</sub>/My<sub>c,Rd</sub> + Mz<sub>Ed</sub>/Mz<sub>c,Rd</sub> = 0.28 < 1.00 (6.2.1(7))  
 $\sqrt{(\text{Sig}_x \text{Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_z \text{Ed} + \text{Tau}_t \text{Ed})^2} / (fy / gM0) = 0.57 < 1.00$  (6.2.1.(5))  
 Vy<sub>Ed</sub>/Vy<sub>T,Rd</sub> = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)  
 Vz<sub>Ed</sub>/Vz<sub>T,Rd</sub> = 0.52 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau<sub>ty,Ed</sub> / (fy / (sqrt(3) \* gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)  
 Tau<sub>tz,Ed</sub> / (fy / (sqrt(3) \* gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

My<sub>Ed</sub>/Mb<sub>Rd</sub> = 0.11 < 1.00 (6.3.2.1.(1))  
 N<sub>Ed</sub> / (Xmin \* N<sub>Rk</sub> / gM1) + kyy \* My<sub>Ed</sub> / (XLT \* My<sub>Rk</sub> / gM1) + kyz \* Mz<sub>Ed</sub> / (Mz<sub>Rk</sub> / gM1) = 0.29 < 1.00 (6.3.3.(4))  
 N<sub>Ed</sub> / (Xmin \* N<sub>Rk</sub> / gM1) + kzy \* My<sub>Ed</sub> / (XLT \* My<sub>Rk</sub> / gM1) + kzz \* Mz<sub>Ed</sub> / (Mz<sub>Rk</sub> / gM1) = 0.29 < 1.00 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

### 5.3 Vérification de la poutre secondaire

La longueur de la poutre L=4.6m

Les efforts sont tirés à partir du Robot Sous la combinaison :

1.35G+1.5 P\_Stat + Q

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd} = 65.28 \text{KN} \\ M_{sd} = 58.55 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

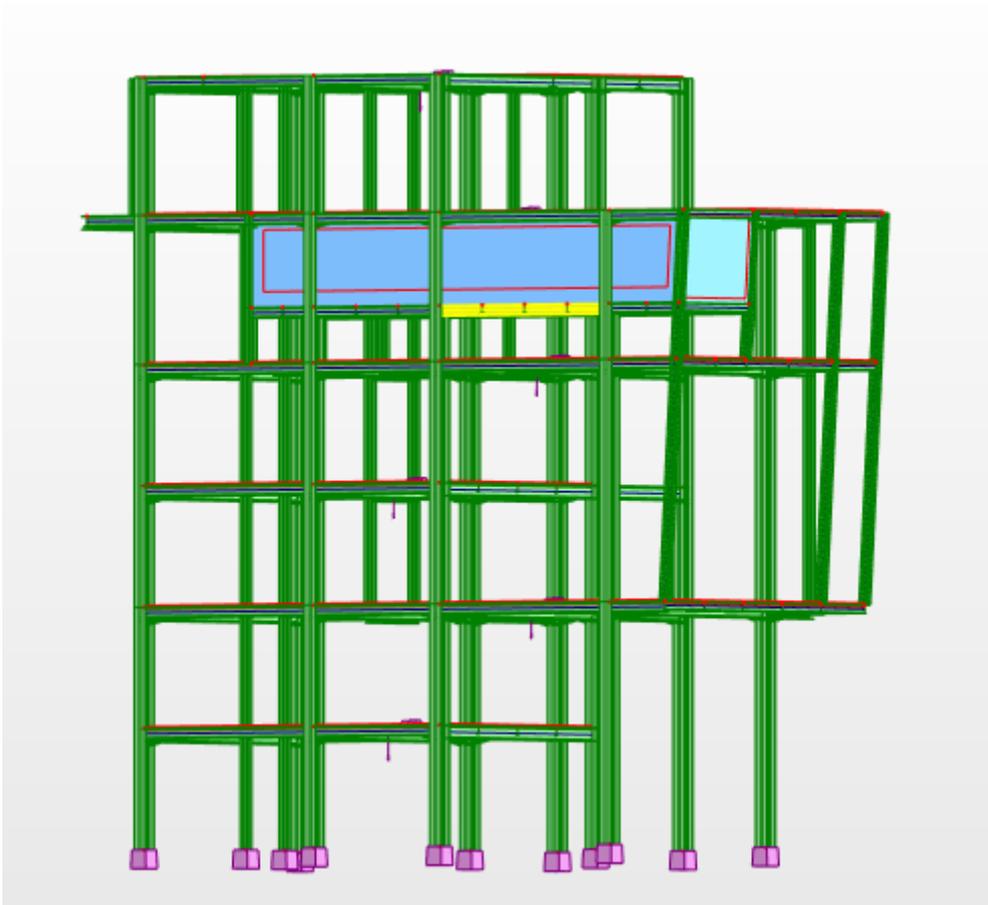


Figure 5-3 la poutre secondaire la plus sollicitée.

- Vérification manuelle

### 5.3.1 Vérification à la résistance

- Vérification au cisaillement

Il faut vérifiée que :

$$V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$v_{rd} = \frac{235 * 65.54}{\sqrt{3} * 1.1} = 808.39KN$$

$V_{sd}=65.28N < V_{rd}=808.39KN$  (Condition vérifiée).

$0.5V_{rd} = 404.19 > V_{sd} = 65.28$  (Condition vérifiée).

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• **Vérification au moment résistant**

$$M_{sd} < M_{rd}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y * W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 * 744.62 * 10^{-3}}{1.1} = 124.98 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 58.55 \text{KN.m} < M_{rd} = 124.98 \text{KN.m} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➔ Donc le profilé **HEA 240** convient comme poutre secondaire.

• **Vérification avec ROBOT**

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 1.35G+1.5P\_Stat+Q 1\*1.35+4\*1.50+2\*1.00

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240**

h=23.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=24.0 cm	Ay=64.54 cm <sup>2</sup>	Az=25.18 cm <sup>2</sup>	Ax=76.84 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=7763.18 cm <sup>4</sup>	Iz=2768.81 cm <sup>4</sup>	Ix=41.74 cm <sup>4</sup>
tf=1.2 cm	Wply=744.62 cm <sup>3</sup>	Wplz=351.69 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 2.60 kN	My <sub>Ed</sub> = -58.55 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 5.23 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -5.24 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 1641.58 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -58.55 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = 5.23 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 781.49 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 1641.58 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 159.08 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 75.13 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -65.28 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 159.08 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 75.13 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 307.04 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 155.83 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.19 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 899.45 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.94
Lcr,low = 2.30 m	Lam_LT = 0.44	fi,LT = 0.62	XLT,mod = 0.98

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

<input checked="" type="checkbox"/> en y:	kyy = 1.00	<input checked="" type="checkbox"/> en z:	kzz = 1.00
---	------------	---	------------

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{u,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{u,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## 5.4 Vérification des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée en fonction de l'effort normal ( $N$ ) et le moment fléchissant ( $M$ ) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

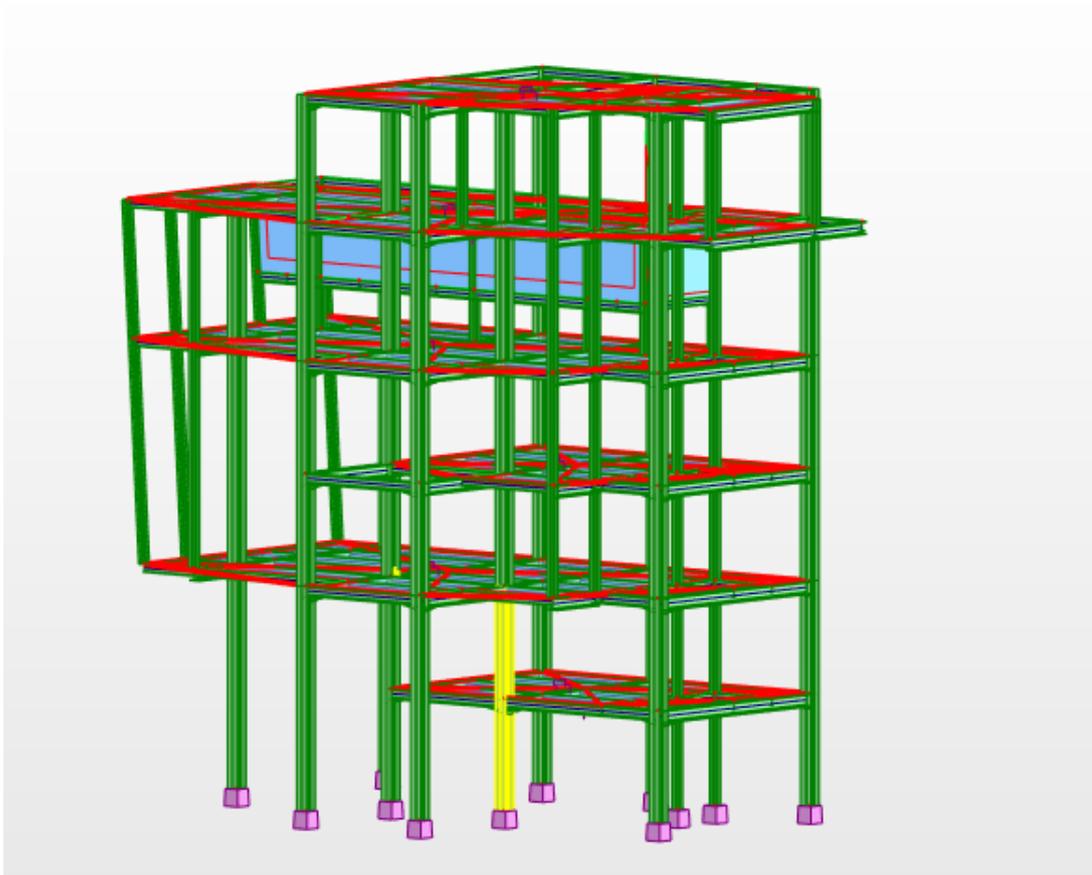


Figure 5-4: poteau le plus sollicitée

• Vérification avec robot

**CHARGEMENTS:**  
*Cas de charge décisif:* 16 G+Q+1.2EX (1+2)\*1.00+12\*1.20

---

**MATERIAU:**  
 ACIER  $f_y = 235.00$  MPa

---

 **PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 300**

h=30.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm <sup>2</sup>	Az=47.43 cm <sup>2</sup>	Ax=149.08 cm <sup>2</sup>
tw=1.1 cm	Iy=25165.70 cm <sup>4</sup>	Iz=8562.83 cm <sup>4</sup>	Ix=185.77 cm <sup>4</sup>
tf=1.9 cm	Wply=1868.67 cm <sup>3</sup>	Wplz=870.14 cm <sup>3</sup>	

---

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 442.43 kN	My <sub>Ed</sub> = 6.39 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 44.78 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 30.47 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 3184.89 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -21.33 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = 45.34 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 1556.38 kN
Nb <sub>Rd</sub> = 2915.85 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 399.22 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 185.89 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -8.44 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 389.60 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 185.89 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 584.97 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = 0.00 kN*m

Classe de la section = 1

---

 **PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

---

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

 en y:	Lam <sub>y</sub> = 0.21	 en z:	Lam <sub>z</sub> = 0.37
Ly = 5.20 m	Xy = 1.00	Lz = 5.20 m	Xz = 0.92
Lcr,y = 2.60 m	kzy = 0.51	Lcr,z = 2.60 m	kzz = 0.91
Lamy = 20.01		Lamz = 34.31	

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.14 < 1.00$  (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.24 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{u,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{u,z,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\lambda_{y,Ed} = 20.01 < \lambda_{y,max} = 210.00$      $\lambda_{z,Ed} = 34.31 < \lambda_{z,max} = 210.00$  STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.34 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00$  (6.3.3.(4))

*Profil correct !!!*

## 5.5 Vérification des potelets :

**CHARGEMENTS:**  
*Cas de charge décisif:* 8 1.35G+1.5P\_Stat+Q 1\*1.35+4\*1.50+2\*1.00

---

**MATERIAU:**  
 ACIER  $f_y = 235.00$  MPa

---

 **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 180**

h=17.1 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=18.0 cm	Ay=37.93 cm <sup>2</sup>	Az=14.47 cm <sup>2</sup>	Ax=45.25 cm <sup>2</sup>
tw=0.6 cm	Iy=2510.29 cm <sup>4</sup>	Iz=924.61 cm <sup>4</sup>	Ix=14.86 cm <sup>4</sup>
tf=0.9 cm	Wply=324.85 cm <sup>3</sup>	Wplz=156.49 cm <sup>3</sup>	

---

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 144.39 kN	My <sub>Ed</sub> = 16.69 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -5.28 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -11.15 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 966.70 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -19.21 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = 8.10 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 467.53 kN
Nb <sub>Rd</sub> = 926.08 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 69.40 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 33.43 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -29.92 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 67.24 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 33.43 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 178.40 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = 0.00 kN*m

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 1.20 m      Lam\_y = 0.17  
 Lcr,y = 1.20 m      Xy = 1.00  
 Lamy = 16.11      kyy = 0.59



en z:

Lz = 1.20 m      Lam\_z = 0.28  
 Lcr,z = 1.20 m      Xz = 0.96  
 Lamz = 26.55      kyz = 0.40

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.22 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.17 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\lambda_{y} = 16.11 < \lambda_{max} = 210.00$        $\lambda_{z} = 26.55 < \lambda_{max} = 210.00$       STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.41 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.38 < 1.00$  (6.3.3.(4))

*Profil correct !!!*

➡ Donc le profilé **HEA 180** convient comme poutre secondaire.

# CHAPITRE 6 ETUDES D'ASSEMBLAGES

## 6.1 Introduction

En construction métallique, ou les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- Transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux.
- Correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, etc.).
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage.

De plus, le choix d'un type d'assemblage doit être en accord avec les sections des profilés composant la structure. L'interaction ossature-assemblage ne pouvant être négligée, la conception des assemblages doit donc être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet.

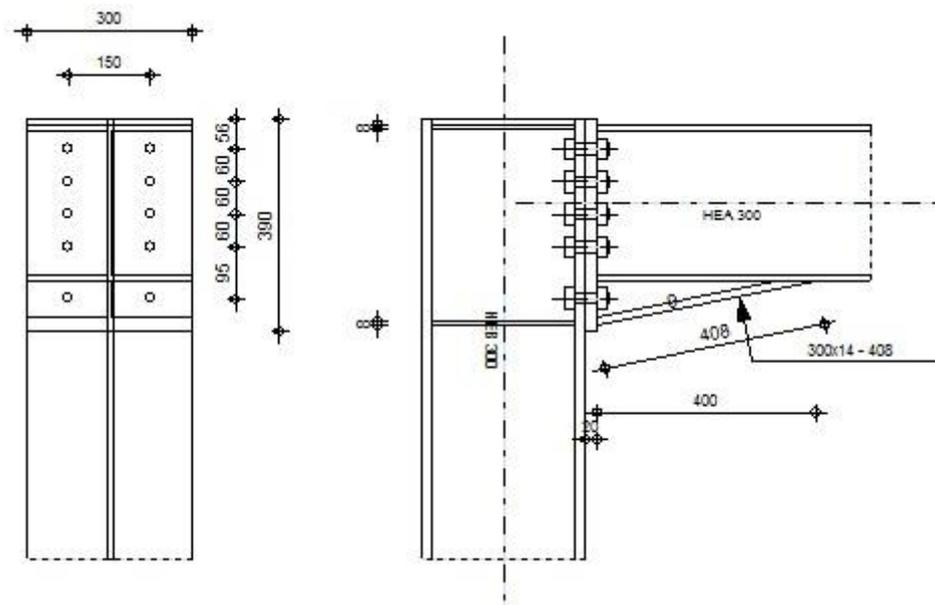
Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

## 6.2 Assemblage Poteau-poutre principale :

### 6.2.1 Calcul réalisé par le ROBOT :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



### GENERAL

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Angle de portique  
 Noeud de la structure: 10  
 Barres de la structure: 53, 18

### GEOMETRIE

#### BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = HR 8.8 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 141,12$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 56$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 150$  [mm]

d = 20 [mm] Diamètre du boulon  
 Entraxe  $p_i$  = 60; 60; 60; 95 [mm]

## PLATINE

$h_p$  = 390 [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p$  = 300 [mm] Largeur de la platine  
 $t_p$  = 20 [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER  
 $f_{yp}$  = 235,00 [MPa] Résistance

## JARRET INFERIEUR

$w_d$  = 300 [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd}$  = 14 [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d$  = 80 [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd}$  = 9 [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d$  = 400 [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha$  = 11,3 [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau: ACIER  
 $f_{ybu}$  = 235,00 [MPa] Résistance

## EFFORTS

### Etat limite: ultime

Cas: 8: 1.35G+1.5P\_Stat+Q 1\*1.35+4\*1.50+2\*1.00  
 $M_{b1,Ed}$  = 82,60 [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite  
 $V_{b1,Ed}$  = 143,55 [kN] Effort tranchant dans la poutre droite  
 $N_{b1,Ed}$  = -362,30 [kN] Effort axial dans la poutre droite  
 $M_{c1,Ed}$  = -85,43 [kN\*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur  
 $V_{c1,Ed}$  = -45,23 [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur  
 $N_{c1,Ed}$  = -338,10 [kN] Effort axial dans le poteau inférieur  
 $M_{c2,Ed}$  = -3,61 [kN\*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur  
 $V_{c2,Ed}$  = -11,22 [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur  
 $N_{c2,Ed}$  = -174,42 [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

## RESULTATS

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$   
 $N_{j,Rd} = 1962,83$  [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]  
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  0,18 < 1,00 **vérifié** (0,18)

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	317	282,24	282,24	553,40	282,24	854,00	282,24	627,46
2	257	149,62	258,90	535,29	259,82	742,89	282,24	627,46
3	197	10,70	258,90	535,29	259,82	742,89	282,24	627,46
4	137	103,54	258,90	535,29	259,82	742,89	282,24	627,46
5	42	21,79	282,24	553,40	259,82	742,89	282,24	627,46

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 145,05 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,57 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,57)$$

### VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,75 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,75)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	282,24	-72,46	282,24	160,73	88,27	187,38
2	282,24	-72,46	149,62	85,21	12,75	233,49
3	282,24	-72,46	10,70	6,10	-66,36	241,27
4	282,24	-72,46	103,54	58,96	-13,49	241,27
5	282,24	-72,46	21,79	12,41	-60,05	241,27

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [Tableau 3.4]$$

$$V_{j,Rd} = 1144,69 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [Tableau 3.4]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

### RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 196,25 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 163,40 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 32,85 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 42088,4 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe} \quad [4.5.3.2(5)]$$

horiz.

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = -42,07 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -38,58 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 43,70 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 84,15 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 108,09 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 42,07 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,75
--	-------	------

### 6.2.2 Exemple de calcul manuel :

Cette assemblage sera réalisé avec des boulons HR de classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

Combinaison : 1.35G+1.5P\_Stat+Q

$$\begin{cases} V = 26.27 \text{ KN} \\ M = 143.1 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend :

$$\begin{cases} d_1 = 87 \text{ cm} \\ d_2 = 33 \text{ cm} \\ d_3 = 27 \text{ cm} \\ d_4 = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliqués se destitue entre les rangés de boulon tendu, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$\begin{cases} N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{143.1 \times 0.87}{0.87^2 + 0.33^2 + 0.27^2 + 0.06^2} = 229.78 \text{ KN} \\ N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = \frac{229.78 \times 0.33}{0.87} = 87.15 \text{ KN} \\ N_3 = \frac{N_2 \times d_3}{d_1} = \frac{87.15 \times 0.27}{0.87} = 27.04 \text{ KN} \\ N_4 = \frac{N_3 \times d_4}{d_1} = \frac{27.04 \times 0.06}{0.87} = 1.86 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq n \times F_p$$

$n$  : Nombre de boulon par rangée.

$F_p$  : L'effort de précontrainte

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_1 = 229.78 \text{ KN} \leq 2 \times 0.7 \times A_s \times 800$$

$$A_s \geq \frac{229.78 \times 10^{-3}}{0.7 \times 2 \times 800} = 205.1 \text{ mm}^2$$

On opte pour un boulon de type M20  $\Rightarrow A_s = 245 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructives :**

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 1.2 \times 22 = 26.4 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 27 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 22 = 48.4 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 49 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 = 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 66 \text{ mm}$$

- **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

Il faut vérifier que :  $M < M_R$

$$N_t = n \times 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_t = 2 \times 0.7 \times 245 \times 800 = 274.4 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{N_{t,rd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_R = \frac{274.4 \times (0.87^2 + 0.33^2 + 0.27^2 + 0.6^2)}{0.87} = 297.2 \text{ KN.m}$$

$M = 143.1 \text{ KN.m} < M_R = 297.2 \text{ KN.m} \Rightarrow$  condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque bouton :**

$V = 26.27 \text{ KN} \rightarrow$  sur 8 boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V}{n}$$

$$F_{V,sd} = \frac{26.27}{8} = 3.28 \text{ KN}$$

**Il faut vérifier que :**  $F_v \leq F_s$ ,

$$F_{s,rd} = K_s \times \mu \times m \times \frac{F_p - 0.8 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{ms}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4}$$

$$K_s = 1$$

$$\gamma_{ms} = 1.25$$

$\mu = 0.3$  brosse à la brosse métallique

$$F_p = 0.7 \times 245 \times 800 = 137.2 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \frac{137.2 - 0.8 \times \frac{229.78}{2}}{1.25} = 10.86 \text{ KN}$$

$F_v = 3.28 \text{ KN} \leq F_s = 10.86 \text{ KN} \Rightarrow$  condition vérifiée

- **Assemblage platine-poutre :**

Cette attache se fera au moyen de cordon de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On suppose que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine on suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons reliant l'âme à la platine.

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$M = 143.1 \text{ KN.m}$$

$$V = 26.27 \text{ KN}$$

On prend  $e = 12 \text{ mm}$  épaisseur de la platine.

- **Gorge reliant l'âme :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_w = 0.5 \times 8.5 = 4.25 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } a = 4 \text{ mm}$$

- **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_f = 0.5 \times 14 = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } a = 6 \text{ mm}$$

- **Distribution des efforts sur les différents cordons - Cordon âme-platine :**

Chaque cordon repend  $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{26.27}{2} = 13.13 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est :  $L_w = h - 2 \times t_f$

$$L_w = 495 - 2 \times 14 \Rightarrow L_w = 467 \text{ mm}$$

- **Cordon semelle-platine :**

Chaque cordon reprend  $F$ .

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{143.1}{(495 - 14) \times 10^{-3}} \Rightarrow F = 297.5 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est :  $L_f = 2 \times b - t_w$

$$L_f = 2 \times 300 - 8.5 \Rightarrow L_f = 591.5 \text{ mm}$$

- **Vérification :**

**Cordon âme-platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w,rd}$$

Avec :

$F_{w,rd}$  : Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,rd} = a \times L_w \times \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} \rightarrow CCM97 \text{ art } 6.6.5.3$$

On a :

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \\ \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \end{cases}$$

$$F_{w,rd} = 4 \times 467 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{w,rd} = 388.25 \text{ KN}$$

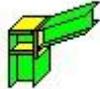
$$\frac{V}{2} = 13.13 \text{ KN} \leq F_{w,rd} = 388.25 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

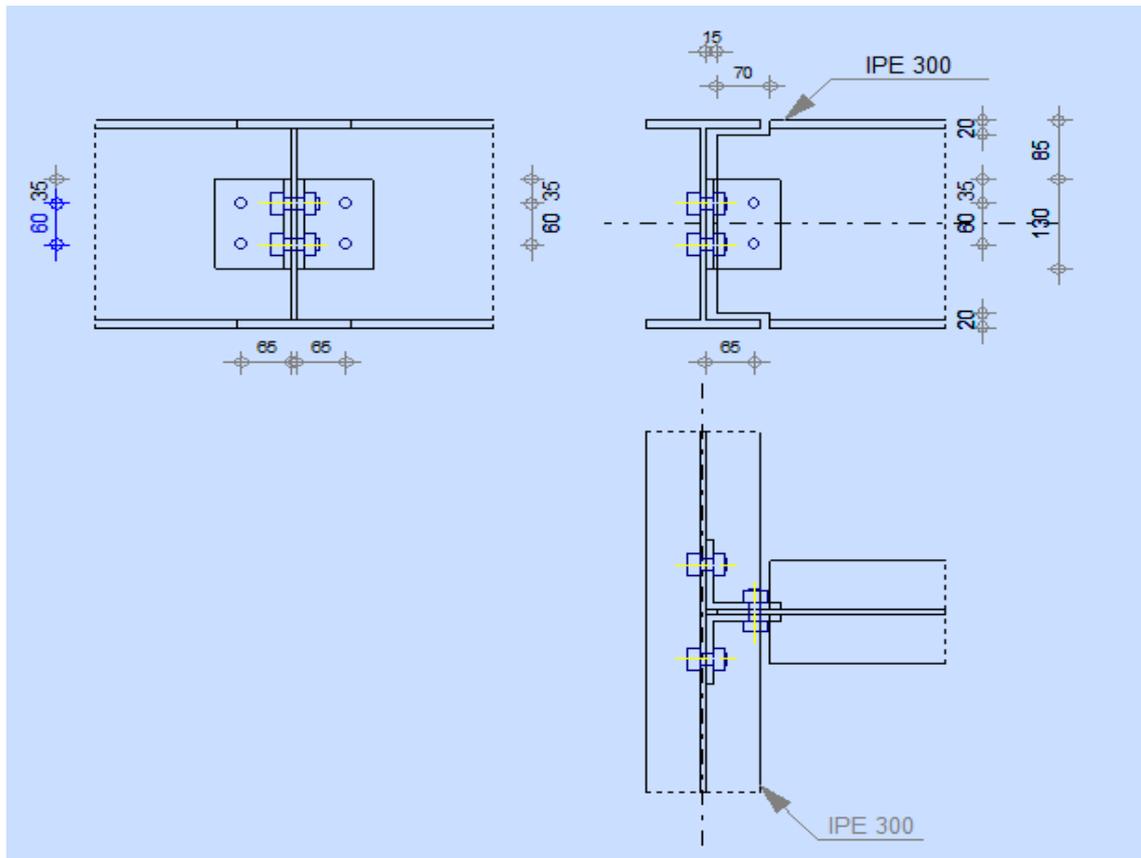
**Cordon semelle-platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F = 297.5 \text{ KN} \leq F_{w,rd} = 388.25 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 6.3 Assemblage Poteau-poutre secondaire :

	Autodesk    Robot    Structural    Analysis    Professional    2018	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

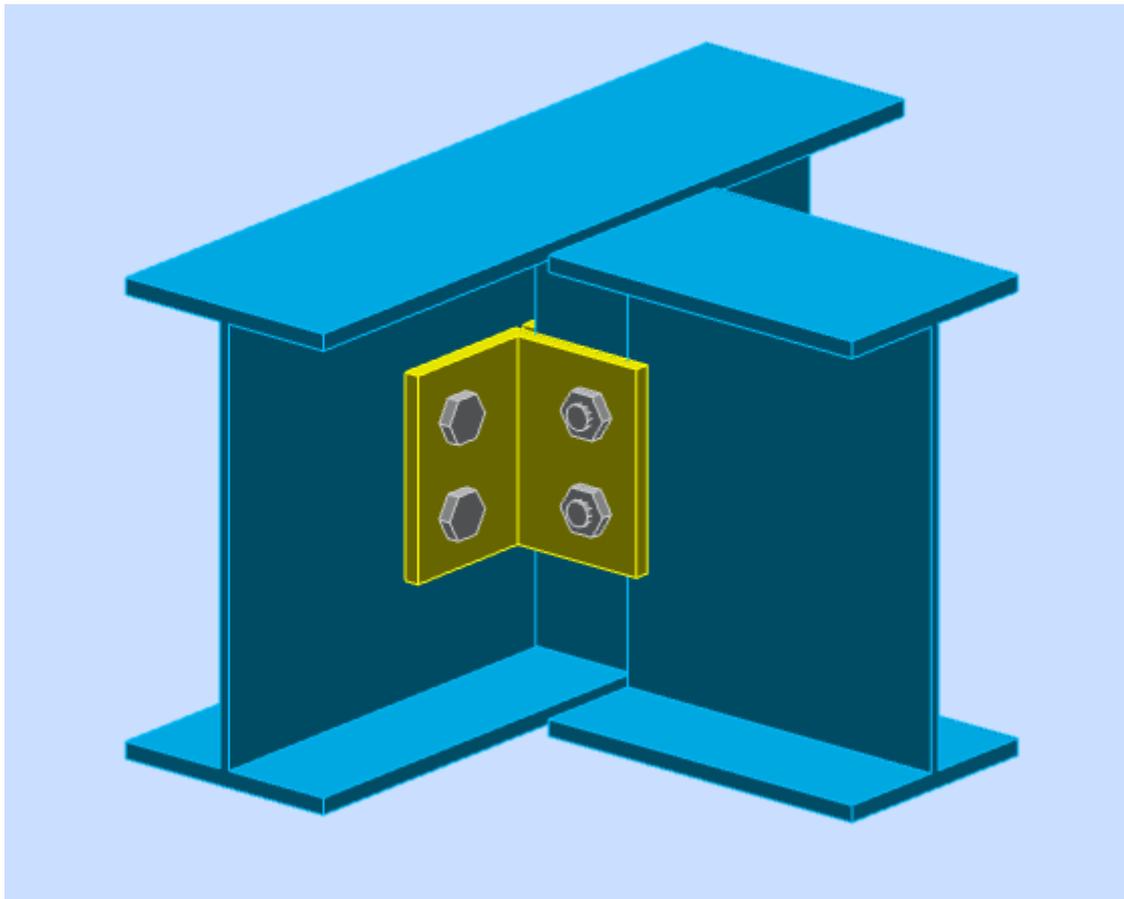


### Général

Assemblage N°:	7
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Noeud de la structure:	6
Barres de la structure:	46, 8

Assemblage N°:

7



## Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	6.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	67,82 [kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	56 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	150 [mm]	
Entraxe $p_i =$	60; 60; 60; 90 [mm]	

## Platine

$h_p =$	390 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20 [mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER	
$f_{yp} =$	235,00 [MPa]	Résistance

## Jarret inférieur

$W_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	80	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	400	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	11,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

## Efforts

### Etat limite: ultime

Cas:	17: G+Q+1.2EY (1+2)*1.00+13*1.20
$M_{b1,Ed} =$	49,64 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	35,50 [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-250,12 [kN] Effort axial dans la poutre droite

## Résultats

### Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} =$	2298,82 [kN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,11 < 1,00	vérifié	(0,11)

### Résistance de l'assemblage à la flexion

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	317	135,65	135,65	553,40	135,65	854,00	135,65	501,97
2	257	109,96	135,65	535,29	135,65	742,89	135,65	501,97
3	197	50,36	135,65	535,29	135,65	742,89	135,65	501,97
4	137	58,59	135,65	535,29	135,65	742,89	135,65	501,97
5	47	20,06	135,65	553,40	135,65	742,89	135,65	501,97

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$	
$M_{j,Rd} =$	90,10 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,55 < 1,00
	vérifié (0,55)

### Vérification de l'interaction M+N

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$	0,66 < 1,00	vérifié	(0,66)
---	-------------	---------	--------

### Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Rd} =$	552,32 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)

### Résistance des soudures

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	54,12 < 365,00	vérifié	(0,15)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	53,18 < 365,00	vérifié	(0,15)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	27,06 < 262,80	vérifié	(0,10)

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,66
--	-------	------

### 6.4 Assemblage pied de poteau :



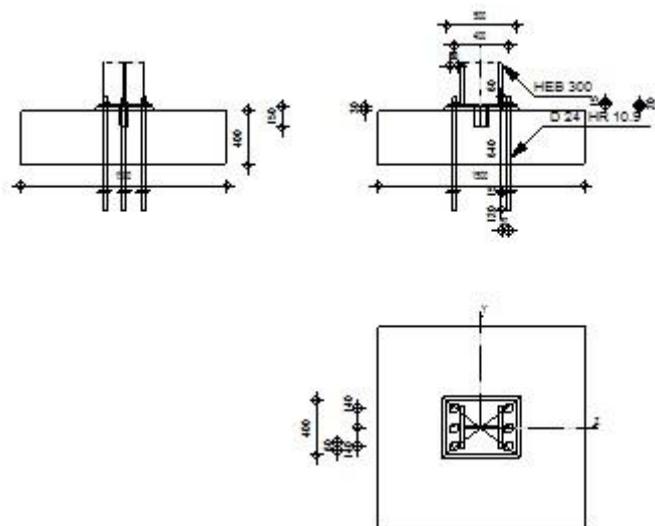
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 +  
CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

**OK**

Ratio  
**0,77**



### GENERAL

Assemblage N°:	2
Nom de l'assemblage :	Pied de poteau encastré
Noeud de la structure:	39
Barres de la structure:	47

Assemblage N°: 2

**GEOMETRIE****PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} = 500$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 400$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 20$  [mm] Epaisseur  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{ypd} = 235,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{upd} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 1200,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 24$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 3,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 4,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 3$  Nombre de rangées des boulons  
 Ecartement  $e_{Hi} = 400$  [mm]  
 Entraxe  $e_{vi} = 140$  [mm]

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 60$  [mm]  
 $L_2 = 640$  [mm]  
 $L_3 = 120$  [mm]

**Plaque d'ancrage**

$l_p = 100$  [mm] Longueur  
 $b_p = 100$  [mm] Largeur  
 $t_p = 15$  [mm] Epaisseur  
 Matériau: ACIER  
 $f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

**Platine**

$l_{wd} = 60$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 60$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 15$  [mm] Epaisseur

**BECHE**

Profilé: IPE 100  
 $l_w = 150$  [mm] Longueur  
 Matériau: ACIER  
 $f_{yw} = 235,00$  [MPa] Résistance

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE**

L = 1500 [mm] Longueur de la semelle  
 B = 1500 [mm] Largeur de la semelle  
 H = 400 [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe BETON30

$f_{ck} = 30,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDES**

$a_p = 7$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$  [mm] Bêche

**EFFORTS**

Cas: 12: Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_X

$N_{j,Ed} = -17,41$  [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 25,53$  [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 1,03$  [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 1,86$  [kN\*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 37,63$  [kN\*m] Moment fléchissant

**RESULTATS****CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,01 < 1,00$  **vérifié** (0,01)

$e_y = 107$  [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 140$  [mm] Bras de levier  $F_{C,Rd,y}$  [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 200$  [mm] Bras de levier  $F_{T,Rd,y}$  [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 128,21$  [kN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0,01 < 1,00$  **vérifié** (0,01)

$e_z = 2162$  [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,z} = 92$  [mm] Bras de levier  $F_{C,Rd,z}$  [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,z} = 140$  [mm] Bras de levier  $F_{T,Rd,z}$  [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,z} = 49,94$  [kN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0,75 < 1,00$  **vérifié** (0,75)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,77 < 1,00$  **vérifié** (0,77)

## CISAILLEMENT

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 677,98$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 488,98$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)

### SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 67,87$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 67,87$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{y  } = 3,10$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{z  } = 0,28$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,26 < 1,00$	vérifié	(0,26)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y  }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,40 < 1,00$	vérifié	(0,40)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z  }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,77
--	-------	------

# CHAPITRE 7 ETUDE DE

## L'INFRASTRUCTURE

### 7.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble
- Choix de type de fondation

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.6 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type

- Semelle isolée.
- Semelle filante.

-Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres. La nature et le poids de la superstructure.

La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

La qualité du sol de fondation.

Aussi pour toutes les raisons citées ci-dessus nous avons opté pour la solution des fondations de type « radier général. » ancrées à 3.0 m dans le sol .La profondeur d'ancrage du bâtiment est également dictée par l'importante hauteur de l'ouvrage.

Combinaison d'action

ELS (G + Q) pour le dimensionnement.

ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.

Accidentelle (0.8G ± E) ; (G+Q+E) pour la vérification.

## 7.2 Type des fondations

Pour avoir le type de fondation on doit comparer la surface total des fondations a celle de bâtiment telle que :

$$S_{\text{fondation}} \leq 50\% S_{\text{batiment}}$$

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante

$$\frac{N_S^T}{S} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_f \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

$S_f$  : La surface totale des fondations nécessaire pour le projet

N : effort normale transmis par l'ouvrage.

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bat}} = 71.82 \text{ m}^2$

On a  $\longrightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} G=0.342 \\ Q=0.09 \end{array} \right.$

**ELS** : G+Q= 0.437 MN

$$S_f \geq \frac{0.437}{0.25} \geq 1.75m^2$$

$$\frac{S_f}{S_{bat}} = \frac{1.75}{71.68} = 0.024 \rightarrow S_f = 2.4\% S_{bat} < 50\% S_{bat}$$

On déduit que la surface totale des semelles ne dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment. Donc on opte pour une semelle isolé.

- **Dimensionnement de la semelle isolé :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$a=b=0.6m$$

On a une semelle carrée :

$$\text{Donc : } A=B=\sqrt{1.75}=1.32m$$

**On prend A=B=1.5**

$$\left\{ \begin{array}{l} d \geq \sup\left[\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right] \\ d \geq \frac{1.5-0.6}{4} \geq 0.32m \end{array} \right.$$

Donc on prend : **d = 0.35m**

$$\text{On prend } h = 0.35 + 0.05 = 0.4m$$

- **Vérification de la semelle isolée :**

$$\sigma_M \leq 2\bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \text{Situation accidentel}$$

$$\frac{N_s^{max}}{A * B} \left(1 + \frac{6e}{A}\right) \leq 2\bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s=2582.49KN \\ M=956.77KN.m \end{array} \right.$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.37m$$

$$\text{On a : } A = B = 1.5cm$$

$$\frac{N_s^{max}}{A * B} \left(1 + \frac{6e}{A}\right) = 0.144 \leq 2 * \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bullet \sigma_{sd} = \frac{N_s + (P_{semelle})}{S_{semelle}} < \sigma_{sol}$$

$$P_{semelle} = A * B * h * t * \gamma_b = (1.5^2 * 0.4) * 0.03 = 27 \text{KN}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{0.437 + (1.5^2 * 0.4) * 0.03}{1.5^2} = 0.20 \leq 0.25$$

On remarque que le type de semelle isolée convient pour la structure

- **Le ferrailage de la semelle isolé :**

à l'elu :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{235}{1.15} = 204.34$$

A l'els :

Fissuration préjudiciable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \inf\left(\frac{2}{3} * f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) \\ \sigma_{st} = \inf\left(\frac{2}{3} * 235 ; 110\sqrt{1.6 * 2.4}\right) \\ \sigma_{st} = \inf(156.66 ; 215.55) \\ \sigma_{st} = 156.66 \text{MPa} \end{array} \right.$$

	$A_s // A, B$
ELU	$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8 * d * f_{su}}$ $A_s = \frac{0.6(1.5 - 0.6)}{8 * 0.35 * \frac{235}{1.15}}$ $A_s = 9.43 \text{cm}^2$
ELS	$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8 * d * \sigma_{st}}$ $A_s = \frac{0.437(1.5 - 0.6)}{8 * 0.35 * 156.66}$ $A_s = 8.96 \text{cm}^2$
Section	$A_s = 9.43 \text{cm}^2$

**Tableau 0-1** Ferrailage de la semelle isolé

**On ferraillera avec  $A_s = 9.43 \text{cm}^2$  parallèlement dans les deux cotés (A et B)**

**Choix de ferrailage :**

$$6\text{HA}12 + 2\text{HA}16 = 10.81 \text{ cm}^2$$

**▪ Détermination de la hauteur du patin 'e' :**

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

→  $e \geq \max(13.2; 15\text{cm})$  donc on prend  $e = 20 \text{ cm}$

**vérification du poinçonnement**

$$N'u = N \left(1 - \frac{(a+h)(b+h)}{s}\right) = 25.71 \text{ kN} < 0.045 \times P_c \times h \times \frac{f_y}{\gamma_b} = 78.16 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$P_c = [(a+h) + (b+h)] \times 2 = 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

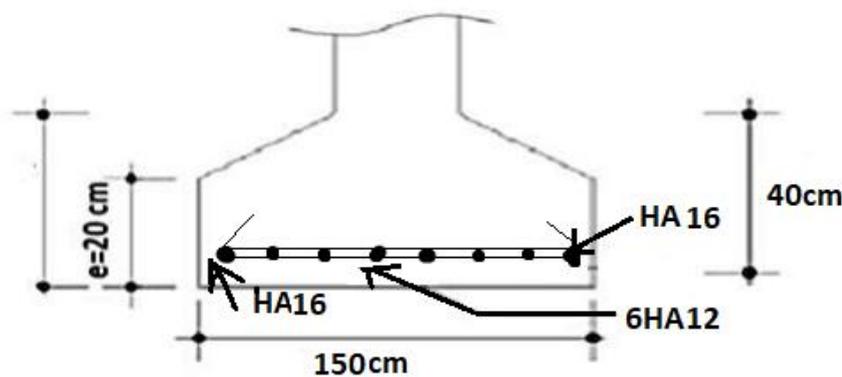


Figure 7-0-1 Ferrailage des semelles isolées

**• Calcul des longrines**

La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S1)

[ RPA 99 / V2003 Page 94 ]

# CONCLUSION GENERALE

L'analyse de cette structure nous a permis d'élargir notre expertise dans le domaine de la construction, qui est très étendu, et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires essentielles à notre formation. La nécessité d'un logiciel de calcul nous a incités à commencer à nous familiariser avec le logiciel ROBOT.

Dans cette étude, nous avons examiné les différentes étapes de la construction d'un bâtiment, qui commence par l'étude climatique et implique le choix des profilés en fonction de l'emplacement. Ce processus est basé sur l'analyse sismique, les planchers et les contreventements. Il est important de souligner que la formation et la construction de l'individu ne sont jamais terminées et doivent toujours être améliorées et développées.

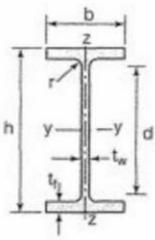
En outre, nous sommes convaincus que ce projet serait encore plus viable si nous pouvions approfondir les aspects de la sécurité, de la technique et de l'économie.

## BIBLIOGRAPHIE

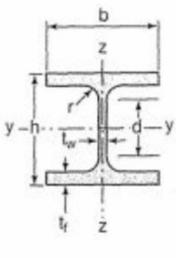
- [1] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.
- [2] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode03. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008
- [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [4] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Équipement et de Logement, 1992.
- [5] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [6] A.P.K, Constructions métalliques et mixte acier-béton, TOME I. Pierre bourrier et jacques Brozzetti, Eyrolles, 1996
- [7] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

# ANNEXES

## Annexe 1

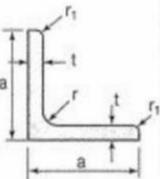
Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
$I_x$		$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J
$I_y$		$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
cm <sup>4</sup>		cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		$I_x$	$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J
		$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
		cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
								Axe yy = Axe zz				
	a	a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>	
	a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub>	i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r <sub>1</sub>			Axe yy = Axe zz			
		a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
	L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
	L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49
	L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48
	L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66

**Annexe 2**  
**Tableau des armatures (1)**

<b>Φ (mm)</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06

---



---

<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)

### Annexe 3

Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\lambda$

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

Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$

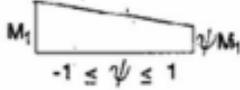
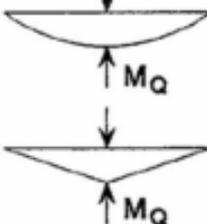
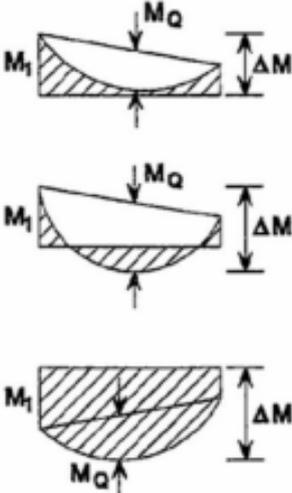
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q =  \text{Max} M  \text{ dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases}  \max M  \text{ pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  \text{ pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

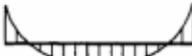
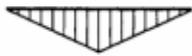
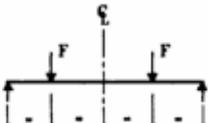
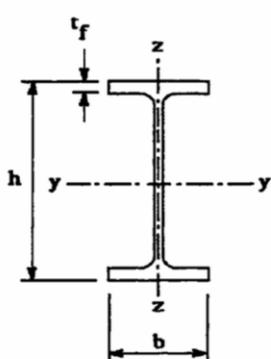
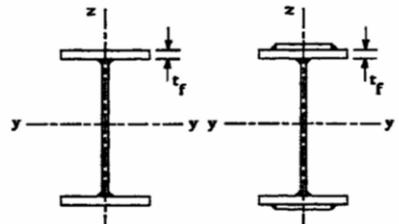
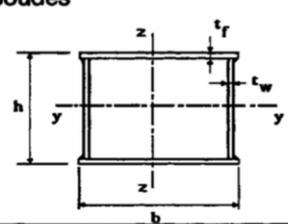
Tableau F.1.2 Coefficients $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ , pour différentes valeurs de $k$ , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2





















