

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA**

**RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**UNIVERSITE SAAD DAHLAB - BLIDA 1**

**1- جامعة سعد دحلب البلدية**

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**

كلية التكنولوجيا

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

قسم الهندسة المدنية



**MEMOIRE DE MASTER**

Spécialité : CHARPENT METALIQUE

Thème

**ETUDE D'UN IMMEUBLE EN CHARPENTE MÉTALLIQUE MULTIPLE  
USAGE (SOUS SOL ET ENTRE SOL ET R+2)**

*Présenté par :*

- **NEHAL YASSER**
- **SALHI MAAMER**

*Encadreur :*

**Mr A.AZZAZ RAHMANI**

**Année universitaire : 2021/2022**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## **REMERCIEMENTS**

*Tous notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur, sans lui, ce projet de fin d'étude n'aurait pas été possible. Il s'agit particulièrement de Monsieur **Abdessamad Azzaz Rahmani**.*

*Nous remercions le président de jury ainsi que notre examinateur d'avoir acceptés de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.*

*Enfin nous tenons à adresser un remerciement à nos très chères familles et aussi nos enseignants du département de Génie Civil qui ont été toujours présents pour nous encourager et nous soutenir.*

## *Dédicaces*

Je dédie ce mémoire à :

Mes parents :

Ma mère, qui a toujours cru pour ma réussite, par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qu'il soit fier de trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte ses fruits ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

A mon chers frère Abdelmalek et mon adorable sœur Anfel, et aussi à mes tantes, mes oncles et mes grands-mères ; que Dieu vous assiste.

A mes cousins et mes cousines

A mon binôme SALHI MAAMER,

A mes chers collègues

Aux ingénieurs WALID et RABAH

A la famille NEHAL et KERMIA

A mes professeurs, qui doivent voir dans ce travail le fruit d'un savoir bien acquis.

A mon pays l'Algérie, et à tous mes frères et sœurs les musulmans dans le monde entier.

***YASSER***



## *Dédicace*

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail

A mes parents :

J'écris cette dédicace avec des larmes dans mes yeux en souvenant mes parents décédés trop tôt. J'espère que, du monde qui est sien maintenant, ils apprécient cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié pour le salut de leurs âmes.

Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde. Vous m'avez manqué.

A mes frères et mes sœurs : pour leur passion de me voir heureux et réussi.

A mon binôme, mon frère : Nehal Yasser.

A toute ma famille. Je vous aime tous.

A tous ceux qui sont proches qu'ils trouvent ici le témoignage de ma gratitude.

A toutes les personnes qui ont participé et soutenu la réalisation de ce travail.

Merci Beaucoup !

**MAAMAR**

## **RESUME**

Ce projet présente une étude d'une structure en Charpente métallique à multiple usage, comporte un sous-sol et un entre sol, un rez-de-chaussée plus 2 étages, elle est implantée à la Wilaya de Alger (Hydra). En ayant une hauteur totale de 18.36 m, et une largeur totale 31.4 m, et longueur 58.1 m, Cette région est classée en zone sismique (III) selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/Version2003**).

Ce travail qui nous a été confié et constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (**C.B.A.93, B.A.E.L.91** modifié en 99 et RPA99/V2003).

La résistance du bâtiment est assurée par des paliers de contreventements en v.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse **ETABS 2016**

**Mots clés :** Charpente métallique, Béton Armé, Bâtiment, Séisme, RPA99/V2003, C.B.A.93, B.A.E.L91, ETABS 2016.

## ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة لهيكل في إطار معدني للاستخدام المتعدد، ويشمل الطابق السفلي والأرض الداخلية، والطابق الأرضي بالإضافة إلى 2 طوابق، ويقع في ولاية الجزائر العاصمة (حيدرة). يبلغ إجمالي ارتفاعها 18.36 متراً، وعرضها الإجمالي 31.4 متراً، وطولها 58.1 متراً، وتصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية وفقاً للائحة الزلزالية الجزائرية. (RPA99/Version2003)

يتم هذا العمل الذي عهد به إلينا ويتكون من دراسة فنية تتمثل في تحليل وتحجيم المبنى مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها RPA99/V2003 المعدلة في 99 و B.A.E.L.91 و C.B.A.93 ضمان مقاومة المبنى من خلال محامل التقوية على شكل حرف V  
تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل باستخدام برنامج تحليل ETABS 2016

الكلمات المفتاحية: إطار معدني، خرسانة. ETABS 2016، B.A.E.L91، C.B.A.93، RPA99/V2003  
مسلحة، بناء، زلازل

### **Abstract:**

This project presents a study of a structure in metal frame for multiple use, includes a basement and an inter ground, a ground floor plus 2 floors, it is located in the Wilaya of Algiers (Hydra). Having a total height of 18.36 m, and a total width of 31.4 m, and length 58.1 m, this region is classified as seismic zone (III) according to the Algerian Seismic Regulation (RPA99/Version2003).

This work that was entrusted to us and consists of a technical study which is the analysis and sizing of the building while applying the rules of the construction in force (C.B.A.93, B.A.E.L.91 modified in 99 and RPA99/V2003).

The resistance of the building is ensured by V-shaped bracing bearings.

The seismic analysis of the structure was carried out using the ETABS 2016 analysis software

**Keywords:** Metal frame, Reinforced concrete, building, Earthquake, RPA99/V2003, C.B.A.93, B.A.E.L91, ETABS 2016.

# **SOMMAIRE** :

## **INTRODUCTION GENERALE**

### **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

I Présentation du projet	3
I.1 Localisation et données concernant le site	3
I.2 Règlements techniques	4
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.3.1 Acier	4
I.3.2 Béton	5
I.4 Conception de l'ouvrage	7
I.4.1 Conception architecturale	7
I.4.2 Conception structurel	8
I.4.2.1 Ossature : contreventé par palé de stabilité type X	8
I.4.2.2 Les Planchers	8
I.4.2.3 Escaliers	10
I.4.2.4 Maçonnerie	11
I.4.2.5 Infrastructure	11

### **Chapitre II : étude climatique**

II.1 Effet de la neige	13
II.1.1 Introduction	13
II.1.2 Calcul des charges de la neige « S »	13
II.2 L'effet de vent	13
II.2.1 Introduction	13
II.2.2 Détermination des différents paramètres coefficient	14
II.2.3 Calcul de la pression dynamique de pointe (qp)	14
II.2.4 Coefficient d'exposition	15
II.2.5 Coefficient de rugosité	15
II.2.6 Intensité de turbulence	17
II.2.7 Calcul de la pression extérieure	17
II.2.8 Coefficients de pression intérieure	20

II.2.9 Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$	21
II.2.10 Action d'ensemble	22
II.2.10.1 Les force à l'aide des coefficients des forces	22
II.2.10.2 Le coefficient dynamique $C_d$	22
II.2. 11 Calcule de coefficient de forme	26
II.2.12 Calcul de la surface élémentaire $A_{réf}$	27
II.2.13 Calcul des forces de frottement	27

### **CHAPITRE III : Prédimensionnement des éléments résistant**

III.1 Introduction	30
III.2 Les planchers	30
III.2.1 Hypothèse de calcul	30
III.3 Estimation des charges des planchers	30
III.4 - Pré dimensionnement des éléments	32
III.4.1. Les solives	32
III.4.2 Les poutres principales	42
III.4.3 Poteau le plus sollicité	50
III.5 Conclusion	53

### **Chapitre IV : Etude des éléments secondaires**

IV.1. Étude des escaliers	55
IV.1.1. Introduction	55
IV.1.2 Prédimensionnement des escaliers	55
IV.1.2.1 le nombre de contre marche	56
IV.1.2.2 Prédimensionnement des éléments porteurs	56
IV.1.2.3 Prédimensionnement de la poutre palière	58
IV.2 L'acrotère	59
IV.2.1 Evaluation des charges	60
IV.2.2. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifier 99 »	62
IV.2.3. Armatures de répartitions	63
IV.2.4. Vérification à L'E.L.S	63
IV.2.5. Vérification des contraintes	64
IV.2.6. Vérification de l'effort tranchant	65

## **Chapitre V : Etude dynamique**

V.1 Introduction	67
V.2 Objectif de l'étude dynamique	67
V.3 Modélisation de la structure	67
V.4 Méthodes de calcul	68
V.4.1 Méthode statique équivalente	68
V.4.1.1 Principe	68
V.4.1.2 Domaine d'application	68
V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale	69
V.4.2.1 Principe	69
V.4.2.2 Domaine d'application	69
V.4.3 Choix de la méthode	69
V.5. Combinaison d'action	70
V.6 Méthode statique équivalente	70
V.6.1 Coefficient d'accélération de zone (A)	71
V.6.2 Coefficient de comportement global de la structure (R)	71
V.6.3 Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T)	71
V.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :	72
V.6.5 Facteur de qualité (Q)	73
V.6.6 Le poids total de la structure (Wt)	73
V.6.7 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V)	74
V.7 Analyse des modèles	74
V.7.1 Les différentes dispositions des contreventements	76
V.8 Méthode dynamique modale spectrale	78
V.8.1 Spectre de réponse	78
V.8.2 Résultante des forces sismiques de calcul	79
V.8.3 Vérification des conditions du facteur de comportement (R)	80
IV.8.4 Vérification des déplacements inter étage	80
IV.8.5 Vérification de l'effet P-Delta	81
IV.9 Conclusion	82

## **Chapitre VI : Etude des éléments structuraux**

VI.1 Introduction	84
-------------------	----

VI.2 Vérification des éléments structuraux	85
VI.2.1 Vérification des poteaux	85
VI.2.1.1 Hypothèse de calcul	85
VI.2.1.2 Vérification du déversement	89
VI.3 Vérification des poutres	92
VI.3.1 Poutre principale	92
VI.4 Dimensionnement des contreventements	94
VI.4.1 Dans les deux Direction	94
<b>Chapitre VII : Assemblages des éléments</b>	
VII.1 Introduction	97
VII.2 Le boulonnage	98
VII.3 Calcul des assemblages	100
VII.3.1 Assemblage Poteau –Poutre (HEA400-IP500) selon [EC-3]	100
VII.3.1.1 Efforts sollicitant	100
VII.3.1.2 Calcule de la soudure poutre IPE500	100
VII.3.1.3 Choix de diamètre du boulon	101
VII.3.1.4 Détermination du nombre de boulons nécessaires	101
VII.4 Assemblage poutre IPE330 –solive IPE180	101
VII.4.1 Assemblages par double cornière	106
VII.4.1.1 Choix de diamètre du boulon	107
VII.4.2 Assemblage des éléments de contreventements	107
VII.4.3 Assemblage pied de Poteau	110
VII.4.4 Assemblage poteau-poteau	111
<b>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure</b>	
VIII.1 Introduction :	114
VIII.2 Etude les éléments du sous-sol :	114
VIII.3 Etude des poteaux mixtes :	114
VIII.3.1 Méthodes de calcul des poteaux mixtes :	115
VIII.3.2 Hypothèse de calcul :	116
VIII.4 Etude de voile périphérique :	121
VIII.4.1 Pré-dimensionnement :	121
VIII.4.2 Méthode de calcul :	121



VIII.5. Etude de fondation :	126
VIII.5.1 Introduction	126
VIII.5.1. Hypothèses de calcul :	126
VIII.5.2. Choix du type de fondation :	127
VIII.5.3. Etude de la semelle filante :	127
VIII.5.3.1. Pré-dimensionnement des semelles :	130
VIII.5.3.2 Calcule des ferrailages :	132
VIII.5.3.3 Schéma de ferrailage :	134
VIII.6. Conclusion :	135
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	136

# LISTE DES FIGURES :

## **Chapitre I**

Figure I.1 : Vue en plans	4
Figure I.2 : Résistance du béton à la compression	6
Figure I.3 : coupe du plancher collaborant	6
Figure I.4 : bacs d'acier	9
Figure I.5 : Conception d'un plancher collaborant	9
Figure I.6 : Bac d'acier type Hi Bond 55	10
Figure I.7 : Goujon soudée	10
Figure I.8 : escalier en charpente métallique	11

## **Chapitre II**

Figure II.1 : Direction du vent sur la construction	14
Figure II.2 : Hauteur de référence $Z_e$ dépendant de $h$ et $b$ et profil correspondant de pression dynamique	15
Figure II.3 : Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V1	17
Figure II.4 : $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticale selon V1	18
Figure II.5 : Vue en plan des zones de pression de la toiture plates	19
Figure II.6 : Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.	20
Figure II.7 : $W(z_e)$ [ $N/m^2$ ] correspondant à chaque zone de parois verticale selon V1	21
Figure II.8 : Vue en élévation des Zones pression des parois verticales sens V4	23
Figure II.9 : $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticale selon V4	24
Figure II.10 : Vue en plan des zones de pression de la toiture plates	24
Figure II.11 : $W(z_e)$ [ $N/m^2$ ] correspondant à chaque zone de parois verticale selon V4	26

## **Chapitre III**

Figure III.1 : schéma des solives.	32
Figure III.2 Schéma statique de solive .	33
Figure III.3 : schéma de beff	45

## Chapitre IV

Figure IV.1 : Vue de l'escalier.	55
Figure IV.2 : Schéma d'une marche.	56
Figure IV.3 : les charges sur la cornière	56
Figure IV.4 : charges appliques sur limon.	57
Figure IV.5 : Dimensions de l'acrotère	59
Figure IV.6: Sollicitation de l'acrotère	60
Figure IV.7: Schéma de ferrailage de l'acrotère	65

## Chapitre V

Figure V.1 : Modélisation du bloc	68
Figure V.2 : Poids de la structure	74
Figure V.3: Sans contreventements	76
Figure V.4: Disposition Final	76
Figure V.5 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE »	79

## Chapitre VI

Figure VI.1 : Phénomène du flambement	84
Figure VI.2 : Phénomène de déversement.	85
Figure VI.3 : La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.	87
Figure VI.4 : La courbe de $\alpha$	88
Figure VI.5 : Schéma de la poutre principal	92
Figure VI.6 : schéma de la poutre principale	93
Figure VI.7 : Contreventement en V	94
Figure VI.8 : Courbe de flambement	95

## Chapitre VII

Figure VII.1 : Exemples des assemblages boulonnés	97
Figure.VII.2 : Assemblage (poteau – poutre)	102
Figure VII.3 : Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.	103
Figure.VII.4 : Assemblage solive-poutre	108
Figure.VII.5 : Assemblage pied de Poteau	110
Figure.VII.6 : Assemblage poteau-poteau	111

## Chapitre VIII

Figure VIII.1 : Schéma du poteau mixte partiellement enrobé	116
Figure VIII.2 : Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité	120
Figure VIII.3 : Schéma d'une semelle filante	126
Figure VIII.4 : La coupe en travée	132
Figure VIII.5 : La coupe sur appui	133
Figure VIII.6 : La coupe en travée	13

# **LISTE DES TABLEAUX :**

## **Chapitre I**

Tableau I.1 : valeurs nominales de $f_y$ et $f_u$ pour les profilés	5
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques	5

## **Chapitre II**

Tableau II.1 : Paramètre relatif à la détermination de $C_t(z)$	16
Tableau II.2 : Valeurs des pressions dynamiques ( $q_p$ )	17
Tableau II.3 : $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	18
Tableau II.4 : $C_{pe}$ pour les parois verticales	19
Tableau II.5 : Les surfaces des ouvertures	20
Tableau II.6 : Les valeurs des pressions $W(z_e)$ [ $N/m^2$ ] ( $V1 / V3$ )	21
Tableau II.7 : Les valeurs de coefficient dynamique $C_d$ ( $V1 / V3$ )	23
Tableau II.8 : Valeurs des pressions dynamiques ( $q_p$ )	23
Tableau II.9 : $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	24
<u>Tableau II.10 : <math>C_{pe}</math> pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire</u>	25
Tableau II.11 : Les valeurs des pressions $W(z_e)$ [ $N/m^2$ ] ( $V4 / V2$ )	25
Tableau II.12 : Les valeurs de coefficient dynamique $C_d$ ( $V2 / V4$ )	26
Tableau II.13 : Les forces à l'aide des coefficients des forces ( $V1 / V3$ ).	27
Tableau II.14 : Les forces à l'aide des coefficients des forces ( $V4 / V2$ )	27

## **Chapitre III**

Tableau III.1 : Charge permanente du plancher terrasse.	31
Tableau III.2 : Charge permanente du plancher	31
Tableau III.3 : Solives des planchers courant en phase de construction.	40
Tableau III.4 : Solives de plancher courant en phase final.	41
Tableau III.5 : Solives de plancher courant en phase final.	41
Tableau III.6 : poutre de plancher courant 2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup> étage + RDC en phase final.	49
Tableau III.7 : Poutre de plancher courant entre sol en phase final.	49
Tableau III.8 : La charge d'exploitation.	50
Tableau III.9: La descente des charges et les profilés des poteaux.	52
Tableau III.10 : Les vérifications du flambement pour poteau central.	53

## Chapitre V

Tableau V.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité	73
Tableau V.2 : Tableau de vérification des masses modales	75
Tableau V.3 : Périodes de chaque disposition	77
Tableau V.4 : Tableau de vérification des masses modales	77
Tableau V.5 : Les réactions à la base obtenue par ETABS	79
Tableau V.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques	80
Tableau V.7 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)	81
Tableau V.8 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ suivant x	82
Tableau V.9 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ suivant y	82

## Chapitre VI

Tableau VI.1 : Efforts internes des poteaux sous Nmax pour chaque niveau	87
Tableau VI.2 : Vérification de flambement (Poteau HEA 400)	90
Tableau VI.3 : Vérification de flambement (Poteau HEA 360)	90
Tableau VI.4 : Efforts internes des poteaux sous Msd,ymax pour chaque niveau	90
Tableau VI.5 : Vérification de flambement (Poteau HEA 360)	91
Tableau VI.6 : Vérification de flambement (Poteau HEA 400)	91
Tableau VI.7 : Efforts internes des poteaux sous Msd,zmax pour chaque niveau	91
Tableau VI.8 : vérification de flambement (Poteau HEA 400)	91
Tableau VI.9 : vérification de flambement (Poteau HEA 360)	92

## Chapitre VII

Tableau VII.1 : Caractéristiques des boulons.	97
Tableau VII.2 : Normes des dimensions des trous de boulon	98
Tableau VII.3 : Valeurs du facteur de corrélation approprié $\rho_w$	98
Tableau VII.4 : valeurs du Coefficients partiels de sécurité $\gamma_{mw}$ .	98
Tableau VII.5: valeurs du coefficients réducteur Ks	99
Tableau VII.6 : valeurs du Coefficient de frottement $\mu$ .	99
Tableau VII.7 : Les poteaux utilisés dans l'assemblage	111
Tableau VII.8 : Caractéristique de boulons	112

## **Chapitre VIII**

Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile périphérique	122
Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à ELS	124
Tableau VIII.3 : Choix final de ferrailage de voile périphérique	124
Tableau VIII.4 : Ferrailage des nervures	130
Tableau VIII.5 : Vérification de la condition non fragilité	131
Tableau VIII.6 : Ferrailage des nervures	131
Tableau VIII.7 : Vérification de la condition non fragilité	131
Tableau VIII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS	131
Tableau VIII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS	132

## Liste de symboles

<b>A</b>	Section brute d'une pièce.
<b>A<sub>w</sub></b>	Section de l'âme.
<b>A<sub>p</sub></b>	Surface portante.
<b>A<sub>s</sub></b>	Aire de la Section résistante à la traction du boulon.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale.
<b>F</b>	Force en générale.
<b>F<sub>p</sub></b>	Force de calcul précontraint.
<b>F<sub>s</sub></b>	Résistance d'un boulon au glissement.
<b>F<sub>trd</sub></b>	Résistance d'un boulon en traction.
<b>F<sub>brd</sub></b>	Résistance a la pression diamétrale.
<b>G</b>	Charge permanent.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
<b>M<sub>sd</sub></b>	Moment fléchissant.
<b>M<sub>Rd</sub></b>	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
<b>M<sub>pl</sub></b>	Moment plastique.
<b>M<sub>cr</sub></b>	Moment critique.
<b>N<sub>sd</sub></b>	Effort normal.
<b>N<sub>tsd</sub></b>	Effort normal de traction.
<b>N<sub>csd</sub></b>	Effort normal de compression.
<b>N<sub>pl</sub></b>	Effort normal plastique.
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal ultime.
<b>N<sub>j</sub></b>	Force d'adhérence avec le béton.
<b>Q</b>	Charge d'exploitation.
<b>W<sub>pl</sub></b>	Module de résistance plastique
<b>W<sub>el</sub></b>	Module de résistance élastique.
<b>b</b>	Largeur de l'âme.
<b>b<sub>eff</sub></b>	Largeur efficace
<b>d<sub>0</sub></b>	Diamètre de perçage des trous de boulon.
<b>f</b>	Flèche d'une poutre.
<b>f<sub>y</sub></b>	Limite d'élasticité d'un acier.



$f_{yb}$	Limite d'élasticité d'un boulon.
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce.
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon.
$f_j$	Résistance de contact de la liaison.
$h$	Hauteur.
$i$	Rayon de giration.
$k$	Facteur de longueur.
$k_s$	Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.
$k_j$	Facteur de concentration.
$n$	Nombre de boulon
$t_w$	Épaisseur de l'âme.
$t_f$	Épaisseur de la semelle.
$t_{wc}$	Épaisseur âme poteau.
$t_{fc}$	Épaisseur âme semelle.
$t_p$	Épaisseur platine.
$\chi$	Coefficient de réduction de flambement.
$\beta_w$	Facteur de corrélation.
$\beta_j$	Coefficient relatif a la liaison.
$\bar{\lambda}$	Elancement.
$a$	Facteur d'imperfection.

# **INTRODUCTION GENERALE :**

La construction en charpente métallique commence à avoir une place de plus en plus importante dans le domaine du génie civil en Algérie. Au cours de ces dernières années, la stimulation du développement économique et social a nécessité le lancement de différents projets parmi lesquels ; la construction des salles omnisports, des bâtiments industriels, et des parkings étagés, immeuble multiple usages, Ces derniers sont le sujet de notre mémoire.

Ce travail s'insère dans l'objectif de respecter et maîtriser les règlements en vigueur, et les techniques de conceptions et des constructions contemporaines dans le domaine.

Dans le cadre de présenter projet fin d'étude nous proposons de faire une étude complète pour une structure en Charpente métallique multiple usages comporte un sous-sol et un entre sol, un rez-de-chaussée plus 2 étages qui sera menée selon les étapes suivantes :

- La première étape portera sur la présentation de l'ouvrage étudié et le choix des matériaux.
- La deuxième étape sera l'étude de neige et vent sur les parois verticales de la structure.
- La troisième étape sera le pré dimensionnement des éléments principaux de la structure tel que les solives, poutres, poteaux.
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique, l'étude sera réalisée par logiciel ETABS 2016.
- Après on a la vérification des éléments de la structure.
- En suite on passe l'étude des différents assemblages de notre bâtiment par logiciel IDEA STATICA ET ROBOT 2019.
- En dernier on arriver portera sur l'étude d'infrastructures.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandation en vigueur à savoir (Eurocode 3.1., RPA99 version 2003 et les différents DTR).

# CHAPITRE I :

## **PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIEAUX**

### I Présentation du projet :

Notre projet de fin d'études, il s'agit d'une structure en charpente métallique d'une forme régulière. La structure présente une forme rectangulaire en plans à usage multiple, il est composé de sous-sol, et d'un entre sol et d'un RDC et de deux (2) étages.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données de la structure analysée, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

#### I.1 Localisation et données concernant le site :

- Ce projet est implanté à **ALGER** classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99/version2003**) comme une zone de sismicité forte (**Zone III**).
- L'ouvrage est d'importance moyenne à usage **multiple**.
- La contrainte admissible du sol est de  **$\sigma_{sol} = 2$  bars**.
- Altitude de **300 m** par rapport au niveau de la mer.

- **Données géométriques du projet :**

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale ..... 58,1 m
- Largeur totale ..... 31,4 m

Suivant la vue en élévation, les dimensions de la structure sont :

- Hauteur du rez-de-chaussée..... 4,59 m
- Hauteur des étages courants ..... 4,59 m
- Hauteur de sous-sol ..... 4,08 m
- Hauteur d'entre-sol ..... 4,59 m
- Hauteur totale du bâtiment ..... 18,36 m

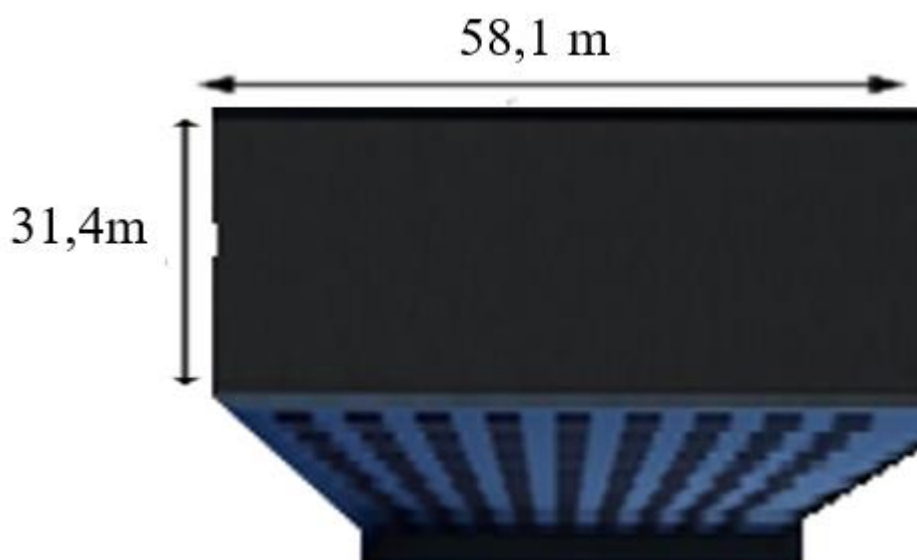


Figure I.1 : Vue en plans

### I.2 Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.48 : Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/ VERSION 2003 ».
- DTR.BC.2.47 : Règlement Neige et Vent « RNV 2013 ».
- BAEL 91 révisées 99 : Calcul des Structures en béton.
- Eurocode 03 : Calcul des structures en acier.
- Eurocode 04 : Calcul des structures mixtes (acier – béton).

### I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (EUROCODE 3) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99version 2003).

#### I.3.1 Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210\ 000\ \text{MPa}$
- Module de cisaillement :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769\ \text{MPa}$
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation :  $\alpha = 12 \times 10^{-6}\ \text{par } ^\circ\text{C}$

## CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

---

- Masse volumique  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Limite élastique  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

**Tableau I.1** : valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  pour les profilés

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur t [mm]			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

- **Caractéristiques mécaniques de l'acier :**

**Tableau I.2** : Caractéristiques mécaniques

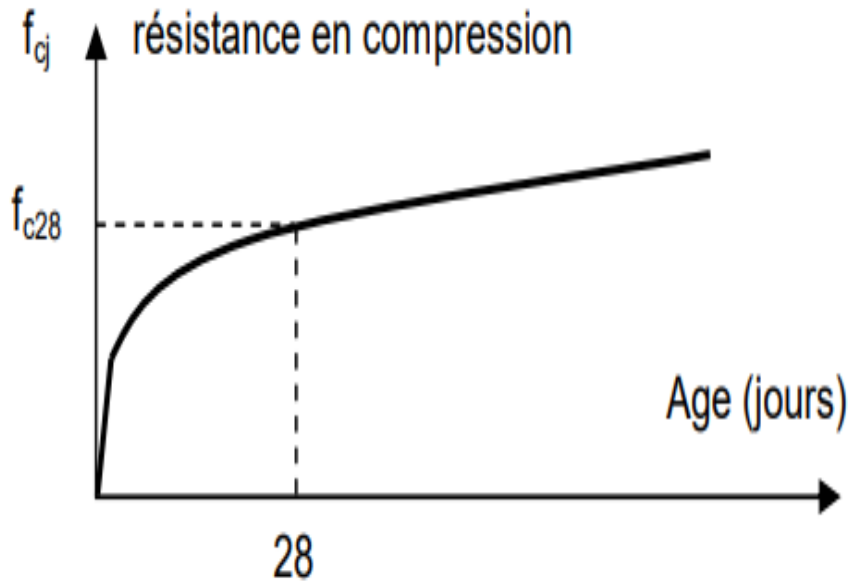
	Nuance	$F_y$ [MPa]
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres H.A	Fe 400	400
	Fe 500	500

### I.3.2 Béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- **La résistance à la compression :**

Dans le cas courant, le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, elle est notée  $f_{c28}$ , cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur des éprouvettes.



**Figure I.2 :** Résistance du béton à la compression

Résistance du béton à la compression : La résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours notée  $f_{cj}$  est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83j} f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \quad \text{Pour } j < 28 \\ f_{cj} = \frac{J}{1.40 + 0.95j} f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad \text{Pour } j = 28 \\ f_{cj} = f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

À 28 jours on a  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ **La résistance à la traction :**

La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}^{[4]}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et à la traction  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

• **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

## CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

---

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; on trouve : } E_{i28} = 32164,20 \text{ (MPa).}$$

- **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa on trouve : } E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

- **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du coté de la section}}$$

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

### I.4 Conception de l'ouvrage :

#### I.4.1 Conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et 2 étages avec un sous-sol et un entre-sol :

- ✓ Sous-sol sera aménagé comme parking.
- ✓ Entre-sol sera aménagé comme dépôt, superette et cuisine.
- ✓ RDC e sera aménagé comme réfectoires éléments.
- ✓ 1<sup>er</sup> étage sera aménagé comme infirmerie.
- ✓ 2<sup>eme</sup> étage sera aménagé comme bureaux.
- ✓ La terrasse sera inaccessible.



### I.4.2 Conception structurel :

#### I.4.2.1 Ossature : contreventé par palé de stabilité type X :

En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17m en zone III.

#### I.4.2.2 Les Planchers :

Selon l'EUROCODE 4 l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte,  $h_t$  doit être d'au moins **80 mm**.

L'épaisseur de béton  $h_c$ , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à **40 mm**.

Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme,  $h_t$  doit être d'au moins **90 mm** et  $h_c$  ne doit pas être inférieure à **50 mm**.

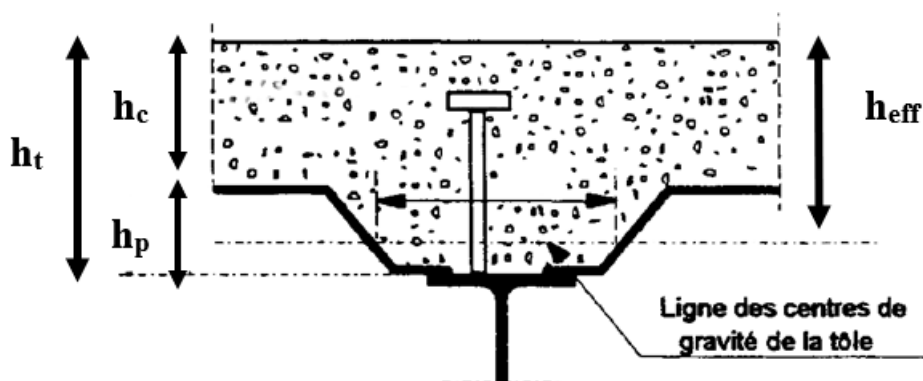


Figure I.3 : coupe du plancher collaborant

- **Résistance au feu :**

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, ne dépend que de l'épaisseur de la dalle.

L'épaisseur efficace  $h_{eff}$  est donnée par les formule suivante :

$$h_{eff} = h_c + 0,5 \times h_p \times \left( \frac{L1+L2}{L1+L3} \right) \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1,5 \quad \text{et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_{eff} = h_c \left[ 1 + 0,75 \times \left( \frac{L1+L2}{L1+L3} \right) \right] \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \geq 1,5 \quad \text{et } h_c > 40 \text{ mm}$$

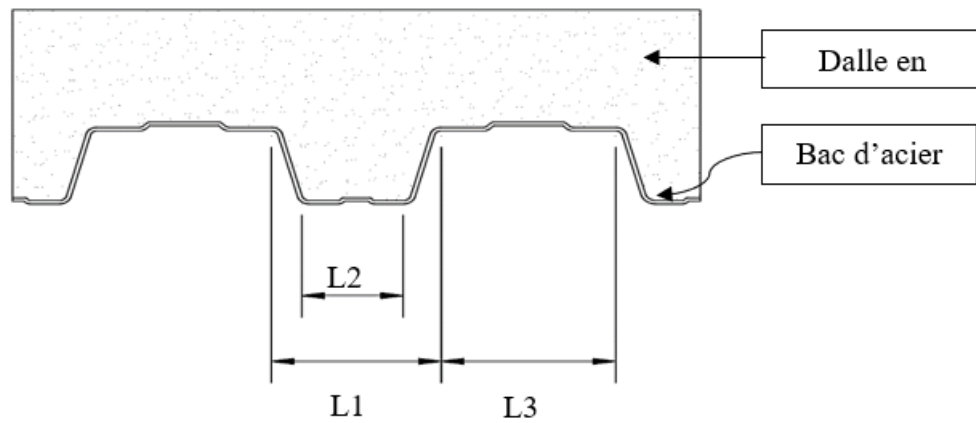


Figure I.4 : bacs d'acier

Pour une classe de résistance au feu normalisé (R120),  $h_{\text{eff}} \geq 120 \text{ mm}$

On Choisit  $h_t = 160\text{mm}$  ; avec  $h_c = 105 \text{ mm}$  et  $h_{\text{eff}} = 122,30\text{mm}$

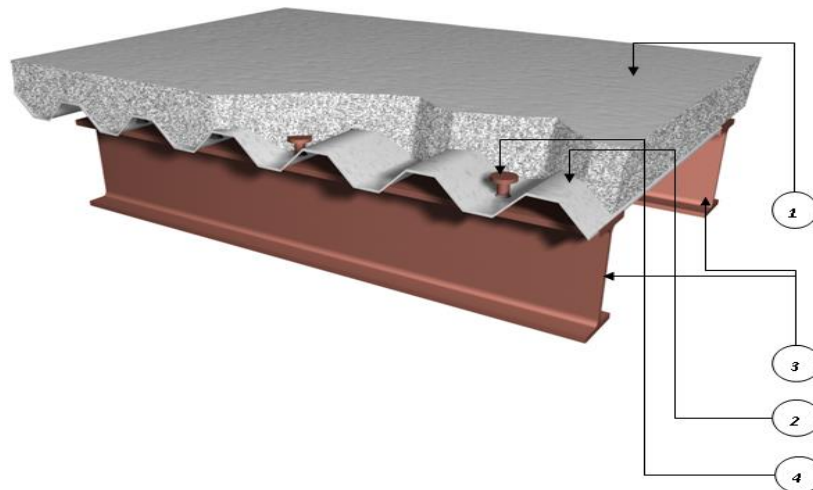


Figure I.5 : Conception d'un plancher collaborant

- 1 : Dalle en béton
- 2 : Tôle Hi-bond 55
- 3 : Solive.
- 4 : Connecteur.

- **Bac d'acier :**

Les bacs aciers sont de type **Hi Bond 55**

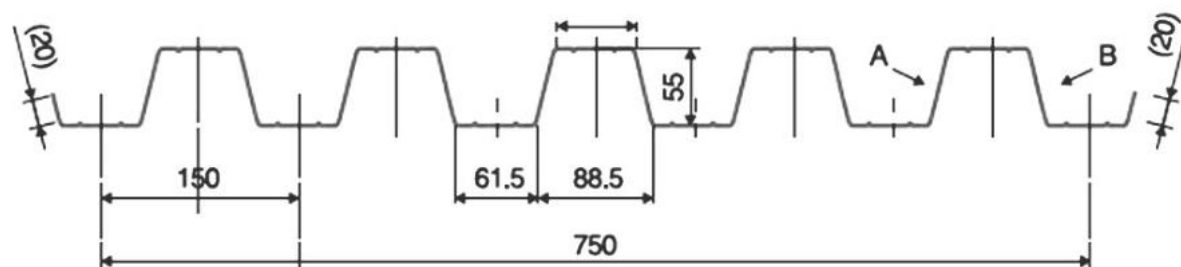
Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

## CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

---

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :



**Figure I.6 :** Bac d'acier type Hi Bond 55

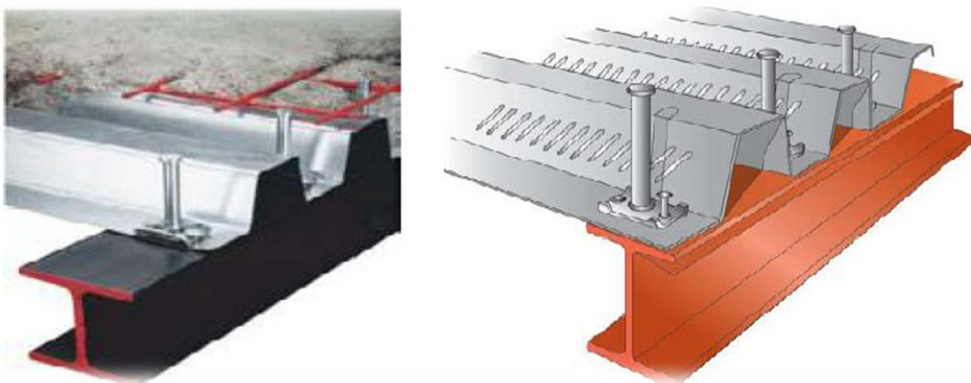
- Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs :

Ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

- **Les connecteurs :**

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

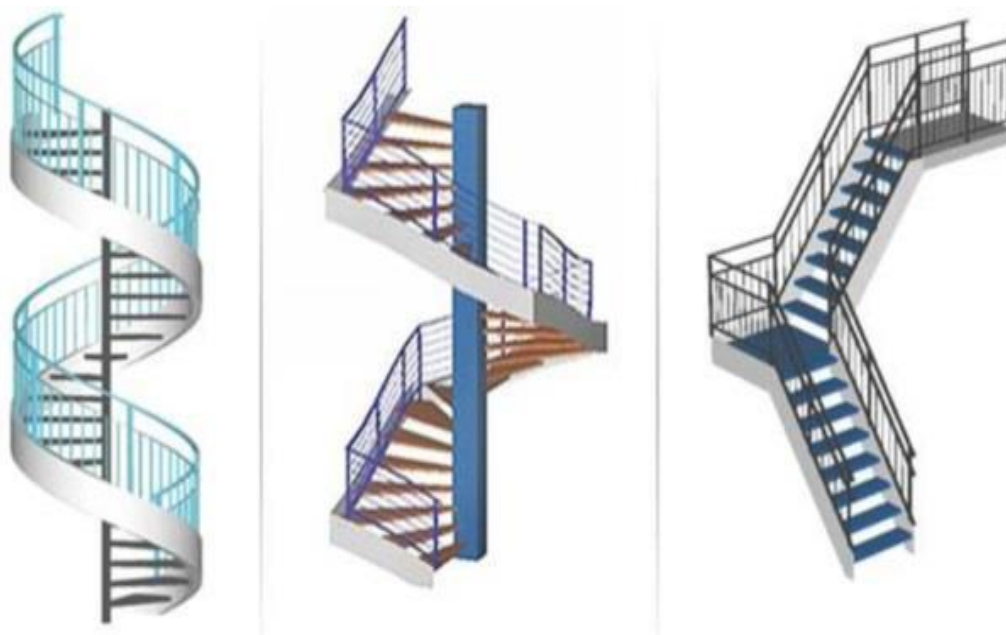
Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur  $h = 95 \text{ mm}$  et de diamètre  $d = 19 \text{ mm}$ , qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :



**Figure I.7 :** Goujon soudée

### I.4.2.3 Escaliers :

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.



**Figure I.8** : escalier en charpente métallique

### I.4.2.4 Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
  - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.
- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

### I.4.2.5 Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

# CHAPITRE II :

## **ÉTUDE CLIMATIQUE**

**II.1 Effet de la neige :****II.1.1 Introduction :**

Le règlement **RNV2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale 2000 m.

**II.1.2 Calcul des charges de la neige « S » :**

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule

suivante :  $S = \mu \times S_k$

Avec :  $S_k$  (en  $\text{KN/m}^2$ ) est la charge de neige sur le sol.

$\mu$  : est un coefficient d'ajustement de charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Notre structure se situe à la commune de Hydra wilaya de Alger, zone B.

La valeur  $S_k$  est déterminée par les lois de variation suivantes :

$H$  (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer  $H = 210$  m

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \Rightarrow S_k = 0,184 \text{ KN/m}^2$$

$$S_k = 0,184 \text{ KN/m}^2 \text{ et } \mu = 0,8 \text{ (Toiture plate).}$$

$$\text{Donc } S = 0,8 \times 0,184 \Rightarrow S = \mathbf{0,147 \text{ KN/m.}}$$

**II.2 L'effet de vent :****II.2.1 Introduction :**

Le vent, agissant sur une structure, engendre une déformée, éventuellement un arrachement d'éléments par conséquent, il provoque des efforts sur les différentes parois qu'il rencontre, Cette étude a pour objet de modéliser cette action sous forme de chargements.

Le calcul sera mené conformément au règlement Neige et vent 2013, Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région
- De site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- De la rigidité de la construction

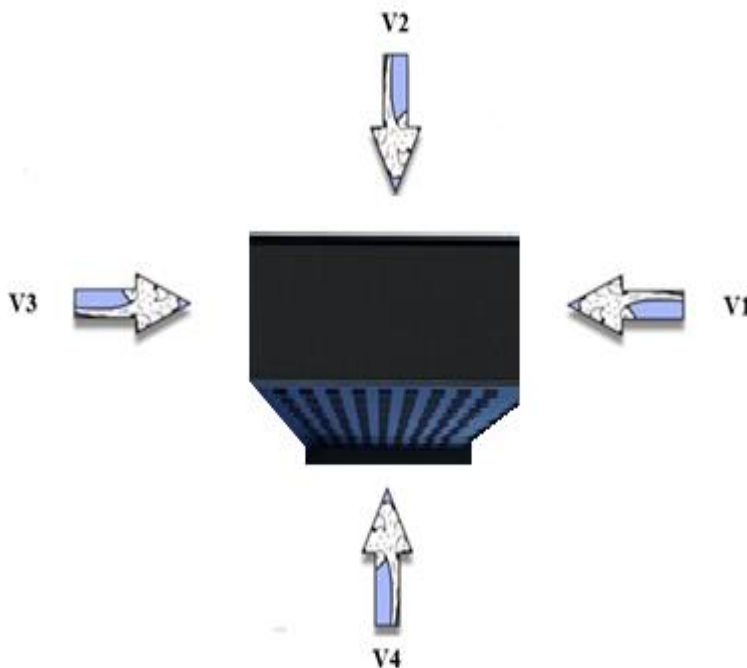


Figure II.1 : Direction du vent sur la construction

### II.2.2 Détermination des différents paramètres coefficient :

Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire, donc l'étude se fera sur deux parois.

### II.2.3 Calcul de la pression dynamique de pointe ( $q_p$ ) :

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$  à la hauteur de la référence  $Z_e$  est donnée par :

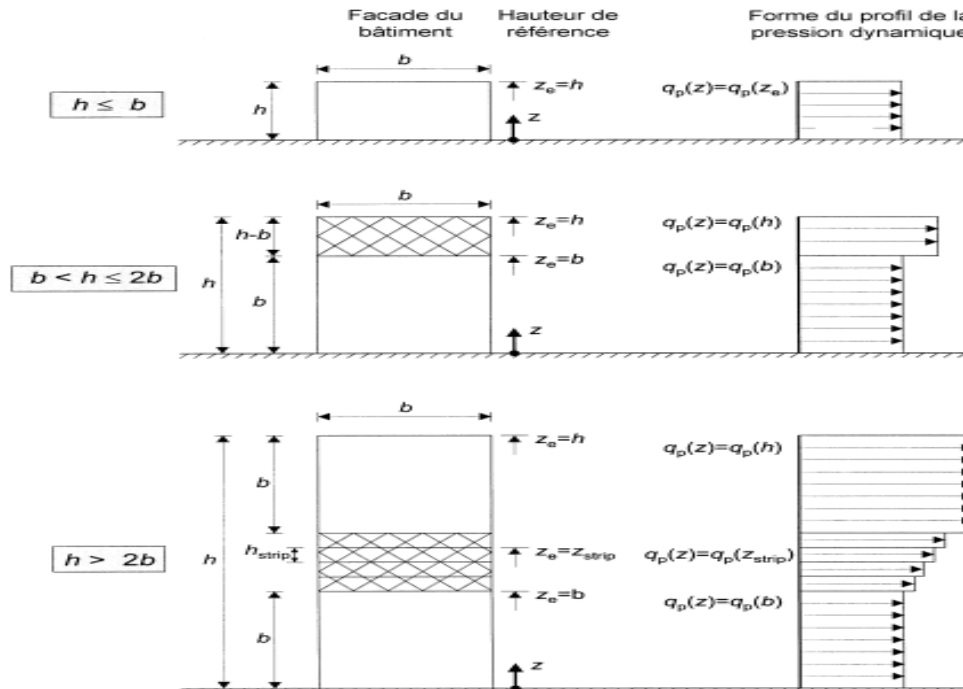
$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$$

Notre projet est situé à Alger qui est classée en zone I selon le RNV 2013 d'où la pression dynamique de référence pour les structures permanentes est :

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2, V_{ref} = 25 \text{ m/s}$$

• **Hauteur de référence :**

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales,  $Z_e$  est déterminé comme indiqué par la figure II.2



**Figure II.2 :** Hauteur de référence  $Z_e$  dépendant de  $h$  et  $b$  et profil correspondant de pression dynamique

Donc on a :

$$q_p(z) = q_p(z_e)$$

**II.2.4 Coefficient d'exposition :**

Le coefficient d'exposition  $C_e(z)$  dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité.

Coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

**II.2.5 Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, Il est défini par la loi suivant :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_t * \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < Z_{\min} \end{cases}$$



Avec le **tableau 2,4 du RNV 2013**, il s'agit de la **catégorie IV**

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} K_t = 0,234 \\ Z_0 = 1 \\ Z_{\min} = 10 \\ \zeta = 0,67 \end{cases}$$

• **Coefficient de topographie :**

Le site où notre projet se situe est incliné, d'après le **RNV 2013 partie 2,4,5** :

$$C_t(z) = 1 \quad \text{pour } \Phi < 0,05$$

$$C_t(z) = 1 + S_{\max} \left( 1 - \left( \frac{|x|}{k_{red} \times L} \right) \right) e^{-\alpha(z/L)} \quad \text{pour } \Phi \geq 0,05$$

D'où :

-  $\Phi$  est la pente du versant au vent  $\rightarrow \Phi = \frac{H}{L_u}$  ;

- H (en m) est la hauteur du versant ;

- L (en m) est une longueur caractérisant le versant au vent ;

- x (en m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle ;

- z (en m) est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré (site implantation) ;

-  $S_{\max}$ ,  $\alpha$  et  $k_{red}$  sont des coefficients dans le tableau II.1 en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport H/L ;

-  $L_u$  la longueur du versant.

**Tableau II.1** : Paramètre relatif à la détermination de  $C_t(z)$

Forme de l'obstacle	$S_{\max}$	$\alpha$	$k_{red}$	
			$x < 0$	$x > 0$
Collines	$2,2 \times H/L$	3	1,5	1,5
Falaises et escarpements	$1,3 \times H/L$	2,5	1,5	4

On a :

$$\Phi = \frac{H}{L_u} = \frac{4,59}{13,32} = 0,35 \geq 0,05$$

Donc :

$$C_t(z) = 1 + 0,455 \left( 1 - \left( \frac{|26,5|}{1,5 \times 9,18} \right) \right) e^{-2,5(4,59/9,18)}$$

Pour que  $\left(1 - \left(\frac{|26,5|}{1,5 \times 9,18}\right)\right) < 0$  on le prend égale à 0

D'où :

$$C_t(z) = 1$$

### II.2.6 Intensité de turbulence :

Elle est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation suivante :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau II.2 :** Valeurs des pressions dynamiques ( $q_p$ )

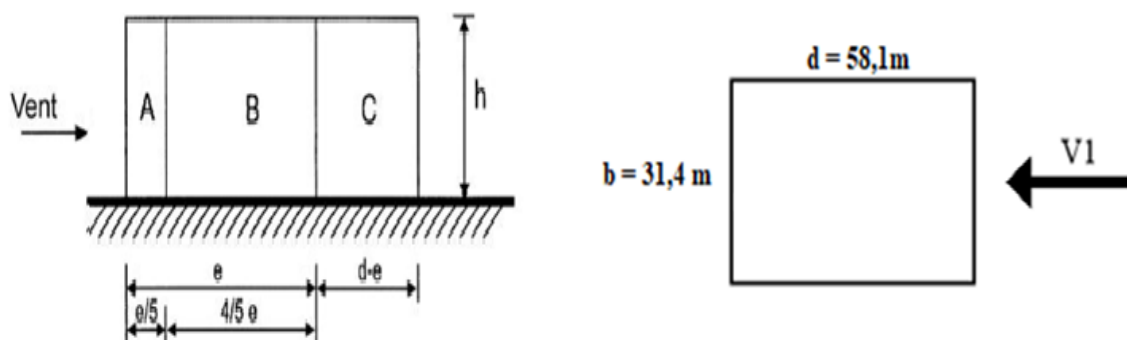
$Z_e$ (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z)$ (N/m <sup>2</sup> )
18,36	0,681	0,344	1,58	592,5

### II.2.7 Calcul de la pression extérieure :

➤ **Direction du vent : Sens  $V_1$  :**

Le coefficient de pression extérieure s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si : } S < 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}(S) & \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si : } S > 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$



**Figure II.3 :** Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens  $V_1$

• **Paroi verticale :**

On a :  $b = 31,4 \text{ m}$  ;  $d = 58,1 \text{ m}$  ;  $h = 18,36 \text{ m}$

$e = \min \{b ; 2h\}$  d'où :  $e = b = 31,4 \text{ m}$

On constate que :  $d > e \Rightarrow$  il existe trois zones A, B et C.

$$S_A = 6,28 \times 18,36 = 115,30 \text{ m}^2$$

$$S_B = 25,12 \times 18,36 = 461,21 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_C = 26,7 \times 18,36 = 490,21 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_D = 31,4 \times 18,36 = 576,50 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_E = 31,4 \times 13,77 = 432,38 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

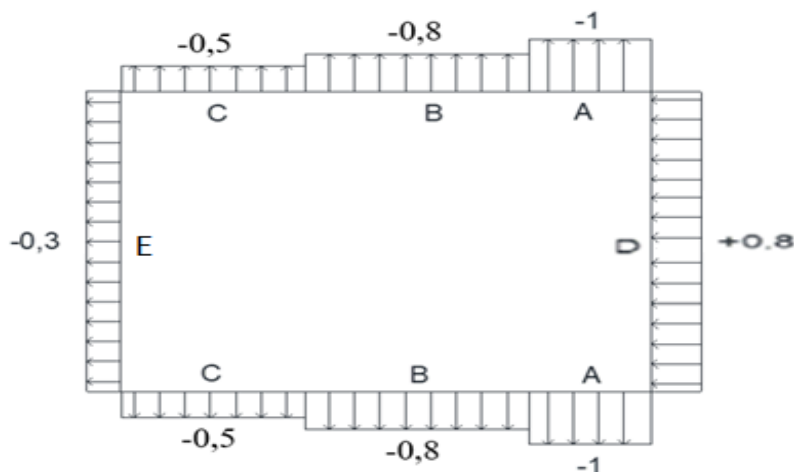
Toutes les surfaces des parois verticales  $S > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow$  donc on prend  $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	115,30	461,20	490,21	575,40	432,8
C <sub>pe</sub>	- 1	- 0,8	- 0,5	+ 0,8	- 0,3

**Tableau II.3 :** C<sub>pe</sub> pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Les valeurs de C<sub>pe</sub> pour les parois verticales sont représentées dans la figure II.4 :



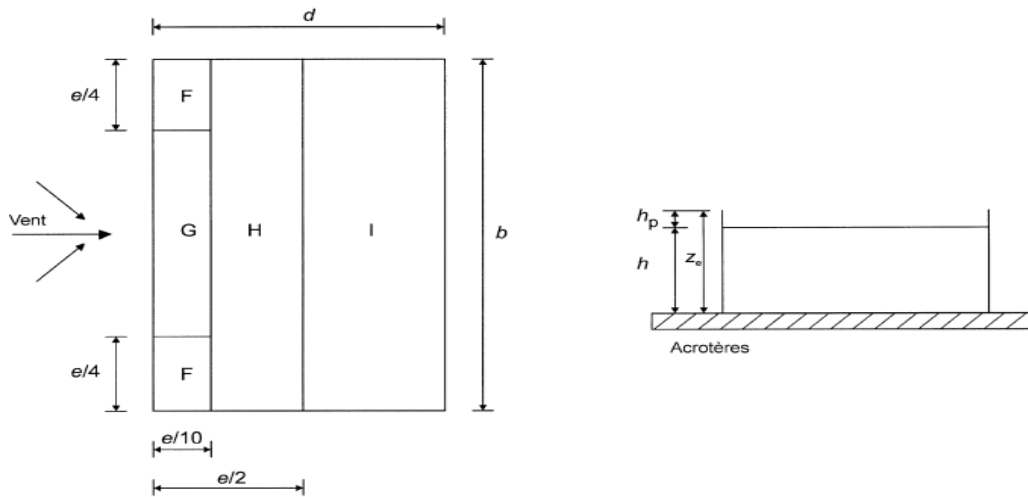
**Figure II.4 :** C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de parois verticale selon V<sub>1</sub>

• **Toiture plate :**

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5°, les différentes zones de pression F, G, I sont représentées sur la figure II.5

On a :  $b = 31,4 \text{ m}$  ;  $d = 58,1 \text{ m}$  ;  $h = 18,36 \text{ m}$

$e = \min \{b ; 2h\}$  d'où :  $e = b = 31,4 \text{ m}$



**Figure II.5 :** Vue en plan des zones de pression de la toiture plates

$$S_F = 7,85 \times 3,14 = 24,65 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_G = 15,7 \times 3,14 = 49,29 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_H = 12,56 \times 31,4 = 394,39 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_I = 42,2 \times 31,4 = 1331,36 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$$

Dans la toiture plate, la répartition de cette dernière se fera comme suit :

Avec acrotère :  $H_p = 80 \text{ cm} \Rightarrow H_p/h = 0,0436$  on prend :  $H_p/h = 0,05$

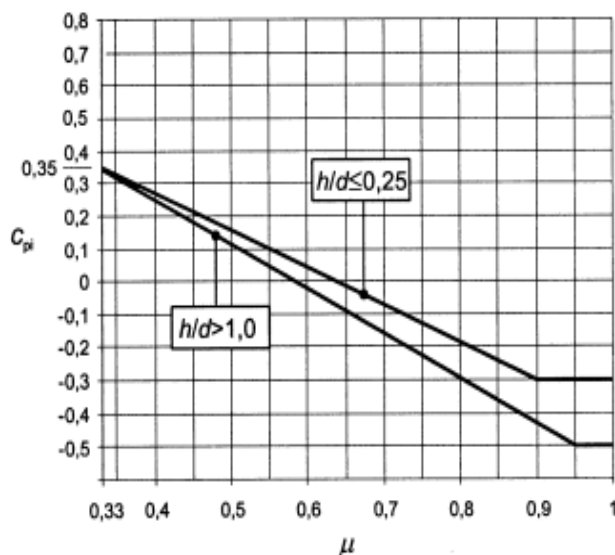
Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.4 :** Cpe pour les parois verticales.

Zone	F	G	H	I
Surface (m <sup>2</sup> )	24,65	49,29	394,39	1331,36
Cpe	- 1,4	- 0,9	- 0,7	± 0,2

**II.2.8 Coefficients de pression intérieure :**

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est déterminé à partir de la **Figure 5,14 du RNV 2013** avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et  $\mu_p$  l'indice de perméabilité donné par la figure II.6 :



**Figure II.6 :** Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

**Tableau II.5 :** Les surfaces des ouvertures

2 <sup>ème</sup> Etage		
Type	Nombre	La somme
Fenêtres	$(0,8 \times 0,2) \times 13$	52,78 m <sup>2</sup>
	$(1,2 \times 1,5) \times 19$	
	$(2,2 \times 1,5) \times 5$	
1 <sup>er</sup> Etage		
Type	Nombre	La somme
Fenêtres	$(0,8 \times 0,2) \times 13$	52,78 m <sup>2</sup>
	$(1,2 \times 1,5) \times 19$	
	$(2,2 \times 1,5) \times 5$	
RDC		
Type	Nombre	La somme
	$(0,8 \times 0,2) \times 13$	

<b>Fenêtres</b>	(1,2 × 1,5) × 6 (2,2 × 1,5) × 5 (3,4 × 1,8) × 2	41,62 m <sup>2</sup>
<b>Portes</b>	(3 × 2,5) × 1	7,5 m <sup>2</sup>
<b>Entresol</b>		
<b>Type</b>	<b>Nombre</b>	<b>La somme</b>
<b>Fenêtres</b>	(1,2 × 1,5) × 12 (2,6 × 1,8) × 1	32,56 m <sup>2</sup>
<b>Portes</b>	(1,4 × 2,2) × 1 (1,5 × 2,2) × 1	32,56 m <sup>2</sup>
		<b>S<sub>T</sub> = 213,52 m<sup>2</sup></b>

On a

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \frac{169,12}{213,52} = 0,79 \\ \frac{h}{d} = \frac{18,36}{58,1} = 0,31 < 1 \end{array} \right.$$

0,25 < h/d = 0,31 < 1 donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de C<sub>pi</sub> est :

Pour  $\mu_p = 0,79$  et  $h/d > 1$        $\Rightarrow C_{pi} = - 0,28$

Pour  $\mu_p = 0,79$  et  $h/d \leq 0,25$      $\Rightarrow C_{pi} = - 0,18$

Pour  $\mu_p = 0,79$  et  $h/d = 0,31$      $\Rightarrow C_{pi} = - 0,1$

$$C_{pi} = - 0,28 + \frac{-0,18+0,28}{0,25-1} \times (0,31 - 1) = - 0,19$$

### II.2.9 Détermination de la pression aérodynamique W(z<sub>e</sub>) :

Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la **formule 2,6 du RNV 2013** qui est comme suit :  $W(z_e) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$

Les résultants de W(Z<sub>e</sub>) [N/m<sup>2</sup>] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.6 :** Les valeurs des pressions W(z<sub>e</sub>) [N/m<sup>2</sup>] (V1 / V3).

Zone	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	q <sub>p(z)</sub>	W <sub>(z<sub>e</sub>)</sub>
<b>A</b>	- 1	- 0,19	592,5	- 479,93
<b>B</b>	- 0,8	- 0,19	592,5	- 361,42

<b>C</b>	- 0,5	- 0,19	592,5	- 183,67
<b>D</b>	+ 0,8	- 0,19	592,5	+ 586,58
<b>E</b>	- 0,3	-0,19	592,5	- 65,18

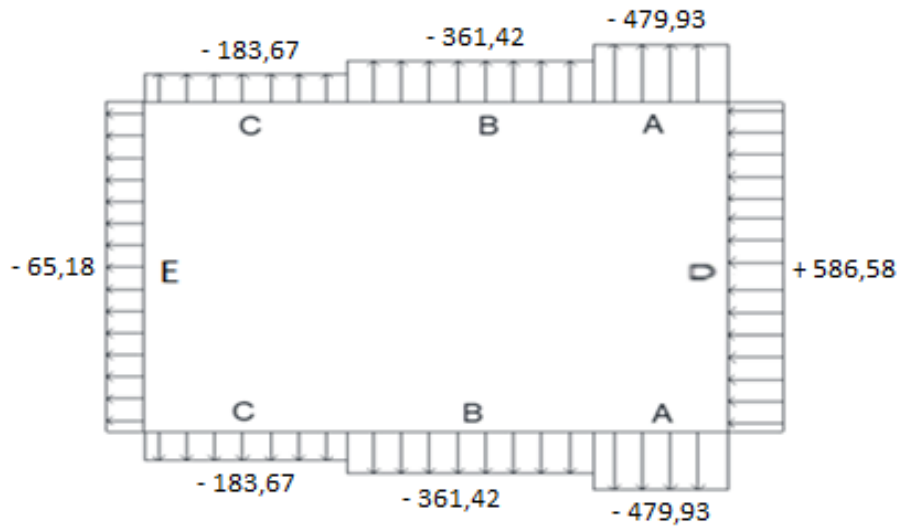


Figure II.7 :  $W(ze)$  [N/m<sup>2</sup>] correspondant à chaque zone de parois verticale selon  $V_1$

## II.2.10 Action d'ensemble :

### II.2.10.1 Les force à l'aide des coefficients des forces :

La force exercée par le vent  $F_w$  agissant sur une construction ou un élément de Construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \text{ [N]}$$

Avec :  $C_d$  : Coefficient dynamique.

$C_f$  : Coefficient de force.

$A_{ref}$  : Surface élémentaire.

### II.2.10.2 Le coefficient dynamique $C_d$ :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfait corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation la structure.

formule générale :

$$C_d = \frac{1+2*g*I_v(z_{eq})*\sqrt{Q^2+R^2}}{1+7*I_v(z_{eq})}$$

Avec :  $I_v(z_{eq})$  est l'intensité de la turbulence

$Q^2$  : est la partie quasi-statique.

$R^2$  : est la partie résonante.

G : est le facteur de pointe.

➤ **Direction V1 :**

**Tableau II.7 :** Les valeurs de coefficient dynamique  $C_d$  (V1 / V3),

Z	Li	Q <sup>2</sup>	Nx	Rn	Rh	Rb	R <sup>2</sup>	V	g	Iv	Cd
18,36	43,02	0,41	6,32	0,041	0,077	0,046	0,0013	0,141	3,14	0,344	0,70

➤ **Direction du vent : Sens V4 :**

**Tableau II.8 :** Valeurs des pressions dynamiques ( $q_p$ )

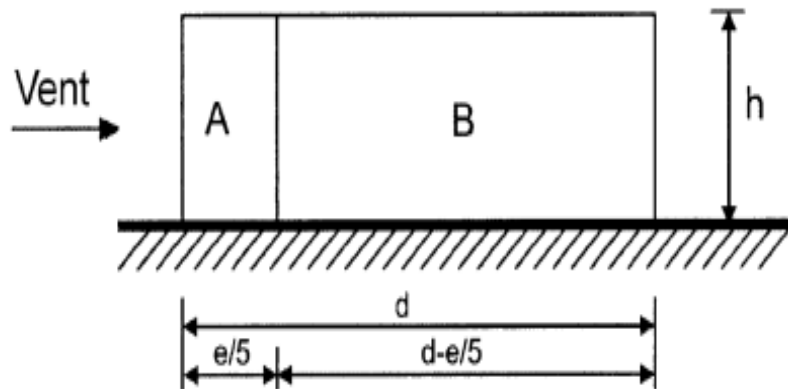
Ze (m)	Ct	Cr(z)	Iv(z)	Ce(z)	qp(z) (N/m <sup>2</sup> )
18,36	1	0,681	0,344	1,58	592,5

Calcul de la pression extérieure :

• **Paroi verticale**

On a :  $b = 58,1\text{ m}$  ;  $d = 31,4\text{ m}$  ;  $h = 18,36$  ;  $e = \min \{ b ; 2h \}$

D'où  $e = 2h = 36,72\text{ m} \Rightarrow d \leq e$



**Figure II.8 :** Vue en élévation des Zones pression des parois verticales sens V4



Tableau II.9 : C<sub>pe</sub> pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	134,83	441,67	576,50	576,50
C <sub>pe</sub>	- 1	- 0,8	+ 0,8	- 0,3

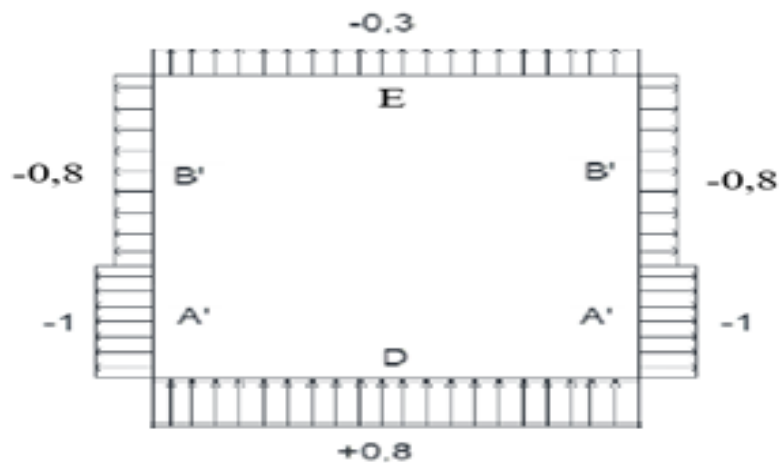


Figure II.9 : C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de parois verticale selon V4

• Terrasse avec acrotère :

On se réfère au paragraphe 5.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV2013), à la figure 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient.

C<sub>pe1</sub> ou C<sub>pe10</sub>

Les zones de pression sont portées sur la figure II.10 :

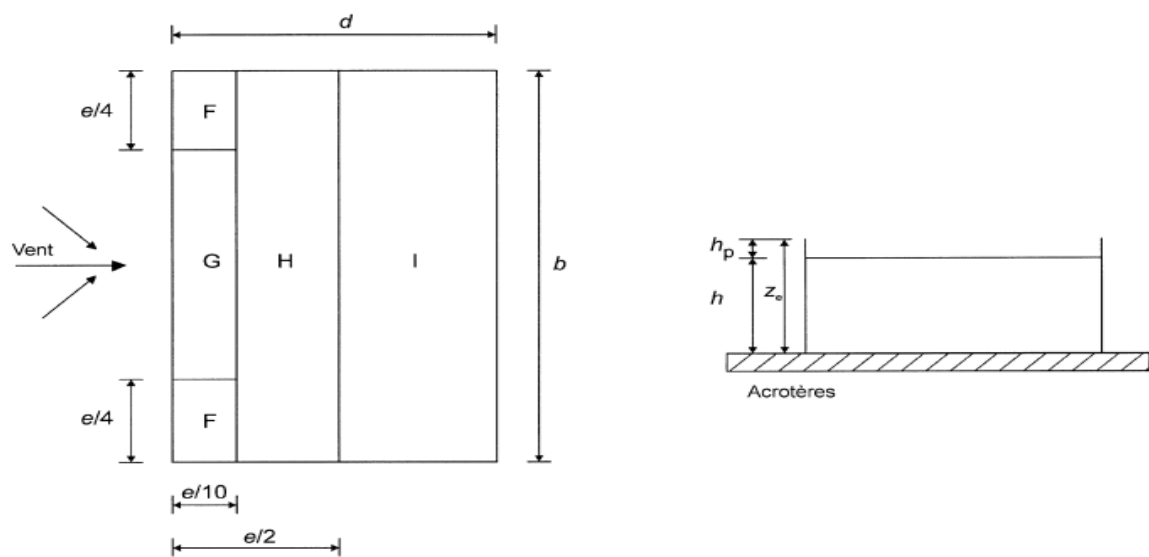


Figure II.10 : Vue en plan des zones de pression de la toiture plates.

**Tableau II.10 :** Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

Zone	F	G	H	I
Surface (m <sup>2</sup> )	33,70	145,92	853,37	757,62
Cpe	- 1,4	- 0,9	- 0,7	± 0,2

• **Détermination de la pression aérodynamique W(z<sub>e</sub>) :**

Donc  $\mu = 0,62 \Rightarrow$  d'après le coefficient Cpi en fonction de l'indice de perméabilité et par interpolation.

$\mu = 0,62$  et  $h/d = 0,58$  **Cpi = - 0,26**

(h) c'est la hauteur du bâtiment ; (d) est sa profondeur.

On a  $\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \frac{133,54}{213,52} = 0,62 \\ \frac{h}{d} = \frac{18,36}{31,4} = 0,58 < 1 \end{array} \right.$

$0,25 < h/d = 0,58 < 1$  donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de Cpi est :

Pour  $\mu_p = 0,62$  et  $h/d > 1 \Rightarrow$  **Cpi = - 0,28 - 0,05**

Pour  $\mu_p = 0,62$  et  $h/d \leq 0,25 \Rightarrow$  **Cpi = - 0,18 + 0,01**

Pour  $\mu_p = 0,62$  et  $h/d = 0,31 \Rightarrow$  **Cpi = - 0,1**

$Cpi = - 0,05 + \frac{0,01+0,05}{0,25-1} \times (0,58 - 1) = - 0,016$

**Tableau II.11 :** Les valeurs des pressions W(z<sub>e</sub>) [N/m<sup>2</sup>] (V4 / V2)

Zone	cpe	cpi	qp(z) (N/m <sup>2</sup> )	W(z <sub>e</sub> )
<b>A'</b>	- 1	- 0,016	592,5	-583,03
<b>B'</b>	- 0,8	- 0,016	592,5	- 464,52
<b>D</b>	0,8	- 0,016	592,5	+ 483,48
<b>E</b>	- 0,3	- 0,016	592,5	- 168,27

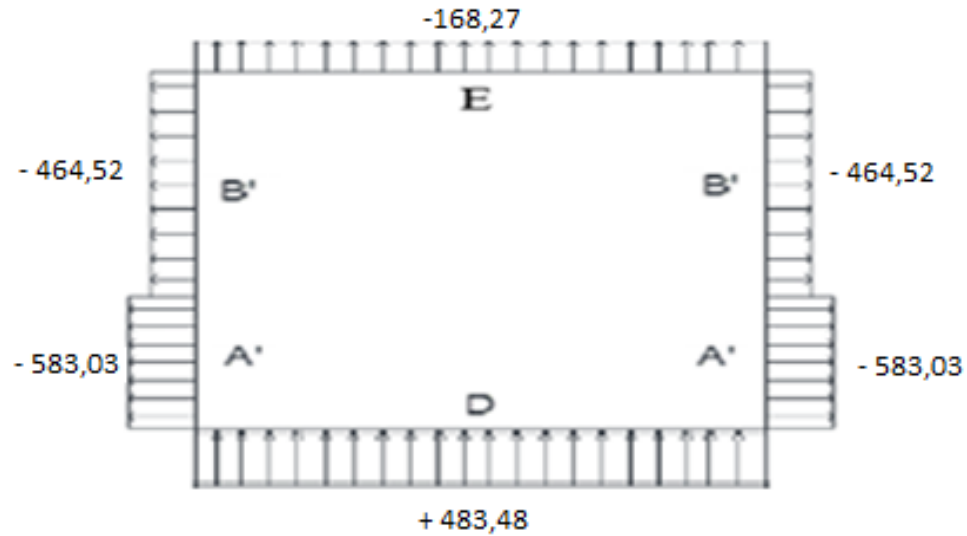


Figure II.11 : W(z) [N/m<sup>2</sup>] correspondant à chaque zone de parois verticale selon V4

Tableau II.12 : Les valeurs de coefficient dynamique Cd (V2 / V4)

Z	Li	Q <sup>2</sup>	Nx	Rn	Rh	Rb	R <sup>2</sup>	V	g	Iv	Cd
18,36	43,02	0,43	6,32	0,041	0,077	0,026	0,0008	0,101	3,08	0,344	0,72

II.2. 11 Calcul de coefficient de forme :

➤ Direction V1 :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi\lambda$$

Avec :

C<sub>f,0</sub> : Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini,

ψλ: Facteur d'élancement donné par [Figure 4,1] du RNV 2013 en fonction de l'élancement effectif λ<sub>e</sub>,

$$C_{f,0} = 1,7$$

$$\lambda_e = \text{Max} (l/b ; 70)$$

$$\lambda_e = \text{Max} \left( \frac{58,1}{31,4} ; 70 \right) = 70$$

Pour φ = 1 (pour construction fermé) et λ<sub>e</sub> = 70

$$\psi\lambda = 0,99$$

$$C_{f1} = 1,7 \times 0,99 = 1,68$$

➤ **Direction V4 :**

$$C_{f,0} = 1,7$$

$$\lambda_e = \text{Max} (l/b ; 70)$$

$$\lambda_e = \text{Max} \left( \frac{31,4}{58,1} ; 70 \right) = 70$$

Pour  $\phi = 1$  (pour construction fermé) et  $\lambda_e = 70$

$$\psi\lambda = 0,99$$

$$C_{f1} = 1,7 \times 0,99 = 1,68$$

**II.2.12 Calcul de la surface élémentaire  $A_{\text{ref}}$  :**

$$A_{\text{ref}} = l \times h \text{ (Rectangle)}$$

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau II.13 :** Les forces à l'aide des coefficients des forces (V1 / V3).

Z(m)	L(m)	Aref(m <sup>2</sup> )	Cd	Cf	qp(zj)(N/m <sup>2</sup> )	Fw (N)
18,36	58,1	1066,72	0,70	1,68	592,5	743269,16

**Tableau II.14 :** Les forces à l'aide des coefficients des forces (V4 / V2)

Z(m)	L(m)	Aref(m <sup>2</sup> )	Cd	Cf	qp(zj)(N/m <sup>2</sup> )	Fw (N)
18,36	31,4	576,5	0,72	1,68	592,5	413170,63

**II.2.13 Calcul des forces de frottement :**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

- **La Condition à vérifier :  $2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$  :**

- **Direction V1 :  $2(58,1 \times 18,36) \leq 4(2(31,4) \times 18,36)$**

$$2133,43 \leq 4612,03$$

**la condition est vérifiée**

➤ **Direction V4** :  $2(31,4 \times 18,356) \leq 4(2(58,1) \times 18,36)$

$$1153,01 \leq 8533,73$$

**la condition est vérifiée**

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

# CHAPITRE III :

## **PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RÉSISTANT**

**III.1 Introduction :**

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré-dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions.

**III.2 Les planchers :****III.2.1 Hypothèse de calcul :**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

**❖ Phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

**❖ Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition

**III.3 Estimation des charges des planchers :**

Dans cette étape, nous allons définir les différentes charges agissantes sur les planchers de notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et qui

varient selon l'usage du bâtiment et les matériaux utilisés. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique.

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

- **Charge Permanente :**

**Tableau III.1 :** Charge permanente du plancher terrasse.

<b>Composants</b>	<b>Charge G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Protection en gravillon (5cm)	0,12
Etanchéité	0,85
Forme de pente (e=5cm)	1,10
Isolation thermique (4 cm)	0,16
Dalle en béton arme (15cm)	2,88
Bac d'acier HI-BOND 55	0,09
Faux plafond (2 cm ; 10KN/m <sup>3</sup> )	0,20
<b>Total</b>	<b>5,4</b>

- **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation Q pour une terrasse inaccessible : **Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>**

❖ **Plancher courant :**

- **Charge permanente**

**Tableau III.2 :** Charge permanente du plancher

<b>Composants</b>	<b>Charge G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Dalle de sol	0,50
Mortier de pose	0,40
Dalle en béton arme (15cm)	2,88
Bac d'acier HI-BOND 55	0,09
Faux plafond (2 cm ; 10KN/m <sup>3</sup> )	0,20
Cloisonnement	1,00
<b>Total</b>	<b>5,07</b>



- **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation  $Q$  pour 2<sup>ème</sup> étage pour les planchers pour bureaux + salle de réunion :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

$Q$  de 1<sup>er</sup> étage comme dépôt infirmerie  $Q = 3,5 \text{ KN /m}^2$

$Q$  de RDC comme dépôt foyer =  $3,5 \text{ KN/ m}^2$

$Q$  d'entre sol comme supérette =  $5 \text{ KN/m}^2$

### III.4 - Pré dimensionnement des éléments :

#### III.4.1. Les solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE ou IPN qui travaillent à flexion simple, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.



Figure III.1 : schéma des solives.

#### ❖ Plancher terrasse :

La solive la plus sollicitée à une longueur  $L = 5,70 \text{ m}$ , On constate que la portée est importante, donc on place des étaitements la mi- travée des solives tel que  $L = 2,85 \text{ m}$  dans la phase de construction avec un espacement de  $2 \text{ m}$ .

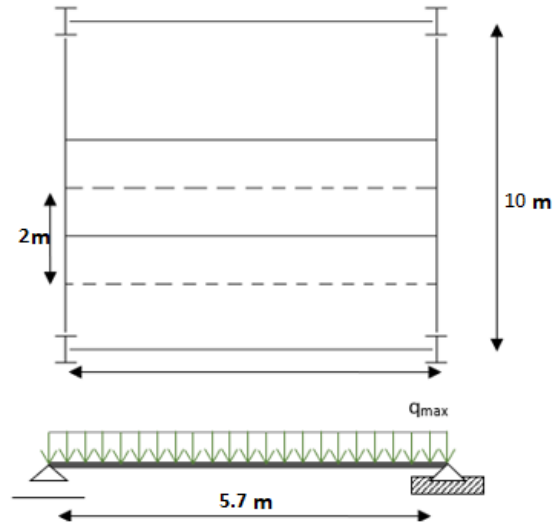


Figure III.2 Schéma statique de solive .

❖ La condition de la flèche :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{2850}{25} \leq H \leq \frac{2850}{15} \Rightarrow 114 \leq H \leq 190 \text{ Le choix de profilé IPE180}$$

❖ Phase de construction :

- Le choix de profilé IPE180

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,88 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier ..... $G = 0,09 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$
- GP (poids propre de profilé IPE 180) .....  **$G_p = 0,188 \text{ KN/m}^2$**

➤ Combinaisons des charges :

ELU :

$$\begin{aligned} q_u &= [1,35 \times G_b + 1,5 \times Q] \times e + 1,35 G_p \\ q_u &= [1,35 \times (2,88 + 0,09) + (1,5 \times 0,75)] \times 2 + (1,35 \times 0,188) \\ q_u &= 10,52 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

ELS :

$$q_{ser} = [G_b + g + Q] \times e + G_p$$

$$q_{ser} = [2,88 + 0,09 + 0,75] \times 2 + 0,188$$

$$q_{ser} = 7,62 \text{ KN/ml}$$

❖ **Moment fléchissant :**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd,y} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{sdy} = \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{10,52 \times 2,85^2}{8} = 10,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1} = 45,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

❖ **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

Où :

$V_{pl,Rd}$  : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_v = 1125 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = 15 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{275 * 1125 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 178,61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 15 \text{ KN} < 86,3 \text{ KN}$  Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- Vérification de la rigidité :

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} < f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 7,62 \text{ KN/ml} \\ L = 2,85 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \\ I_y = 1317 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$f = 2,36 \text{ mm} < f_{adm} = 11,4 \text{ mm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_W$$

On doit vérifier que

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left( \Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2} \right)}$$

Avec

$$\beta_W = 1 \text{ classe I}$$

$$\gamma_{M_1} = 1,1$$

$$M_{sd} \text{ est le moment appliqué} \Rightarrow M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{10,52 \times 2,85^2}{8} = 10,68 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd}$  : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}} \quad \text{Avec } C_1 = 1,132 \text{ (CCM97.TAB.1.2)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{2850 / 20,5}{\left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{2850 / 20,5}{\frac{180}{8}} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 100,05$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9 \varepsilon}$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.16 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 1.27 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,56$$

**Avec :**

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection. Profilé laminé  $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$M_{b,rd} = \frac{0,56 \times 166,41 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 23,3 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 7,87 \text{ KN.m} < M_{brd} = 23,3 \text{ KN.m}$  Donc la condition de déversement est vérifiée

• **Phase finale :**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE180.....  $G_p = 0,188 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente.....  $G_c = 5,4 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation.....  $Q_c = 1 \text{ KN/m}^2$

• **Combinaisons des charges :**

**ELU :**

$$\begin{aligned} q_u &= 1,35 [G_p + (G_c \times e)] + 1,5(Q_c \times e) \\ &= 1,35 [0,188 + (5,4 \times 2)] + 1,5(1 \times 2) = 17,83 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

**ELS :**

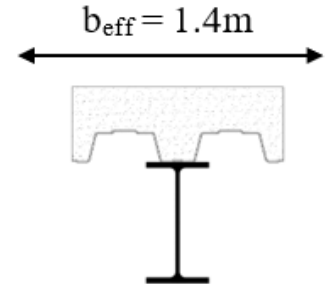
$$\begin{aligned} q_{ser} &= G_p + (G_c \times e) + (Q_c \times e) \\ &= 0,188 + (5,4 \times 2) + (1 \times 2) = 13 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

- **Largeur participant de la dalle :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L/8 = \frac{2,85 \times 4}{8} = 1,425 \text{ m} \\ e = 2 \text{ m} \end{array} \right.$$

➔  $b_{eff} = 1,425 \text{ m}$



- **Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{b\acute{e}ton} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = \left( \frac{0,85 \times 25}{2} \times 1425 \times 95 \right) \times 10^{-3} = 1438,359 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{acier} = (0,95 \times 275 \times 2395) \times 10^{-3}$$

➔  $R_{acier} = 625,69 \text{ KN}$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{acier}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \times \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier}}{R_{b\acute{e}ton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 625,69 \times \left[ \frac{180}{2} + 150 - \left\{ \frac{625,69}{1438,359} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 137,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{17,83 \times (5,7)^2}{8} = 72,41 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$     **Condition Vérifiée**

- **Effort tranchant :**

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 1125}{\sqrt{3}} = 178,61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{17,83 \times 5,7}{2} = 50,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 50,9 \text{ KN} < 89,30 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifier que :  $f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} = \frac{2395}{1425 \times 95} = 0,017$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$I_c = \frac{2395 \times (95 + 2 \times 55 + 180)^2}{4(1 + 15 \times 0,017)} + \frac{1425 \times 95^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4 = 90,67 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{max} = \frac{5 \times (5700)^4 \times 13}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 90,67 \times 10^6} = 9,40 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{5700}{250} = 22,8 \text{ mm}$$

$$f_{final}^{max} = 9,40 + 2,36 = 11,76 < \bar{f} = 22,8 \text{ Condition Vérifiée}$$

• **Calcul des connecteurs (connexion totale) :**

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = k_t \times Inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

F<sub>ck</sub> : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm<sup>2</sup>

E<sub>c</sub> : Module de Young de béton..... 30500 MPa

F<sub>u</sub> : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm<sup>2</sup>

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 \text{ pour } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{array} \right.$$

**K<sub>T</sub>** : est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \text{ « Nervures parallèles à la poutre »}$$

$$K_T = \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \text{ « Nervures perpendiculaires à la poutre »}$$

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires :

Nr : Nombre de goujon par nervure ≤ 2, **Nr** = 1

h<sub>p</sub> = 55 mm ; h<sub>sc</sub> = 95 mm ; d = 19 mm ; b<sub>0</sub> = 88,5 mm



Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4,  $K_T$  doit être inférieur à 1 donc :

$$KT = \frac{0.7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{88.5}{55} \times \left( \frac{95}{55} - 1 \right) = 0.82$$

$$P_{rd} = 0,82 \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times (19)^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1.25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$Prd = 59,96 \text{ KN}$$

$$RL = \text{Inf} (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf} (1438,359 ; 625,69) = 625,69 \text{ KN}$$

$$Nbr = \frac{Rl}{Prd} = \frac{625,69}{59,96} = 10,435$$

Soit  $N = 11$  goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 22 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

$$e_{\min} = 5 \times d = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6 \times h_c = 630 \text{ mm}$$

$$\text{Esp} = \frac{5700}{22 - 1} = 271,43 \text{ mm}$$

Donc on prend 22 connecteurs, avec un espacement de 271,43 mm.

❖ **Plancher courant :**

• **Phase de construction :**

On suit les mêmes étapes que précédemment :

$$\text{Plancher courant avec : } \begin{cases} G = 2,88 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 0,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**Tableau III.3 :** Solives des planchers courant en phase de construction.

<b>Plancher courant</b>		
Msd = 7,871 KN.m	Mpl,rd = 45,76 KN.m	Ratio : 17 %
Vsd = 11,05 KN	Vpl,rd = 178,64 KN	Ratio : 25,71 %
f max = 3,24 mm	fadm = 11,4 mm	Ratio : 28 %

• **Phase finale :**

On suit les mêmes étapes que précédemment :

Plancher courant 2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étage + RDC avec :  $\begin{cases} G = 5,07KN/m^2 \\ Q = 3,5KN/m^2 \end{cases}$

**Tableau III.4 :** Solives de plancher courant en phase final.

<b>Plancher courant</b>		
Msd = 113,06 KN.m	Mpl,rd = 140,25 KN.m	Ratio : 80 %
Vsd = 79,344 KN	Vpl,rd = 178,61 KN	Ratio : 44 %
f max = 17,28 mm	fadm = 22,8 mm	Ratio : 75,8 %

Plancher courant pour entre sol :  $\begin{cases} G = 5,07KN/m^2 \\ Q = 5KN/m^2 \end{cases}$

**Tableau III.5 :** Solives de entre sol en phase final.

<b>Plancher courant</b>		
Msd = 149,04 KN.m	Mpl,rd = 140,25 KN.m	Ratio : 106%
Vsd = 104,6 KN	Vpl,rd = 178,61 KN	Ratio : 60%
f final = 19 mm	fadm = 22,8 mm	Ratio : 83%
<b>Plancher courant</b>		
Msd = 149,04 KN.m	Mpl,rd = 190,67 KN.m	Ratio : 78%
Vsd = 104,6 KN	Vpl,rd = 252 KN	Ratio : 41%
f final = 14 mm	fadm = 22,8 mm	Ratio : 61%

On prend **IPE 180** Pour plancher terrasse et pour 2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étage et RDC et on prend **IPE 220**

Pour plancher entre sol

**Remarque :**

Les poutres secondaires ce calcul avec la même méthode est donne les mêmes profilés que les solives.

### III.4.2 Les poutres principales :

- **Plancher terrasse :**

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{10000}{25} \leq H \leq \frac{10000}{15} \Rightarrow 400 \leq H \leq 666 \text{ On choisit un IPE500}$$

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profilé.....  $G_p = 0,907 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais.....  $G_b = 2,88 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier.....  $G = 0,09 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier).....  $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison des charges (charge sur la semelle supérieure de la poutre) :**

**ELU :**

$$q_u = 1,35 \times G_p + [1,35 \times (G_b + G_{bac}) + 1,5 \times Q_c] \times b_p$$

$$q_u = 1,35 \times [(2,88 + 0,15) \times 0,2] + 0,907 + 1,5 \times 0,75 \times 0,2$$

$$q_u = 1,74 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_{bac} + Q_c) \times b_p$$

$$q_{ser} = 0,907 + (2,88 + 0,09 + 0,75) \times 0,2$$

$$q_{ser} = 1,651 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des réactions des solives :**

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, phase finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

Avec :  $L_s = 5,7 \text{ m}$

$$R = \frac{q \times L_s}{2}$$

**ELU :**

$$R_{solive} = 10,52 \times \frac{5,7}{2} = 30 \text{ KN}$$

$$2 \times R_{solive} = 60 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$R_{solive} = 7,62 \times \frac{5,7}{2} = 21,71 \text{ KN}$$

$$2 \times R_{solive} = 43,43 \text{ KN}$$

➤ **Vérifications**

• **Moment fléchissant :**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{3} = \frac{1,74 \times 10^2}{8} + \frac{60 \times 10}{3} = 221,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 603,35 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd}$  **Condition Vérifiée**

• **Effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} + \frac{R_u \times 3}{2} = \frac{1,74 \times 10}{2} + \frac{60 \times 3}{2} = 98,7 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{5986 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 950,4 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{plRd}$  **Condition Vérifiée**

$V_{sd} = 98.7\text{kN} < 0,5V_{plRd} = 475.2 \text{ kn} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **La rigidité :**

Il faut vérifier que :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{10000}{250} = 40 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,65 \times (10000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 2,12 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 43,43 \times (10000)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 21,3 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 23,42\text{mm} < 40 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$       **Condition Vérifiée**

- **Le déversement :**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes EC4. Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenue par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

- **Phase finale :**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

. Poids propre du profilé (IPE 500) .....  $G_P = 0,907 \text{ KN/m}$

. Charge permanente .....  $G = 5,4 \text{ KN/m}^2$

. Surcharge d'exploitation .....  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des réactions des solives :**

**ELU :**

$$R_{\text{solive}} = 17,9 \times \frac{5,7}{2} = 51 \text{ KN}$$

$$2 \times R_{\text{solive}} = 102 \text{ Kn}$$

**ELS :**

$$R_{\text{solive}} = 13 \times \frac{5,7}{2} = 37,05 \text{ KN}$$

$$2 \times R_{\text{solive}} = 74,1 \text{ KN}$$

- **Combinaisons des charges** (charge sur la semelle sup de la poutre) :

**ELU :**

$$q_u = 1,35 \times [(G \times b_P) + G_p] + 1,5 \times Q \times b_P$$

$$q_u = 1,35 \times [(5,4 \times 0,2) + 0,907] + (1,5 \times 1 \times 0,2)$$

$$q_u = 3 \text{ kN/ml.}$$

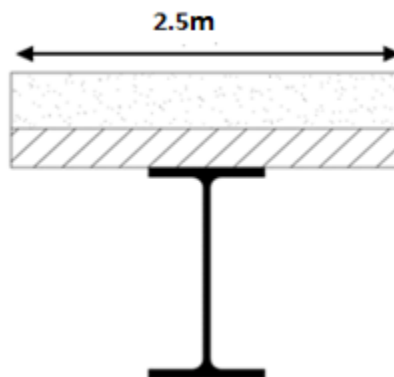
**E.L.S :**

$$q_{\text{ser}} = G_p + (G \times b_P) + (Q \times b_P)$$

$$q_{\text{ser}} = 0,907 + (5,4 \times 0,2) + 1 \times 0,2$$

$$q_{\text{ser}} = 2,2 \text{ KN/ml}$$

Largeur participante de la dalle :



**Figure III.3 :** schéma de beff

$$b_{\text{eff}} = \min \begin{cases} 2 L_0/8 = \frac{2 \times 10}{8} = 2,5 \text{ m} \\ b = 5,7 \text{ m} \end{cases} \quad \rightarrow \text{beff} = 2,5 \text{ m}$$

➤ **Vérifications de la résistance :**

• **Moment fléchissant :**

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left( \frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 2500 \times 95 \right) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 3364,58 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 11550 \times 10^{-3} = 3017,43 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,Rd}} = R_{\text{acier}} \times \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{\text{plrd}} = 3017,43 \times \left[ \frac{500}{2} + 150 - \left\{ \frac{3017,43}{3364,58} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-6} = 1078,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{3 \times 10^2}{8} + \frac{102 \times 10}{2} = 547,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{pl,rd}} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **Effort tranchant**

On doit vérifier que :  $V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plRd}} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q \times L}{2} + \frac{R_u \times 3}{2} = \frac{3 \times 10}{2} + \frac{102 \times 3}{2} = 170 \text{ kN}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{5987 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 950,56 \text{ KN}$$

Vsd < Vplrd **Condition Vérifiée**

$$Vsd = 199.03\text{KN} < 0,5VplRd = 475,28\text{KN}$$

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

• **La rigidité :**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{10000}{250} = 40 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{11550}{1500 \times 95} = 0,081$$

$$I_c = \frac{11550 \times (95 + 2 \times 55 + 500)^2}{4(1 + 15 \times 0,081)} + \frac{1500 \times 95^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4 = 1,137 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 2,2 \times 10000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1,137 \times 10^9} = 1,3 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 R_s \bar{\times} L^3}{384 E I_c} = \frac{19 \times 74,1 \times 10^3 \times 10000^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1,137 \times 10^9} = 17,54 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 18.83 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \text{ **Condition Vérifiée**}$$

• **Calcul des connecteurs (connexion totale) :**

Détermination de la résistance du goujon

$$P_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

fck : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm<sup>2</sup>

Ec : Module de Young de béton..... 30500 MPa

Fu : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm<sup>2</sup>



$$\gamma_v = 1,25.$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases}$$

$K_T$  est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$K_T = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{cases}$$

Pour les poutres principales les nervures seront parallèles.

Nr : Nombre de goujon par nervure  $\leq 2$  ; Nr = 1

hp = 55 mm ; hsc = 95 mm ; d = 19 mm ; b0 = 88,5 mm

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4,  $K_T$  doit être inférieur à 1 donc :

$$K_T \leq 1 \quad 0,6 \times \frac{88,5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1\right) = 0,70$$

$$P_{rd} = 0,70 \times \text{Inf} \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 400 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1,25} = 72,58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 50,80 \text{ KN}$$

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(3364,58 ; 3017,43) = 3017,43 \text{ KN}$$

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{3017,43}{50,80} = 59,4$$

Soit N = 60 goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 120 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre, L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

$$e_{\min} = 5 \times d = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6 \times h_c = 630 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Esp} = \frac{10000}{64 - 1} = 84,03 \text{ mm}$$

Donc on prend 120 connecteurs, avec un espacement de 84,03 mm.

❖ **Plancher courant :**

• **Phase finale :**

On suit les mêmes étapes que précédemment :

Plancher courant 2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étage + RDC avec :  $\begin{cases} G = 5,07KN/m^2 \\ Q = 3,5KN/m^2 \end{cases}$

**Tableau III.6 :** poutre de plancher courant 2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étage + RDC en phase final.

<b>Plancher courant</b>		
Msd = 816,825 KN.m	Mpl,rd = 1078,43 KN.m	Ratio : 75 %
Vsd = 250 KN	Vpl,rd = 475,28 KN	Ratio : 54 %
f max = 24,19 mm	fadm = 40 mm	Ratio : 60 %

Plancher courant pour entre sol :  $\begin{cases} G = 5,07KN/m^2 \\ Q = 5KN/m^2 \end{cases}$

**Tableau III.7 :** Poutre de plancher courant entre sol en phase final.

<b>Plancher courant</b>		
Msd = 1135,65 KN.m	Mpl,rd = 1599 KN.m	Ratio : 71 %
Vsd = 364,345 KN	Vpl,rd = 665,09 KN	Ratio : 54 %
f final = 16,5 mm	fadm = 40 mm	Ratio : 41 %

Avec IPE 500 la condition de  $msd < Mplrd$  n'es pas vérifier donc on change le profilé on prendre **IPE 600**

Dans plancher terrasse et 2<sup>ème</sup> et 1<sup>er</sup> étage +RDC on prend **IPE 500** Et dans entre sol **IPE 600**

**Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmissent par les plancher. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux.

Ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement simple) suivant l'Eurocode 3 Partie1-1.

**III.4.3 Poteau le plus sollicité :**

La surface qui revient au poteau le plus sollicité est :

$$S = 10 \times 5,7 = 57 \text{ m}^2$$

- **La Descente des charges :**

**Charge d'exploitation :** D'après la loi de dégression

**Tableau III.8 :** La charge d'exploitation.

Niveau	Surcharges	$\Sigma$ Surcharge
Terrasse	Q0	Q0
2 <sup>ème</sup> étage	Q1	Q0 + Q1
1 <sup>ème</sup> étage	Q2	Q0 + 0,9(Q1 + Q2)
RDC	Q3	Q0 + 0,8(Q1 + Q2 + Q3)
Entre sol	Q4	Q0 + 0,7(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)

- **Exemple de calcul :**

Charge permanents : **5,4 KN/m<sup>2</sup>**

Surcharge d'exploitation : **1 KN/m<sup>2</sup>**

Gt Poids

- Poids propre du plancher terrasse :  $5,4 \times 57 = 307,8 \text{ KN}$
- Propre de la poutre porteuse :  $0,907 \times 10 = 9,07 \text{ KN}$
- Poids propre de la poutre non porteuse :  $0,188 \times 5,7 = 1,07 \text{ KN}$
- Poids propre des solives :  $0,188 \times 5,7 \times 4 = 5,358 \text{ KN}$

$$Gt = 323,3 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times S = 57 \text{ KN}$$

$$Nsd = 1,35Gt + 1,5Q = 521,95 \text{ KN}$$

➤ **Pré-dimensionnement :**

$$Nsd < Ncrd$$

$$A > \frac{Nsd \times \gamma m0}{Fy} = 2087,81 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots 20,81 \text{ cm}^2$$

Tableau III.9: La descente des charges et les profilés des poteaux.

Niveau étage	G (KN)	Q (KN)	Nsd (KN)	A(cm <sup>2</sup> )	Profilé choisi
Terrasse	323.3	57	521.95	20.87	HEA 160
2 <sup>ème</sup>	731,66	256,5	1372,5	76,84	HEA 240
1 <sup>er</sup>	1087,01	416,1	2091,6	97,26	HEA 360
RDC	1442,36	535,8	2750,9	142,8	HEA 400
Entre sol	1802,54	675,45	3446,6	159	HEA 400

➤ Vérification du flambement :

❖ Poteau central :

• Poteau HEA400 (entre sol) :

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$  Pour les sections classe 1 et 2

$\gamma_{M1} = 1,1$

$\chi$  Facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 275$  MPa

$l_{fy} = 0,5l_0 = 2,3$  m

$l_{fz} = 2,3$  m

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2300}{168.4} = 13,65$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2300}{73.4} = 31,55$$

$$\lambda = \max \{\lambda_y, \lambda_z\} = \max \{13,65, 31,55\} = 31,55$$

Choix de la courbe de flambement (CCM97.Tab 5.5.3)

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1,46 > 1,2$$

$$t_f = 21\text{mm} < 100\text{mm}$$

→ Courbe de flambement c →  $\alpha = 0,34$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{31,55}{86,81 \times 0,92} \times \sqrt{1} = 0,33 > 0,2$$

$$\bar{\lambda} = 86,81 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,34(0,33 - 0,2) + 0,33^2] = 0,57$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})} = \frac{1}{(0,62 + \sqrt{(0,57^2 - 0,33^2})} = 0,92$$

$$N_{sd} = 3446,60 \text{ KN} < N_{brd} = 3975 \text{ KN} \text{ Condition Vérifiée}$$

**Remarque :**

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

**Tableau III.10 :** Les vérifications du flambement pour poteau central.

Niveau étage	Profilé	$\chi$	$N_{sd}$ (KN)	$N_{brd}$ (KN)	Condition
Terrasse	HEA 160	0,77	593,51	746,32	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	HEA 240	0,81	1372,5	1556,01	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	HEA 360	0,87	2091,6	2446,875	Vérifiée
RDC	HEA 400	0,90	2750,9	3213	Vérifiée
Entre sol	HEA 400	0,92	3446,6	3975	Vérifiée

**III.5 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons fait le prédimensionnement des éléments principaux en appliquant les formules existantes dans les règlements.

# CHAPITRE IV :

## **ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES**

## IV.1. Étude des escaliers :

### IV.1.1. Introduction :

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il est composé de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marche : elles peuvent être encastres entre deux limons ou reposes sur un ou deux limons.

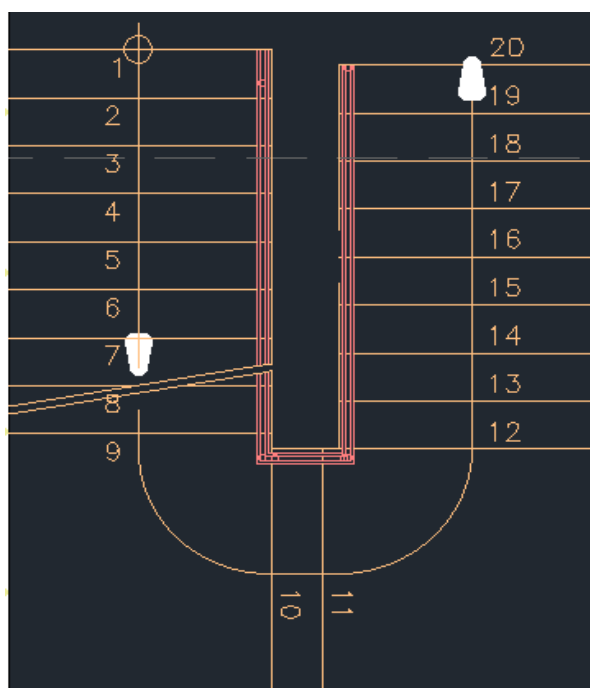


Figure IV.1 : Vue de l'escalier.

### IV.1.2 Prédimensionnement des escaliers :

Pour un dimensionnement des escaliers en charpente métallique, on utilise la formule de BLONDEL.

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : Varie de 14,5 cm à 18 cm.

g : Varie de 22 cm à 30 cm.

Hauteur d'étage 4,59 m → On prend : h = 17 cm et g = 28 cm.

- Vérification de la condition de BLONDEL :

$$59 \leq (28 + 2(17)) \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 59 \leq 62 \leq 66 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**IV.1.2.1 le nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \Rightarrow \quad (\text{Pour 3 volée RDC}).$$

Nombre de marches : m = n-1 = 9-1 = 8 marches.

- **La longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g (n-1) = 28(9-1) = 224 \text{ cm}.$$

- **Angle d'inclinaison de la volée :**

$$\alpha = \arctg (153/224) = 34,33^\circ \quad \Rightarrow \quad (\text{Pour 3 volée RDC}).$$

- **La longueur de la volée :**

$$L_v = 1,53/\sin (\alpha) = 2,71 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pour 3 volée RDC}).$$

**IV.1.2.2 Prédimensionnement des éléments porteurs :**

Volée : G = 1,25 KN/m<sup>2</sup> ; Palier : G = 2,5 KN/m<sup>2</sup> ; Charge d'exploitation Q = 2,50 KN/m<sup>2</sup>

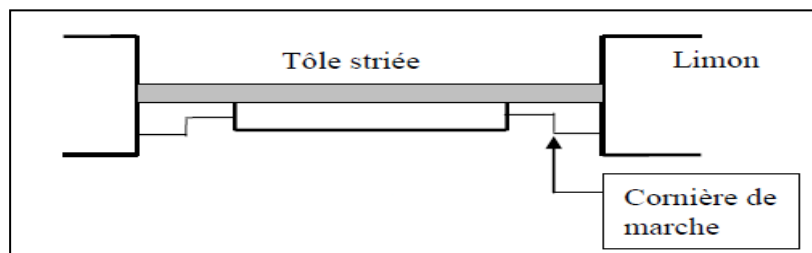


Figure IV.2 : Schéma d'une marche.

**A) Pré dimensionnement des supports de marche :**

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

$$q = (G+Q) \times g = (1,25+2,50) \times 0,28 = 1,05 \text{ KN/ml}$$

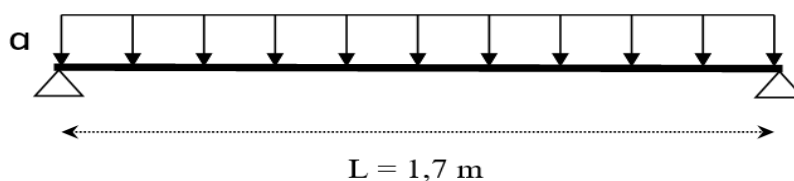


Figure IV.3 : les charges sur la cornière



Le prédimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E} = 7,996 \text{ cm}^4$$

On prend **L50x50x4** avec :  $I_y = 8,97 \text{ cm}^4$

• **Vérification de la résistance**

On vérifie que :  $M_{Sd} < M_{plrd}$

Poids propre du profilé choisit :  $P_p = 0,0311 \text{ KN/m}$ .

$$q_u = 1,35(G + P_p) + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35[(1,25 \times 0,28) + 0,0311] + 1,5(2,5 \times 0,28) = 1,56 \text{ KN/m}$$

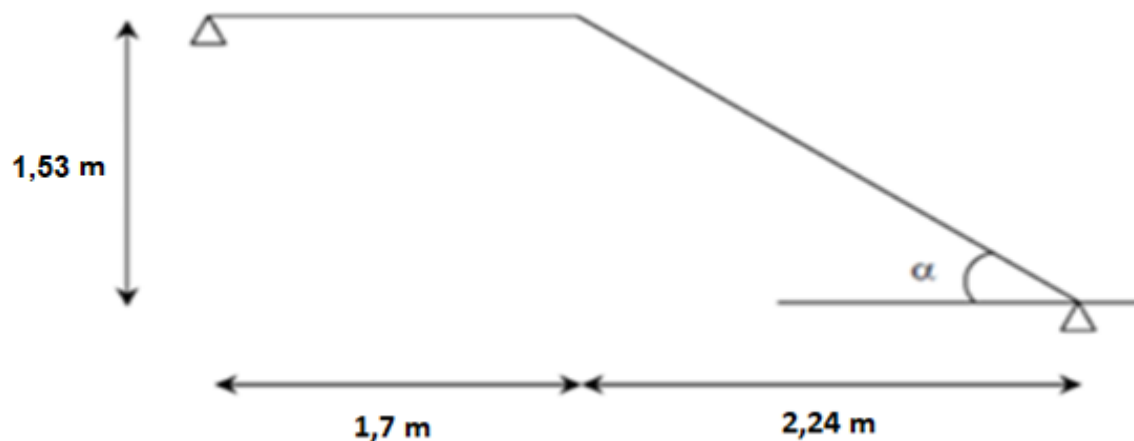
$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,56 \times 1,7^2}{8} = 0,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{2,46 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 0,615 \text{ KN.m}$$

$M_{Sd} = 0,56 \text{ KN.m} \leq M_{PLRd} = 0,615 \text{ KN.m}$  **La condition est vérifiée.**

❖ **Calcul du limon :**

Volée :  $G = 1,25 \text{ KN/m}^2$  ; Palier :  $G = 2,5 \text{ KN/m}^2$  ; Charge d'exploitation  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$



**Figure IV.4 :** charges appliquées sur limon.

$$q_1 = 0,8(1,25 + 2,5) = 3 \text{ KN/ml} \quad q_2 = 0,8(2,5 + 2,5) = 4 \text{ KN/ml}$$

✓ **Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

Avec  $L = 3,94 \text{ m}$  ;  $q = 3 \text{ KN/ml}$

Donc  $I \geq 91,54 \text{ cm}^4$

On optera pour le limon le profilé **UPN 80**  $\Rightarrow I_y = 106 \text{ cm}^4$

• **Vérification de la résistance (ELU) :**

$$q_1 = \frac{1,7}{2} (1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 2,5) = 4,62 \text{ KN/ml.}$$

$$q_2 = \frac{1,7}{2} (1,35 \times 2,5 + 1,5 \times 2,5) = 6,06 \text{ KN/ml.}$$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = (q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2) / (L_1 + L_2) = (4,62 \times 3,2 + 6,06 \times 1,7) / (3,2 + 1,7) = 5,17 \text{ KN/ml}$$

Avec  $L_1 = 3,20 \text{ m}$  ;  $L_2 = 1,7 \text{ m}$

On vérifie que :  $M_{sd} < M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,17 \times 3,20^2}{8} = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{31,8 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 7,95 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 6,61 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 7,95 \text{ KN.m}$  **La condition est vérifiée.**

**IV.1.2.3 Prédimensionnement de la poutre palière :**

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus plus le palier.

$$G_{volée} = 1,25 \times \frac{3,2}{2} = 2 \text{ KN/ml}$$

$$G_{palier} = 2,5 \times \frac{1,4}{2} = 1,75 \text{ KN/ml} \quad G_{total} = G_{volée} + G_{palier}$$

$G_{Total} = 3,44 \text{ kN/ml.}$

$$Q = 2,50 \times \frac{(1,4 + 3,2)}{2} = 5,75 \text{ KN/ml; } q = (G_{total} + Q) = 3,44 + 5,75 = 9,19 \text{ KN/ml.}$$

• **Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{qL^4}{8EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{qL^3 \times 250}{8E} \text{ avec } L = 1,7 \text{ m}$$

Donc :

$I \geq 626,55 \text{ cm}^4$  On choisit un IPE 160 ;  $I_y = 869,30 \text{ cm}^4$

• **Vérification de la résistance**

On vérifie que :  $M_{sd} \leq M_{plrd}$

Poids propre du profilé choisit :  $P_p = 0,224 \text{ kN/m}$ .

$q_u = 1,35 \times (3,44 + 0,158) + 1,5 \times 5,13 = 12,55 \text{ KN/m}$

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{2} = \frac{12,55 \times 1,7^2}{2} = 18,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{Pl} \times f_y}{\delta_{M0}} = \frac{123,9 \times 275}{1,1} = 30,98 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 18,13 \text{ KN.m} \leq M_{PLRd} = 30,98 \text{ KN.m}$  **La condition est vérifiée.**

## IV.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale, il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment due à la surcharge (Q).

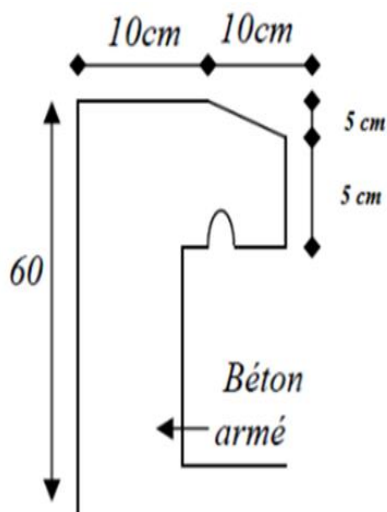


Figure IV.5 : Dimensions de l'acrotère

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Hauteur  $H = 60$  cm
- Largeur  $b = 100$  cm
- Epaisseur  $e = 10$  cm

#### IV.2.1 Evaluation des charges :

- **Charge Permanente :**

Surface de l'acrotère :  $S = ((0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) / 2) = 0,0675 \text{ m}^2$

Poids propre :  $0,0675 \times 2500 = 1,6875 \text{ kN/ml}$ .

Revêtement en enduit de ciment :  $1 \times 0,02 \times 2000 (0,6+0,2+0,05+0,1+0,5) = 0,58 \text{ KN/ml}$  Donc  
:  $G = 2,28 \text{ KN/ml}$ .

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

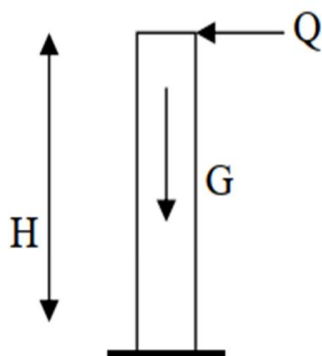


Figure IV.6: Sollicitation de l'acrotère

- **Forces horizontales ( $F_p$ ) :**

L'action des forces horizontales ( $F_p$ ) :

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

Avec :

$F_p$  : la force sismique.

$A$  : coefficient d'accélération de zone. ( $A = 0,25$ ) (zone III, groupe 2).

$C_p$  : facteur de force horizontale. ( $C_p = 0,8$ ) élément consol

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère. ( $W_p = 2,2795 \text{ KN/ml}$ )  $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,28 = 1,82 \text{ KN/ml}$ .

$Q_u = \max (1,5Q_u; F_p)$

$1,5 Q_u = 1,5 \text{ kN}$

$F_p = 1,82 \text{ kN}$

Donc :  $Q_u = 1,82 \text{ KN}$

Pour une bande de 1m de largeur :  $G = 2,2795 \text{ KN/ml}$  et  $Q = 1,82 \text{ KN/ml}$ .

• **Calcul des efforts :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ **ELU :**

$$N_u = 1,35G \rightarrow N_u = 1,35 \times 2,28 \rightarrow N_u = 3,08 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5Q_u \times h \rightarrow M_u = 1,5 \times 1,82 \times 0,6 \rightarrow M_u = 1,64 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5Q_u \rightarrow T_u = 1,5 \times 1,82 \rightarrow T_u = 2,73 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$N_{ser} = G \rightarrow N_{ser} = 2,28 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_{ser}h \rightarrow M_{ser} = 1,82 \times 0,6 \rightarrow M_{ser} = 1,09 \text{ KN.m} \quad T_{ser} = Q_{ser} \rightarrow T_{ser} = 1,82 \text{ KN}$$

• **Ferraillage de l'acrotère :**

$h = 10 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $F_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $c = c' = 2 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $d = 8 \text{ cm}$ .

• **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,64}{3,08} = 52,25 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

On calcule  $\psi_1$  :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3,08 \cdot 10^3}{1 \times 0,1 \times 14,17 \cdot 10^6} = 2,17 \cdot 10^{-3} < 0,81$$

$\xi = f(\psi_1) \rightarrow$  D'après le tableau, on trouve :  $\xi = 0,1666$ .

$$e_{nc} = \xi \times h = 0,1666 \times 10 = 1,666 \text{ cm.}$$

$\rightarrow e_0 > e_{nc} \Rightarrow$  Donc la section est partiellement comprimée et l'état Limite ultime n'est pas atteint. (SPC)

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

Calcul du moment fictif «  $M_f$  » :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 10,88 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,094 \leq 0,392$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,123$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,57 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,094 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\%$$

$$\text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 36,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 42,34 \text{ mm}^2$$

Donc  $A_{s1} = 0 \text{ cm}^2$

$$A_{s2} = 0,36 \text{ cm}^2$$

#### IV.2.2 Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifier 99 » :

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,0867 \text{ cm}^2 \} = 1,0867 \text{ cm}^2$$

Donc :

On opte finalement pour  $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

On choisit 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement.  $S_r = \frac{60-4}{3} = 18\text{cm}$

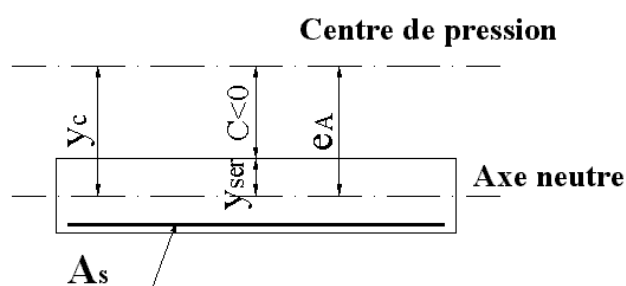
- Vérification à L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48\text{cm}$$

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow (SPC).$$



C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 52\text{cm} \Rightarrow C = -43\text{cm} (C < 0)$$

On doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5536.3 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154147.07 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1.3710^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 166.46^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85.91$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85.64$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 48.67$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 36.96$$

La solution qui convient est :  $y_c=48\text{cm}$

Car :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 48 - 43 = 5\text{cm} < 9\text{cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} y_{ser} = 5\text{cm} \\ y_c = 48\text{cm} \end{cases}$$

**Calcul du moment d'inertie : n=15**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 4804.16\text{cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

• **Vérification des contraintes :**

**a. Contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,28.10^3 \times 48 \times 10}{48041,16 \times 10^4}\right) \cdot 50 = 1.11\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**b. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201,63\text{MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$



$$\sigma_s = 13.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 16.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.72 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.03\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**IV.2.3 Schéma de ferrailage :**

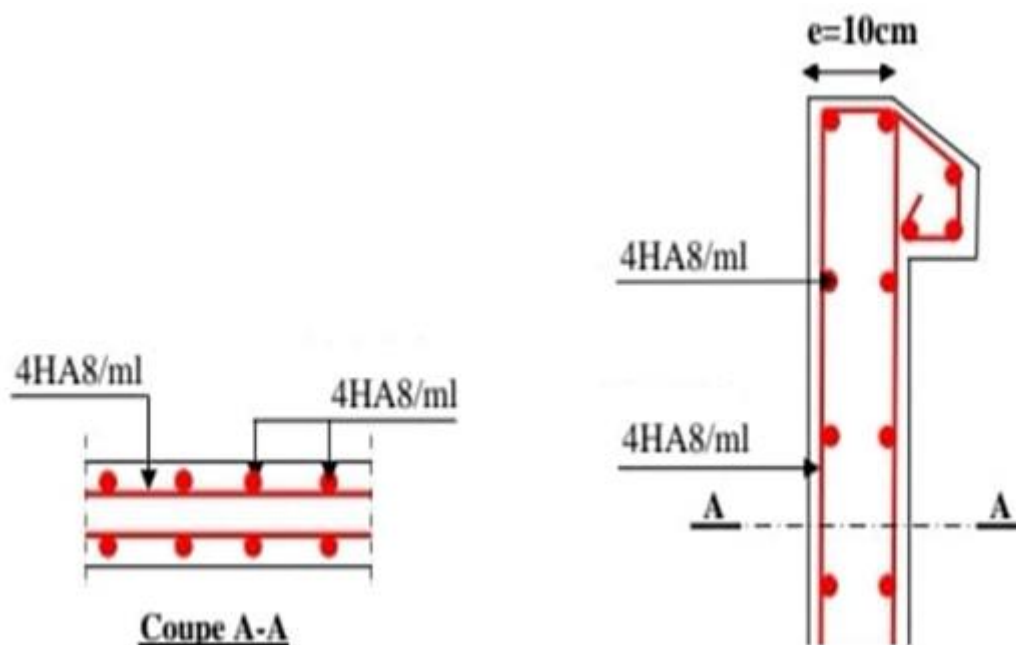


Figure IV.7: Schéma de ferrailage de l'acrotère

# CHAPITRE V :

**ETUDE**

**DYNAMIQUE**

**V.1 Introduction :**

L'Algérie a connu, au cours du siècle dernier, plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Comme par exemple Le dernier séisme en 2003 de Boumerdès qui a provoqué des dégâts humains et matériels.

Un séisme est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changements de la vitesse des roches du dessous lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, qui donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces ondes sismiques touchent directement les appuis des ouvrages et provoquent des déplacements qui sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exigence le comportement dynamique de l'ouvrage.

**V.2 Objectif de l'étude dynamique :**

L'étude sismique d'une structure est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans la structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudier.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations (en utilisant le logiciel ETABS version 2016).

**V.3 Modélisation de la structure :**

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encasté à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est l'ETABS pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.

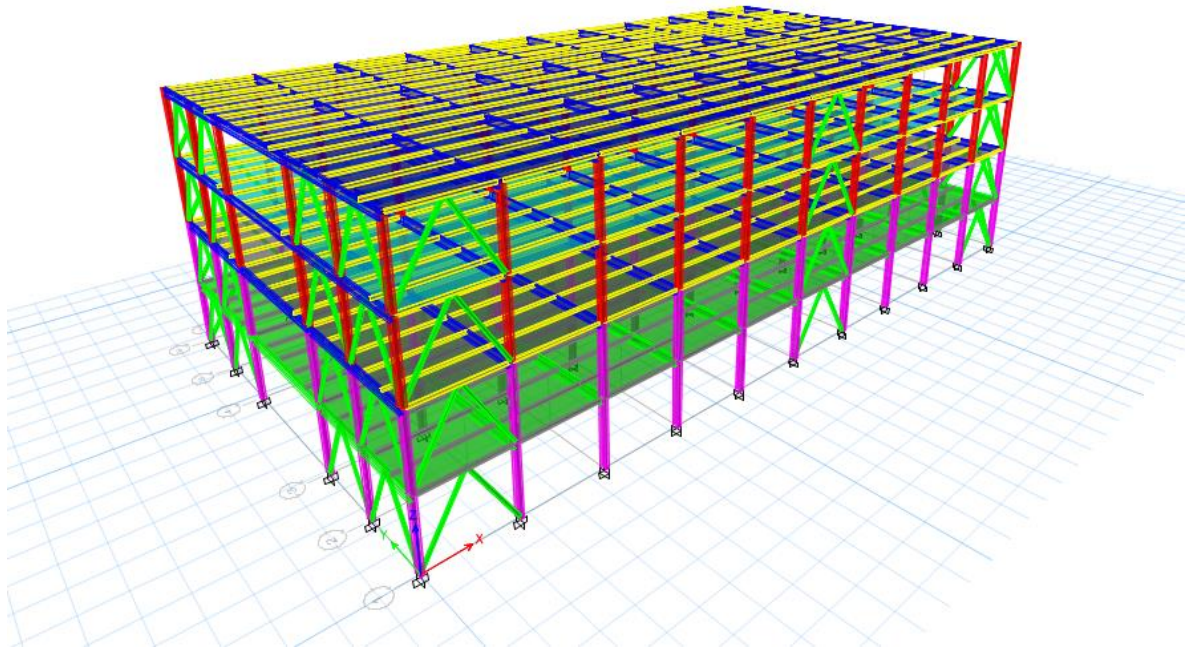


Figure V.1 : Modélisation du bloc

#### V.4 Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le RPA99/V2003, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

##### V.4.1 Méthode statique équivalente :

###### V.4.1.1 Principe :

Dans cette méthode, le **RPA99/V2003** propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

###### V.4.1.2 Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et IIa et à 30 m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivante :

**Zone I :** – tous groupes.

**Zone II :** – groupe d’usage 3.

- groupe d’usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III :** – groupes d’usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

## **V.4.2 Méthode d’analyse modale spectrale :**

### **V.4.2.1 Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l’action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l’amortissement et des forces d’inerties.

### **V.4.2.2 Domaine d’application :**

La méthode dynamique est une méthode générale, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### **V.4.3 Choix de la méthode :**

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/V2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA99/V2003**.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/V2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}} \text{ (RPA99 Version2003-article 4.3.6)}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$V_{\text{statique}}$  : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment (calculée par la méthode statique équivalente).

### **V.5. Combinaison d'action :**

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

- **Combinaisons fondamentales :**

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$$0.8 G \pm E (x ; y)$$

$$G + Q \pm E (x ; y)$$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme.

### **V.6 Méthode statique équivalente :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/V2003, l'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (x ; y) est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

**V.6.1 Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de alger zone III

Ouvrage de grande importance (Groupe 2)).

D'après le « tableau 4.1 » du RPA99/V2003, le coefficient d'accélération de la zone

**A= 0,25.**

**V.6.2 Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Sa valeur est donnée par le **tableau (4.3) des RPA 99 v2003** et on a choisi le contreventement assuré par des palées triangulées en V un coefficient de comportement (R=4).

**V.6.3 Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left( C_T h_N^{3/4} ; \frac{(0,09 \times h_N)}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

D : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considéré.

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, Il est donné par le « tableau 4.6 » du RPA99/V2003.

$C_T = 0,05$  Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des contreventement triangulée en V

**Dans le sens x :  $D_x = 58,1$  m.**

$h_N = 18,36$  m.

$$T_x = \min \left( 0,05 \times 18,36^{3/4} ; \frac{(0,09 \times 18,36)}{\sqrt{58,1}} \right)$$

$$T_x = \min (0,443 ; 0,217)$$

$$T_x = 0,217 \text{ s.}$$

Dans le sens y :  $D_y = 31,4 \text{ m.}$

$$h_N = 18,36 \text{ m.}$$

$$T_y = \min (0,05 \times 18,36^{3/4} ; \frac{(0,09 \times 18,36)}{\sqrt{31,4}})$$

$$T_y = \min (0,443 ; 0,294)$$

$$T_y = 0,294 \text{ s.}$$

#### V.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ , et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ S} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ S} \end{cases}$$

$T_2$  : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le « Tableau 4.7 » du RPA99/V2003.

$\eta$  : C'est le coefficient de correction d'amortissement :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est En charpente métallique (acier dance ), donc il est pris égal à 5%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+5)}} = 1 > 0,7 \text{ (RPA99 version2003).}$$

Période caractéristique associées à la catégorie de site :

On va supposer site 2 (site ferme) : donc :  $T_1 = 0,15 \text{ s}$  et  $T_2 = 0,40 \text{ s.}$

Puisque la période fondamentale de la structure T, est comprise entre  $T_2$  et 3s ( $T_2 < T < 3.0 \text{ s}$ ), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

Dans le sens x :

$$D_x = 2,5\eta = 2,5(1)$$

$$D_x = 2.5$$



Dans le sens y :

$$D_Y = 2,5\eta = 2,5(1) \quad D_Y = 2.5$$

### V.6.5 Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

Avec :  $P_q$  est la pénalité à retenir selon le «tableau V.4 » du RPA99/V2003.

**Tableau V.1** : Pénalité correspondante au critère de qualité

Critère q »	Observée	PqX	Observée	PqY
<b>1-Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	Oui	0	Oui	0
<b>2- Redondance en plan</b>	Oui	0	Oui	0
<b>3- Régularité en plan</b>	Oui	0	Oui	0
<b>4- Régularité en élévation</b>	Oui	0	Oui	0
<b>5- Contrôle de qualité des matériaux</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>6- Contrôles de qualité des d'exécution</b>	Non	0,10	Non	0,10
		$\sum p_q = 0,15$	$\sum p_q = 0,15$	

$$Q_x = 1 + 0,15 = 1,15$$

$$Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$$

### V.6.6 Le poids total de la structure ( $W_t$ ) :

D'après le RPA99 version2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum W_i \text{ Où : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$\beta$  : c'est le coefficient de pondération, d'après le « tableau 4.5 » du RPA99/V2003, il est pris égal à 0,2

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

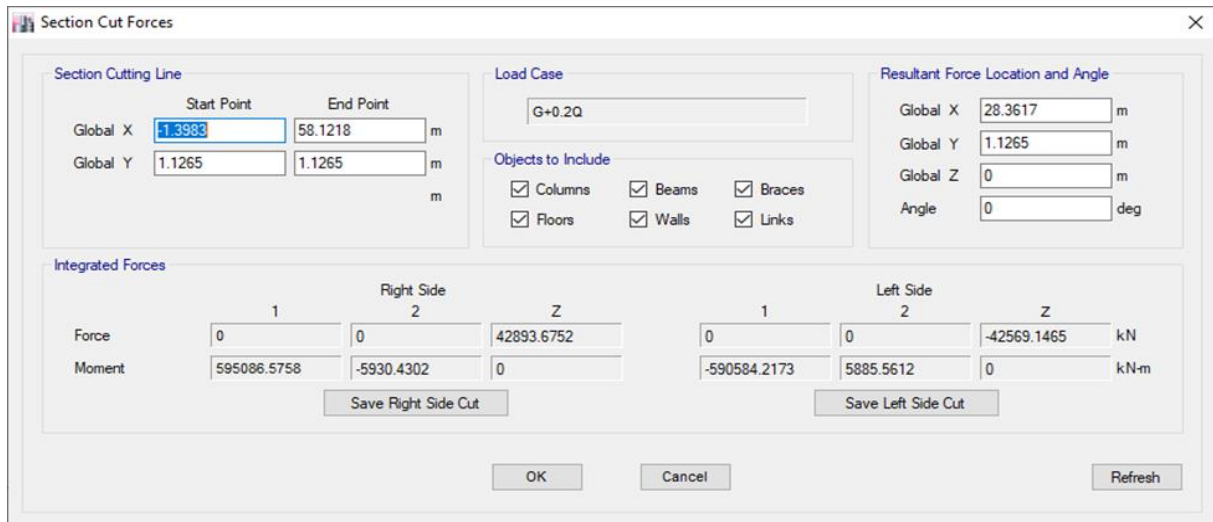


Figure V.2 : Poids de la structure

D'où :  $W = 42893.675 \text{ KN}$  (Pour le calcul de poids de la structure on prend les valeurs données par le logiciel ETABS).

### V.6.7 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

Dans le sens x :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W_T$$

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,9 \times 1,15}{4} \times 42893,675$$

$$V_{x(\text{statique})} = 5857,53 \text{ KN}$$

Dans le sens y :

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W_T$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,9 \times 1,15}{4} \times 42893,675$$

$$V_{y(\text{statique})} = 5857,53 \text{ KN}$$

### V.7 Analyse des modèles :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique-contreventements. Le choix de la position des contreventements doit satisfaire à un certain nombre de condition :

- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.

- La position de ces contreventements doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Selon le RPA99 version2003, [Art4.2.4] :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$$\text{Temp} = 1,3 \times 0,217 = 0,282 \text{ s.}$$

**Tableau V.2** : Tableau de vérification des masses modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	2,312	0,6856	0	0	0,6856	0	0
Modal	2	1,972	0,2149	4,40E-06	0	0,9005	4,42E-06	0
Modal	3	1,345	8,81E-06	0,5813	0	0,9005	0,5813	0
Modal	4	1,148	7,24E-06	0,2243	0	0,9005	0,8056	0
Modal	5	0,708	0,0746	1,30E-06	0	0,9751	0,8056	0
Modal	6	0,452	5,41E-06	0,0973	0	0,9751	0,9029	0
Modal	7	0,393	0,0248	4,47E-05	0	0,9999	0,9029	0
Modal	8	0,387	0,0001	0,0407	0	1	0,9436	0
Modal	9	0,265	4,44E-06	0,0287	0	1	0,9724	0
Modal	10	0,227	4,80E-06	0,0126	0	1	0,985	0
Modal	11	0,187	3,90E-06	0,0104	0	1	0,9954	0
Modal	12	0,16	4,08E-06	0,0046	0	1	1	0

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (X)

Le deuxième mode est un mode de rotation.

Le troisième mode est un mode de couplé translation suivant l'axe (Y).

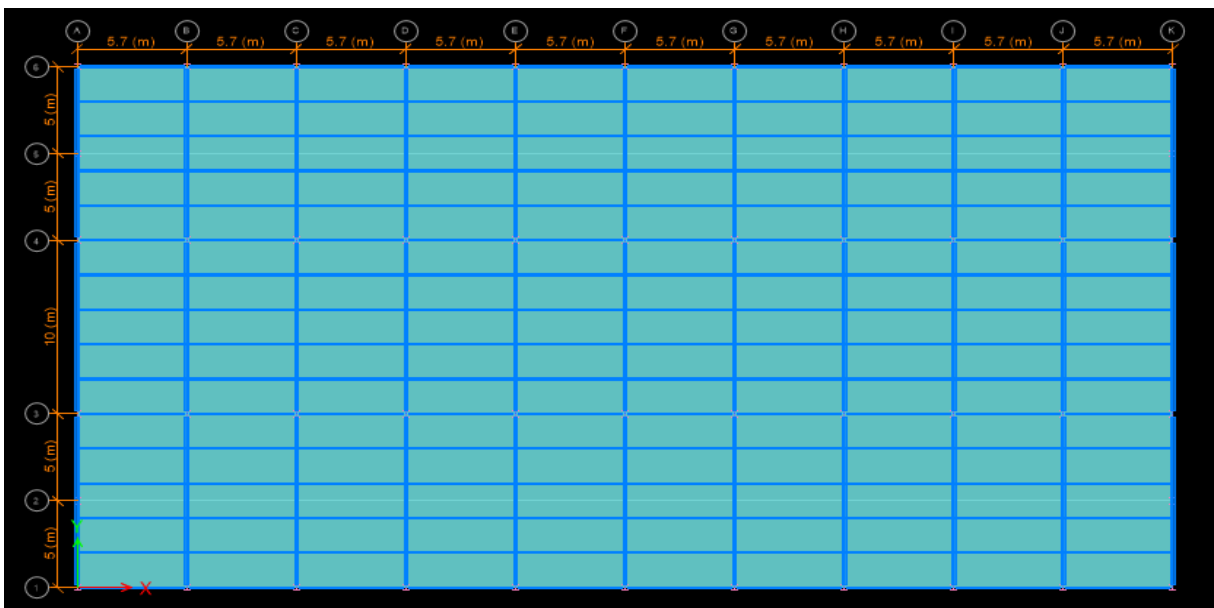
**Remarque** : la structure est trop souple, le deuxième mode est un mode de rotation, donc on doit augmenter la rigidité du bloc « on a proposé d'ajouter des contreventements »

**V.7.1 Les différentes dispositions des contreventements :**

Pour choisir la bonne disposition des contreventements, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes pour trouver la période la plus petite, et on couple les portiques avec les palées en V pour une bonne ductilité. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

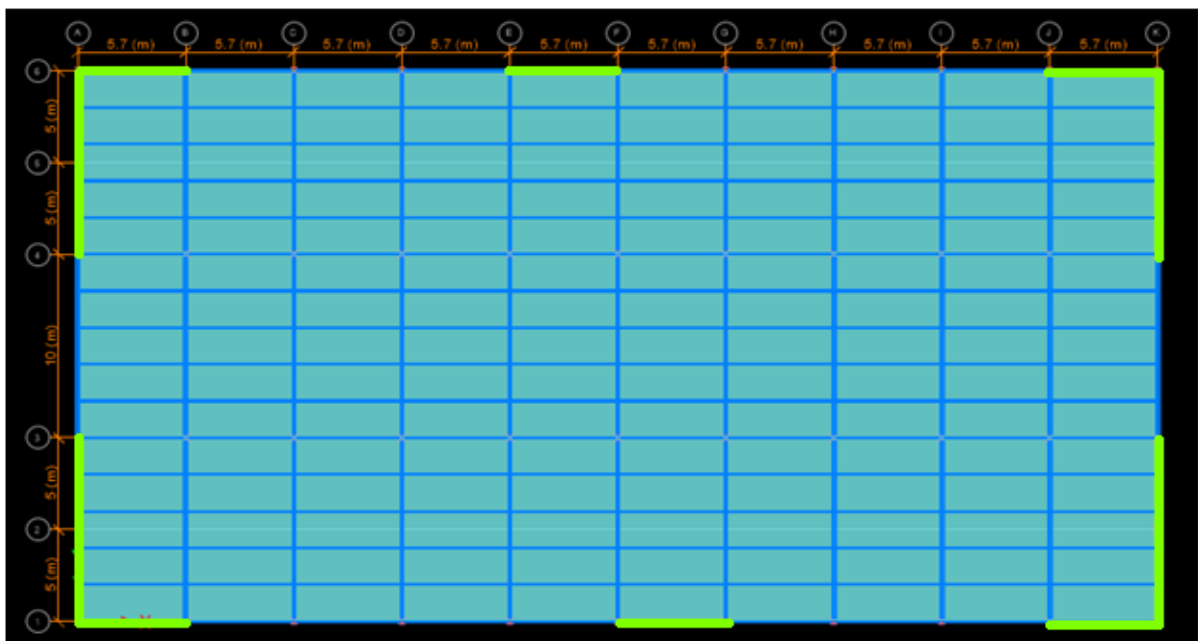
La disposition des contreventements est illustrée sur les figures suivantes :

**Sans contreventements :**



**Figure V.3: Sans contreventements**

**Disposition finale des contreventements :**



**Figure V.4: Disposition Final**

- La période de chaque disposition est représentée sur le tableau suivant :

**Tableau V.3 : Périodes de chaque disposition**

Disposition	T <sub>num</sub> (s)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Sans contreventements	2,314	Rotation	Translation	Couplé translation
Disposition final	0,431	Translation	Translation	Rotation

D'après le RPA99 version 2003, il faut comparer T<sub>num</sub> avec 1,3Temp

Temp = 1,3 × 0,217 = 0,282 s < T<sub>num</sub> = 1,454s ..... **condition non vérifier**

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (X)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (Y)

Le troisième mode est un mode de rotation.

**Tableau V.4 : Tableau de vérification des masses modales**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,431	0,8123	0,0001	0	0,8123	0,0001	0
Modal	2	0,332	0,0001	0,8249	0	0,8124	0,8249	0
Modal	3	0,2085	0,0003	0,0079	0	0,8128	0,8328	0
Modal	4	0,1515	0,153	1,35E-05	0	0,9657	0,8328	0
Modal	5	0,1165	1,97E-05	0,1303	0	0,9657	0,9632	0
Modal	6	0,088	0,0286	2,34E-06	0	0,9943	0,9632	0
Modal	7	0,074	0,0001	0,0008	0	0,9945	0,964	0
Modal	8	0,07	4,42E-06	0,0288	0	0,9945	0,9928	0
Modal	9	0,068	0,0055	1,41E-06	0	1	0,9928	0
Modal	10	0,054	1,81E-06	0,0067	0	1	0,9995	0
Modal	11	0,045	2,23E-05	0,0004	0	1	0,9999	0
Modal	12	0,0355	4,79E-06	0,0001	0	1	1	0

Le taux de participation massique atteint les 90 % au 5ème mode .

## V.8 Méthode dynamique modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### V.8.1 Spectre de réponse :

Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du **RPA99/V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Version2003.

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone III et Groupe d'usage 2 (A = 0,25).
- Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi$ ) : ACIER ( $\xi = 5\%$ ).
- Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) : ( $\eta = 1$ ).
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site ferme (S2) (T1 = 0,15 s) ; (T2 = 0,40 s).
- La période fondamentale de la structure (T) : T (analytique) = 0,431 s.
- Facteur de qualité (Q) :
 
$$Q(x) = 1,15$$

$$Q(y) = 1,15$$
- Coefficient de comportement global de la structure (R) : (R = 4).

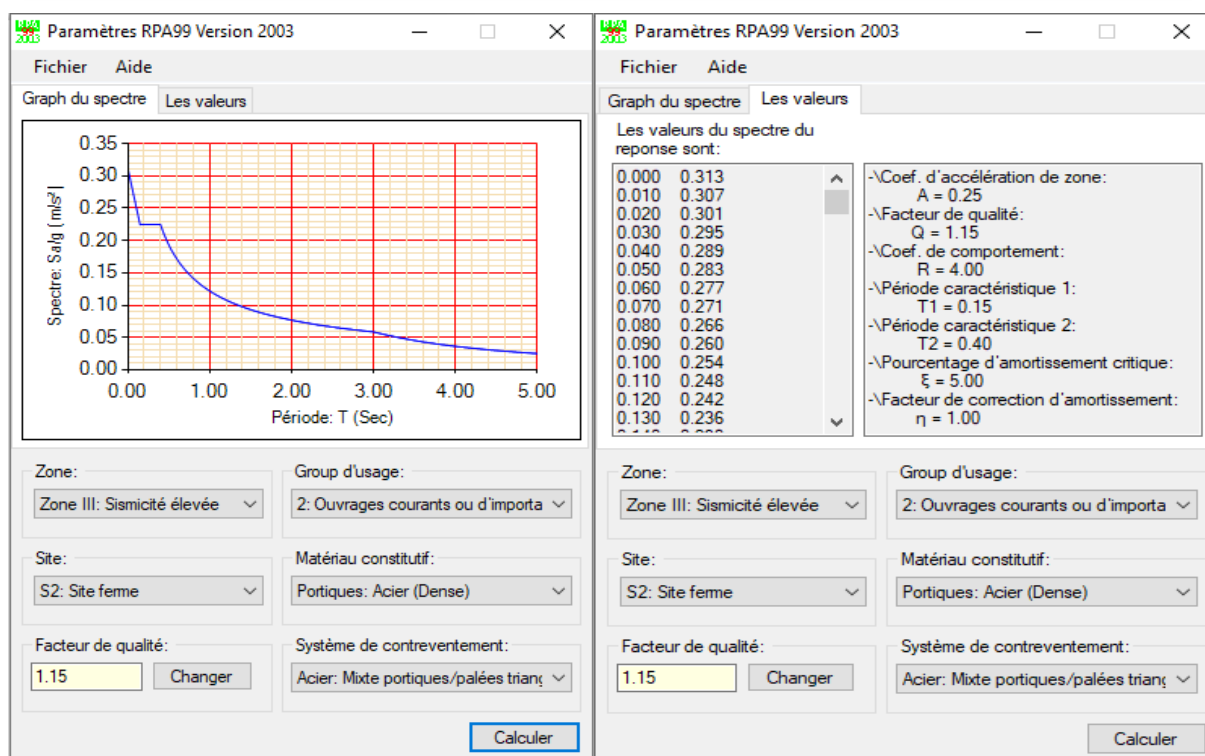


Figure V.5 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE »

**V.8.2 Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{t_{dyn}}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode sismique statique équivalente  $V_{t_{dyn}}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99/V2003, article 4.3.6].

Si  $V_{t_{dyn}} < 80\% V_{t_{sta}}$  il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport 0,8  $V_s/V_t$ .

D'après le fichier des résultats de (ETABS) on a :

Tableau V.5 : Les réactions à la base obtenue par ETABS

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
EX Dyn Max	7855,968	121,3859	0	1604,595	103911,6	134952,9
EY Dyn Max	121,3859	9314,598	0	123891,2	1656,779	307475,7

Tableau V.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques

L'effort tranchant à la base	V statique (KN)		V dynamique (KN)		80%V statique (KN)		V <sub>Dyn</sub> > 0,8 V <sub>Sta</sub>
	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	
	5837,110	5837,110	7855,968	9314,598	4669.69	4669.69	C.V

### V.8.3 Vérification des conditions du facteur de comportement (R) :

Les palées de contreventements doivent reprendre au plus 20 % des sollicitation dues aux charges verticales

#### ❖ Justification des contreventements sous charges verticales :

On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base de chaque étage avec le logiciel (ETABS) la portance des contreventements

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations dues aux charges verticales

Niveau	P <sub>cnv</sub> (KN)	P <sub>Etage</sub> (KN)	$\frac{P_{cnv}}{P_{Etage}}$ (%)	< 20 %
2eme etage	596.448	10944	5.45	C.V
1er etage	1223.61	25598.7	4.78	C.V
RDC	1348.48	40253.4	3.35	C.V
Entre sol	1781.66	57473.1	3.1	C.V

### V.8.4 Vérification des déplacements inter étage :

Selon le RPA99/V2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \text{ et } \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

Avec :

$\Delta k_{adm}$  : Déplacement relatif admissible :  $\Delta k_{adm} = 0,01 h_e$

$\Delta k_{x} = \delta_{k, x} - \delta_{k-1, x}$  et  $\Delta k_{y} = \delta_{k, y} - \delta_{k-1, y}$

$\delta_{k,x} = R \times \delta_{ek,x}$  et  $\delta_{k,y} = R \times \delta_{ek,y}$

$\Delta k_x$  : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

$\Delta k_y$  : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.



$\delta_{ek,x}$  : Déplacement absolu selon x (à partir d'ETABS).

$\Delta_{ek,y}$  : Déplacement absolu selon y (à partir d'ETABS).

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau V.8** : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)

Niveau	h (m)	Sens X			Sens Y			$\bar{\Delta}_u$ (cm)	OBS
		$\delta_{ek}^x$ (cm)	$\delta_{ek}^y$ (cm)	$\Delta_k^x$ (cm)	$\delta_{ek}^y$ (cm)	$\delta_{ek}^x$ (cm)	$\Delta_k^y$ (cm)		
2 <sup>ème</sup> étage	4,59	3,9875	15,95	3,544	2,7435	10,974	2,038	4,59	C.V
1 <sup>er</sup> étage	4,59	3,1015	12,406	4,32	2,234	8,936	2,974	4,59	C.V
RDC	4,59	2,0215	8,086	4,488	1,4905	5,962	3,218	4,59	C.V
Entr Sol	4,59	0,8995	3,598	3,598	0,686	2,744	2,744	4,59	C.V

### V.8.5 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Où :

$P_k$  : Poids total de la structure et les charges d'exploitations associées au-dessus du niveau(k).

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

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau (k) :  $V_k = \sum F_i$

$h_k$ : Hauteur de l'étage (k).

- Si  $\theta_k \leq 0,1$  : l'effet P- $\Delta$  peut être négligé.

- Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$  : en amplifiant les efforts de l'action sismique, calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur **1 (1-  $\theta_k$ )**

- Si  $\theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sens x et y, est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

**Tableau V.9 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  suivant x**

Sens X						
Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	$V_k$	$\Delta_k$ (KN)	$\theta_k$	$\leq 0.10$
2 <sup>ème</sup> étage	4,59	10323,3028	3,544	3251,7857	0,024511945	C.V
1 <sup>er</sup> étage	4,59	20937,3056	4,32	5414,2893	0,036395727	C.V
RDC	4,59	31577,2637	4,488	6883,5585	0,044854049	C.V
Entr Sol	4,59	42893,6752	3,598	7855,9681	0,042799828	C.V

**Tableau V.10 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  suivant y**

Sens Y						
Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	$V_k$	$\Delta_k$ (KN)	$\theta_k$	$\leq 0.10$
2 <sup>ème</sup> étage	4,59	10323,3028	2,038	3648,447	0,012563253	C.V
1 <sup>er</sup> étage	4,59	20937,3056	2,974	6372,0328	0,021289775	C.V
RDC	4,59	31577,2637	3,218	8217,1497	0,026941803	C.V
Entr Sol	4,59	42893,6752	2,744	9314,5977	0,027529643	C.V

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

## V.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu effectuer l'étude dynamique de notre structure en déterminant ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations.

Une telle étude est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations (ETABS) et des références (RPA99, version 2003) qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS, a permis de vérifier plusieurs critères :

Période, la participation massique, le respect des déplacements maximaux, et le choix des dimensions et caractéristiques des systèmes de contreventements.

# CHAPITRE VI :

## **VÉRIFICATION DE L'OSSATURE**

## VI.1 Introduction :

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis.

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deca des limites admissibles.

Deux cas de figures se présentent :

- Le cas des petites déformations :

On admet que les sollicitations ne varient pas sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

- Le cas des grandes déformations :

Dans ce cas les déformations modifient considérablement les sollicitations et affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter 2 types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

### ➤ Le flambement :

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort  $N$  que l'on augmente progressivement, on observe que quand  $N$  atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

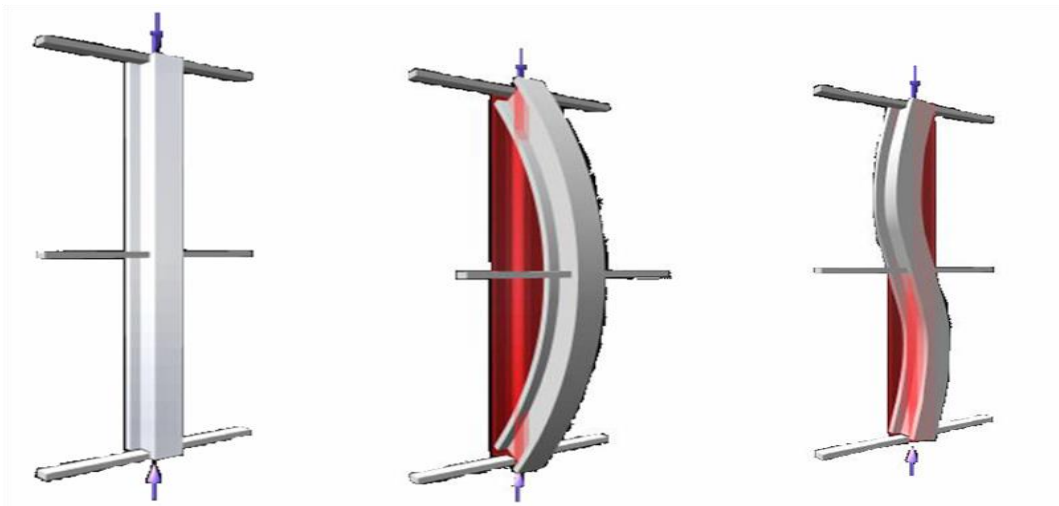
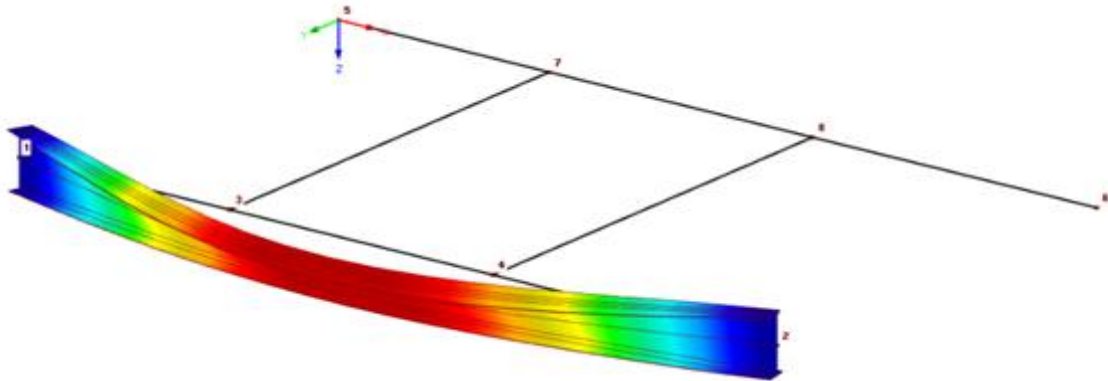


Figure VI.1 : Phénomène du flambement

➤ **Le déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.



**Figure VI.2 :** Phénomène de déversement.

## VI.2 Vérification des éléments structuraux :

La vérification des éléments structuraux est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel **ETABS 2016**.

### VI.2.1 Vérification des poteaux :

#### VI.2.1.1 Hypothèse de calcul

- **Vis-à-vis du flambement :**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal  $N_{sd}$  et deux moments fléchissant  $M_y$  et  $M_z$ .

La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul est :

- $G + Q + E$
- $1,35 G + 1,5 Q$
- $0.8G + Q$

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

**Cas 1 :** Une compression maximale  $N_{sd}$  et un moment  $M_{y, sd}$  et  $M_{z, sd}$  correspondant.

**Cas 2 :** Un moment  $M_{y, sd}$  maximal et une compression  $N_{sd}$  et  $M_{z, sd}$  correspondant.

**Cas 3 :** Un moment  $M_{z, sd}$  maximal et une compression  $N_{sd}$  et  $M_{y, sd}$  correspondant.

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante

Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\chi \times \frac{N_{sd}}{A \times f_y} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{W_{pl, y} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{pl, z} \times f_y} \leq 1$$

Pour les sections de classe 3 :

$$\chi \times \frac{N_{sd}}{A \times f_y} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{W_{el, y} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{el, z} \times f_y} \leq 1$$

Avec :  $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$  ;  $K_y \leq 1,5$

Ou :  $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M, y} - 4) + \left( \frac{W_{pl, y} - W_{el, y}}{W_{el, y}} \right)$  ;  $\mu_y \leq 0,90$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

Ou :  $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M, z} - 4) + \left( \frac{W_{pl, z} - W_{el, z}}{W_{el, z}} \right)$  ;  $\mu_z \leq 0,90$

$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$  Sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement

$\beta_{M, y}$  et  $\beta_{M, z}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

**Détermination de la longueur de flambement :**

Mode d'instabilité à nœuds fixes

$$\frac{L_k}{L_0} = \left[ \frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1\eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1\eta_2} \right]$$

$\eta_1$  et  $\eta_2$  : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}} \quad \text{et} \quad \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$  : sont les rigidités des poteaux =  $I / H$

$K_{poutres}$  : rigidité des poutres =  $I / L$

Les efforts internes du logiciel ETABS 2016 sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

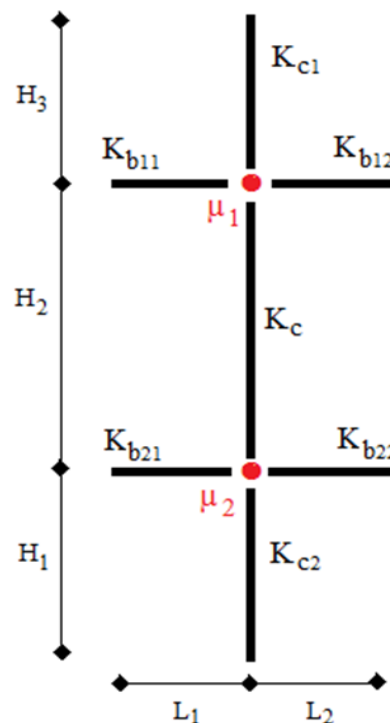
Premièrement cas : Une compression maximale  $N_{sd}$  et un moment  $M_{y,sd}$  et  $M_{z,sd}$  correspondant.

**Tableau VI.1** : Efforts internes des poteaux sous  $N_{max}$  pour chaque niveau

Niveau	Numéro	Combinaison	$N_{max}$	$M_{sd,y}$	$M_{sd,z}$
1 <sup>er</sup> +2eme	228	ELU	1216,5595	7,1948	1,4300
ENT + RDC	358	0.8G+EX	1770,6951	30,4925	33,5795

- **Vérification pour les poteaux RDC :**

**Détermination de la longueur de flambement :**



**Figure VI.3** : La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.

Sens Y-Y :

$$K_C = \frac{45070 \times 10^4}{4590} = 98191,7211 \text{ mm}^3$$

$$K_{C1} = \frac{45070 \times 10^4}{4590} = 98191,7211 \text{ mm}^3$$

$$K_{12} = \frac{2772 \times 10^4}{5700} = 4863,15 \text{ mm}^3$$

$$\eta_{1y} = \frac{98191,7211 \times 2}{(98191,7211 \times 2) + (4863,15)} = 0,95$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$L_{fy} = 3121,2 \text{ mm}$$

Sens Z-Z :

$$K_C = \frac{5864 \times 10^4}{4590} = 12775,59 \text{ mm}^3$$

$$K_C = \frac{5864 \times 10^4}{4590} = 12775,59 \text{ mm}^3$$

$$K_{12} = \frac{205 \times 10^4}{5700} = 359,64 \text{ mm}^3$$

$$\eta_{1z} = 0,97$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$L_{fz} = 3167,1 \text{ mm}$$

Calcul de  $\chi_{\min}$  :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3121,2}{168,4} = 18,53 ; \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3167,1}{73,4} = 43,14$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Où : } \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 86,81\varepsilon \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \lambda_1 = 80,24$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{80,24} = 0,23$$

$$\frac{\bar{\lambda}_z \lambda_z}{80,24} = 0,53$$

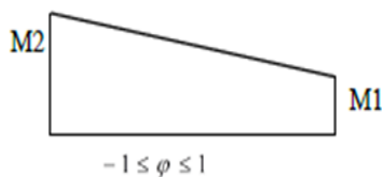
$\bar{\lambda}_y > 0,2$  *ya risque de flambement*  $\bar{\lambda}_z > 0,2$  *Il y'a risque de flambement*

$$\Phi_y = 0,5 \times \left[ \frac{1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)}{1 + \bar{\lambda}_y^2} \right]$$

$$\Phi_y = 0,52$$

$$\Phi_z = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\Phi_z = 0,69$$



Courbe	a	b	c	d
$\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

Figure VI.4 : La courbe de  $\alpha$



Avec : Courbe de flambement (Z-Z) b  $\Rightarrow \alpha = 0,34$

Courbe de flambement (Y-Y) a  $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 1,01 \qquad \chi_z = 0,88$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} (1,01 ; 0,88) \Rightarrow \chi_{\min} = 0,88$$

Calcul de  $K_y$  et  $K_z$  :

$$\beta_{M\phi y} = 1,8 - 0,7 \cdot \phi \text{ Avec } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 0,86 \dots\dots\dots B_{m y} = 1,1238$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 0,96 \dots\dots\dots B_{m z} = 1,212$$

$$K=1 - \frac{\mu * N_{sd}}{\chi * A * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1,5 \quad \text{Avec } \mu = \bar{\lambda}_l * (2 * \beta_M - 4) + \left( \frac{W_{pl-wel}}{w_{el}} \right) \leq 0,9$$

$$\mu_y = -0,29 < 0,90 \qquad \mu_z = -0,57 < 0,90$$

$$k_y = 1 < 1,5 \quad k_z = 1 < 1,5$$

$$\frac{1770.63 \times 10^3}{0.88 \times 15900 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 30.49 \times 10^6}{2562000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 33.58 \times 10^6}{570900 \times \frac{275}{1,1}} = 0,79 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans le cas de la flexion composer il y'a lieu aussi de vérifier la résistance du profilé au déversement.

**VI.2.1.2 Vérification du déversement :**

Calcul de  $\chi_{LT}$  :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{w * W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K * L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 \times G * L_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 \times Z_g - C_3 \times Z_j)^2 - (C_2 \times Z_g - C_3 \times Z_j) \right\}$$

Avec: w = 1 section de classe 1

$$I_w = I_z * \left( \frac{h - t_f}{2} \right)^2 = 2.82 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_t = \frac{1}{3} * (d * t w^3 + 2b * t f^3) = 4,7048 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$K = K_w = 0,5$$

$$C_1 = 2,609$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = 1,957$$

$$M_{cr} = 2,89 \cdot 10^{10} \text{ N.mm}$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = 0,156 < 0,4 \Rightarrow \text{Donc y'a pas de risque de déversement.}$$

**Remarque :**

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérification des autres poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants

**HEA 400** (Entre sol et RDC) :

**Tableau VI.2 :** Vérification de flambement (Poteau HEA 400)

Profile	lf		Les coefficients			Valeur final	Condition ( $\leq 1$ )
	Lfy	Lfz	$x_{min}$	$K_y$	$K_z$		
<b>HEA 400</b>	<b>3121,2</b>	<b>3167,1</b>	<b>0,88</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0,79</b>	<b>Vérifiée</b>

**HEA360** (1ère et 2ème étage)

**Tableau VI.3 :** Vérification de flambement (Poteau HEA 360)

Profile	lf		Les coefficients			Valeur final	Condition ( $\leq 1$ )
	LFy	LFz	$x_{min}$	$K_y$	$K_z$		
<b>HEA 360</b>	<b>3580,2</b>	<b>3626,1</b>	<b>0,92</b>	<b>0,98</b>	<b>0,73</b>	<b>0,907</b>	<b>Vérifiée</b>

**Deuxième cas :** Un moment  $M_{y,sd}$  maximal et une compression  $N_{sd}$  et  $M_{z,sd}$  correspondant.

**Tableau VI :** Efforts internes des poteau sous  $M_{sd,y,max}$  pour chaque niveau

Niveau	Numéro	Combinaison	$M_{sd,y} \text{ max}$	NSD	$M_{sd,z}$
<b>1<sup>er</sup> +2eme</b>	373	ELU	255,57	221,65	1,701
<b>ENT+ RDC</b>	359	ELU	285,87	702,59	2,0344

HEA 400 (Entre sol et RDC) :

Tableau VI.4 : Vérification de flambement (Poteau HEA 400)

Profile	lf		Les coefficients			Valeur final	Condition ( $\leq 1$ )
	Lfy	Lfz	$x_{min}$	$K_y$	$K_z$		
HEA 400	3121,2	3167,1	0,88	1,09	1,09	0,75	Vérifiée

HEA360 (1ère et 2ème étage) :

Tableau VI.5 : Vérification de flambement (Poteau HEA 360)

Profile	lf		Les coefficients			Valeur final	Condition ( $\leq 1$ )
	LFy	LFz	$x_{min}$	$K_y$	$K_z$		
HEA 360	3580,2	3626,1	0,92	1,03	1,05	0,70	Vérifiée

Troisième cas : : Un moment  $M_{z,sd}$  maximal et une compression  $N_{sd}$  et  $M_{y,sd}$  correspondant

Tableau VI.6 : Efforts internes des poteau sous  $M_{sd,zmax}$  pour chaque niveau

Niveau	Numéro	Combinaison	$M_{sd,z max}$	NSD	$M_{sd,y}$
1 <sup>er</sup> +2eme	373	ELU	255,57	221,65	1,701
ENT+ RDC	359	G+Q+EX Max	34,79	449	30,85

HEA 400 (Entre sol et RDC) :

Tableau VI.7 : vérification de flambement (Poteau HEA 400)

Profile	lf		Les coefficients			Valeur final	Condition ( $\leq 1$ )
	Lfy	Lfz	$x_{min}$	$K_y$	$K_z$		
HEA 400	3121,2	3167,1	0,88	1,04	1,13	0,70	Vérifiée

HEA360 (1ère et 2ème étage) :

Tableau VI.8 : vérification de flambement (Poteau HEA 360)

Profilé	I <sub>f</sub>		Les coefficients			Valeur final	Condition (≤1)
	LF <sub>y</sub>	LF <sub>z</sub>	<i>x<sub>min</sub></i>	<i>K<sub>y</sub></i>	<i>K<sub>z</sub></i>		
HEA 360	3580,2	3626,1	0,92	1,03	1,14	0,76	Vérifiée

**VI.3 Vérification des poutres :**

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

**VI.3.1 Poutre principale :**

Vérification de poutre **IPE600 (Entre sol)**

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la combinaison la plus défavorable ELU.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$M_{sd} = 645 \text{ Kn.m}$

$V_{sd} = 270,77 \text{ Kn}$

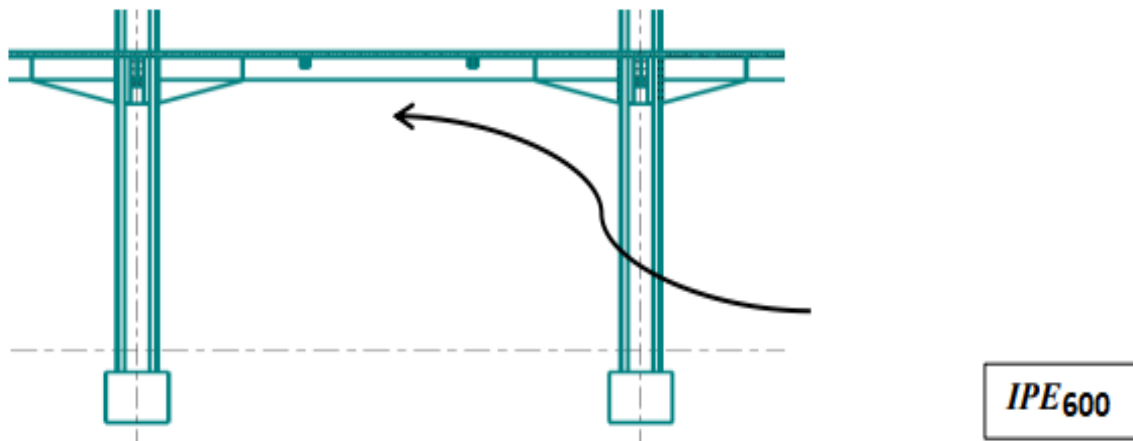


Figure VI.5 : Schéma de la poutre principal

- **Vérification de la résistance :**

On doit vérifier que  $M_{sd} < M_{pld}$

$M_{plrd} = 1599 \text{ Kn.m}$  (déjà calculer)

$M_{sd} = 645 \text{ KN.m} < M_{pld} = 1599 \text{ m}$

**La condition est vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que  $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{plrd} = 950,4 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 363,71 < V_{plrd} = 665,09 \text{ kN}$$

**La condition est vérifiée**

- **Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 270,77 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 475,2 \text{ KN} \text{ La condition est vérifiée}$$

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

- **Vérification de la rigidité :**

$$F_{max} < F_{adm}$$

$$F_{max} = 16,5 \text{ mm} < F_{adm} = 40 \text{ mm}$$

**La condition est vérifiée**

- **Vérification au déversement :**

On a la semelle comprimée de la poutre principale est maintenue par la dalle de béton.

Le maintien latéral par le plancher collaborant de la semelle comprimée d'une poutre qu'il constitue un blocage de la rotation et qu'il réduit la longueur de déversement.

Donc dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement

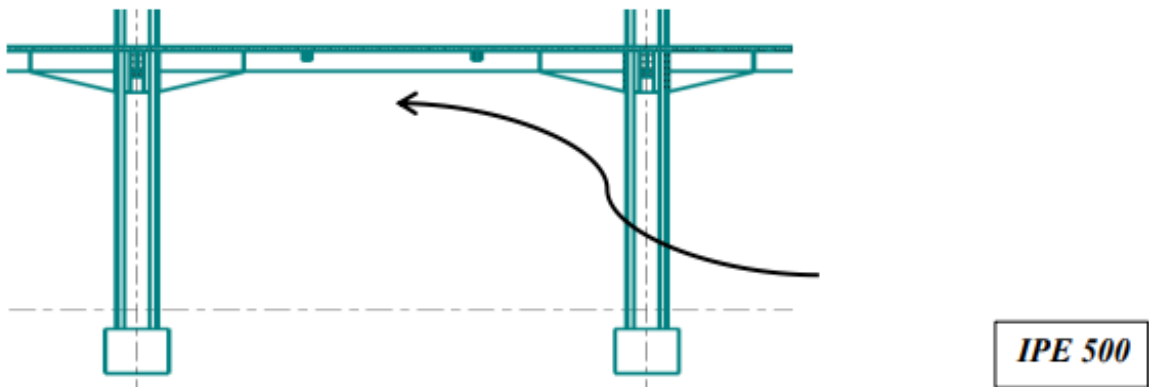
Vérification de poutre **IPE500 (Les autres niveau)**.

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la combinaison la plus défavorable ELU.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs :

$$M_{sd} = 236,28 \text{ Kn.m}$$

$$V_{sd} = 134,77 \text{ Kn}$$



**Figure VI.6** : schéma de la poutre principale

- **Vérification de la résistance :**

On doit vérifier que  $M_{sd} < M_{pld}$

$$M_{plrd} = 1078,43 \text{ Kn.m (déjà calculer)}$$

$$M_{sd} = 236,28 \text{ kN.m} < M_{pld} = 1078,43 \text{ m}$$

**La condition est vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que  $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$V_{plrd} = 665,09 \text{ KN}$

$V_{sd} = 134,77 < V_{plrd} = 475,28 \text{ KN}$       **La condition est vérifiée**

- 1- **Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :**

$V_{sd} = 134,77 \text{ Kn} < 0,5V_{plrd} = 332,54 \text{ KN}$       **La condition est vérifiée**

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

- **Vérification de la rigidité :**

$F_{max} < F_{adm}$

$F_{max} = 24,19 \text{ mm} < F_{adm} = 40 \text{ mm}$       **La condition est vérifiée**

- **Vérification au déversement :**

On a la semelle comprimée de la poutre principale est maintenue par la dalle de béton.

Le maintien latéral par le plancher collaborant de la semelle comprimée d'une poutre qu'il constitue un blocage de la rotation et qu'il réduit la longueur de déversement.

Donc dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement

### VI.4 Dimensionnement des contreventements :

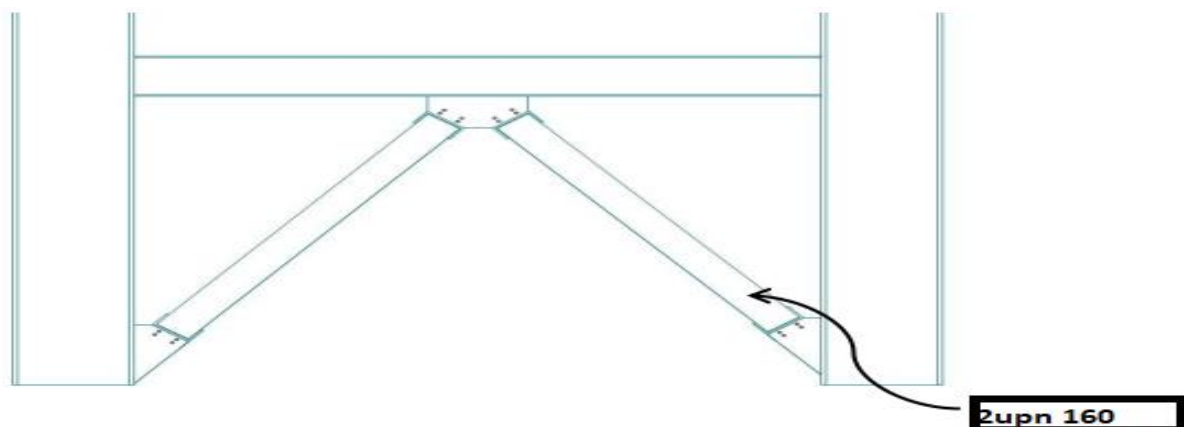
#### VI.4.1 Dans les deux Direction :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison  $0,8G + 1,25Ex$

$N_{sd} = 1499,2559 \text{ Kn}$

Le profilé choisit **2UPN 160**

**Longueur d'une bare 5,4 m**



**Figure VI.7 : Contreventement en V**

• **Vérifications à la traction simple :**

Il faut vérifier que  $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{PLRD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4800 \times 2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2400KN$$

$N_{sd} = 1499,2559 Kn < N_{pl,Rd} = 2400 KN$

**Condition vérifiée.**

• **Vérifications la compression simple :**

$$N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Il faut vérifier que :

**Avec :**

$\beta_A = 1$  Pour les sections classe 1 et 2.

$\gamma_{M1} = 1,1$

$\chi$  Facteur de réduction pour le déversement.

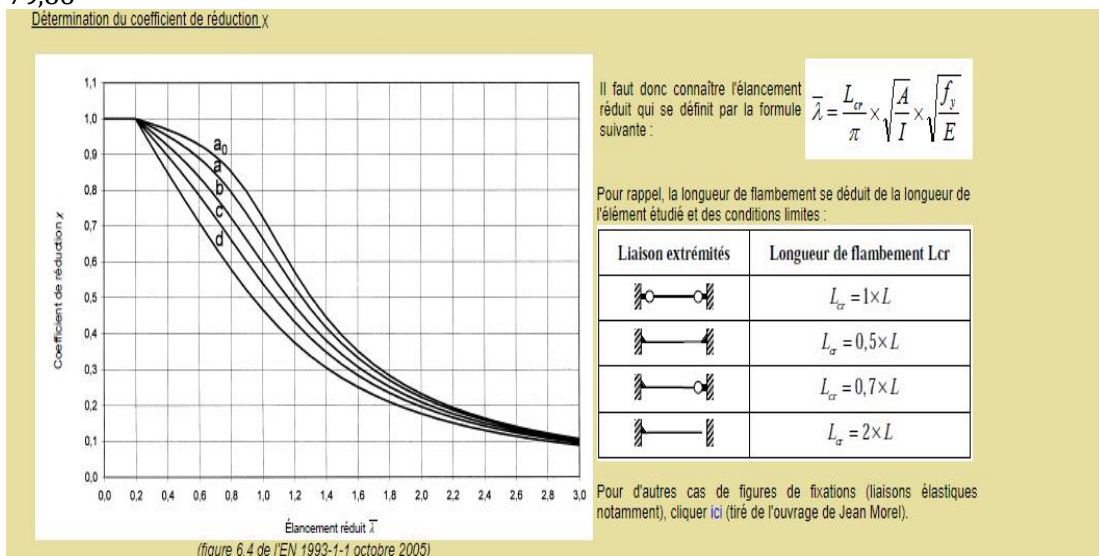
$f_y = 275MPa$

$l_f = L_0 = 5,4 m$

$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{540}{6,2} = 87,09 \quad \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{540}{2,63} = 205,32$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{79,86} = 1,09$



**Figure VI.8 : Courbe de flambement**

$\phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2)) + \bar{\lambda} = 1,18$

$\chi = 0,61 \Rightarrow N_{sd} = \frac{1499,25}{2} = 749,62KN \leq N_R = \frac{0,61 \times 1 \times 58 \times 10^2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 884,5KN$

# CHAPITRE VII :

**ASSEMBLAGES DES**

**ÉLÉMENTS**



**VII.1 Introduction :**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. On distingue deux types de fonctionnement :

- **Fonctionnement par obstacle :**

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

- **Fonctionnement par adhérence :**

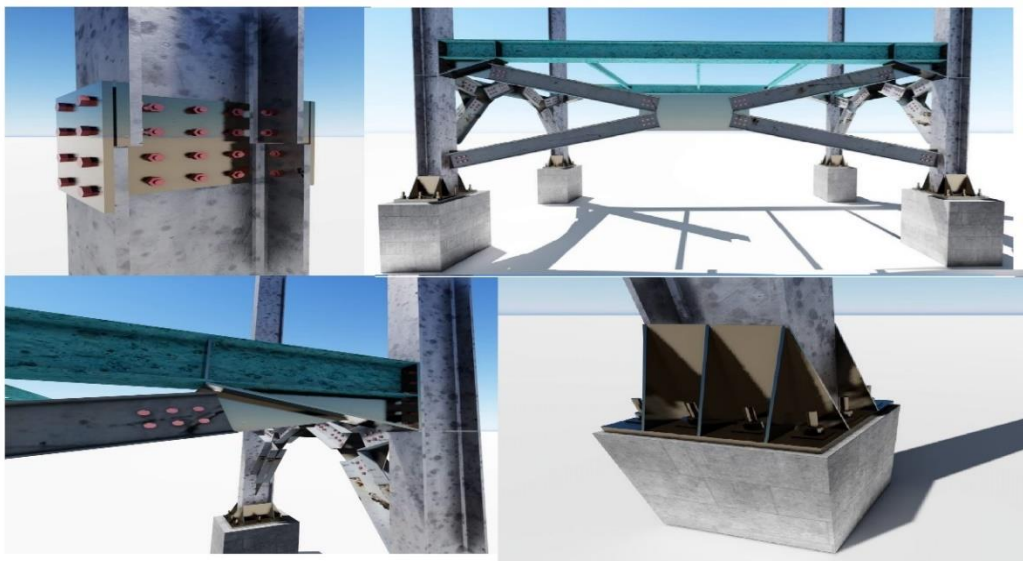
Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.

Les assemblages concernant des éléments structurels poteau, poutre, diagonales de contreventement une fonction significative du cout d'une ossature métallique.

En plus de leur fonction de liaison, qui assure la continuité des efforts transmis, ils jouent un rôle esthétique très important quand ils sont visibles.



**Figure VII.1 :** Exemples des assemblages boulonnés

**VII.2 Le boulonnage :**

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier âtres haute résistance :

**Tableau VII.1 : Caractéristiques des boulons.**

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	600	800	1000

- **Dispositions constructives des assemblages :**

**Tableau VII.2 : Normes des dimensions des trous de boulon**

<b>BOULON</b> <b>TROU</b>	<b>à / de M12</b>	<b>à / de M14</b>	<b>à / de M16</b>	<b>à / de M22</b>	<b>à / de M24</b>	<b>Au-delà M27</b>
<b>Normalisé «d<sub>0</sub>»</b>	d + 1		d + 2		d + 3	
<b>Surdimensionné «d<sub>0</sub>»</b>	d + 3	d + 4			d + 6	d + 8
<b>Oblong court</b>	( d + 1 ) par ( d + 4 )		( d + 2 ) par ( d + 6 )		( d + 2 ) par ( d + 8 )	( d + 3 ) par ( d + 10 )
<b>Oblong long</b>	( d + 1 ) par 2.5d		( d + 2 ) par 2.5d			( d + 3 ) par 2.5d
d : diamètre nominal du boulon en mm						

**Tableau VII.3 : Valeurs du facteur de corrélation approprié  $\beta_w$**

<b>Nuance d'acier</b>	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
<b><math>\beta_w</math></b>	0,8	0,85	0,9

- **Coefficients partiels de sécurité  $\gamma_{mw}$**

**Tableau VII.4 : valeurs du Coefficients partiels de sécurité  $\gamma_{mw}$ .**

<b>Nuance d'acier</b>	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
<b><math>\gamma_{mw}</math></b>	1,25	1,3	1,35

- Leur dû coefficients réducteur  $K_s$  :

**Tableau VII.5:** valeurs du coefficients réducteur  $K_s$

Type de trous	$K_s$
Normalisés	1,0
Surdimensionnés ou oblongs courts	0,85
Oblongs longs	0,7

- Coefficient de frottement  $\mu$  :

Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul.

**Tableau VII.6 :** valeurs du Coefficient de frottement  $\mu$ .

<ul style="list-style-type: none"> <li>• - Le coefficient de frottement <math>\mu</math> doit correspondre à sa valeur de calcul.</li> <li>• Classe du traitement</li> </ul>	Traitement de la surface de contact	$\mu$
<b>A</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Surface décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqures de corrosion</li> <li>– Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium.</li> <li>– Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5.</li> </ul>	<b>0,50</b>
<b>B</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 <math>\mu\text{m}</math>.</li> </ul>	<b>0,40</b>
<b>C</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes</li> </ul>	<b>0,30</b>
<b>D</b>	Surfaces non traitées	<b>0,20</b>

**VII.3 Calcul des assemblages :**

Dans ce chapitre, 5 types d'assemblage seront traités qui sont :

- 1-Type 1 : Assemblage poutre- solive. (Manuelle)
- 2- Type 2 : Assemblage poteau-poutre. (Manuelle)
- 3- Type 3 : Assemblages diagonaux pour les palées de stabilités. (Manuelle)
- 4- Type 4 : Assemblage poteau- poteau.
- 5- Type 5 : Assemblages de Pied de poteau.

**VII.3.1 Assemblage Poteau –Poutre (HEA400-IP500) selon [EC-3] :**

**A- Vérification manuelle :**

**VII.3.1.1 Efforts sollicitant :**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.5Ey

Msd = 349 Kn.m

Vsd = 303 kN

**VII.3.1.2 Calcule de la soudure poutre IPE500 :**

**a- Calcule de l'épaisseur du cordon sur la semelle selon [EC-3]**

$$\begin{cases} L_1 = 200 \text{ mm} \\ L_2 = 94.9 \text{ mm} \\ L_3 = 468 \text{ mm} \end{cases}$$

h = la hauteur du profilé.

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 430 \end{cases}$

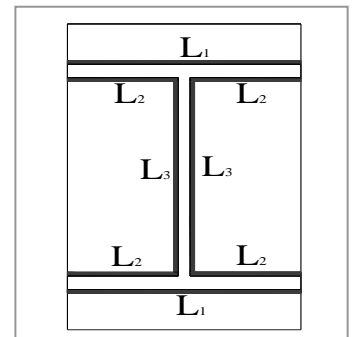
La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $l_1 = 200 \text{ mm}$

$$\frac{\sqrt{2} \times Msd \times \frac{h}{2}}{I_{sy}} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{MW}}$$

$I_{sy} = 2I_1 + 4I_2$

$I_1 = l_1 \times a \times \left(\frac{h}{2}\right)^2 = 200 \times \left(\frac{500}{2}\right)^2 \times a = 12.5 \times 10^6 \times a$

$I_2 = l_2 \times a \times \left(\frac{h}{2} - tf\right)^2 = 94.9 \times a \times \left(\frac{500}{2} - 16\right)^2 = 5.19 \times 10^6 \times a$



$$I_{sy} = 2 \times 12.5 \times 10^6 \times a + 4 \times 5.19 \times 10^6 \times a = 45.76 \times 10^6 \times a$$

$$a_s \geq \frac{\sqrt{2} \times 349 \times 10^6 \times 250 \times 0.85 \times 1.3}{430 \times 45.76 \times 10^6} = 7mm$$

On prend  $a_s = 10 \text{ mm}$

**b- Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme**

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}{2 \times l_3 \times f_u}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 430MPa \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $l_3 = 468 \text{ mm}$

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times 303 \times 10^3 \times 1.3 \times 0.85}{2 \times 468 \times 430} \times 10^3 = 1.44mm$$

On prend  $a_w = a_s = 10 \text{ mm}$

**VII.3.1.3 Choix de diamètre du boulon :**

Épaisseur de la platine :  $ép = 20 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$   $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$   $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t > 25 \text{ mm}$   $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine  $t = 20 \text{ mm}$  alors on prend  $\emptyset = 24 \text{ mm}$ .

**VII.3.1.4 Détermination du nombre de boulons nécessaires :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v, sd} \leq F_{v, rd} = \frac{F_{v, sd}}{n}$$

$F_{v, rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$  Boulons HR classe 8.8

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{303 \times 1.25}{0,6 \times 353 \times 800} \times 10^3 = 2.23$$

On prend  $n = 10$  (boulons)  $\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 5 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$

**a- Disposition constructive :**

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 5 boulons HR de diamètre  $\varnothing = 24$  mm, classe 8.8

• **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 24 + 2 = 26 \text{ mm.}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 31.2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 57.2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 39\text{mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 78 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

(EC3.art.6.5.1.4)

$$p_1 = 120 \text{ mm}$$

$$p_2 = 160\text{mm}$$

$$e_1 = 80\text{mm}$$

$$e_2 = 80 \text{ mm}$$

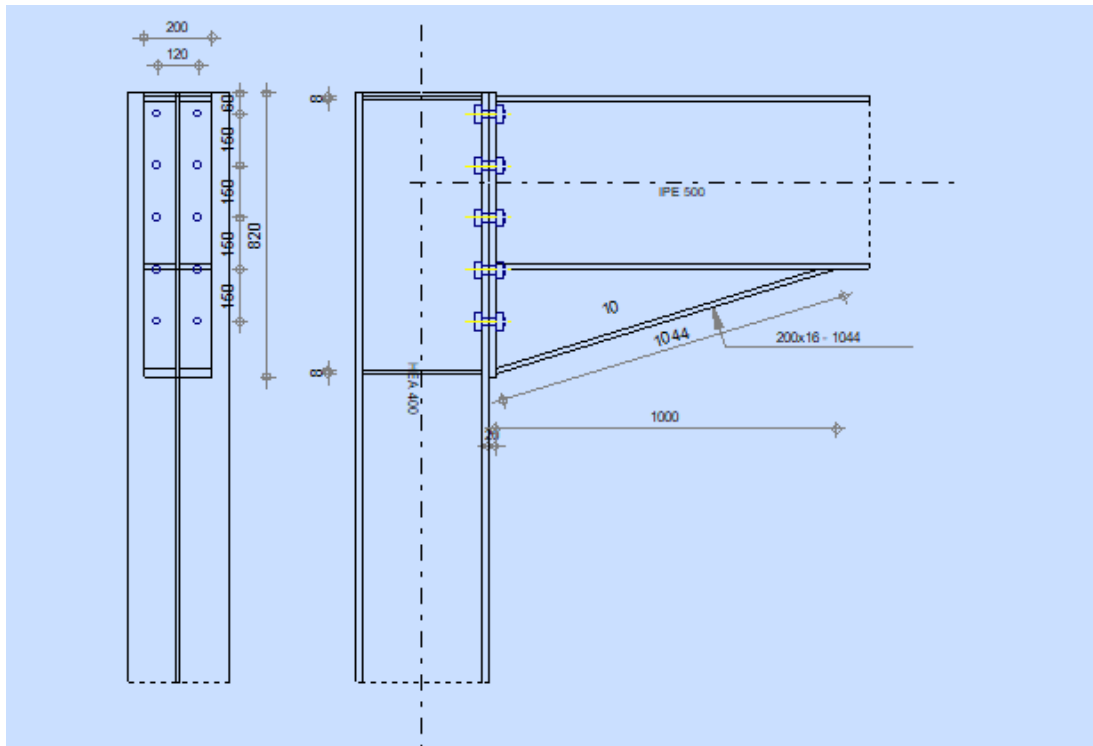


Figure.VII.2 : Assemblage (poteau – poutre)

b- Détermination des efforts dans les boulons :

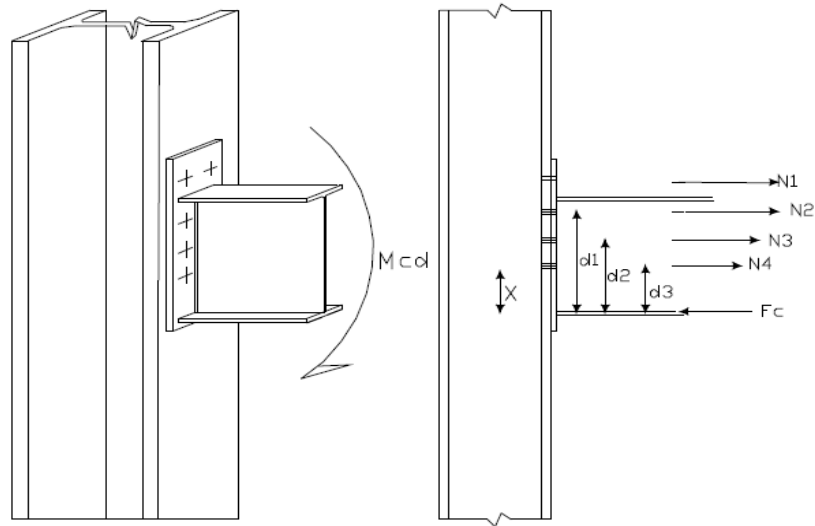


Figure VII.3 : Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.

• Position de l'axe neutre :

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 16 \times \sqrt{\frac{200}{10.2}} = 70.84 \text{ mm}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} ;$$

$$d_1 = 680 \text{ mm}$$

$$d_2 = 530 \text{ mm}$$

$$d_3 = 380 \text{ mm}$$

$$d_4 = 230 \text{ mm}$$

$$d_5 = 50 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 943.1 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{349 \times 10^6 \times 680}{943.1 \times 10^3} = 251.63 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que

$$N_1 \leq n_0 F_{pc,d}$$

$$n_0 = 2 \text{ pour une rangée.}$$

Avec :

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$F_p$  : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

$f_{ub}$  : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons HR 8.8.

$A_s$  : L'aire de la section du boulon.

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = 251.63 \text{ kn} \leq 2 \times (0,7 \times 800 \times 353) = 395.36 \text{ kn} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

**c- Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 197.68 \text{ kN} \quad \text{Pour un boulon.}$$

Pour une rangée (de deux boulons)

$$2 \times N = 197.68 \times 2 = 395.36 \text{ kN}$$

D'où

$$M_{Rd} = \frac{395.36 \times 10^3 \times 943.1 \times 10^3}{680} = 548.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 349 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 548.32 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

**d- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Condition à vérifier :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 303 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{303}{10} = 30.3 \text{ KN}$$

La résistance au glissement  $F_{s,rd}$  :

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$k_s = 1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 1$  Nombre d'interfaces de frottement.



$\gamma_{ms} = 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU.

$F_p = 197.68$  KN la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 197.68 \times 1 \times 0,3}{1,25} = 47.44 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 30.3$  KN  $\leq F_{v,rd} = 47.44$  KN      **Donc la condition est vérifiée.**

**e- Résistance de l'âme du poteau en traction :**

Il faut vérifier que :  $F_t \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad \text{(EC3.art.2.2.3)}$$

tw épaisseur d'âme de poteau  $t_w = 11$

$b_{eff}$ : entraxe rangées boulons = 120mm

$$F_{t,Rd} = 275 \times 11 \times \frac{120}{1} = 423.500 \text{ KNN}$$

$$F_t = \frac{M}{h - t_f}$$

**Avec**

$h = 390$  mm  $t_f = 19$  mm

$$\text{Donc: } F_t = \frac{349 \times 10^6}{390 - 19} \times 10^{-3} = 940.70 \text{ KN}$$

$F_t > F_{t,Rd} \Rightarrow$  Condition non vérifiée (déformation de l'âme du poteau).

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à  $e_r = 8$ mm

**f- Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie)**

Il faut vérifier que :  $\sigma_n \leq f_y$

**Avec**

$\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{303 \times 10^3}{159 \times 10^2} + \frac{349 \times 10^6}{2311 \times 10^3} = 170.07 \text{ MPa}$$

$\sigma_n = 170.07$  Mpa  $< f_y = 275$  Mpa **Donc la condition est vérifiée.**

**g- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement**

Il faut vérifier que :  $F_v \leq V_R$

$$V_R = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

**Avec :**

$h_p$  : la hauteur de profilé (poteau)  $h_p = 390$  mm.

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme (poteau)  $t_{wc} = 11$  mm

$$V_R = \frac{0,58 \times 257 \times 390 \times 11}{1} \times 10^{-3} = 684,25 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 390 \text{ mm} \quad t_f = 19 \text{ mm}$$

Donc

$$F_v = \frac{349 \times 10^6}{390 - 19} = 940,70 \text{ KN}$$

$$F_v = 940,70 \text{ KN} < V_R = 684,25 \text{ kN} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

**Remarque :** la vérification de la résistance de l'âme de poteau au cisaillement n'étant pas satisfaisante.

On choisit un raidisseur pour augmenter la résistance de l'âme de poteau

**VII.4 Assemblage poutre IPE500 –solive IPE180 :**

On va traiter cet assemblage manuellement.

**VII.4.1 Assemblages par double cornière :**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE180**, avec l'âme de la poutre en **IPE500**, avec une file verticale de deux boulons.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre IPE 500 :  $h = 500$  mm ;  $b = 200$  mm ;  $t_f = 16$  mm ;  $t_w = 10,2$  mm ;  $A = 115,5$  cm<sup>2</sup>

Solive IPE 180 :  $h = 180$  mm ;  $b = 91$  mm ;  $t_f = 8$  mm ;  $t_w = 5,3$  mm ;  $A = 23,95$  cm<sup>2</sup>

- **Données de calcul :**

- Effort tranchant :  $V_{sd} = 40.279\text{KN}$

#### VII.4.1.1 Choix de diamètre du boulon :

Cornière 130×130×10mm

Épaisseur de la platine :  $é_p = 10\text{ mm}$

- $t < 10\text{ mm}$   $d = (12 ; 14)\text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25\text{ mm}$   $d = (16 ; 20 ; 24)\text{ mm}$
- $t > 25\text{ mm}$   $d = (24 ; 27 ; 30)\text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine  $t = 10\text{ mm}$  alors on prend  $\varnothing = 18\text{ mm}$ , classe 5.6

#### Le choix des boulons :

On choisit 4 boulons de diamètre ( $\varnothing 18$ ) de classe 5.6

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 20\text{mm}$$

#### a- Distance entre axe des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 24\text{ mm} \leq e_1 \leq 150\text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 44\text{ mm} \leq p_1 \leq 200\text{ mm} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 30\text{ mm} \leq e_2 \leq 180\text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 60\text{ mm} \leq p_2 \leq 200\text{ mm}$$

$$e_1 = 35\text{ mm} ; p_1 = 60\text{ mm}$$

$$e_2 = 35\text{ mm} ; p_2 = 60\text{ mm}$$

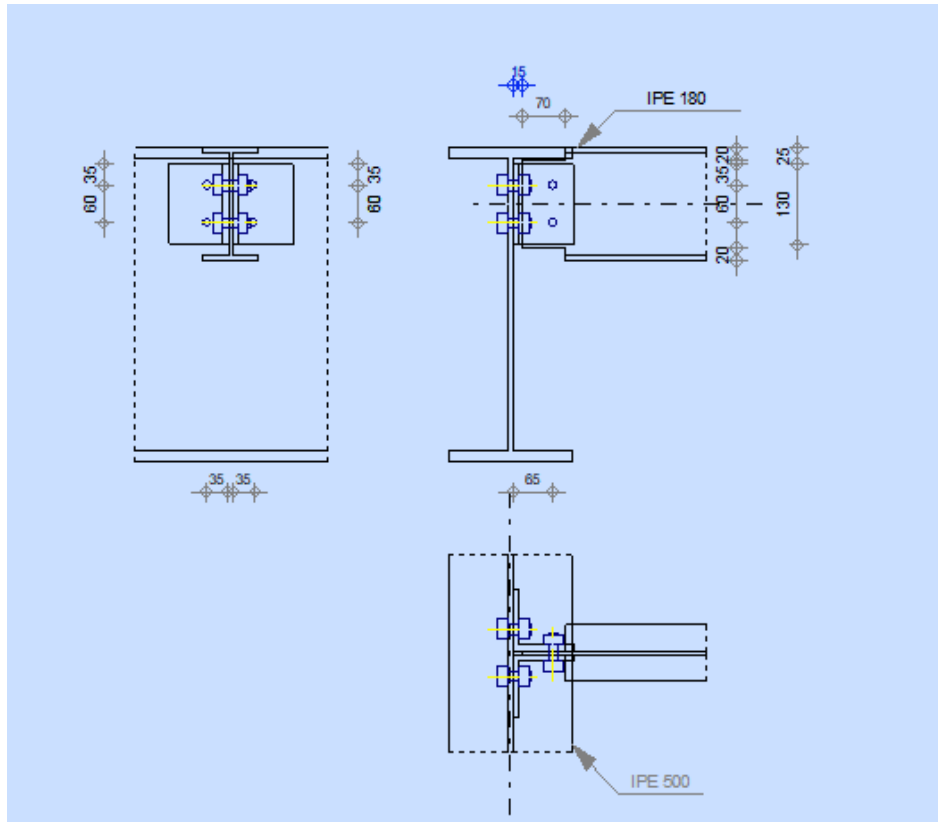


Figure.VII.4 : Assemblage solive-poutre

**a- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \text{ (EC3. tab. 6.5.3)}$$

$$f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction} \quad A_s = 192 \text{ mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 500 \times 192}{1,25} = 46.08 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 2 \times 46.08 = 92.16 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 40.279 \text{ kN} < F_{vrd} = 92.16 \text{ kN}$$

Donc la condition est vérifiée

**e- Vérification de la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que :  $F_{vsd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \text{ (EC3. tab. 6.5.3)}$$

$F_{b,rd}$  : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon

$f_u$  : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0.58 ; 0.75 ; 1.16 ; 1) = 0,58$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0.58 \times 430 \times 18 \times 10}{1,25} = 89.784 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 10.06 \text{ kN} < F_{b,rd} = 89.784 \text{ KN} \quad \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

### **VII.4.2 Assemblage des éléments de contreventements :**

**Contreventement en (V) :**

- **Effort tranchant :**

Donc l'effort tranchant par 2UPN160 est  $V_{sd} = 1000.45 \text{ KN}$

**Nombres et diamètre des boulons :**

Pour ce type d'assemblage on choisit des boulons de diamètre  $d = 22\text{mm}$  et de classe 8.8

**Résistance d'un boulon au cisaillement ;**

**Par plan de cisaillement :**

$$\text{Il faut vérifier que : } F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v, rd} = \frac{0.6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$A_s = 303 \text{ mm}^2$  section résistante en traction

$\gamma_{mb} : 1,25$  résistance des boulons à la traction

$$F_{v, rd} = \frac{0.6 \times 500 \times 303}{1.25} = 116,35 \text{ KN}$$

**Nombre des boulons nécessaires :**

$$F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{V_{sd}}{F_{v, rd}} = \frac{1000.45}{116.35} = 4,3 \Rightarrow n = 6$$

**Disposition des boulons :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 28.8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm} \quad e_1 = 90\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 52.8 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \quad p_1 = 90\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 36\text{mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 72 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm} \quad p_2 = 100\text{mm}$$

**Vérification de pression diamétral :**

Il faut vérifier que  $F_v.sd < F_b.rd$

$$F_b.rd = \frac{2.5 \times \alpha \times F_u \times t \times d}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$D = 22\text{mm} ; d_0 = 24\text{mm} ; t = 16\text{mm} ; \gamma_{mb} = 1.25$$

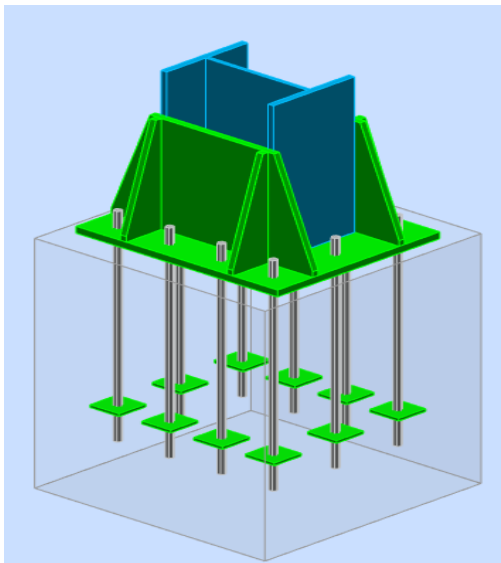
t : l'épaisseur de la pièce assemblée

F<sub>u</sub> : la résistance ultime à la traction de l'acier de la pièce assemblée = 430 Mpa

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (1.25 ; 1 ; 1.86 ; 1) = 1$$

$$\frac{2.5 \times 1 \times 430 \times 22 \times 16}{1.25} = 302.7 > F_v.sd = \frac{1000.45}{6} = 166.74 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VII.4.3 Assemblage pied de Poteau :**



**Caractéristique d'assemblage :** (voir annexe)

- Platine : 700x600x25
- 12 tiges M24 classe 6.8
- Raidisseur 700x400x20
- Soudure 10mm

**Figure.VII.5 :** Assemblage pied de Poteau

VII.4.4 Assemblage poteau-poteau : (voir annexe)

Nom	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
B1	2 - HEA400	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Noeud
B2	3 - HEA400	180,0	0,0	0,0	0	0	0	Noeud

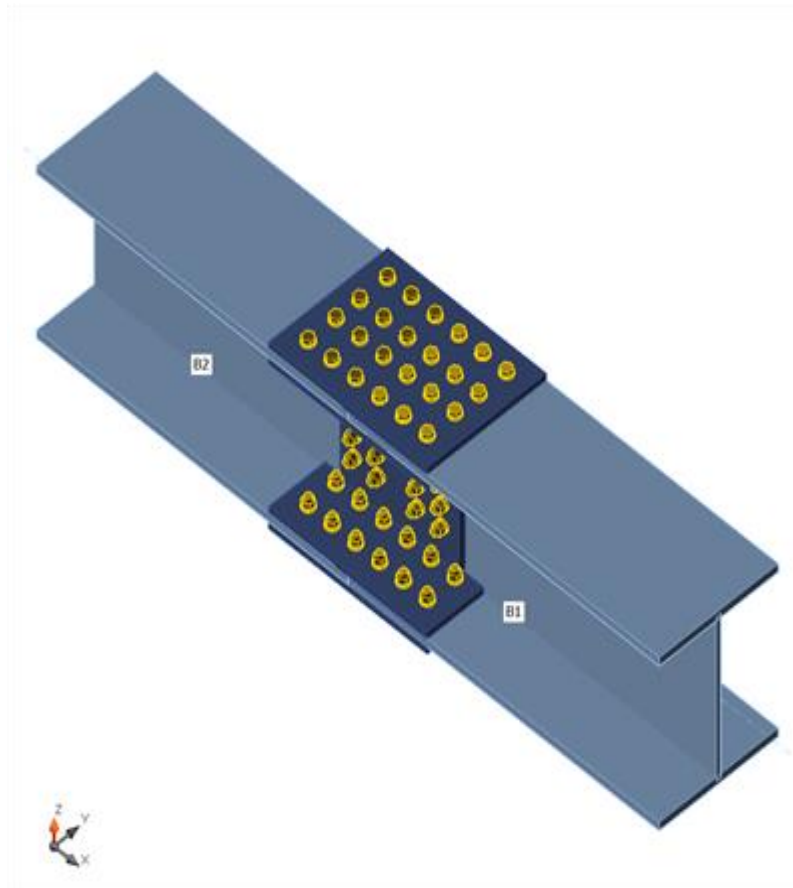


Figure.VII.6 : Assemblage poteau-poteau

Sections transversales :

Tableau VII.7 : Les poteau utilisé dans l’assemblage

Nom	Matériau
2 - HEA400	S 275
3 - HEA400	S 275

**Boulons :**

**Tableau VII.8 :** Caractéristique de boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M16 8.8	M16 8.8	16	800,0	201

**Chargements (équilibre n'est pas exigé) :**

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	-850,0	0,0	554,0	0,0	0,0	0,0

Vérification

**Sommaire :**

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	1,1 < 5%	OK
Boulons	65,1 < 100%	OK



# CHAPITRE VI :

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

**VI.1. Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure par les éléments de la structure (poteaux, poutres, murs, voiles), soit directement (le cas des semelles reposant sur le sol ou le cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (le cas des semelles sur pieux ou puits). Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

**VI.2. Hypothèses de calcul :**

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

**VI.3. Choix du type de fondation :**

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

La détermination des ouvrages de fondation est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Caractéristiques du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- Solution économique et facilité de de réalisation.
- Stabilité total des bâtiments.

**a) Choix :**

Pour le choix du type de fondation, il faut vérifier cette formule :

	%	Choix
$\frac{S_{Ser}}{S_{Batiment}}$	$\leq 20$	Semelle isolée
	$20 \leq -- \leq 50$	Semelle filante
	$\geq 50$	Radier général

D'où :

$S_{\text{Bâtiment}}$  : La surface du bâtiment  $S_{\text{Bâtiment}} = 58 \times 31 = 1800 \text{ m}^2$

$S_{\text{Ser}}$  : La surface totale des semelles à l'ELS  $S_{\text{Ser}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{adm}}}$

Avec :  $G = 52668 \text{ KN}$  ;  $Q = 30590 \text{ KN}$  ;  $\sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bar}$

$N = 1,1G + Q = 1,1(52668) + 30590 = 88525 \text{ KN}$

On prend ( $N = 88,525 \text{ MN}$ ) :

$$S_{\text{Ser}} \geq \frac{88,525}{0,2} = 442,62 \text{ m}^2$$

On se trouve :

$$\frac{S_{\text{Ser}}}{S_{\text{Bâtiment}}} = \frac{442,62}{1800} \times 100 = 24,59 \%$$

D'où :  $20\% \leq 24,59\% \leq 50\%$

Donc on adopte des semelles filantes.

**Remarque :** Plusieurs choix des dimensions sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifié toutes les conditions.

#### VI.4. Étude de la semelle filante :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

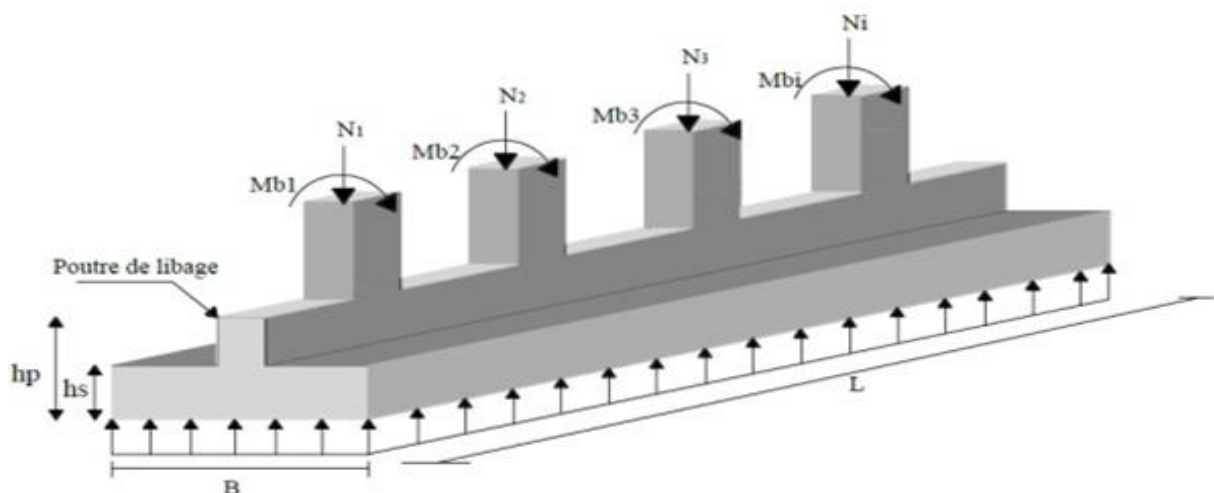


Figure VIII.1 : Schéma d'une semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux poteaux qui se trouve dans la même ligne.

#### VI.4.1. Pré-dimensionnement des semelles :

\* On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$  Tel que  $N = \sum Ni$  de chaque fil de poteaux .

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

file	N (KN)	L (m)	B (m)	Bchoisi (m)	S(m2)
1	14567,60	58	1,25	1,40	81,2
2	29694,80	58	2,56	2,70	156,6
3	29694,80	58	2,56	2,70	156,6
4	14567,60	58	1,25	1,40	81,2
					475,6

\* L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

**Semelle A1 :**

$$h_{SF} \geq \frac{B_{SF} - 40}{4} + 5$$

$$\Rightarrow h_{SF} \geq 30 \text{ cm}$$

On adopte  $h_{SF} = 30 \text{ cm}$

**Semelle A2 :**

$$h_{SF} \geq \frac{B_{SF} - 40}{4} + 5$$

$$\Rightarrow h_{SF} \geq 62,5 \text{ cm}$$

On adopte  $h_{SF} = 65 \text{ cm}$

## a) Nervures :

La hauteur de nervure du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

Avec :

$L_{max}$  : La longueur maximale entre les axes des poteaux. ( $L = 5,70$  m)

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{10} \text{ donc on prend } b = 57 \text{ cm}$$

On adopte  $b = 60$  cm.

- **Condition de la flèche :**

D'après les règles de **B.A.E.L 91** la hauteur  $h$  des poutres doit vérifier :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a :  $L_{max} = 5,7$  m ;  $38 \text{ cm} < h_n < 57 \text{ cm}$

On prend :  $h = 55$  cm

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} > L_{max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40$  MPa

$L_{max}$  : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons  $h$  :

$$h \geq \sqrt[3]{(2/\pi \cdot L_{max})^4 \cdot 3K/E \times b_N}$$

$I$  : Inertie de la section da radier ( $b = 1$  m)

$E$  : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ;  $E = 3700^3 \sqrt{fc28} = 10818,86$  MPa, donc :

**Semelle A1 :**

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,1\right)^4 \times 3 \times 2,7 \times 40}{0,6 \times 10818,86}} = 1,19 \text{ m}$$

On a :  $h_1 \geq 1,19 \text{ m} \Rightarrow 1,20 \text{ m}$

On prend :  $h = 120 \text{ cm}$

Le choix final :

On opte pour une hauteur de la nervure ( $h_n = 120 \text{ cm}$ ) et une largeur ( $b_n = 60 \text{ cm}$ ).

On opte pour une hauteur du radier ( $h = 30 \text{ cm}$ ).

**Semelle A2 :**

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,1\right)^4 \times 3 \times 2,7 \times 40}{0,6 \times 10818,86}} = 1,49 \text{ m}$$

On a :  $h_1 \geq 1,49 \text{ m} \Rightarrow 1,50 \text{ m}$

On prend :  $h = 150 \text{ cm}$

Le choix final :

On opte pour une hauteur de la nervure ( $h_n = 150 \text{ cm}$ ) et une largeur ( $b_n = 60 \text{ cm}$ ).

On opte pour une hauteur du radier ( $h = 65 \text{ cm}$ ).

**VIII.4.2 Calcul des ferrillages :****a) Calcul de ferrillage des semelles filantes :**

Pour le calcul de ferrillage on doit utiliser la méthode des bielles pour une bande de 1 ml :

$$P_{ELU} = \frac{1,35G^{tot} + 1,5Q^{tot}}{L_{SF}} \quad \text{et} \quad A_S = \frac{P_{ELU} (b_{SF} - 40)}{8 d \sigma_S}$$

pour les armatures de répartition :  $A_S \geq \frac{A_S}{4} b_{SF}$

**Semelle A1 :**

Pour : Fe500 ;  $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$  ;  $d = 25 \text{ cm}$  , on trouve :

$$P_{ELU} = \frac{1,35(9577) + 1,5(4991)}{58} = 351,99 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{351,99(140-40)}{8 \times 25 \times 435} = 4,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix 5HA12 ( 5,65 cm}^2)$$

$$A_s \geq \frac{5,65}{4} \times 1,40 = 1,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix 5HA12 ( 5,65 cm}^2)$$

**Semelle A2 :**

Pour : Fe500 ;  $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$  ;  $d = 60 \text{ cm}$  , on trouve :

$$P_{ELU} = \frac{1,35(19391)+1,5(10304)}{58} = 717,83 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{717,83(270-40)}{8 \times 60 \times 435} = 7,91 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix 6HA14 ( 9,24 cm}^2)$$

$$A_s \geq \frac{9,24}{4} \times 2,70 = 6,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix 8HA12 ( 9,05 cm}^2)$$

**b) Calcule de ferrailage des nervures :**

- **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

En travée :  $M_t = 0,85 M_0$

En appuis :  $M_a = 0,5 M_0$

- **Calcul des efforts armateurs :**

**Semelle A1 :**

$b = 60 \text{ cm}$  ,  $h = 120 \text{ cm}$  ,  $d = 115 \text{ cm}$   $c = 5 \text{ cm}$  ;  $L = 5,10 \text{ m}$  ;  $q = 351,9 \text{ KN/m}$

**Tableau VI.4 :** Ferrailage des nervures (sens porteur)

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s \text{ cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s \text{ adp}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	972,72	0,087	0,114	109,76	20,37	<b>12T16</b>	24,13
Appuis	572,18	0,051	0,065	112	11,74	<b>8T14</b>	12,31

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23b.d \frac{ft28}{f_e} = 6,66 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.6 :** Vérification de la condition non fragilité

Position	AS cal (cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )	Vérification
Travée	24,13	6,66	<b>C.V</b>
Appuis	12,31	6,66	<b>C.V</b>

**Semelle A1 :**

b = 60 cm , h = 150 cm , d = 145 cm c = 5 cm ; L= 5,10 m ; q = 717,82 KN/m

**Tableau VI.4 :** Ferrailage des nervures (sens porteur)

Position	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z (cm)	As cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	As adp (cm <sup>2</sup> )
Travée	1983,74	0,111	0,147	136,45	33,42	<b>12T20</b>	37,12
Appuis	1166,91	0,065	0,084	140,10	19,14	<b>10T16</b>	20,11

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23b.d \frac{ft_{28}}{f_e} = 8,46 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.6 :** Vérification de la condition non fragilité

Position	AS cal (cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )	Vérification
Travée	37,12	8,46	<b>C.V</b>
Appuis	20,11	8,46	<b>C.V</b>

• **Vérification des contraintes à ELS :**

**Semelle A1 :**

**Tableau VI.7 :** Vérification des contraintes à l'ELS

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vér
Travée	694,11	24,13	31,70	3148631,49	6,99	15	175,44	250	<b>C.V</b>
Appuis	408,30	12,31	23,70	1805426,18	5,36	15	209,69		<b>C.V</b>

**Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_c; 28; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :



$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_U = q_u L / 2 = \frac{717,82 \times 5,1}{2} = 1830,44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1830,44 \times 10^3}{600 \times 1450} = 2,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

**Semelle A2 :**

**Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS**

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vér
Travée	1414,88	37,12	43,42	7382530,19	8,32	15	205,78	250	C.V
Appuis	832,39	20,11	33,49	4502095,23	6,19	15	226,07		C.V

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_c 28; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_U = q_u L / 2 = \frac{351,9 \times 5,1}{2} = 897,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{897,34 \times 10^3}{600 \times 1450} = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

**VIII.4.3 Schéma de ferrailage :**

**Semelle A1 :**



Figure VI.6 : La coupe dans le sens y-y (Travée)

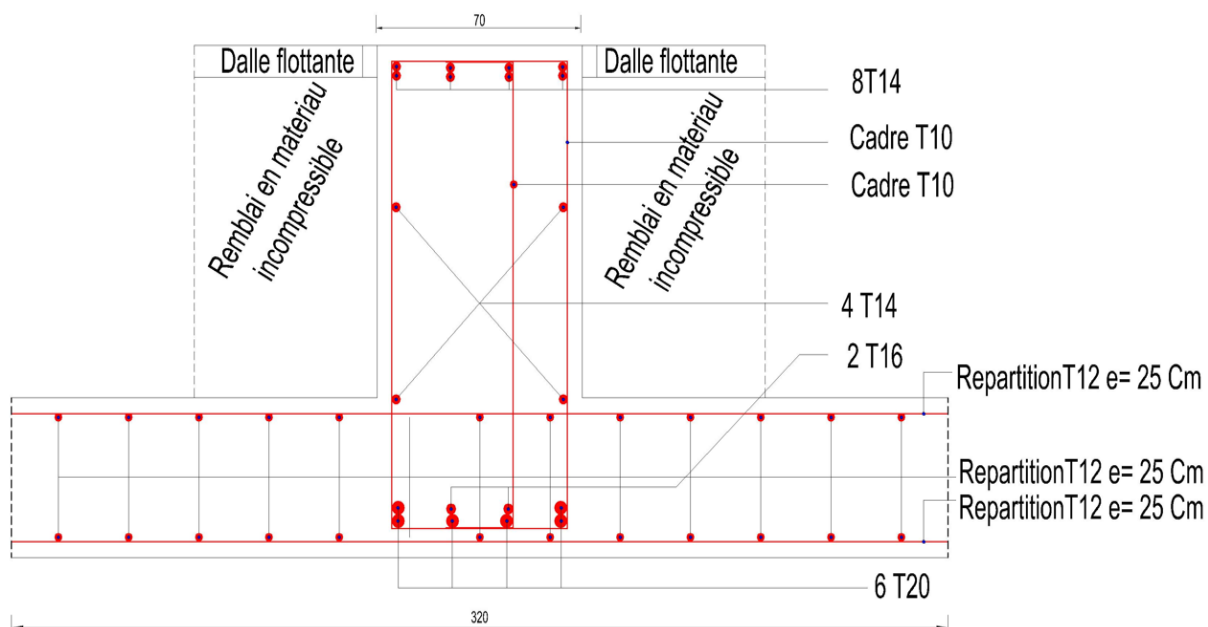


Figure VI.7 : La coupe dans le sens y-y (Appui)

### VI.6. Conclusion :

L'étude géotechnique du sol est une étape importante pour la réalisation d'une bonne fondation, elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondations.

Nos données nous a permis de choisir le radier général comme type de fondations convenable, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée.

Le calcul du voile périphérique a aussi fait l'objet de ce chapitre, notre voile est en béton armé, il reprend les efforts de poussées des terres et il travaille comme obstacle, il est calculé à la flexion simple sous un moment fléchissant.



## **CONCLUSION GENERALE :**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique.

Les objectifs de ce mémoire étaient, un dimensionnement détaillé de tous les éléments constitutants, la recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

En effet, cette étude vise à identifier toutes les données et logiciel de calcul (ETABS 2016 ; Auto CAD, ROBOT 2019 , IDEA STATICA ), ainsi que les règlements et les ressources génie civil (RPA99 /version 2003, DTR, BAEL) ayant un impact direct sur le choix de la solution immobilière, le budget, les délais, le scénario de réalisation et le design ainsi que sur la qualité et les performances recherchées.

Nous nous sommes donc intéressées en premier lieu, à mettre en pratique nos connaissances acquises durant les cinq années d'étude sur l'ouvrage à étudier. Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99 v2003 et BAEL91, pour le pré-dimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment.

Ce projet a permis aussi d'effectuer l'analyse sismique d'un projet de construction d'un bâtiment en Charpente métallique situé en zone de sismicité moyenne (zone III). Une modélisation 3D sur le logiciel ETABS 2016 a dû être effectuée, pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Cette structure est contreventée par des palée en V qu'il fallait placer aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure.

A cause de l'importance des charges transmises par la structure au sol qui est de moyenne portance, on a considéré l'infrastructure comme un radier général pour obtenir une bonne stabilité de la structure.

Pour terminer, nous ne prétendons pas avoir résoudre le problème posé dans son intégralité, mais nous sommes, par ailleurs, convaincues que le travail élaboré n'est qu'une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondies.

## Références :

- ❖ Charge permanente et charge d'exploitation DTR D.C.2.2 charge et surcharge
- ❖ Document technique réglementaire Algérienne D.T.R -C2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 » version 2003
- ❖ Calcul de l'effet du vent EUROCODE 1
- ❖ Norme de calcul algérienne en béton armée 1993 CBA 93
- ❖ Eurocode 3 calcul des structures en acier ; règles générale et règles pour les bâtiments
- ❖ Eurocode 4 : conception et dimensionnement des structure mixte acier béton
- ❖ Conception des assemblages selon EC3
- ❖ Le BAEL 99.D.T.U ; Béton armée aux états limites modifié99
- ❖ Cour mixte et métallique ( master 1 ) ; Mr . ZAHAF
- ❖ Cour charpente métallique (master 1) ; Mr. MENNADI

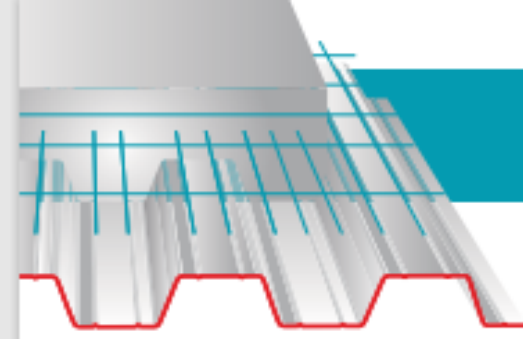
Logiciel utiliser :

- ❖ ETABS 2016
- ❖ ROBOT STRUCTURE 2019
- ❖ IDEA STATICA
- ❖ AUTO CAD

# **Annexe**

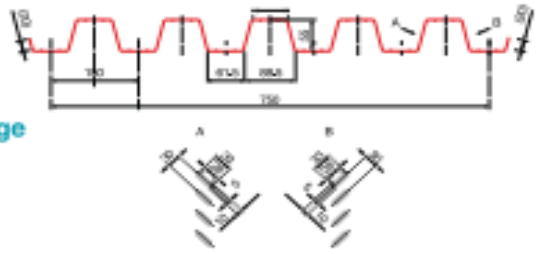
# Annexe A :

## Fiche technique tôle Hi-Bond 55 :



# Tôles pour plancher collaborant

Hi-Bond 55



### Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

### Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	8,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16


### Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm <sup>2</sup> /m	Position fibre neutre v <sub>1</sub> en cm	v <sub>2</sub> en cm	Mt d'inertie I en cm <sup>4</sup>	Module de résistance I/v <sub>1</sub>	I/v <sub>2</sub>
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

### Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaie, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1<sup>ème</sup> de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

#### Acier




Portée = Clair + 5 cm

Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Coq		Coq		Sans Coq		Coq		Sans Coq		Coq		Sans Coq		Coq	
10	2,70	3,60	3,33	3,26	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,57	3,14	4,18	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,26	2,76	3,69	3,41	3,57	2,90	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,96	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	3,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,36	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,82	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,36	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,68


Pour les valeurs en italique, l'éclatement du plancher est supérieur à 26.

#### Béton




Portée = Clair + 5 cm

#### Bois




Portée = Entroaxe

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



Sarl **SES** (Steel Export Service)  
 Route de Bleda • Chemin Berbessa • BP233 Kolés • Tipaza • Algérie  
 Tél. : 024 59 34 17/ 20/ 21  
 Mob. : 05 54 50 30 63/ 64/65 • 06 60 01 79 19/ 23 • 06 61 93 80 34  
 Email : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com





## Annexe B :

### Description du logiciel IDEA STATICA :

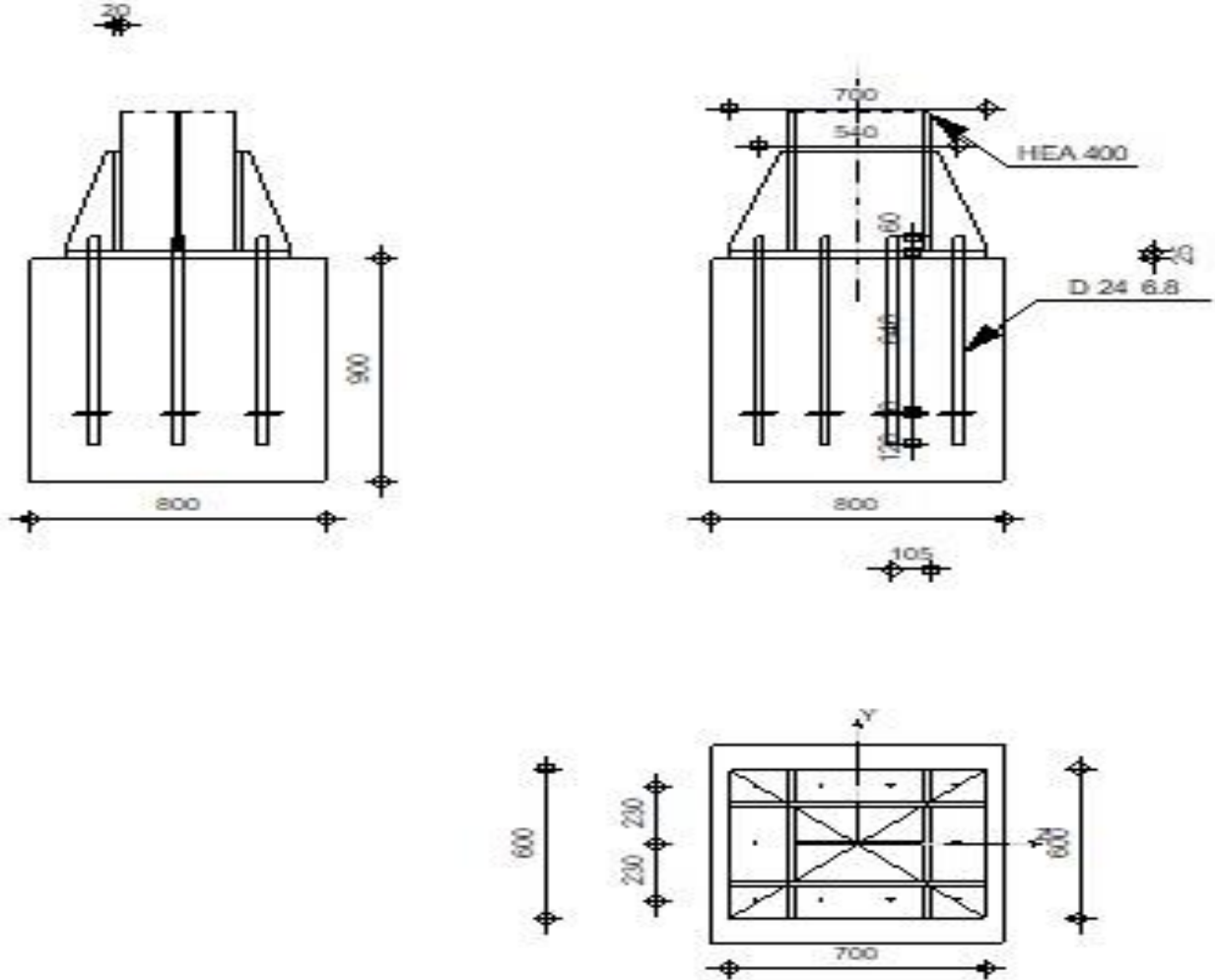
Vu la complexité des assemblages on a opté un logiciel de calcul d'assemblage IDEA STATICA

The screenshot displays the IDEA StatiCa software interface. At the top, the logo "IDEA StatiCa®" is shown with the tagline "Calculate yesterday's estimates". To the right, there are social media icons and the text "乐软博客 www.isharepc.com". Below the logo, there are navigation tabs for "STEEL", "CONCRETE", and "BIM", along with a "Resource center" link. On the left side, there are four main menu items: "Connection", "Member", "Connection Lite", and "Viewer", each with a corresponding icon. In the center, a promotional text reads "Steel connection design – reinvented" followed by "A novel way to design and check all structural connections and joints according to the code, in minutes." Below this, there are three panels illustrating different types of connections: "2D frames & trusses", "Footings, anchoring", and "3D frames & trusses". Each panel contains a 3D model of the respective connection type. At the bottom left, there are two additional options: "Open existing project" and "Import from other program". At the bottom right, there is a "Have a question?" link and social media icons for LinkedIn, Facebook, and YouTube, with the text "Keep in touch at".

# Annexe C :

Assemblage calculer par logiciel :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 <b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b> Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	<p> Ratio <b>0,89</b></p>
---	---	--



## GÉNÉRAL

Assemblage N°: 12  
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
Noeud de la structure: 36  
Barres de la structure: 40

Assemblage N°: 12

## **GÉOMÉTRIE**

### **POTEAU**

Profilé: HEA 400

Barre N°: 40

$L_c = 12,00$  [m] Longueur du poteau

$\square = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 390$  [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 158,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 45069,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 27,50$  [daN/mm<sup>2</sup>] Résistance

$f_{uc} = 40,50$  [daN/mm<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

### **PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} = 700$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 600$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 27,50$  [daN/mm<sup>2</sup>] Résistance

$f_{upd} = 40,50$  [daN/mm<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

### **ANCRAGE**

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

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 41,00$  [daN/mm<sup>2</sup>] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 60,00$  [daN/mm<sup>2</sup>] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 24$  [mm] Diamètre du boulon

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

Classe =	6.8		Classe de tiges d'ancrage
$A_s =$	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
$n_H =$	4		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	180;180	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	230	[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
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E28		
$f_y =$	27,50	[daN/mm <sup>2</sup> ]	Résistance

### Platine

$l_{wd} =$	0	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	0	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	0	[mm]	Epaisseur

### RAIDISSEUR

$l_s =$	700	[mm]	Longueur
$w_s =$	600	[mm]	Largeur
$h_s =$	400	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

## COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_c =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

## SEMELLE ISOLÉE

L =	800	[mm]	Longueur de la semelle
B =	800	[mm]	Largeur de la semelle
H =	900	[mm]	Hauteur de la semelle

### **Béton**

Classe BETON20

$f_{ck} =$  2,00 [daN/mm<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

### **Mortier de calage**

$t_g =$  0 [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} =$  1,20 [daN/mm<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} =$  0,30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

## SOUDURES

$a_p =$  10 [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s =$  10 [mm] Raidisseurs

## **EFFORTS**

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$  -2884,21 [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} =$  574,00 [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} =$  300,00 [kN\*m] Moment fléchissant

# RÉSULTATS

## ZONE COMPRIMÉE

### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 1,33$  [daN/mm<sup>2</sup>] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 1,10$  [daN/mm<sup>2</sup>] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \cdot \left( \frac{f_{yp}}{3 \cdot f_j \cdot M_0} \right)$$

$c = 72$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 164$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 445$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 726,86$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 3432,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left( \frac{A_{c1}}{A_{c0}} \right) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 2105,90$  [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\eta_j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \eta_j \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$$

$f_{jd} = 1,93$  [daN/mm<sup>2</sup>] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 3514,30$  [cm<sup>2</sup>] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 1255,43$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 6787,88$  [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 2424,86$  [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$  Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 9385,80$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 2581,10$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 424$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 6083,44 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

### **RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 6787,88 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{c,Rd,y} = 2424,86 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

### **CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,42 < 1,00	vérifié	(0,42)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

$$e_y = 104 \quad [\text{mm}] \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 212 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{c,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 270 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{t,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 338,48 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,89 < 1,00	vérifié	(0,89)
---	-------------	---------	--------

### **CISAILLEMENT**

#### **PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

##### **Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$$\alpha_{d,y} = 0,90 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 0,90 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \alpha_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 436,15 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

## CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,32	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	4,52 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	60,00 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\alpha_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \alpha_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	68,84 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

## GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} =$	2884,21 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} =$	865,26 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

## CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 1553,62 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,37 < 1,00	vérifié	(0,37)
------------------------------------	-------------	---------	--------

## CONTRÔLE DES RAIDISSEURS

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	33,83 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	436,54 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	122 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	28185,57 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	1,17 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	3,63 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	5,46 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	9,52 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]



$M_1 = 33,83 \text{ [kN*m]}$  Moment fléchissant du raidisseur

$$\max(\sigma_g, \sigma / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \sigma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,35 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 23,80 \text{ [kN*m]}$  Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 366,13 \text{ [kN]}$  Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 114 \text{ [mm]}$  Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 29583,51 \text{ [cm}^4\text{]}$  Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 0,72 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 2,50 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma = 4,58 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 7,96 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \sigma / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \sigma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,29 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

## SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_\sigma = 4,73 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\sigma_\sigma = 4,73 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\sigma_{yII} = 2,41 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\sigma_{zII} = 0,00 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\sigma_w = 0,85$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\sigma_\sigma / (0.9 * f_w / \sigma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$\sigma(\sigma_\sigma^2 + 3.0(\sigma_{yII}^2 + \sigma_\sigma^2)) / (f_w / (\sigma_w * \sigma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,27 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

$$\sigma(\sigma_\sigma^2 + 3.0(\sigma_{zII}^2 + \sigma_\sigma^2)) / (f_w / (\sigma_w * \sigma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,23 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

## SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_\sigma = 0,00 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\sigma_\sigma = 0,00 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\sigma_{II} = 12,32 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 0,00 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$  Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\square}$ =	0,00 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_w$ =	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\square}, \sigma_{\Pi} * \sigma_3, \sigma_z) / (f_u / (\sigma_w * M_2)) \leq 1.0$ (4.1) 0,56 < 1,00			vérifié (0,56)

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\square}$ =	3,16 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\square}$ =	3,16 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\Pi}$ =	4,58 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z$ =	10,13 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\sigma_w$ =	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\square}, \sigma_{\Pi} * \sigma_3, \sigma_z) / (f_u / (\sigma_w * M_2)) \leq 1.0$ (4.1) 0,27 < 1,00			vérifié (0,27)

## SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\square}$ =	9,96 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\square}$ =	9,96 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\Pi}$ =	8,78 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z$ =	25,06 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\sigma_w$ =	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\square}, \sigma_{\Pi} * \sigma_3, \sigma_z) / (f_u / (\sigma_w * M_2)) \leq 1.0$ (4.1) 0,66 < 1,00			vérifié (0,66)

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\square}$ =	9,96 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\square}$ =	9,96 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\Pi}$ =	5,50 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z$ =	22,07 [daN/mm <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\sigma_w$ =	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\square}, \sigma_{\Pi} * \sigma_3, \sigma_z) / (f_u / (\sigma_w * M_2)) \leq 1.0$ (4.1) 0,58 < 1,00			vérifié (0,58)

## RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$b_{eff} = 164$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 445$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c * \square (b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)$$

$k_{13,y} = 30$  [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 555$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 139$  [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 3$  [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 229$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 2$  [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\square_{0,y} = 0,82$  Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 264659,68$  [kN\*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 236614,35$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} \square S_{j,rig,y}$  RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,89

## Annexe D :

Assemblage calculer par IDEA STATICA :

### Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{Pl}$ [%]	Résultat
B1-bfl 1	19,0	LE1	275,1	0,1	OK
B1-tfl 1	19,0	LE1	260,1	0,0	OK
B1-w 1	11,0	LE1	277,2	1,1	OK
B2-bfl 1	19,0	LE1	264,6	0,0	OK
B2-tfl 1	19,0	LE1	275,1	0,1	OK
B2-w 1	11,0	LE1	277,2	1,1	OK
SPL1a	15,0	LE1	275,1	0,1	OK
SPL1b	15,0	LE1	275,1	0,1	OK
SPL1c	15,0	LE1	275,1	0,1	OK
SPL2a	15,0	LE1	275,1	0,1	OK
SPL2b	15,0	LE1	275,1	0,1	OK
SPL2c	15,0	LE1	275,1	0,1	OK
SPL3a	15,0	LE1	149,5	0,0	OK
SPL3b	15,0	LE1	145,9	0,0	OK

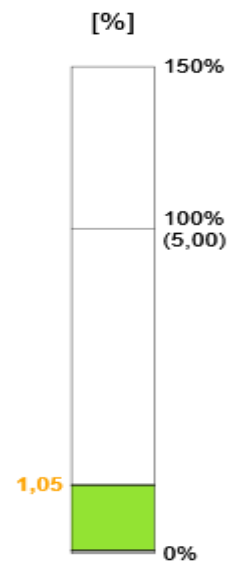
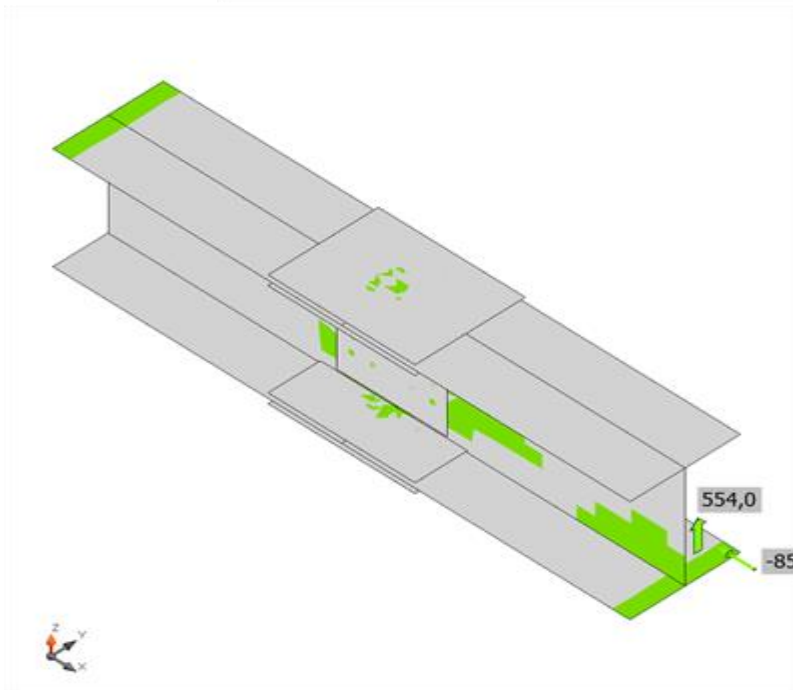
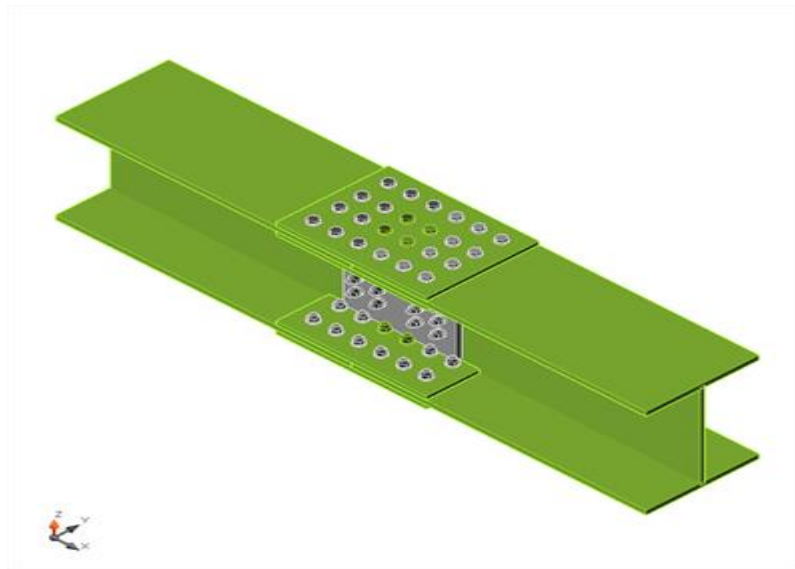
### Données de conception

Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 275	275,0	5,0

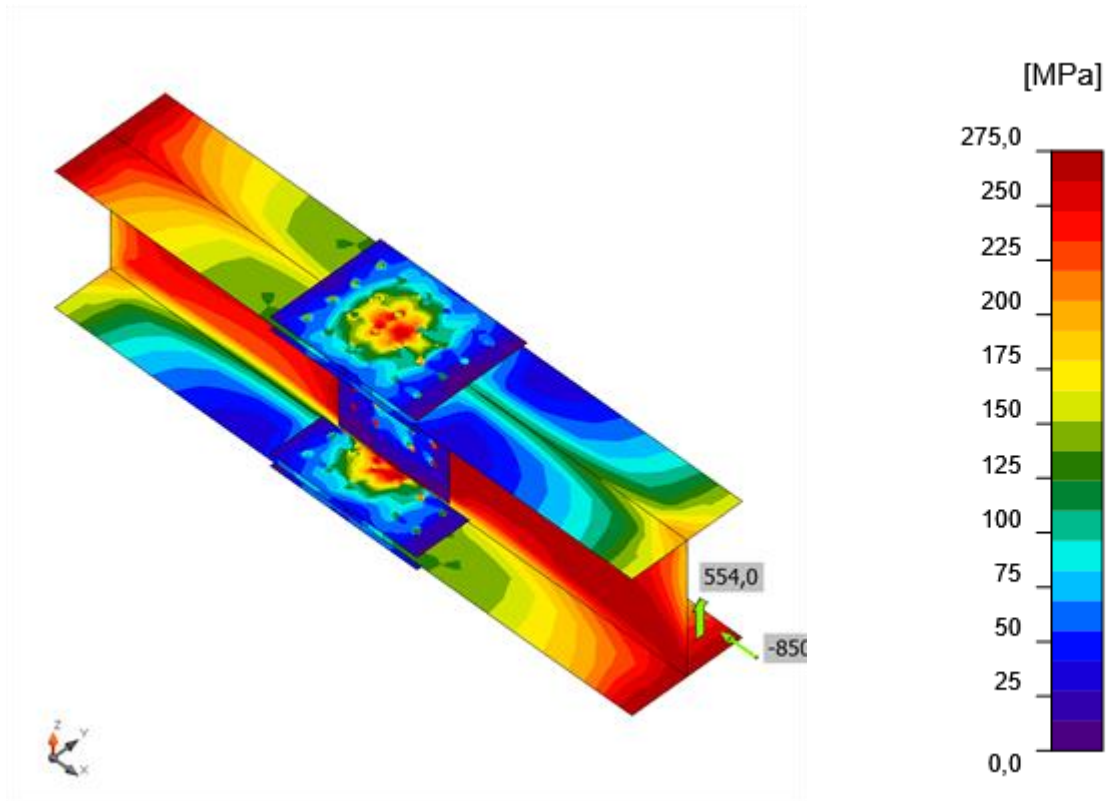
### Explication des symboles

- $\epsilon_{Pl}$  Déformation
- $\sigma_{Ed}$  Contrainte éq.
- $f_y$  Limite d'élasticité
- $\epsilon_{lim}$  Déformation plastique limite

# Vérification globale, LE1



# Vérification de déformation, LE1

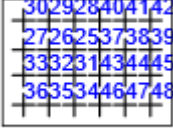
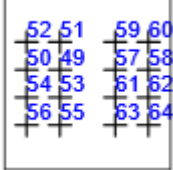


Contrainte équivalente, LE1

## Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_{t,t}$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t,s}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	Résultat
	B1	LE1	43,7	17,9	48,3	225,1	29,6	64,2	OK
	B2	LE1	4,1	15,3	4,5	225,1	25,4	28,6	OK
	B3	LE1	1,6	17,1	1,7	128,4	28,3	29,6	OK
	B4	LE1	7,6	16,2	8,4	225,1	26,9	32,9	OK
	B5	LE1	0,6	14,3	0,7	225,1	23,7	24,2	OK
	B6	LE1	0,7	16,2	0,7	261,4	26,8	27,3	OK
	B7	LE1	44,8	17,9	49,5	225,1	29,6	65,0	OK
	B8	LE1	4,2	15,3	4,6	225,1	25,4	28,7	OK
	B9	LE1	1,5	17,1	1,7	128,4	28,4	29,6	OK
	B10	LE1	7,6	16,2	8,4	225,1	26,9	32,9	OK
	B11	LE1	0,6	14,3	0,7	225,1	23,7	24,2	OK
	B12	LE1	0,7	16,2	0,8	261,4	26,8	27,4	OK
	B13	LE1	48,4	15,5	53,5	225,1	25,7	63,9	OK
	B14	LE1	5,9	14,3	6,6	225,1	23,7	28,4	OK
	B15	LE1	1,9	16,9	2,1	261,4	28,1	29,6	OK
	B16	LE1	7,3	16,8	8,1	225,1	27,8	33,6	OK
	B17	LE1	0,5	15,1	0,5	225,1	25,0	25,3	OK
	B18	LE1	0,8	17,5	0,9	261,4	29,1	29,7	OK
	B19	LE1	48,1	15,5	53,2	225,1	25,8	63,8	OK
	B20	LE1	6,0	14,3	6,6	225,1	23,7	28,4	OK
	B21	LE1	1,9	16,9	2,1	261,4	28,1	29,6	OK

6	5	4	16	17	18
3	2	1	13	14	15
9	8	7	19	20	21
12	11	10	22	23	24

	B22	LE1	7,4	16,8	8,2	225,1	27,9	33,7	OK
	B23	LE1	0,5	15,1	0,5	225,1	25,0	25,3	OK
	B24	LE1	0,8	17,5	0,8	261,4	29,1	29,7	OK
	B25	LE1	47,8	15,6	52,9	225,1	25,8	63,6	OK
	B26	LE1	5,9	14,3	6,5	225,1	23,7	28,4	OK
	B27	LE1	1,9	16,9	2,2	261,4	28,0	29,6	OK
	B28	LE1	7,5	16,8	8,2	225,1	27,9	33,8	OK
	B29	LE1	0,5	15,1	0,5	225,1	25,0	25,3	OK
	B30	LE1	0,8	17,5	0,8	261,4	29,1	29,7	OK
	B31	LE1	48,2	15,5	53,3	225,1	25,7	63,8	OK
	B32	LE1	5,9	14,3	6,5	225,1	23,7	28,3	OK
	B33	LE1	1,9	16,9	2,1	261,4	28,0	29,6	OK
	B34	LE1	7,3	16,8	8,1	225,1	27,9	33,7	OK
	B35	LE1	0,5	15,1	0,5	225,1	25,0	25,4	OK
	B36	LE1	0,8	17,5	0,8	261,4	29,1	29,7	OK
	B37	LE1	45,0	17,8	49,8	225,1	29,5	65,1	OK
	B38	LE1	4,1	15,3	4,5	225,1	25,4	28,7	OK
	B39	LE1	1,5	17,1	1,7	128,4	28,4	29,6	OK
	B40	LE1	7,6	16,2	8,4	225,1	26,9	32,9	OK
	B41	LE1	0,6	14,3	0,7	225,1	23,7	24,2	OK
	B42	LE1	0,7	16,2	0,8	261,4	26,8	27,4	OK
	B43	LE1	44,0	17,8	48,7	225,1	29,5	64,3	OK
	B44	LE1	4,0	15,3	4,5	225,1	25,4	28,6	OK
	B45	LE1	1,5	17,1	1,7	128,4	28,3	29,5	OK
	B46	LE1	7,6	16,2	8,4	225,1	26,9	32,9	OK
	B47	LE1	0,6	14,3	0,7	225,1	23,7	24,2	OK
	B48	LE1	0,7	16,2	0,8	261,4	26,8	27,4	OK
		B49	LE1	1,1	19,5	1,2	151,4	32,3	33,2
B50		LE1	0,1	7,7	0,1	151,4	12,8	12,8	OK
B51		LE1	2,5	21,4	2,7	151,4	35,5	37,4	OK
B52		LE1	2,5	11,2	2,7	151,4	18,6	20,5	OK
B53		LE1	2,1	25,1	2,4	151,4	41,7	43,4	OK
B54		LE1	0,7	18,2	0,8	151,4	30,3	30,8	OK
B55		LE1	2,3	34,1	2,6	151,4	56,5	58,3	OK
B56		LE1	1,0	30,8	1,1	151,4	51,1	51,8	OK
B57		LE1	2,1	25,1	2,4	151,4	41,7	43,4	OK
B58		LE1	0,7	18,2	0,8	151,4	30,3	30,8	OK
B59		LE1	2,3	34,1	2,6	151,4	56,5	58,4	OK
B60		LE1	1,0	30,8	1,1	151,4	51,1	51,8	OK
B61		LE1	1,1	19,5	1,2	151,4	32,3	33,2	OK
B62		LE1	0,1	7,7	0,1	151,4	12,8	12,8	OK
B63		LE1	2,5	21,4	2,7	151,4	35,5	37,4	OK
B64		LE1	2,5	11,2	2,7	151,4	18,6	20,6	OK

### Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 8.8 - 1	90,4	243,2	60,3

### Résultat détaillé pour B37

Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_1 f_{t,k} A_s}{\gamma_{M2}} = 90,4 \text{ kN} \geq F_t = 45,0 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned}k_2 &= 0,90 && \text{– Coefficient} \\f_{ub} &= 800,0 \text{ MPa} && \text{– Résistance à la traction ultime du boulon} \\A_t &= 157 \text{ mm}^2 && \text{– Zone d'effort de traction du boulon} \\\gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Facteur de sécurité}\end{aligned}$$

Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 243,2 \text{ kN} \geq F_t = 45,0 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned}d_m &= 25 \text{ mm} && \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.} \\t_p &= 15 \text{ mm} && \text{– Épaisseur} \\f_u &= 430,0 \text{ MPa} && \text{– Effort ultime} \\\gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Facteur de sécurité}\end{aligned}$$

Vérification de la résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_u A}{\gamma_{M2}} = 60,3 \text{ kN} \geq V = 17,8 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned}\beta_p &= 1,00 && \text{– Facteur de réduction} \\\alpha_v &= 0,60 && \text{– Facteur de réduction} \\f_{ub} &= 800,0 \text{ MPa} && \text{– Résistance à la traction ultime du boulon} \\A &= 157 \text{ mm}^2 && \text{– Zone d'effort de traction du boulon} \\\gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Facteur de sécurité}\end{aligned}$$

Vérification de la résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 225,1 \text{ kN} \geq V = 28,6 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned}k_1 &= 2,50 && \text{– Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons} \\&&& \text{perpendiculairement à la direction du transfert de charge} \\\alpha_b &= 0,86 && \text{– Coefficient} \\f_u &= 430,0 \text{ MPa} && \text{– Effort ultime} \\d &= 16 \text{ mm} && \text{– Diamètre nominal de fixation} \\t &= 19 \text{ mm} && \text{– Épaisseur} \\\gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Facteur de sécurité}\end{aligned}$$

Interaction de la tension et du cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ttt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1,4F_{v,Rd}} = 65,1 \%$$

Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 49,8 \%$$

Utilisation en cisaillement

$$U_{tv} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 29,5 \%$$



## **Explication des symboles**

$F_{t,Rd}$	Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
$F_{t,Ed}$	Effort de tension
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement
$V$	Résultante des efforts de cisaillement $V_y$ , $V_z$ dans le boulon
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
$U_t$	Utilisation en tension
$U_s$	Utilisation en cisaillement
$U_{ts}$	Utilisation en tension et cisaillement EN 1993-1-8 table 3.4

## **Voilement**

**Analyse de flambement n'a pas été calculée.**

## Annexe E :

### Tableau utilise pour le ferraille de voile périphérique et la semelle filante

#### CALCUL A L'ELU D'UNE SECTION RECTANGULAIRE EN FLEXION COMPOSEE ( L'EFFORT NORMAL EST UNE COMPRESSION )

Données :  $b, h, d, d', f_{c28}, f_e, N_u$  et  $M_u = e \cdot N_u$

Le moment par rapport aux aciers tendus sera :  $M_{AS} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$

→ On calcule d'abord le coefficient de remplissage :  $\Psi_1 = \frac{N_u}{bh f_{bc}}$

→ Si  $\Psi_1 \leq 0,81$ , on lit la valeur de l'excentricité critique relative  $\xi$ , ensuite on calcule  $e_{NC} = \xi \cdot h$

Si  $e \leq e_{NC} \Rightarrow$  SEC, ELU non atteint, Armatures minimales pour les poteaux  
( Règles de Béton Armé + Règles Parasismiques )

Si  $e > e_{NC} \Rightarrow$  SPC

→ Si  $\Psi_1 > 0,81$ , on utilise le coefficient :  $\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \Psi_1 \left( 0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$

Si  $\chi \geq 0,19 \Rightarrow$  SPC

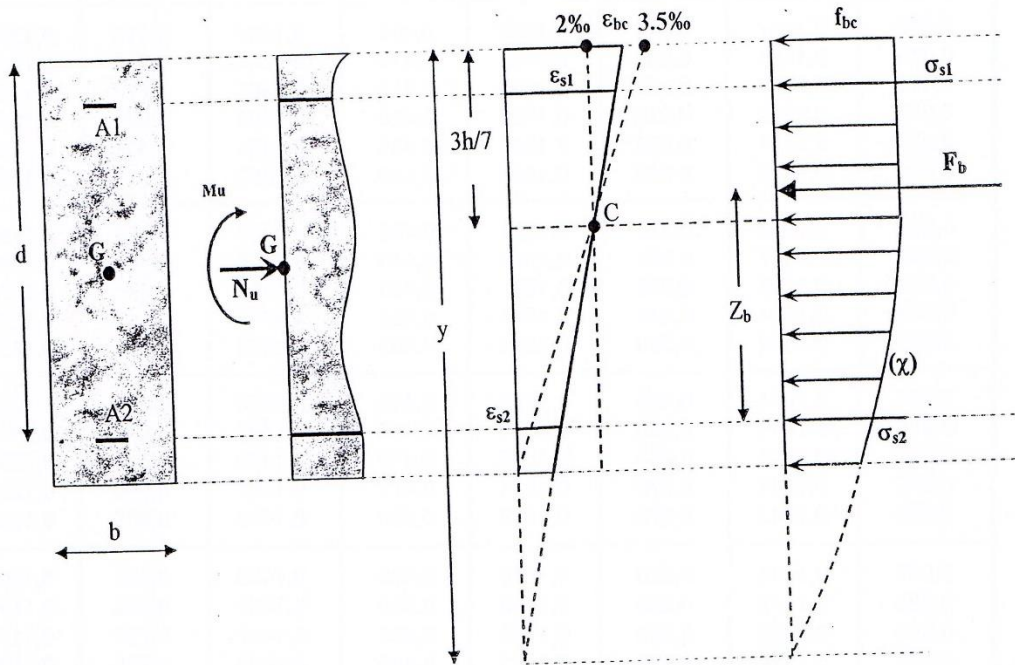
Si  $\chi < 0,19 \Rightarrow$  SEC  $\rightarrow \begin{cases} \text{Si } \chi > 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ et } A'_s \neq 0 \\ \text{Si } \chi \leq 0 \Rightarrow A_s \neq 0 \text{ et } A'_s \neq 0 \end{cases}$

Excentricité critique relative :  $\zeta = f(\psi_1)$

$$\text{si } \psi_1 \leq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} \quad \text{si } \psi_1 \geq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

$\psi_1$	$\zeta$	$\psi_1$	$\zeta$	$\psi_1$	$\zeta$	$\psi_1$	$\zeta$
0,000	0,1667	0,200	0,1602	0,405	0,1507	0,610	0,1336
0,005	0,1665	0,205	0,1600	0,410	0,1504	0,615	0,1330
0,010	0,1664	0,210	0,1598	0,415	0,1501	0,620	0,1323
0,015	0,1662	0,215	0,1596	0,420	0,1498	0,625	0,1316
0,020	0,1661	0,220	0,1595	0,425	0,1495	0,630	0,1310
0,025	0,1660	0,225	0,1593	0,430	0,1492	0,635	0,1302
0,030	0,1658	0,230	0,1591	0,435	0,1489	0,640	0,1295
0,035	0,1657	0,235	0,1589	0,440	0,1486	0,645	0,1287
0,040	0,1655	0,240	0,1587	0,445	0,1482	0,650	0,1279
0,045	0,1654	0,245	0,1585	0,450	0,1479	0,655	0,1271
0,050	0,1652	0,250	0,1582	0,455	0,1476	0,660	0,1262
0,055	0,1651	0,255	0,1580	0,460	0,1472	0,665	0,1253
0,060	0,1649	0,260	0,1578	0,465	0,1469	0,670	0,1244
0,065	0,1648	0,265	0,1576	0,470	0,1465	0,675	0,1234
0,070	0,1646	0,270	0,1574	0,475	0,1462	0,680	0,1224
0,075	0,1645	0,275	0,1572	0,480	0,1458	0,685	0,1213
0,080	0,1643	0,280	0,1570	0,485	0,1455	0,690	0,1202
0,085	0,1642	0,285	0,1568	0,490	0,1451	0,695	0,1190
0,090	0,1640	0,290	0,1565	0,495	0,1447	0,700	0,1179
0,095	0,1638	0,295	0,1563	0,500	0,1443	0,705	0,1166
0,100	0,1637	0,300	0,1561	0,505	0,1439	0,710	0,1154
0,105	0,1635	0,305	0,1559	0,510	0,1436	0,715	0,1141
0,110	0,1634	0,310	0,1556	0,515	0,1431	0,720	0,1128
0,115	0,1632	0,315	0,1554	0,520	0,1427	0,725	0,1114
0,120	0,1630	0,320	0,1552	0,525	0,1423	0,730	0,1100
0,125	0,1629	0,325	0,1549	0,530	0,1419	0,735	0,1086
0,130	0,1627	0,330	0,1547	0,535	0,1415	0,740	0,1072
0,135	0,1625	0,335	0,1544	0,540	0,1410	0,745	0,1057
0,140	0,1624	0,340	0,1542	0,545	0,1406	0,750	0,1042
0,145	0,1622	0,345	0,1539	0,550	0,1401	0,755	0,1026
0,150	0,1620	0,350	0,1537	0,555	0,1396	0,760	0,1011
0,155	0,1618	0,355	0,1534	0,560	0,1391	0,765	0,0995
0,160	0,1617	0,360	0,1532	0,565	0,1386	0,770	0,0978
0,165	0,1615	0,365	0,1529	0,570	0,1381	0,775	0,0962
0,170	0,1613	0,370	0,1526	0,575	0,1376	0,780	0,0945
0,175	0,1611	0,375	0,1524	0,580	0,1371	0,785	0,0928
0,180	0,1610	0,380	0,1521	0,585	0,1365	0,790	0,0910
0,185	0,1608	0,385	0,1518	0,590	0,1360	0,795	0,0893
0,190	0,1606	0,390	0,1515	0,595	0,1354	0,800	0,0875
0,195	0,1604	0,395	0,1513	0,600	0,1348	0,805	0,0857
		0,400	0,1510	0,605	0,1342	0,810	0,0839

**FLEXION COMPOSEE / DIMENSIONNEMENT ELU (SEC)**



→ Si  $\Psi_I > 0,81$ , on utilise le coefficient: 
$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \Psi_I \left( 0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

La Section est Entièrement Comprimée (SEC) si  $\chi < 0,19$

Cas 1:  $\chi > 0 \Rightarrow A_s = 0$  et  $A'_s \neq 0$ ; on choisit  $\epsilon'_s = 2.10^{-3} \left[ 1 + \left( 3 - 7 \frac{d'}{h} \right) \frac{\sqrt{\chi}}{1,75} \right]$  et  $\sigma'_s = f(\epsilon'_s)$

On aura: 
$$A'_s = \frac{N_u - (1 - \chi) b h f_{bc}}{\sigma'_s}$$

Cas 2:  $\chi \leq 0 \Rightarrow A_s \neq 0$  et  $A'_s = 0$ ;

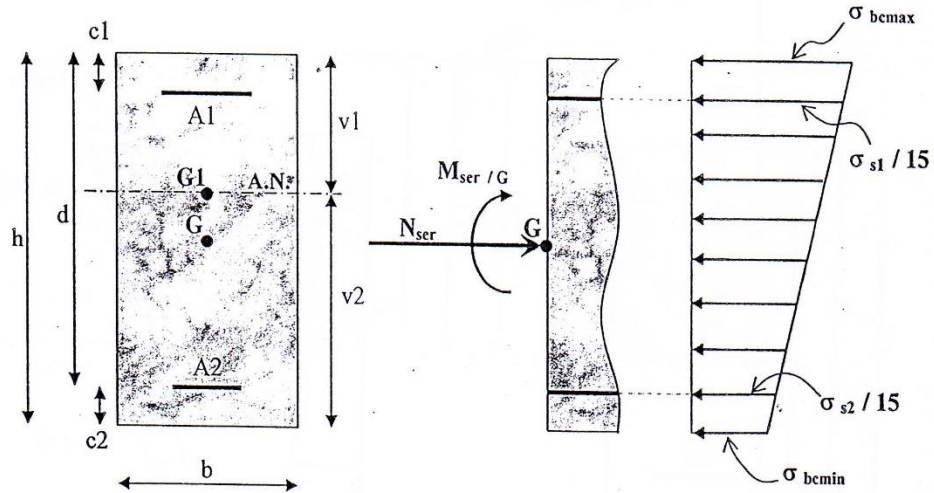
On choisit  $\epsilon_{bc} = \epsilon_s = \epsilon'_s = 2.10^{-3}$ , ce qui donne  $\sigma'_{bc} = f_{bc}$  et  $\sigma_s = \sigma'_s = \sigma_{s2.10^{-3}}$

on aura: 
$$A'_s = \frac{M_{As} - b h f_{bc} \left[ d - \frac{h}{2} \right]}{(d - d') \sigma_{s2.10^{-3}}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_{s2.10^{-3}}} - A'_s$$



### FLEXION COMPOSEE / VERIFICATION ELS / CAS SEC :

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc \max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  avec  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$



G : Centre de gravité du béton seul  
 G<sub>1</sub> : Centre de gravité de la section avec armatures

Section homogénéisée  $\rightarrow S = b h + 15 (A_1 + A_2)$

Position de l'Axe Neutre  $\rightarrow v_1 = \frac{\frac{1}{2} b h^2 + 15 (A_1 c_1 + A_2 d)}{S}$

Moment d'inertie /Axe Neutre  $\rightarrow I_{G1} = \frac{1}{3} b h^3 + 15 (A_1 c_1^2 + A_2 d^2) - S v_1^2$

M<sub>ser</sub> / Axe Neutre  $\rightarrow M_{ser/G1} = M_{ser/G} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - v_1 \right)$

Finalement :

$$\sigma_{bc \max} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot v_1$$

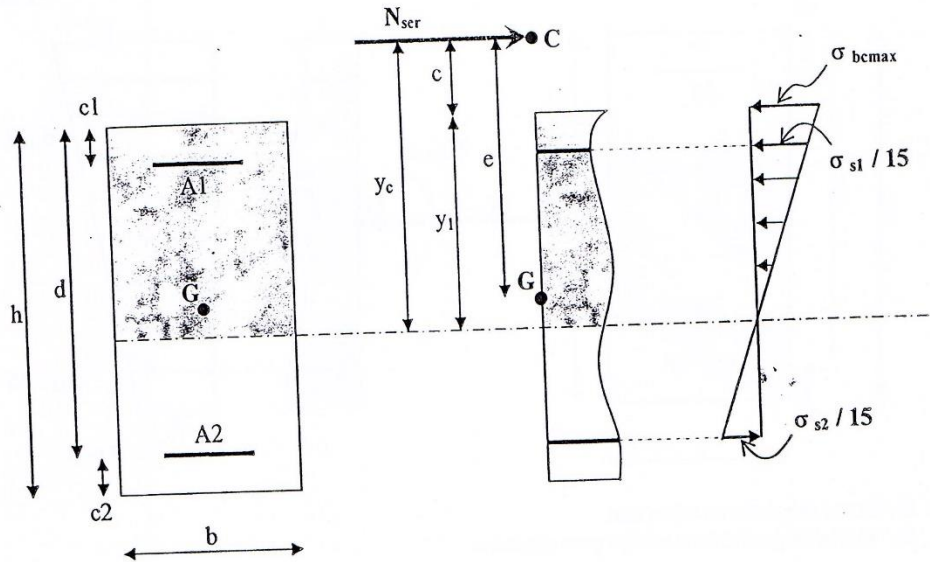
$$\sigma_{bc \min} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot v_2$$

Dans l'hypothèse d'une SEC, on doit avoir :  $\sigma_{bc \min} \geq 0$  c'à d  $\frac{M_{ser/G1}}{N_{ser}} \leq \frac{I_{G1}}{S (h - v_1)}$

Si cette dernière inégalité n'est pas vérifiée, c'est le cas SPC.

**FLEXION COMPOSEE / VERIFICATION ELS / CAS SPC :**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc \max} \leq \overline{\sigma_{bc}}$  avec  $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$   
 et  $\sigma_{s2} \leq \overline{\sigma_s}$



$$e = \frac{M_{ser/G}}{N_{ser}} \quad ; \quad c = e - \frac{h}{2}$$

Calcul de  $y_1$  : on cherche d'abord la racine  $y_c$  de l'équation  $y_c^3 + p y_c + q = 0$  avec:

$$p = -3c^2 + \frac{90 A_1}{b} (c + c_1) + \frac{90 A_2}{b} (c + d)$$

$$q = 2c^3 - \frac{90 A_1}{b} (c + c_1)^2 - \frac{90 A_2}{b} (c + d)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \left( \frac{p}{3} \right)^3$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : y_c = -(A+B) \text{ avec } A = \sqrt[3]{\frac{q + \sqrt{\Delta}}{2}} \text{ et } B = \sqrt[3]{\frac{q - \sqrt{\Delta}}{2}}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 : \varphi = \text{Arccos} \left[ \frac{q}{2} \left( \frac{-p}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] \text{ avec } \varphi \text{ en radians}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[ \frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right]$$

$$\text{d'où } y_1 = y_c - c$$

$$\begin{aligned}
 \text{Finalement : } \sigma_{bc\max} &= \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b y_1^2}{2} + 15 A_1 (y_1 - c_1) - 15 A_2 (d - y_1)} \\
 \sigma_{s1} &= 15 \sigma_{bc\max} \frac{y_1 - c_1}{y_1} \\
 \sigma_{s2} &= 15 \sigma_{bc\max} \frac{d - y_1}{y_1}
 \end{aligned}$$

### ELS / CONTRAINTES LIMITES :

→ *contrainte limite de compression du béton*:  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

→ *contrainte limite de traction de l'acier*:

$$\text{si fissuration} \begin{cases} \text{non préjudiciable: pas de limite} \\ \text{préjudiciable: } \overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \\ \text{très préjudiciable: } \overline{\sigma}_s = 0,8 \xi \end{cases}$$

$$\text{avec } \eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les barres HA avec } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1,3 & \text{pour les fils avec } \phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

**SECTION RÉELLES D'ARMATURES**Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33



**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEU**

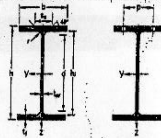
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

# Annexe F :

HE A, HE B und HE M 100 - 1000 conformes à l'Euro norme S3-62; HE AA 100 - 1000; HL 920 - 1100

HE A, HE B und HE M 100 - 1000 in accordance with Euro norm S3-62; HE AA 100 - 1000; HL 920 - 1100

HE A, HE B und HE M 100 - 1000 gemäß Euro norm S3-62; HE AA 100 - 1000; HL 920 - 1100



# HE

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	h <sub>1</sub> mm	e mm	g <sub>1</sub> mm	g <sub>2</sub> mm	g <sub>3</sub> mm	g <sub>4</sub> mm	A <sub>1</sub> m <sup>2</sup> /m
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M27	110	178	1.533	25,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	91,6	244	196	M27	112	178	1.603	26,59
HE 280 B	103	280	290	10,5	18	24	121,4	244	196	M27	114	178	1.618	15,69
HE 280 M	189	310	288	16,5	33	24	240,2	244	196	M27	122	186	1.624	8,94
HE 300 AA*	69,8	303	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M27	116	198	1.705	24,42
HE 300 A	88,3	300	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M27	118	198	1.756	17,68
HE 300 B	117	300	310	11	19	27	148,1	262	208	M27	120	198	1.722	14,86
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M27	132	208	1.822	7,69
HE 320 AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,8	278	225	M27	118	198	1.740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	278	225	M27	120	198	1.756	17,68
HE 320 B	127	300	300	11,5	20,5	27	161,3	278	225	M27	122	198	1.771	15,58
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	278	225	M27	132	204	1.866	7,99
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	106,5	297	243	M27	118	198	1.777	22,93
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M27	120	198	1.795	17,93
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M27	122	198	1.810	13,40
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M27	132	204	1.902	7,99
HE 360 AA*	83,7	330	300	9	12	27	106,6	315	261	M27	118	198	1.834	21,87
HE 360 A	112	358	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M27	120	198	1.834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	186,6	315	261	M27	122	198	1.840	13,61
HE 360 M	259	395	309	21	40	27	316,8	315	261	M27	132	204	1.934	7,72
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M27	118	198	1.891	20,41
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	158,6	352	298	M27	120	198	1.912	18,32
HE 400 B	155	408	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M27	124	198	1.937	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M27	132	202	2.004	7,85
HE 450 AA*	95,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M27	120	198	1.984	18,93
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	176,0	398	344	M27	122	198	2.011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M27	124	198	2.036	11,84
HE 450 M	253	478	307	21	40	27	325,4	398	344	M27	132	202	2.096	7,53
HE 500 AA*	107	472	300	10,5	14	27	136,8	444	390	M27	120	198	2.077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M27	122	198	2.110	13,61
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M27	124	198	2.125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M27	132	202	2.184	8,09
HE 550 AA*	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M27	122	198	2.175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M27	124	198	2.209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M27	124	198	2.224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M27	132	202	2.280	8,15

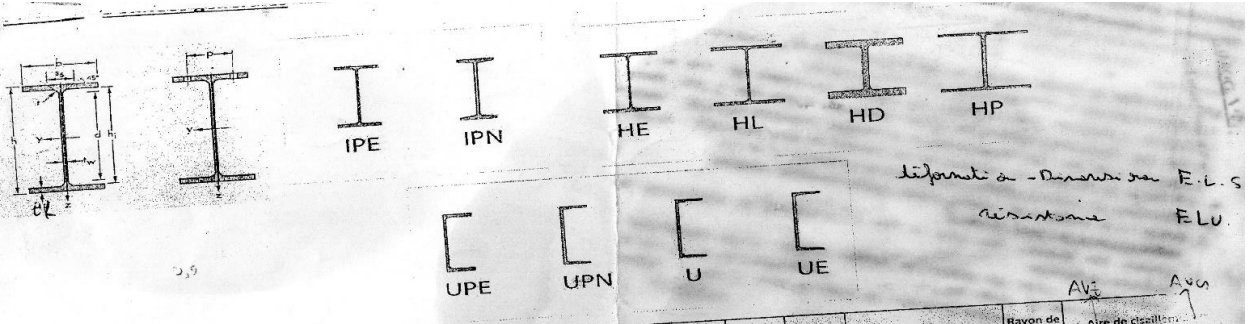
\* Comptes métriques: 400 par profil et 400 ou quel est le plus élevé.  
 \* Minimum order: 400 per section and grade or upon agreement.  
 \* Mindestbestellmenge: 400 pro Profil und Größe oder nach Vereinbarung.

Notions pages 104-105 / Zeichnungen Seite 104-105

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section propriétés / Statistische Kennwerte										Classification ENV 1993-1-1				
	G kg/m	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>xy</sub> cm <sup>4</sup>	Classif. selon l'axe fort	Classif. selon l'axe faible			
HE 280 AA	61,2	10560	798,8	872,1	11,63	27,52	3664	261,7	388,4	6,85	11,19	36,27	590,1	3	4
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	12,12	42,10	783,4	2	3
HE 280 B	103	18270	1376	1534	12,11	41,09	6395	471,0	777,6	7,09	14,62	142,7	1130	1	2
HE 280 M	189	39550	2951	2965	12,83	72,09	13160	954,1	1397	7,40	111,6	807,3	2320	1	1
HE 300 AA	69,8	13800	978,8	1065	12,46	32,37	4734	315,6	483,3	7,30	10,13	48,25	877,2	3	4
HE 300 A	89,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,48	10,13	58,17	1200	2	3
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,80	42,43	8363	575,9	871,1	7,58	10,13	85,17	1688	1	2
HE 300 M	238	53200	3482	4578	13,08	94,53	16400	1252	1919	8,00	136,6	1408	4386	1	1
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	507,7	7,24	11,63	55,87	1041	3	4
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,59	41,13	6595	463,7	709,7	7,49	11,63	70,18	1512	2	3
HE 320 B	127	30920	1926	2140	13,82	53,37	8239	615,9	920,4	7,57	11,63	255,1	2069	1	2
HE 320 M	245	68130	3786	4435	14,78	94,85	18710	1276	1951	7,95	132,6	1591	5004	1	1
HE 340 AA	78,9	18650	1232	1341	13,85	36,60	5185	345,6	529,9	7,18	13,13	63,07	1297	3	4
HE 340 A	106	27800	1678	1820	14,40	44,85	7425	482,7	755,9	7,46	13,13	172,2	1824	2	3
HE 340 B	134	36663	2196	2408	14,69	56,60	9600	646,0	965,7	7,53	13,13	237,2	2564	1	2
HE 340 M	248	76370	4053	4718	15,55	88,83	19710	1276	1953	7,90	132,6	1596	5004	1	1
HE 360 AA	83,7	23440	1328	1485	14,70	42,17	5410	360,7	533,0	7,12	14,63	70,99	1444	3	4
HE 360 A	112	32090	1891	2088	15,22	48,86	7882	528,8	802,3	7,43	14,63	148,8	2177	2	3
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	64,60	10140	676,1	1082	7,49	14,63	202,5	2883	1	2
HE 360 M	250	84870	4297	4988	16,82	104,4	19820	1268	1842	7,80	132,6	1597	6197	1	1
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	380,8	597,7	7,06	16,13	84,69	1940	3	4
HE 400 A	125	45170	2311	2562	16,84	57,32	8564	570,9	879,9	7,34	16,13	248,8	2842	1	2
HE 400 B	155	57860	2884	3227	17,40	68,84	10820	721,3	1104	7,40	16,13	355,3	3817	1	2
HE 400 M	256	104100	4820	5771	17,89	116,2	19340	1260	1834	7,78	132,6	1575	7410	1	1
HE 450 AA	95,7	41880	1971	2163	16,16	54,70	6888	405,8	624,4	6,82	16,63	95,61	2572	3	4
HE 450 A	140	62702	2896	3218	16,82	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	16,63	248,8	3448	1	2
HE 450 B	171	79800	3591	3962	16,94	76,66	11720	781,4	1199	7,33	16,63	446,5	5138	1	2
HE 450 M	253	131560	5501	6321	18,80	119,8	18340	1260	1838	7,58	132,6	1579	9251	1	1
HE 500 AA	107	54640	2319	2576	15,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	17,13	102,7	3184	2	3
HE 500 A	155	80070	3258	3598	16,80	74,72	10270	611,9	1029	7,24	17,13	298,3	3648	1	2
HE 500 B	187	107000	4327	4815	17,19	83,82	13240	814,6	1221	7,27	17,13	428,4	5018	1	2
HE 500 M	270	161900	6180	7094	21,69	123,5	19150	1252	1827	7,46	132,6	1533	11190	1	1
HE 550 AA	120	72770	2780	3128	16,80	72,46	6767	451,1	698,6	6,65	17,13	133,7	4038	2	3
HE 550 A	166	111900	4146	4623	17,40	88,72	10890	782,3	1197	7,18	17,13	351,5	7180	1	2
HE 550 B	199	156700	4971	5591	17,80	104,1	13800	971,8	1341	7,17	17,13	466,3	8856	1	2
HE 550 M	278	198000	6923	7933	22,64	138,6	19160	1252	1937	7,25	132,6	1554	13020	1	1

\* Pour le dimensionnement plastique le section doit respecter les classes 1 et 2 selon les exigences de calcul requises. Voir page 104.  
 \* For plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required resistance capacity. See page 104.  
 \* Für die plastische Bemessung muss das Profil der Klasse 1 oder 2 entsprechen den Anforderungen an den statischen Widerstand. Siehe Seite 104.

## Poteau de profilé :



Type de profilé	Masse	Dimensions					Altre	Inertie	Modules de flexion		Rayon de glration	Inertie		Modules de flexion		Rayon de glration	Aire de cisaillement	
		G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)			r (mm)	S (cm <sup>2</sup> )		I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )		W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
IPE 80	6	80	46	3,8	5,2	5	7,64	80,14	20,03	23,22	3,24	8,48	3,69	5,82	1,05	3,58		