

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche**  
**scientifique**  
**Université de BLIDA -1- « SAAD DAHLAB »**



**Faculté De Technologie**

Département de Génie civil

**Mémoire de projet de fin d'études**

Pour l'Obtention du diplôme de Master en Génie civil

Option : Constructions métalliques et mixtes

**THÈME**

**ETUDE D'UN BATIMENT R+8 A USAGE MULTIPLE  
EN CHARPENTE METALLIQUE**

Présenté par :

Boudjemai\_Rafika      Metidji Fatma\_Zohra

Président de jury : M<sup>r</sup> ABED .M

Examinatrice : M<sup>m</sup> BEREDIAF

Encadrant: M<sup>r</sup> ALLALI Sid Ahmed

# Table des matières

<b>Introduction générale</b> .....	16
1 Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage.....	18
1.1 Présentation et caractéristique géométrique de l'ouvrage : .....	18
1.2 Conception architecturale : .....	18
1.3 Système constructif de l'ouvrage : .....	20
1.3.1 Introduction sur la construction métallique : .....	20
1.3.2 Les assemblages : .....	20
1.3.3 Système de contreventement : .....	21
1.3.4 Plancher : .....	21
1.3.5 Revêtement : .....	23
1.3.6 Etanchéité : .....	23
1.3.7 Escalier : .....	24
1.3.8 Ascenseur : .....	24
1.3.9 Maçonnerie : .....	25
1.3.10 Les fondations : .....	25
1.4 Matériaux utilisés dans les constructions métalliques : .....	26
1.4.1 Le Béton : .....	26
1.4.1.1 Résistance mécanique du béton : .....	26
1.4.1.1.1 Résistance à la compression : .....	26
1.4.1.1.2 Résistance à la traction : .....	27
1.4.1.1.3 Déformation longitudinale du béton : .....	27
1.4.2 L'acier : .....	28
1.4.2.1 Les armatures : .....	29
1.4.2.2 Acier charpente métallique : .....	30
1.4.3 Règlements techniques utilisés : .....	31
<b>Conclusion</b> : .....	31
2 Chapitre 2 : Pré -dimensionnement des éléments principaux .....	33
2.1 Évaluation des charges et surcharges : .....	33
2.1.1 Charges permanentes : .....	33
2.1.2 Charges d'exploitations : .....	34
2.2 Pré-dimensionnement des éléments principaux : .....	34
2.2.1 Les solives : .....	34
2.2.1.1 Pré-dimensionnement des solives du plancher terrasse : .....	35

2.2.1.1.1	Phase de construction :	35
i.	Vérification :	36
a)	Vérification de la résistance à la flexion :	36
b)	Vérification de l'effort tranchant :	36
c)	Vérification de la flèche :	37
d)	Vérification du déversement :	37
2.2.1.1.2	Phase finale :	38
ii.	Vérification :	39
a)	Vérification de la résistance à la flexion :	39
b)	Vérification de l'effort tranchant :	40
c)	Vérification de la flèche :	40
d)	Vérification du déversement :	41
2.2.1.1.3	Calcul des connecteurs :	42
2.2.2	Les poutres secondaires :	44
2.2.3	Les poutres principales :	44
2.2.3.1	Phase de construction :	45
i.	Vérification :	46
a)	Vérification de la résistance à la flexion :	46
b)	Vérification de l'effort tranchant :	46
2.2.3.2	Phase finale :	47
ii.	Vérification :	48
a)	Vérification de la résistance à la flexion :	48
b)	Vérification de l'effort tranchant :	49
c)	Vérification de la flèche :	49
d)	Vérification du déversement :	49
2.2.3.3	Calcul des connecteurs :	50
2.2.4	Les poteaux :	52
1.	Poteau central :	53
i.	Terrasse inaccessible :	53
ii.	Plancher courant (habitation) :	53
iii.	Plancher courant (administratif) :	53
iv.	Plancher courant (salles de conférences) :	53
✓	Pré-dimensionnement des poteaux :	55
a.	Vérification du flambement :	56
2.	Poteau de rive :	59
i.	Terrasse inaccessible :	59

ii.	Plancher courant (habitation) : .....	59
iii.	Plancher courant (admiratif) : .....	60
iv.	Plancher courant (salles de conférences) : .....	60
✓	Pré-dimensionnement des poteaux : .....	63
a.	Vérification du flambement : .....	64
	<b>Conclusion</b> : .....	64
3	Chapitre 3 : Pré-dimensionnement des éléments secondaires .....	66
3.1	Acrotère .....	66
3.1.1	Calcul du ferrailage de l'acrotère : .....	67
3.1.1.1	Calcul le moment fictif : .....	68
3.1.1.2	Condition de non fragilité : .....	68
3.1.1.3	Armature de répartition : .....	68
3.1.2	Verification a l'ELS:.....	69
3.1.3	Calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite : .....	70
3.1.3.1	Vérification des contraintes : .....	70
3.1.4	Vérification de l'effort tranchant : .....	71
3.2	Les escaliers : .....	71
3.3	Etude de la dalle mixte : .....	82
3.3.1	Introduction : .....	82
3.3.2	Ferrailage de la dalle du plancher : .....	82
3.4	Vérification de l'effort tranchant : .....	84
4	Chapitre 4 : Etude dynamique en zone sismique .....	86
4.1	Introduction : .....	86
4.2	Objectif de l'étude dynamique : .....	86
4.3	Choix de la méthode de calcul : .....	86
4.3.1	Méthode statique équivalente : .....	86
4.3.2	Méthode d'analyse modale spectrale : .....	87
4.3.3	Objectif de l'analyse spectrale : .....	87
4.4	Résultats de l'analyse sismique : .....	90
5	Chapitre 5 : Vérification d'instabilité des éléments .....	108
5.1	Introduction : .....	108
5.2	Vérifications des sections transversales : .....	108
5.2.1	Poutres principales IPE 360 : .....	108
5.2.1.1	Vérification au moment résistant : .....	108
5.2.1.2	Vérification de l'effort tranchant .....	109
5.2.2	Poutre secondaire IPE300 : .....	110

5.2.3	Solive IPE270 : .....	111
5.2.4	Vérifications des contreventements triangulés V inversé .....	112
5.2.4.1	Vérification sous l'effort de traction.....	112
5.2.4.2	Vérification sous l'effort de compression.....	113
5.2.5	Vérifications des poteaux .....	114
6	Chapitre 6 : Les assemblages.....	119
6.1	Introduction .....	119
6.2	Fonctionnement des assemblages .....	119
6.3	Classification des assemblages .....	120
6.3.1	Classification par rigidité.....	120
6.3.2	Classification par résistance .....	120
6.4	Les moyens d'assemblages utilisés .....	121
6.4.1	Les assemblages boulonnés .....	121
6.4.2	Assemblage par soudure .....	121
6.5	Calcul des assemblages.....	122
6.5.1	Assemblage poteau-poutre.....	122
6.5.2	Assemblage articulé (poutre – solive) .....	129
6.5.3	Assemblage de continuité (poteau-poteau).....	132
6.5.4	Assemblage palée de stabilité en V inversé.....	137
6.5.5	Assemblage pied de poteau .....	140
7	Chapitre 7 : Calcul des fondations.....	145
7.1	Introduction : .....	145
7.1.1	Choix du type de fondation :.....	145
7.1.2	Détermination des sollicitations : .....	145
7.2	Calcul de la fondation : .....	146
7.2.1	Semelles isolées :.....	146
7.2.2	Vérification de la contrainte à l'ELS : .....	147
7.3	Ferraillage de la semelle : .....	148
7.4	Calcul des longrines : .....	152
7.4.1	1.5.1 Pré-dimensionnements :.....	152
7.4.2	Ferraillage : .....	152
	<b>Conclusion générale.....</b>	<b>154</b>

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة مبنى معدني متعدد الاستخدامات مكون من طابق أرضي + 8 طوابق، سيتم بناء هذا المشروع في مدينة البليدة (بوفاريك) المصنفة في المنطقة الزلزالية الثالثة حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA99V2003.

تمت دراسة هذا المشروع على عدة مراحل، بدأ بدراسة الأحمال وفقاً لمعايير DTR 2.2 و RNV-2013 (الاحمال الدائمة والاحمال المؤقتة). ثم تم حساب ابعاد العناصر الحاملة والتحقق منها وفقاً للوائح والقواعد المعمول بها في الجزائر RPA99V2003, CCM97, EC3, BAEL91.

تم إجراء التحليل الديناميكي للهيكل باستخدام البرنامج Robot Structural للتحليل الانشائي.

تم تدعيم المبنى بإطارات على شكل V لمقاومة القوى الأفقية كأحمال الرياح والزلازل. بعد ذلك، تم فحص والتحقق من عناصر المبنى باستخدام البرنامج السابق Robot Structural حسب متطلبات المعايير المعتمدة.

تم أيضاً دراسة وتصميم الوصلات المعدنية حسب المعايير المعتمدة باستخدام برنامج Robot Structural مثل وصلة عمود-عارضة، وصلة عارضة-عارضة، وصلات الدعامات الجانبية ووصلة قاعدة العمود.

أخيراً، تم انتهاء العمل بدراسة الأساسات، وبعد الرجوع الى تقرير التربة ودراسة احمال البناء، تم اعتماد قواعد سطحية منفصلة لتصميم الاساسات.

## Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment à usage multiple qui se compose d'un RDC+8étages en charpente métallique, ce projet sera construit dans la ville de Blida (Boufarik) qui est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

Ce projet est étudié en plusieurs étapes, On a commencé par l'étude des charges selon les normes RNV-2013 et le DTR 2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations). Le pré-dimensionnement et la vérification des éléments porteurs ont été fait conformément aux règlements en vigueur appliqués en Algérie (RPA99 version 2003, CCM97, EC3, EC4, BAEL91, et RNV2013).

Ensuite, l'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural. Le système de contreventement de ce bâtiment est assuré par des palées de stabilités en V inversé

Après, la vérification des éléments structuraux a été effectuée à l'aide du logiciel précédent (Robot Structural). On a pris l'étude des assemblages tels que l'assemblage poteau-poutre, l'assemblage poutre-solive, l'assemblage contreventement et assemblage

piéd de poteau. L'étude des assemblages a été effectuée à l'aide du logiciel (Robot Structural) selon les règlements en vigueur.

Enfin, on termine le travail par l'étude des fondations, et après la consultation du rapport de sol et l'étude des charges du bâtiment, on a choisi comme type de fondation des semelles isolées.

## **Summary**

The goal of this work is the study of a multi-use steel building that consists of a ground floor + 8 floors; this project will be built in the city of Blida (Boufarik) which is classified as seismic zone III according to the RPA99 Version 2003.

This project is studied in several stages. We started by analyzing the building's loads according to the adopted standards RNV2013 and DTR2.2 (Dead and live loads).

The pre-design and verification of the load-bearing elements are carried out in accordance with the applied regulations and codes in Algeria (RPA99 Version 2003, CCM97, EC3, EC4, BAEL91, and RNV 2013).

Then, the dynamic analysis of the structure is carried out using the software Robot Structural. The bracing system of this building is ensured using provided by an inverted V bracing system.

Afterwards, the building's structural elements are checked according to the applied regulations using the previous software (Robot Structural).

Before last, we studied steel connections such as column-beam connection, beam-joint connection, the bracing system connections and column base connection. The study of steel connections is carried out using Robot Structural software according to the according to the applied regulations in Algeria.

Finally, we finish the work with the foundations, after consulting the soil report and analyzing the building's loads, isolated Footings are adopted for the building.

## Remerciement

Au terme de notre étude, nous tenons à remercier avant tout **ALLAH** pour nous avoir donné la force, la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail et le courage pour terminer nos études et acquérir un certain niveau de savoir

(الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات)

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **Mr.ALLALI** pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordée.

Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

## Dédicaces

Tout d'abord et avant tout, merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers aux monde, qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour et le respect que j'ai toujours eu pour eux.

Ce travail est le fruit de leurs sacrifices qu'ils ont consentis pour mon éducation et ma formation

اللهم أبي وأمي في كل اتجاهاتي، اللهم أبي وأمي الى الأبد

A mes frères Ahmed et Aymen

A ma sœur Ferial

A ma tante Madina que je l'aime très fort

A mon binôme Rafika qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

A tous ceux qui sont proches de mon cœur

Et enfin à moi-même



« FatmaZohra »

## Dédicaces

Tout d'abord et avant tout, merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers aux monde, qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour et le respect que j'ai toujours eu pour eux.

Ce travail est le fruit de leurs sacrifices qu'ils ont consentis pour mon éducation et ma formation

اللهم أبي وأمي في كل اتجاهاتي، اللهم أبي وأمي الى الأبد

A mes frères et sœur

A ma tante Djedjiga et son mari

A mes amis, amies

A la personne qui a ranimé l'amour de ce domaine A.A

A mon binôme FatmaZohra qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

A tous ceux qui sont proches de mon cœur

Et enfin à moi-même



« Boudjemai rafika »

## Liste des figures

Figure 1 1 : Vue de face.....	19
Figure 1 2 : Assemblage boulonnes rigides .....	20
Figure 1 3 : Plancher collaborant.....	21
Figure 1 4 : Hi-bond 55 .....	22
Figure 1 5: Caractéristique géométrique Hi-bond55 .....	22
Figure 1 6: Les connecteurs.....	23
Figure 1 7: Coupe verticale d'étanchéité.....	23
Figure 1 8: Escalier en acier .....	24
Figure 1 9: Ascenseur pré fabriqué.....	25
Figure 1 10: Evolution de la résistance caractéristique du béton $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton .....	27
Figure 1 11: Allure de la courbe contrainte - déformation du béton en compression.....	28
Figure 1 12: diagramme contrainte déformation de l'acier .....	29
Figure 2 1: Schéma statique de la solive.....	34
Figure 2 2: Schéma de la solive sollicitée aux charges.....	35
Figure 2 3 : Largeur participante de la dalle.....	39
Figure 2 10 : Facteur de distribution pour les poteaux .....	56
Figure 3 1: Schéma de ferrailage acrotère .....	71
Figure 3 2: Les éléments structuraux d'un escalier .....	72
Figure 3 3: Schéma escalier RDC.....	73
Figure 3 4: Schéma escalier étage courant .....	74
Figure 3 5: Ferrailage dalle mixte HA8.....	84
Figure 4 1: Spectre de réponse d'accélération.....	88
Figure 4 2: Modèle initial avec palées triangulées en V inversées .....	89
Figure 4 4: Modèle final avec position des contreventements.....	98
Figure 4 5: Vue sur les contreventements en élévation .....	98
Figure 4 6: Vue sur les CV en plan.....	99
Figure 4 7: Les trois formes de vibration l'ord du séisme.....	101
Figure 4 8: Vue en plan l'ord de rotation .....	102
figure 4 9: Déplacement relatif suivant X.....	103
Figure 4 10: Déplacements relatif suivant Y .....	104
Figure 5 1: Poutre principale IPE360 .....	108
Figure 5 2: Poutre principale IPE550 .....	109
Figure 5 3: Poutre secondaire IPE300 .....	110
Figure 5 4: Solive IPE270.....	111
Figure 5 5: Palee triangulées en V inverse 2UPN220 .....	112
Figure 5 6: Poteau HEA en 3D .....	114
Figure 6 1 : Configurations d'assemblage selon l'axe d'inertie maximale .....	119

Figure 6 2 : assemblage poteau –poutre .....	123
Figure 6 3: Figure distance des boulons tendus.....	123
Figure 6 4: Schéma assemblage poteau-poutre.....	129
Figure 6 5: Assemblage articulé .....	130
Figure 6 6: Schéma détaillé d'un assemblage articulé .....	132
Figure 6 7 : Assemblage de continuité poteau-poteau.....	132
Figure 6 8: Schéma couvre-joint semelle .....	134
Figure 6 9: Schéma d'un assemblage couvre joint âme .....	137
Figure 6 10: Assemblage Gousset nœud membrure .....	137
Figure 6 11: Schéma Gousset membrure treillis.....	139
Figure 6 12: Assemblage pied de poteau.....	140
Figure 6 13 : Schéma détaillé assemblage pied de poteau.....	142
Figure 6 14: Schéma vue en plan pied de poteau .....	143
Figure 7 1: Semelle isolée sous poteau.....	146
Figure 7 2: Schéma de ferrailage semelle isolée .....	152
Figure 7 3: Schéma de ferrailage longrine.....	153

## Liste des tableaux

Tableau 1 1 : Caractéristique de référence des armatures en acier .....	29
Tableau 1 2 : Caractéristique des nuances d'acier .....	30
Tableau 2 1: Charge permanente de plancher terrasse inaccessible .....	33
Tableau 2 2: Charge permanente de plancher courant.....	33
Tableau 4 1: Estimation de la période empirique .....	92
Tableau 4 2: Valeur des pénalités $P_q$ .....	94
Tableau 4 3: Résultante des forces sismique a la base .....	95
Tableau 4 4: Période et facteur de participation massique .....	95
Tableau 4 5: Les déplacements résultantes de la charge $E_x$ .....	96
Tableau 4 6: Les déplacements résultantes de la charge $E_y$ .....	97
Tableau 4 7: Estimation de la période empirique .....	99
Tableau 4 8: Résultante des forces sismique a la base .....	100
Tableau 4 9: Période et facteur de participation massique .....	101
Tableau 4 10: Les déplacements résultantes de la charge $E_x$ .....	102
Tableau 4 11: Les déplacements résultantes de la charge $E_y$ .....	103
Tableau 4 12: Justification et vérification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ .....	104
Figure 5 1: Poutre principale IPE360 .....	108
Figure 5 2: Poutre principale IPE550 .....	109
Figure 5 3: Poutre secondaire IPE300 .....	110
Figure 5 4: Solive IPE270.....	111
Figure 5 5: Palee triangulées en V inverse 2UPN220 .....	112
Figure 5 6: Poteau HEA en 3D .....	114

Tableau 6 1: Classe des boulons et valeur de $f_{yb}$ et $f_{ub}$ .....	121
Tableau 7 1: Sections des semelles isolées .....	146
Tableau 7 2: Hauteur des semelle isolées .....	147
Tableau 7 3: Vérification des semelles isolées .....	148
Tableau 7 4: Réactions à la base de la structure .....	148
Tableau 7 5: Calcul de l'excentricité.....	149
Tableau 7 6:Ferraillage des semelles isolées .....	150

## Notations générales

Sollicitation/Contrainte/ Déformation.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E=210000$  MPa).

$F_p$  : Effort de précontrainte dans les boulons.

$M$  : Moment sollicitant, en générale.

$M_U$  : Moment ultime.

$N$  : Effort normal, générale.

$N_U$  : Effort normal ultime.

$V$  : Effort tranchant sollicitant.

$V_U$  : Effort tranchant ultime.

$F_U$  : Contrainte de rupture d'une pièce.

$F_{Ub}$  : Contrainte de rupture d'un boulon.

$F_y$  : Limite d'élasticité d'une pièce.

$\varepsilon$  : Déformation linéaire unitaire.

$\varepsilon_y$  : Déformation correspondante a la limite d'élastique.

$\sigma$  : Contrainte normale.

$K$  : Coefficients d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.

$K_Y$  et  $K_Z$  : Coefficient de flambement-flexion.

$m$  : Nombre de plan de cisaillement ou de frottement.

$n$  : Nombre de boulons.

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

$\beta_W$  : Facteur de corrélation (soudure).

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\eta$  : Facteur de distribution de rigidité (flambement).

$\lambda$  : Elancement.

$\lambda_K$  : Elancement eulérien.

$\lambda_{-}$  : Elancement réduit.

$\lambda_{lt}$  : Elancement de déversement.

$\mu$  : Coefficient de frottement

$x$  : Coefficient de réduction de flambement.

$x_{lt}$  : Coefficient de réduction de déversement.

$A$  : Section brute d'une pièce.

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce.

$A_S$  : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion.

$I_y$  : Moment d'inerte de flexion maximale.

$I_z$  : Moment d'inerte de flexion minimale.

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique

$W_{el}$  : Module de résistance élastique.

$b$  : Largeur d'une semelle de poutre.

$d_0$  : Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

$i$  : Rayon de giration d'une section.

$l$  : Largeur d'une poutre.

$l_d$  : Largeur de déversement d'une poutre.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$t$  : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.

$t_f$  : Epaisseur d'une semelle de poutre.

$t_w$  : Epaisseur d'une âme de poutre.

$\gamma_{Mb}$  : 1.25 Résistance des boulons au cisaillement.

$\gamma_{Mb}$  : 1.50 Résistance des boulons au a la traction.

$F_v$  : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

$F_b$  : Résistance a la pression diamétrale des pièces assemblées.

$F_t$  : Résistance des boulons en traction.

$\beta_{MLT}$  : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

## **Introduction générale**

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la conception connaît un grand épanouissement dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut-être considéré parmi les plus anciens pratiqués par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tels que les séismes, chocs ou d'autres phénomènes.

Et parmi ces constructions, la construction en charpente métallique qui commence à prendre une place de plus en plus prédominante dans le domaine de génie civile en Algérie, durant ces dernières années la mise en valeur du développement économique et social nécessité le lancement de nombreux projets parmi lesquels ; la construction des salles de sports, des piscines couvertes, des bâtiments industriels... etc., le calcul d'une charpente métallique se doit être 100% précis, il est donc primordial de faire concevoir une telle construction au près d'un professionnel de l'ossature métallique.

Une structure métallique doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa vie envisagée et de son coût.

Pour satisfaire les critères énoncés ci-dessus, il faut suivre les normes et les réglementations proposées par le règlement Algérien comme (CCM 97 et l'Eurocode 3), il faut ainsi spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré.

# Chapitre 1

## Présentation de l'ouvrage

## Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

### 1.1 Présentation et caractéristique géométrique de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste à étudier un bâtiment R+8 à usage multiples en charpente métallique. Ce bâtiment sera implanté à la commune de BOUFARIK wilaya de **BLIDA**, cette région est classée comme zone de forte sismicité III selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien **RPA99 (version 2003)**

### 1.2 Conception architecturale :

Le projet comporte :

- \* Un RDC
- \* 1<sup>er</sup>, 3<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étages (**Bureaux**)
- \* 2<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étages (**Salles de conférence**)
- \* 8<sup>eme</sup> étages (**Appartements**)
- \* Une terrasse inaccessible

Les dimensions en élévation :

- \* La hauteur totale : 32 m
- \* La hauteur de RDC : 4 m
- \* La hauteur d'étage courant : 3.5m

Les dimensions en plan :

- \* La longueur totale : 19 m
- \* La largeur totale : 12 m
- \* La surface de la structure est : 228 m<sup>2</sup>
- \* La surface de la façade principale : 384 m<sup>2</sup>
- \* La surface de la façade secondaire : 608 m<sup>2</sup>

Les Balcons :

- \* La longueur : 6 m
- \* La largeur : 1 m

Les fenêtres :

- \* Fenêtres à soufflet de dimensions (0.5m ,1m)
- \* Fenêtres coulissantes de dimensions (2.3m, 1m) et (1m ,0.8m)

Les portes :

- \* Portes battantes à un vantail
- \* Portes battantes à deux vantaux
- \* Porte d'entrée automatique



Figure 1 1 : Vue de face

### 1.3 Système constructif de l'ouvrage :

#### 1.3.1 Introduction sur la construction métallique :

Depuis l'industrialisation de l'acier en 1750 l'épanouissement du domaine de la construction en charpente métallique a été très vif, la première construction en charpente métallique c'était un pont en Angleterre des lors ce type de conception a commencé à se généraliser dans tous les pays du monde et dans tous les domaines de génie civil (ponts, bâtisses, usines, ouvrages de soutènements...).

#### 1.3.2 Les assemblages :

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 pièces.

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

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

Dans notre bâtiment on adopte les types de boulons suivants :

- \* Boulons de haute résistance
- \* Boulons ordinaires

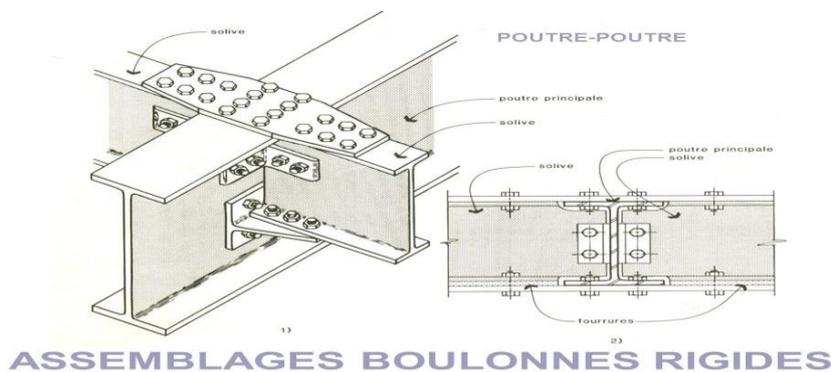


Figure 1 2 : Assemblage boulonnées rigides

### 1.3.3 Systeme de contreventement :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

### 1.3.4 Plancher :

Le plancher est un élément horizontal rigide qui permet de supporter des charges verticales et les transmettre horizontalement vers des éléments verticaux, un plancher en métal aussi appelé plancher collaborant est un coffrage qui marie métal et béton, dans ce type de coffrage on coule une dalle du béton armé sur un profilé métallique ou une tôle qu'on appelle bac en acier.

La structure comporte deux types de plancher qui sont :

- \* Plancher RDC
- \* Etage courant : plancher collaborant (acier –béton) constitué des solives reposant sur des poutres principales.

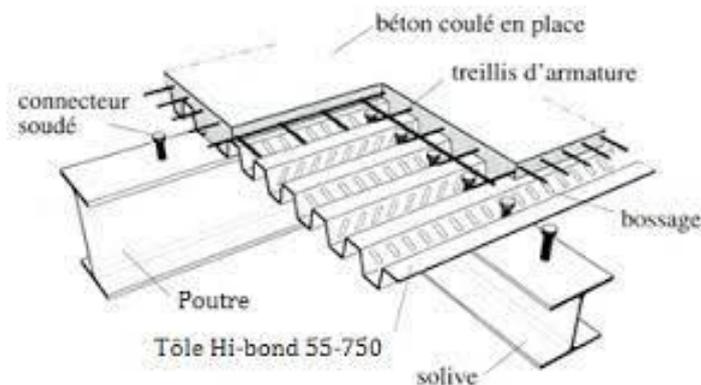


Figure 1 3 : Plancher collaborant

#### ➤ **Bac d'acier :**

Le bac d'acier utilisé c'est le 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 construire une plate-forme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais en gagnant du temps.



Figure 1 4 : Hi-bond 55

Le Hi-bond 55 utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure suivante :

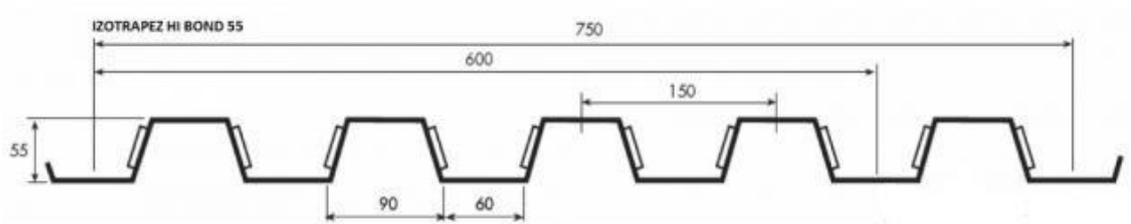


Figure 1 5: Caractéristique géométrique Hi-bond55

➤ **Les connecteurs :**

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

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

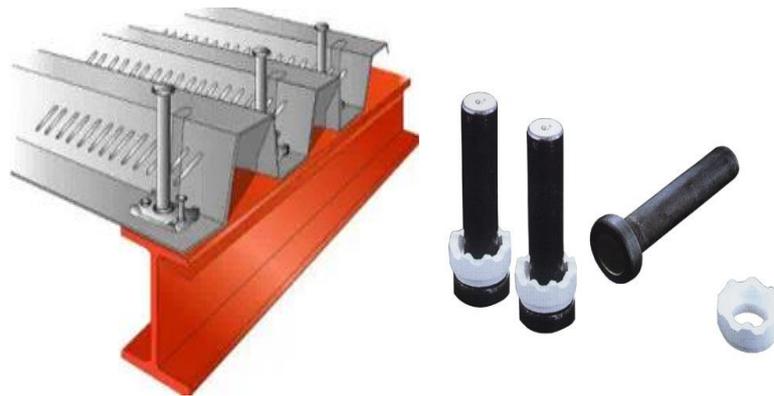


Figure 1 6: Les connecteurs

### 1.3.5 Revêtement :

Le revêtement fait partie des travaux de finition dont on recouvre les parois (extérieurs et intérieurs) y compris le sol tel que ce dernier il sert à la protection ainsi la décoration mais il est spécifiquement adapté pour résister aux passages des personnes, des animaux domestiques et même aussi la charge des meubles.

- ❖ On a choisi la dalle de sol comme type de revêtement du sol.

### 1.3.6 Etanchéité :

Dans le domaine de la construction il s'agit bien souvent de la protection contre une fuite de gaz ou d'eau, pour cela l'étanchéité a pour but d'empêcher tout élément extérieur non désiré et notamment les dégradations naturelles provoquées par les intempéries (pluie, vent, humidité, chaleur ...).

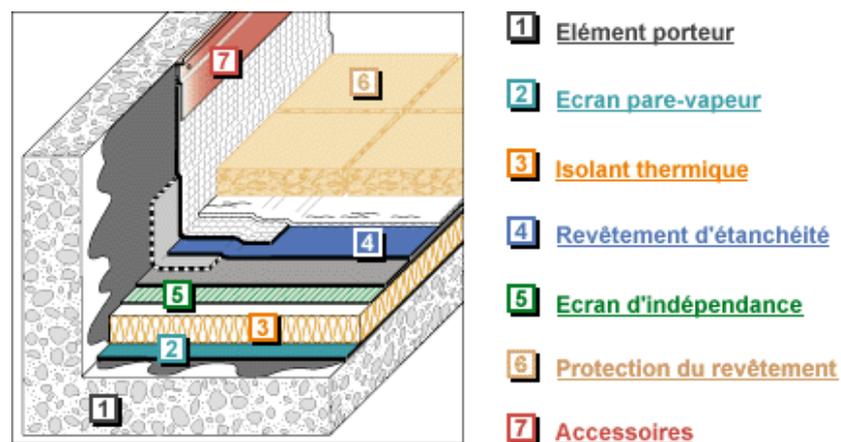


Figure 1 7: Coupe verticale d'étanchéité

### 1.3.7 Escalier :

L'escalier est un ouvrage constitue d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant dans une construction de passe à pied d'un étage a un autre.

La structure comporte que des escaliers en acier.



Figure 1 8: Escalier en acier

### 1.3.8 Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions et la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

L'ascenseur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur, une trémie verticale fermée (sorte de puits de la bâtisse) en général à l'intérieur de l'édifice.



Figure 1 9: Ascenseur pré fabriqué

Dans cette structure l'ascenseur est pré fabriqué.

### **1.3.9 Maçonnerie :**

Partie des travaux du bâtiment comprenant l'édification des fondations et des gros murs ainsi que les travaux de revêtement (enduits, joints)

#### **\* Murs extérieurs :**

Sont des murs qui reçoivent toutes les agressions climatiques extérieures comme la pluie, le vent, le soleil et qui empêche les échanges de chaleur.

Les murs extérieurs peuvent être conçus dans différents matériaux comme le parpaing, la brique ou la pierre et à chaque matériau correspond un montage différent et spécifique.

#### **\* Murs intérieurs :**

Les cloisons intérieures sont utilisées pour séparer les pièces. Les murs de notre structure vont être en brique creuses.

### **1.3.10 Les fondations :**

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. C'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise

dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, tout en assurant la transmission des charges et la répartition de ces dernières dans le sol.

## **1.4 Matériaux utilisés dans les constructions métalliques :**

### **1.4.1 Le Béton :**

Le béton est un mélange de liant, d'eau et de granulats, dosé de façon à obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable, et après durcissement les qualités requises.

Ces qualités en fonction desquelles est orientée l'étude de la composition du béton sont les suivantes :

- \* La résistance mécanique essentiellement, la résistance à la compression simple
- \* La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc. ...
- \* La maniabilité au moment de la mise en œuvre
- \* La déformabilité différée et instantanée, que l'on préfère très faible

#### **1.4.1.1 Résistance mécanique du béton :**

##### **1.4.1.1.1 Résistance à la compression :**

Cette caractéristique est la plus importante, et elle est souvent utilisée seule pour caractériser un béton. Elle est déterminée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur par écrasement en compression centrée.

La résistance caractéristique à la compression à j jours peut être obtenue avec les formules du BAEL91 :

- pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPA}$

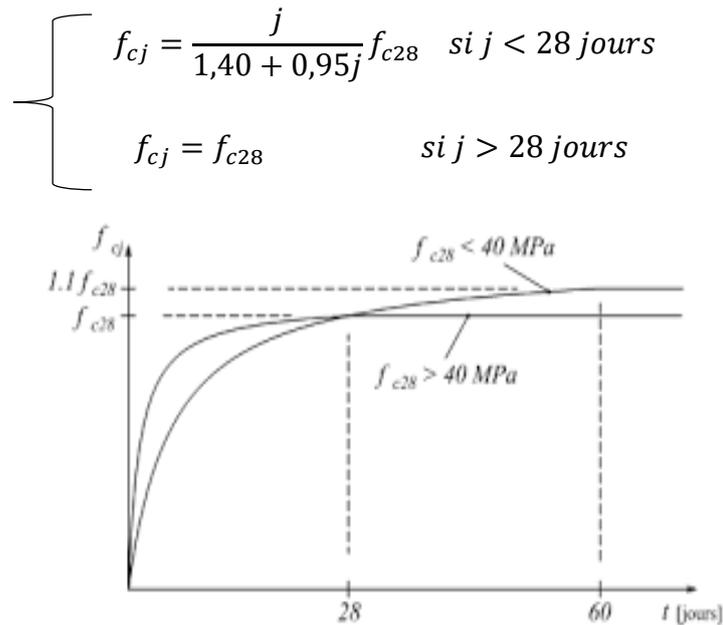


Figure 1 10: Evolution de la résistance caractéristique du béton  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

#### 1.4.1.1.2 Résistance à la traction :

Le béton est un matériau fragile et sa résistance à la traction est très inférieure à sa résistance à la compression. La mesure directe de la résistance à la traction se fait par un essai de traction axial, ou bien par fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai brésilien).

La résistance caractéristique à  $j$  jour se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ avec } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

#### 1.4.1.1.3 Déformation longitudinale du béton :

##### ★ Module de Déformation longitudinale instantanée :

L'enregistrement du diagramme contrainte-déformation lors de l'essai d'une éprouvette à la compression simple conduit à la courbe suivante.

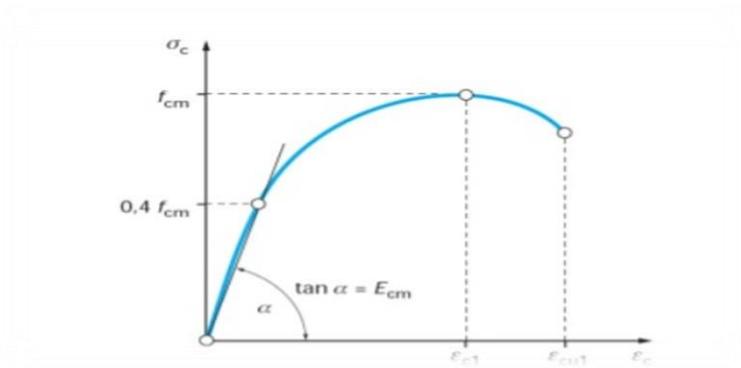


Figure 1 11: Allure de la courbe contrainte - déformation du béton en compression

Dans un essai rapide de compression le béton se comporte de façon élastique :

$$\varepsilon_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_{ij}}$$

Ou le module de la déformation élastique du béton est :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$

★ **Module de Déformation longitudinale différée :**

Le béton se déforme progressivement à partir de sa naissance (retrait) et du moment où il est chargé en permanence (fluage). Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule suivante :  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ mpa}$

★ **Coefficient de poisson :**

En compression comme en traction, la déformation longitudinale est aussi accompagnée d'une déformation transversale.

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative aux déformations longitudinales relatives.

- ✓  $\nu = 0,2$  Pour le calcul des déformations (cas des états limites de service)
- ✓  $\nu = 0$  Pour le calcul des contraintes (cas des états limites ultimes)

### 1.4.2 L'acier :

Le matériau acier est alliage Fer + Carbone en faible pourcentage, l'acier est matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

**1.4.2.1 Les armatures :**

Tableau 1 1 : Caractéristique de référence des armatures en acier

Nuance		F <sub>y</sub> (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe	500

➤ **Contraintes limites de l'acier :**

**1- Etat limite ultime ELU :**

On adoptera un diagramme contraintes déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport  $l/\gamma_s$

- $\sigma_s$  : contrainte de l'acier  $\sigma_s = f_e/\gamma_s$
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$\gamma_s = 1.15$  Cas d'actions courantes.

$\gamma_s = 1$  Cas d'actions accidentelles.

- $\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier  $\varepsilon_s = \Delta L/L$

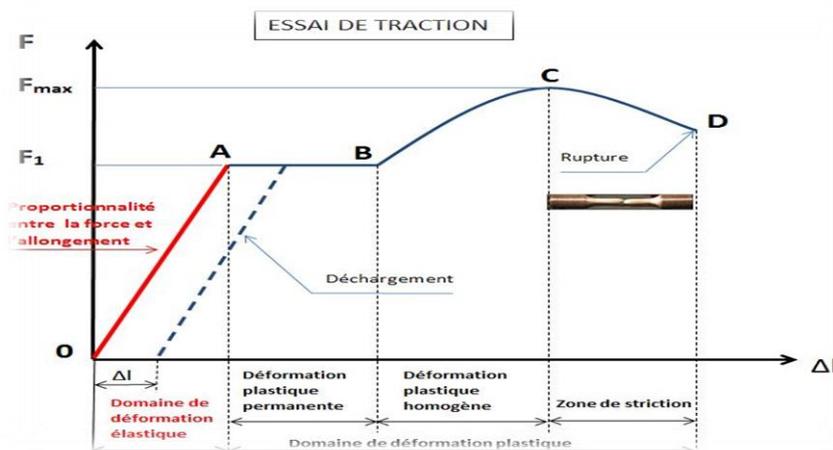


Figure 1 12: diagramme contrainte déformation de l'acier

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles  $\sigma_{st} = 400 MPa$
- En cas de situations normales  $\sigma_{st} = 348 MPa$

## 2- Etat limite de service ELS :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limites d'ouvertures des fissures :

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$  pour des aciers de H.A

- ✓ Fissuration peu nuisible, pas de vérification  $\sigma_{st} \leq f_e$
- ✓ Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} F_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$
- ✓ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min \left[ \frac{1}{2} F_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$
- ✓ Le module d'élasticité de l'acier :  $E_s = 2.1 \times 10^5 MPa$

### 1.4.2.2 Acier charpente métallique :

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

Tableau 1 2 : Caractéristique des nuances d'acier

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	t < 40mm		40 mm < t < 100 mm	
	F <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

On utilise l'acier E28 de nuance Fe430 qui a les caractéristiques mécaniques suivantes d'après l'EC3 :

- ✓ Limites élastique  $F_y = 275 \text{ MPa}$
- ✓ Résistance à la traction  $F_u = 430 \text{ MPa}$
- ✓ Densité volumique  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- ✓ Module d'élasticité longitudinale  $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité transversale  $G = 84\,000 \text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de poisson  $\nu = 0.3$

### **1.4.3 Règlements techniques utilisés :**

- ✓ Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.
- ✓ Eurocode 3
- ✓ Règles définissant les effets de la neige et du vent RNV2013
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2.
- ✓ Règles pour le calcul des fondations superficielles. DTU 13.12.

### **Conclusion :**

Comme conclusion dans ce chapitre nous avons présenté notre projet de fin d'étude en terme d'usage, classification et caractéristique géométrique en plan et en élévation, en suite nous avons parlé sur les matériaux utilisés et leur caractéristiques mécaniques puis au final les règlements et les normes à suivre.

# Chapitre 2

## Pré-dimensionnement des éléments principaux

## Chapitre 2 : Pré -dimensionnement des éléments principaux

### 2.1 Évaluation des charges et surcharges :

Dans ce chapitre on va établir les différentes charges agissantes sur notre structure (les charges permanentes et les charges d'exploitations), ces actions ont un très grand impact sur la stabilité de l'ouvrage.

Peu importe la structure qu'on va construire il est primordial de suivre les normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

#### 2.1.1 Charges permanentes :

Les charges permanentes résultent du poids propre de la structure (poteaux, poutres, planchers) y compris poids des autres éléments de la construction (couverture, cloisons, revêtements, équipements fixe. etc.) ainsi les poussées des terres, pression des liquides (mur de soutènement, mur de sous-sol).

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau 2 1: Charge permanente de plancher terrasse inaccessible

Matière	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
Protection de gravillon	5	17	0.85
Étanchéité multicouche	2	6	0.12
Forme de pente	10	22	2.2
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle en béton armé	10	25	2.5
Hi-bond 55	-	-	0.15
Faux plafond	2	10	0.2
			<b>G = 6.18</b>

- **Plancher courant :**

Tableau 2 2: Charge permanente de plancher courant

Matière	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
Dalle de sol	-	-	0.5
Mortier de pose	2	20	0.4
Dalle en béton armé	10	25	2.5
Hi-bond 55	-	-	0.15

<b>Faux plafond</b>	2	10	0.2
<b>Cloisonnement</b>	-	-	1
<b>Isolation thermique</b>	4	4	0.16
			<b>G = 4.91</b>

### 2.1.2 Charges d'exploitations :

Les charges d'exploitations correspondent au mobilier, aux matériels, aux matières en dépôt et aux personnes et à un mode normale d'occupation. Tous ces valeurs sont obtenues à partir de DTR B.C.2.2 (charges et surcharges)

- Plancher terrasse (inaccessible) ..... 1KN/m<sup>2</sup>
- Plancher d'étage courant (usage d'habitation) .....1.5KN/m<sup>2</sup>
- Plancher d'étage courant (usage administratif) .....2.5KN/m<sup>2</sup>
- Plancher d'étage salles de conférences .....3.5KN/m<sup>2</sup>
- Escalier ..... 2.5KN/m<sup>2</sup>
- Balcon ..... 3.5 KN/m<sup>2</sup>

## 2.2 Pré-dimensionnement des éléments principaux :

Le but du pré-dimensionnement est la détermination de l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poteaux / poutres / solives) par le critère de la résistance de la flèche.

### 2.2.1 Les solives :

Les solives sont généralement en IPE ou IPN et leur espacement est compris entre 1 et 1.5m et leurs portées ne doivent pas dépasser les 6m.

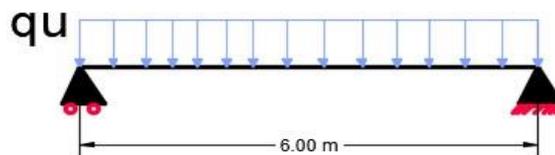


Figure 2 1: Schéma statique de la solive

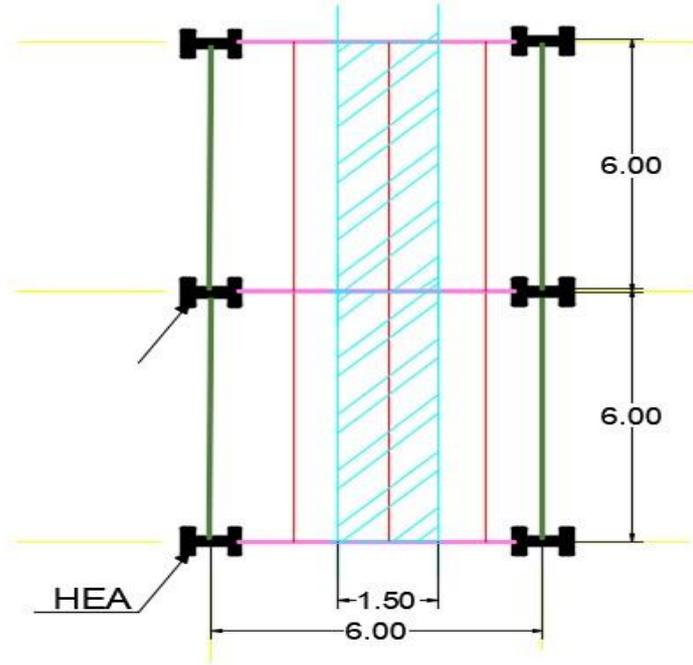


Figure 2 2: Schéma de la solive sollicitée aux charges

**2.2.1.1 Pré-dimensionnement des solives du plancher terrasse :**

- Longueur des solives ..... L=6m
- L'entraxe des solives ..... L=1.5m

Critère de la flèche :

$$\frac{L/2}{25} < h < \frac{L/2}{15}$$

$$\frac{3000}{25} < h < \frac{3000}{15} \rightarrow 120 < h < 200$$

On opte pour un **IPE 180**, dont les caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant :

Désignation	Poids		Section			Dimensions						Caractéristiques					
	G	A	h	b	t <sub>f</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>						
	(Kg/m)	(cm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm)						
<b>IPE 180</b>	18.8	23.9	180	91	8	1317	100.9	166.4	34.6	7.42	2.05						

**2.2.1.1.1 Phase de construction :**

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

- Poids propre du profilé (IPE 180) .....g<sub>p</sub> = 0,188 kn/m

- Poids propre du béton frais .....  $G_b = 2,5 \text{ kn/m}^2$
- Poids propre de la tôle (hi-bond 55) .....  $G_{hib} = 0,15 \text{ kn/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) .....  $Q_c = 0,75 \text{ kn/m}^2$

➤ **Combinaison de charge :**

- **ELU :**

$$q_u = 1.35g_p + (1.35G_b + 1.35G_{hib} + 1.5Q_c) \times 1.5$$

$$q_u = 1.35 \times 0,188 + (1.35 \times 2,5 + 1.35 \times 0,15 + 1.5 \times 0,75) \times 1.5$$

$$q_u = 7,31 \text{ kn/m}$$

- **ELS :**

$$q_s = g_p + (G_b + Q_c + G_{hib}) \times 1,5$$

$$q_s = 0,188 + (2,5 + 0,75 + 0,15) \times 1,5$$

$$q_s = 5,28 \text{ kn/m}$$

**i. Vérification :**

**a) Vérification de la résistance à la flexion :**

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{max} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{7,31 \times 3^2}{8} = 8,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166.4 \times 10^3 \times 275}{1} = 45.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 8,22 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 45.76 \text{ KN.m} \quad \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} = \frac{7,31 \times 3}{2} = 10.96 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 1125 \times \frac{275}{\sqrt{3}} = 178.62 \text{ KN}$$

Où :

$V_{pl-Rd}$  : l'effort tranchant de plastification de la section

$A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

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

$$V_{sd} = 10.96 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 178.62 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Il faut vérifier l'interaction :  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = 10.96 \text{ KN} < 0.5V_{pl.Rd} = 89.31 \text{ KN}$$

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

**c) Vérification de la flèche :**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{300}{250} = 12 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{5,28 \times 3000^4}{2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 2 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 2 \text{ mm} < f_{adm} = 12 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**d) Vérification du déversement :**

$M_{sd}$  : le moment appliqué ⇒  $M_{sd} = 8.22 \text{ KN.m}$

$M_{b.Rd}$  : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1$  Profilé de classe 1.

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{c} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{3000/20.5}{\sqrt{1.132} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{3000/20.5}{180/8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 103.53$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w W_{pl,y} f_y / M_{cr}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \sqrt{\beta_w}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.80$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = (103.53 / 86.80) \times 1 = 1.19$$

1.19 > 0.4 ⇒ Il faut vérifier le déversement

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection. Profilé laminé ⇒  $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\text{Donc : } \phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (1.19 - 0.2) + 1.19^2] = 1.31$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left[ \phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right]} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left[ 1.31 + \sqrt{1.31^2 - 1.19^2} \right]} = 0.54 < 1$$

D'où :

$$M_{b,Rd} = \frac{0.54 \times 1 \times 166.4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 22.64 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 8.22 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 22.64 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

### 2.2.1.1.2 **Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte travaille ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE 180) .....  $g_p = 0,188 \text{ KN/m}$
- Charge permanente .....  $G = 6,18 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

#### ➤ **Combinaison de charge :**

- **ELU :**

$$q_u = 1.35g_p + (1.35G + 1.5 \times Q) \times 1.5$$

$$q_u = 1.35 \times 0,188 + (1.35 \times 6,18 + 1.5 \times 1) \times 1.5$$

$$q_u = 15,02 \text{ KN/m}$$

- **ELS :**

$$q_s = g_p + (G + Q) \times 1.5$$

$$q_s = 0,188 + (6,18 + 1) \times 1.5$$

$$q_s = 10,96 \text{ KN/m}$$

➤ **Largeur de la dalle effective :**

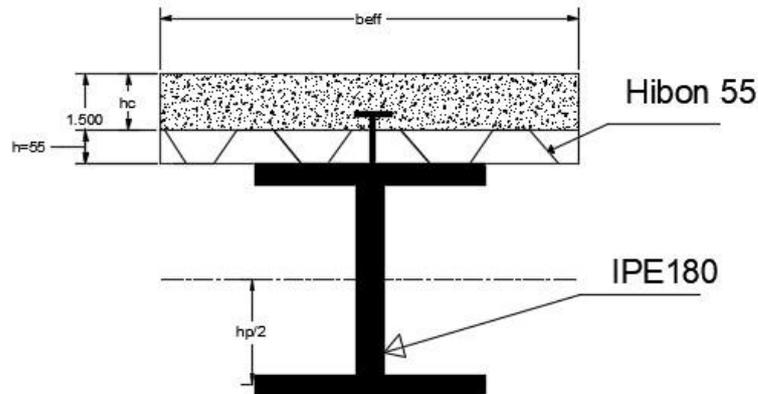


Figure 2 3 : Largeur participante de la dalle

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \quad \text{avec } L_0 = 6 \text{ m} \\ b = 1,5 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 1,5 \text{ m}$$

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

$$R_{Béton} = 0.57 f_{ck} b_{eff} h_c = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 95) \times 10^{-3} = 2030,62 \text{ KN}$$

Avec :  $f_{ck} = 25 \text{ K/mm}^2$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$R_{acier} = 0.95 f_y A_a = 0,95 \times 275 \times 2390 \times 10^{-3} = 624.39 \text{ KN}$$

Avec :  $A_a = 4594 \text{ mm}^2$

$$R_{Béton} = 2030,62 \text{ KN} > R_{acier} = 624.39 \text{ KN}$$

⇒ Axe neutre se trouve dans la dalle du béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plRd} = R_{acier} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier} h_c}{2 R_{béton}} \right) \right]$$

ii. **Vérification :**

a) **Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{15,02 \times 6^2}{8} = 67.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = R_{acier} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier} h_c}{2R_{béton}} \right) \right]$$

$$M_{plRd} = 624.39 \left[ \frac{180}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{624.39 \times 95}{2 \times 2030,62} \right) \right] \times 10^{-3} = 140.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 67.59 \text{ KN.m} < M_{plRd} = 140.73 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} = \frac{15,02 \times 6}{2} = 45,06 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 178.62 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

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

$$V_{sd} = 45.06 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 178.62 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Il faut vérifier l'interaction :  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = 45.06 \text{ KN} < 0.5V_{pl.Rd} = 89.31 \text{ KN}$$

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

**c) Vérification de la flèche :**

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI_c}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

➤ **L'axe neutre élastique :**

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2390}{1500 \times 95} = 0,017 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2390(95 + 2 \times 55 + 180)^2}{4(1 + 15 \times 0,017)} + \frac{1500 \times 95^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4 = 90.88 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI_c} = \frac{5}{384} \times \frac{10.96 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 90.88 \times 10^6} = 9.69 \text{ mm}$$

$$f_{final} = f_{tot} = f_c + f_f = 2 + 9.69 = 11.69 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_{final} = 11.69 \text{ mm} < f_{adm} = 24 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### d) Vérification du déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la solive est maintenue latéralement par le béton dur ce qui empêche la production de ce phénomène.

✓ Les mêmes étapes ont été suivies pour le calcul des poutres secondaires.

#### a. Pré-dimensionnement des solives de l'étage courant (usage habitation) :

- Longueur des solives ..... L=6m
- L'entraxe des solives ..... L=1.5m

Chargement
G = 4.91 KN/m <sup>2</sup>
Q = 1.5 KN/m <sup>2</sup>

#### b. Pré-dimensionnement des solives de l'étage courant (usage administratif)

- Longueur des solives ..... L=6m
- L'entraxe des solives ..... L=1.5m

Chargement
G = 4.91 KN/m <sup>2</sup>
Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>

#### c. Pré-dimensionnement des solives de l'étage (salles de conférences)

- Longueur des solives ..... L=6m
- L'entraxe des solives ..... L=1.5m

Chargement
$G = 4.91 \text{ KN/m}^2$
$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

### 2.2.1.1.3 Calcul des

connecteurs :

Type goujon : Hauteur  $h=95 \text{ mm}$

Diamètre  $d=19 \text{ mm}$

Avec :

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 30.5 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 450 \text{ KN/mm}^2$$

$$\gamma_v = 1.25$$

#### a) Calcul de $P_{rd}$ :

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29\alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_v} \dots \dots \dots (1) \\ 0.8f_u \frac{\pi d^2}{4\gamma_v} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right\}$$

On a :

$$\frac{h}{d} = 5 > 4 \quad \text{donc } \alpha = 1$$

$$P_{rd}^{(1)} = 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN}$$

$$P_{rd}^{(2)} = 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN}$$

Alors :

$$P_{rd} = \text{Min} [P_{rd}^{(1)} ; P_{rd}^{(2)}] = [73,13 ; 81,65]$$

$$P_{rd} = 73,13 \text{ KN}$$

$$K_t = 0.7 / \sqrt{N_r} \frac{b_0}{h_p} \times \left[ \frac{h_c}{h_p} - 1 \right] \quad \text{avec } h_p = 55 \text{ mm} \text{ et } b_0 = 88.5 \text{ mm}$$

$$K_t = 0,82 < 1$$

$$P_{rd} = 73,13 \times 0,82 = 59,96 \text{ KN}$$

#### b) Effort tranchant repris par les goujons « détermination de $R_L$ » :

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul  $R_L$  auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf ( R_{beton} ; R_{acier} ) ; \inf ( 2030,62 ; 624,39 ) \quad \text{Donc : } R_L = 624,39 \text{ KN}$$

**c) Nombre de connecteurs par demi-portée :**

$$N_{br} \geq \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{624,39}{59,96} = 10,5 \approx 11$$

Soit  $N_{br} = 11$  goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 22 connecteurs sur toute la solive.

**d) L'espace minimal**

$$E_{min} > 5 \times d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{max} > 6 \times h_c = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$ESP = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{6000}{22 - 1} = 285,71 \text{ mm}$$

$$95 \text{ mm} \leq 285,71 \leq 570 \text{ mm}$$

On opte un espacement de 280 mm

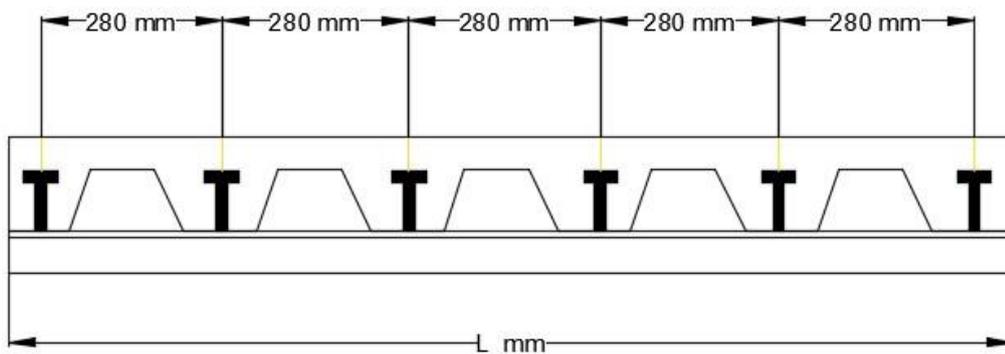


Figure 2 4 : Schéma des positions des connecteurs de solive

### 2.2.2 Les poutres secondaires :

Les mêmes étapes ont été suivis pour le calcul des poutres secondaires alors les mêmes résultats que les solives donc on adopte un IPE 180 pour les poutres secondaires.

### 2.2.3 Les poutres principales :

Les poutres principales sont des poutres structurales, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion. La poutre la plus sollicitée à une portée de 6m.

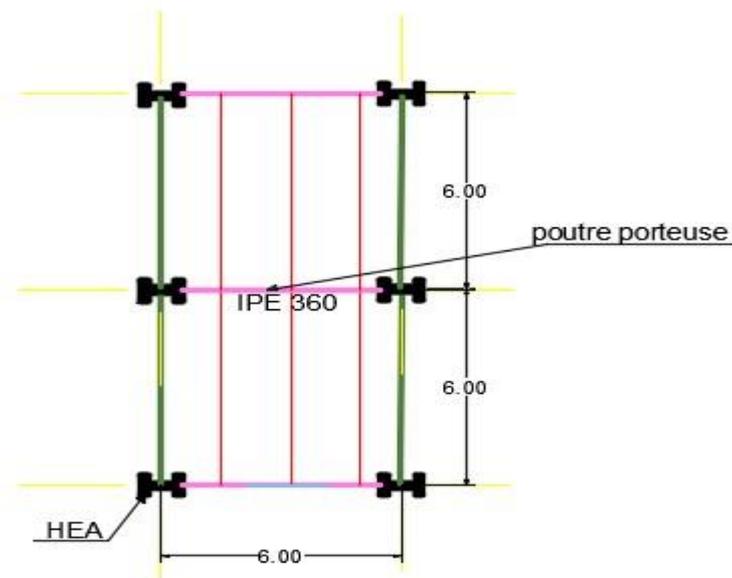


Figure 2 5 : Schéma des poutres porteuses

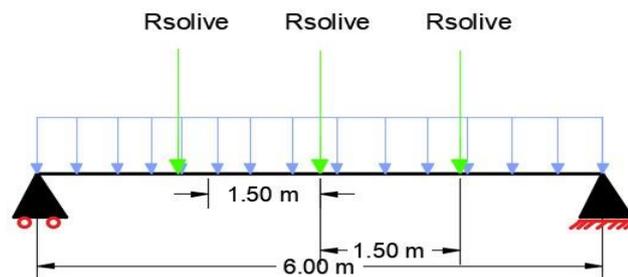


Figure 2 6: Schéma de la poutre la plus sollicitée

Avec :

$R_u$  : réaction de la solive sur la poutre.

**a. Pré-dimensionnement des poutres de plancher terrasse :**

- Longueur des poutres ..... L=6m
- L'entraxe des poutres ..... L=6m

Critère de la flèche :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{6000}{25} < h < \frac{6000}{15} \rightarrow 240 < h < 400$$

On opte pour un **IPE 360**, dont les caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant :

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G	A	h	b	t <sub>f</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	(Kg/m)	(cm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm)
<b>IPE 360</b>	57.1	72.73	360	170	12.7	16270	1048	1019	191.1	14.95	3.79

**2.2.3.1 Phase de construction :**

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

- Poids propre du profilé (IPE 360) .....  $g_p = 0,571 \text{ kn/m}$
- Poids propre du béton frais .....  $G_b = 2,5 \text{ kn/m}^2$
- Poids propre de la tôle (hi-bond 55) .....  $G_{hib} = 0,15 \text{ kn/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) .....  $Q_c = 0,75 \text{ kn/m}^2$

$$R_u = q_{u(solive)} \times \frac{L}{2} = 7,31 \times \frac{6}{2} = 22,62 \text{ KN}$$

$$R_s = q_{s(solive)} \times \frac{L}{2} = 5,28 \times \frac{6}{2} = 16,38 \text{ KN}$$

**➤ Combinaison de charge**

- **ELU :**

$$q_u = 1.35g_p + (1.35G_b + 1.35G_{hib} + 1.5Q_c) \times b_s$$

$$q_u = 1.35 \times 0,571 + (1.35 \times 2,5 + 1.35 \times 0,15 + 1.5 \times 0,75) \times 0.17$$

$$q_u = 1.57 \text{ KN/m}$$

• **ELS :**

$$q_s = g_p + (G_b + Q_c + G_{hib}) \times b_s$$

$$q_s = 0,571 + (2,5 + 0,75 + 0,15) \times 0.17$$

$$q_s = 1.15 \text{ KN/m}$$

**i. Vérification :**

**a) Vérification de la résistance à la flexion :**

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{max} = \frac{q_u L^2}{8} + \left(2R_u \times \frac{L}{2}\right) = \frac{1.57 \times 6^2}{8} + \left(2 \times 22.62 \times \frac{6}{2}\right) = 142.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 275}{1} = 280.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 142.78 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 280.22 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + 2R_u = \frac{1.57 \times 6}{2} + 2 \times 22.62 = 49.95 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 3514 \times \frac{275}{\sqrt{3}} = 557.92 \text{ KN}$$

$$A_v = 3514 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 49.95 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 557.92 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Il faut vérifier l'interaction :  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = 49.95 \text{ KN} < 0.5V_{pl.Rd} = 278.96 \text{ KN}$$

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

**c) Vérification de la flèche :**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \sum f_{qser1} + f_{qser2}$$

$$f_{qser1} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{1,15 \times 6000^4}{2,1 \times 16270 \times 10^9} = 0,57 \text{ mm}$$

$$f_{qser2} = \frac{19}{384} \frac{2R_s l^3}{EI} = \frac{19}{384} \times \frac{32,76 \times 10^3 \times 6000^3}{2,1 \times 16270 \times 10^9} = 10,25 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 10,82 \text{ mm} < f_{adm} = 24 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### d) Vérification du déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue latéralement par les solives.

#### 2.2.3.2 Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte travaille ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE 360) .....  $g_p = 0,571 \text{ KN/m}$
- Charge permanente .....  $G = 6,18 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$R_u = q_{u(solive)} \times \frac{L}{2} = 15,02 \times \frac{6}{2} = 46,41 \text{ KN}$$

$$R_s = q_{s(solive)} \times \frac{L}{2} = 10,96 \times \frac{6}{2} = 33,84 \text{ KN}$$

#### ➤ Combinaison de charge :

- **ELU :**

$$q_u = 1,35g_p + (1,35G + 1,5 \times Q) \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times 0,571 + (1,35 \times 6,18 + 1,5 \times 1) \times 0,17$$

$$q_u = 2,47 \text{ KN/m}$$

- **ELS :**

$$q_s = g_p + (G + Q) \times b_s$$

$$q_s = 0,571 + (6,18 + 1) \times 0,17$$

$$q_s = 1,81 \text{ KN/m}$$

#### ➤ Largeur de la dalle effective :

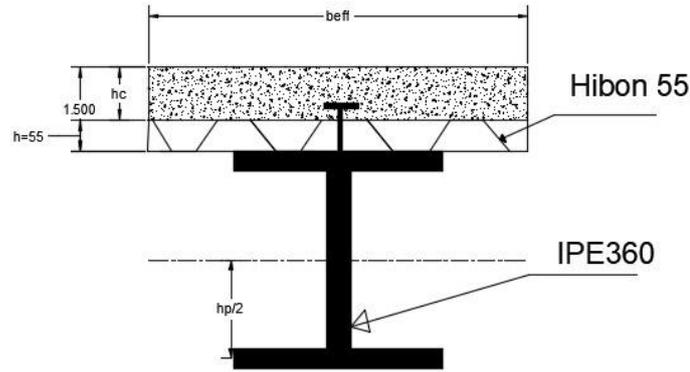


Figure 2 7 : Largeur de la dalle

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \quad \text{avec } L_0 = 6 \text{ m} \\ b = 6 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 1,5 \text{ m}$$

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

$$R_{Béton} = 0.57 f_{ck} b_{eff} h_c = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 95) \times 10^{-3} = 2030,62 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } f_{ck} = 25 \text{ K/mm}^2$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$R_{acier} = 0.95 f_y A_a = 0,95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} = 1900,07 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } A_a = 7273 \text{ mm}^2$$

$$R_{Béton} = 2030,62 \text{ KN} > R_{acier} = 1900,07 \text{ KN}$$

⇒ Axe neutre se trouve dans la dalle du béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plRd} = R_{acier} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier} h_c}{2R_{béton}} \right) \right]$$

ii. **Vérification :**

a) **Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} + \left( 2R_u \times \frac{L}{2} \right) = \frac{2,47 \times 6^2}{8} + \left( 2 \times 46.41 \times \frac{6}{2} \right) = 289,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = R_{acier} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier} h_c}{2R_{béton}} \right) \right]$$

$$M_{plRd} = 1900,07 \left[ \frac{360}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{1900.07 \times 95}{2 \times 2030,62} \right) \right] \times 10^{-3} = 542,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 289,57 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 542,57 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + 2R_u = \frac{2,47 \times 6}{2} + 92,82 = 100,23 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 3514 \times \frac{275}{\sqrt{3}} = 557,92 \text{ KN}$$

$$A_v = 3514 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 100,23 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 557,92 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Il faut vérifier l'interaction :  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = 100,23 \text{ KN} < 0.5V_{pl.Rd} = 278,96 \text{ KN}$$

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

**c) Vérification de la flèche :**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

➤ **L'axe neutre élastique :**

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{7273}{1500 \times 95} = 0,051 \qquad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{7273(95 + 2 \times 55 + 360)^2}{4(1 + 15 \times 0,051)} + \frac{1500 \times 95^3}{12 \times 15} + 16270 \times 10^4 = 498,7 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \sum f_{qser1} + f_{qser2}$$

$$f_{qser1} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{1,81 \times 6000^4}{2,1 \times 498,7 \times 10^{11}} = 0,29 \text{ mm}$$

$$f_{qser2} = \frac{19}{384} \frac{2R_s l^3}{EI} = \frac{19}{384} \times \frac{67,68 \times 10^3 \times 6000^3}{2,1 \times 498,7 \times 10^{11}} = 6,91 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 7,2 \text{ mm} < f_{adm} = 24 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**d) Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue latéralement par le béton.

**b. Pré-dimensionnement des poutres de l'étage courant (usage habitation) :**

- Longueur des solives ..... L=6m
- L'entraxe des solives ..... L=6m

Chargement
$G = 4.91 \text{ KN/m}^2$
$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

**c. Pré-dimensionnement des poutres de l'étage courant (usage administratif)**

- Longueur des solives ..... L=6m
- L'entraxe des solives ..... L=6m

Chargement
$G = 4.91 \text{ KN/m}^2$
$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

**d. Pré-dimensionnement des poutres de l'étage (salles de conférences)**

- Longueur des solives ..... L=6m
- L'entraxe des solives ..... L=6m

Chargement
$G = 4.91 \text{ KN/m}^2$
$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

**2.2.3.3 Calcul des connecteurs :**

Type goujon : Hauteur h=95 mm

Diamètre d=19 mm

Avec :

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 30.5 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 450 \text{ KN/mm}^2$$

$$\gamma_v = 1.25$$

a) Calcul de  $P_{rd}$  :

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29\alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_v} \dots \dots \dots (1) \\ 0.8f_u \frac{\pi d^2}{4\gamma_v} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right\}$$

On a :

$$\frac{h}{d} = 5 > 4 \quad \text{donc } \alpha = 1$$

$$P_{rd}^{(1)} = 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN}$$

$$P_{rd}^{(2)} = 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN}$$

Alors :

$$P_{rd} = \text{Min} [P_{rd}^{(1)} ; P_{rd}^{(2)}] = [73,13 ; 81,65]$$

$$P_{rd} = 73,13 \text{ KN}$$

$$K_t = 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[ \frac{h_c}{h_p} - 1 \right] \quad \text{avec } h_p = 55 \text{ mm et } b_0 = 88.5 \text{ mm}$$

$$K_t = 0,7 < 1$$

$$P_{rd} = 73,13 \times 0,7 = 51,19 \text{ KN}$$

a) Effort tranchant repris par les goujons « détermination de  $R_L$  »

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul  $R_L$  auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf (R_{\text{beton}} ; R_{\text{acier}}) ; \inf (2030,62 ; 1900,07) \quad \text{Donc : } R_L = 1900,07 \text{ KN}$$

b) Nombre de connecteurs par demi-portée :

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1900,07}{51,19} = 37,12 \approx 38$$

Soit  $N_{br} = 38$  goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 76 connecteurs sur toute la poutre.

c) L'espacement minimal

$$E_{min} > 5 \times d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{max} > 6 \times h_c = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$ESP = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{6000}{76 - 1} = 80 \text{ mm}$$

$$80 \text{ mm} \leq E_{min} = 95 \text{ mm} \text{ condition non vérifiée}$$

Donc on opte une connexion partielle :

$$N_{cp} = N_{br} \times (0,25 + 0,03L) = 76 \times (0,25 + 0,03 \times 6) = 32,68 \approx 33$$

$$ESP = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{6000}{33 - 1} = 187,5 \text{ mm}$$

On opte un espacement de 185 mm

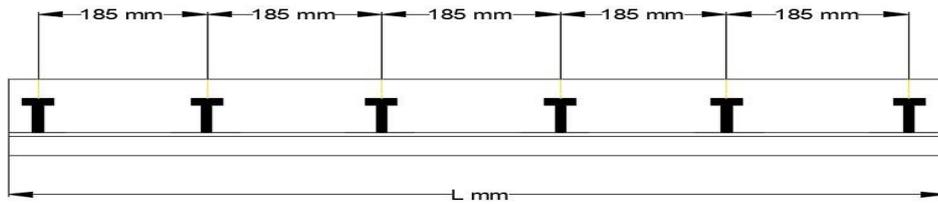


Figure 2 8 : Schéma des positions des connecteurs de poutre

**2.2.4 Les poteaux :**

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

Le poteau le plus sollicité reprend une section de 36m<sup>2</sup> (section colorée) du RDC jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage, il est représenté dans le schéma ci-dessous :

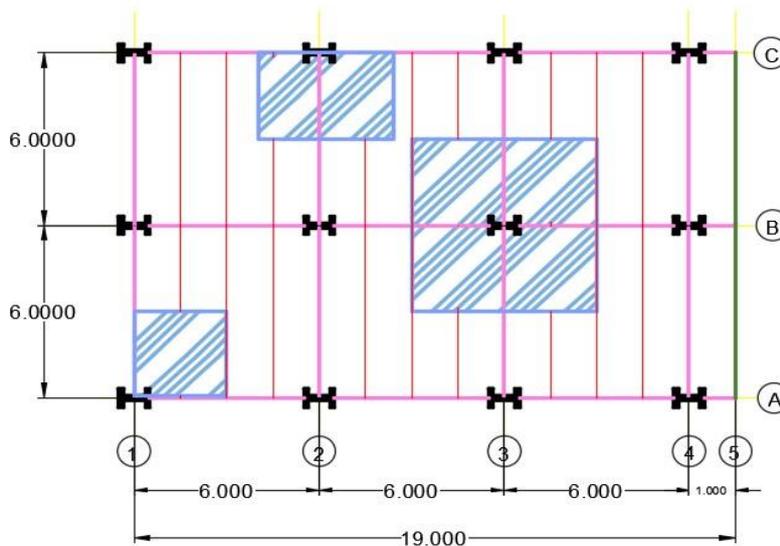


Figure 2 9 : Schéma de décente de charge (poteau central, rive, angle)

**1. Poteau central :****i. Terrasse inaccessible :****✓ Les charges permanentes :**

Poids du plancher terrasse .....  $36 \times 6.18 = 222.48 \text{ KN}$

Poids des poutres .....  $0.571 \times 6 = 3.42 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires .....  $0.188 \times 6 = 1.13 \text{ KN}$

Poids des solives .....  $0.188 \times 6 \times 4 = 4.51 \text{ KN}$

**✓ Les charges d'exploitations :**

Plancher terrasse .....  $1 \times 36 = 36 \text{ KN}$

**ii. Plancher courant (habitation) :****✓ Les charges permanentes :**

Poids du plancher courant .....  $36 \times 4.91 = 176.76 \text{ KN}$

Poids des poutres .....  $0.571 \times 6 = 3.42 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires .....  $0.188 \times 6 = 1.13 \text{ KN}$

Poids des solives .....  $0.188 \times 6 \times 4 = 4.51 \text{ KN}$

**✓ Les charges d'exploitations :**

Plancher courant .....  $1.5 \times 36 = 54 \text{ KN}$

**iii. Plancher courant (administratif) :****✓ Les charges permanentes :**

Poids du plancher courant .....  $36 \times 4.91 = 176.76 \text{ KN}$

Poids des poutres .....  $0.571 \times 6 = 3.42 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires .....  $0.188 \times 6 = 1.13 \text{ KN}$

Poids des solives .....  $0.188 \times 6 \times 4 = 4.51 \text{ KN}$

**✓ Les charges d'exploitations :**

Plancher courant .....  $2.5 \times 36 = 90 \text{ KN}$

**iv. Plancher courant (salles de conférences) :****✓ Les charges permanentes :**

Poids du plancher courant .....  $36 \times 4.91 = 176.76 \text{ KN}$

Poids des poutres .....  $0.571 \times 6 = 3.42 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires .....  $0.188 \times 6 = 1.13 \text{ KN}$

Poids des solives .....  $0.188 \times 6 \times 4 = 4.51$  KN

✓ **Les charges d'exploitations :**

Plancher courant .....  $3.5 \times 36 = 126$  KN

**v. La descente des charges :**

La charge G :

$$G = (G_{plancher} \times S) + (g_{pp} \times L_1) + (g_{ps} \times L_2) + (g_{pot} \times H) + (g_{solive} \times n \times L_2)$$

**S :** surface du poteau le plus sollicité

**L<sub>1</sub> :** longueur de la poutre principale

**L<sub>2</sub> :** longueur de la poutre secondaire (solive)

**n :** nombres des solives

**La charge Q (Loi de digression) :**

8 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub>
7 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>1</sub> + Q <sub>0</sub>
6 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.95 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )
5 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.9 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )
4 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> )
3 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.8 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> )
2 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.75 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> )
1 <sup>er</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.7 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> )
RDC	Q <sub>0</sub> + 0.65 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> )

Tableau 2 3 : La descente des charges poteau central

Surface	Niveau	Charge permanente G (KN)	Charges d'exploitation Q (KN)
<b>S = 36 m<sup>2</sup></b>	8 <sup>ème</sup> étage	236,73	39,6
	7 <sup>ème</sup> étage	429,52	93,6
	6 <sup>ème</sup> étage	622,3	169,2
	5 <sup>ème</sup> étage	815,09	255,6
	4 <sup>ème</sup> étage	1007,87	291,6
	3 <sup>ème</sup> étage	1201,27	331,2
	2 <sup>ème</sup> étage	1395,38	327,6
		RDC	

	1 <sup>er</sup> étage	1589,48	390,6
	RDC	1783,92	435,6

✓ **Pré-dimensionnement des poteaux :**

• **Poteau du 8<sup>eme</sup> étage :**

$$N = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 236.73 + 1.5 \times 39.6 = 378.99 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{378.99 \times 10^3 \times 1.1}{275} \times 10^{-2}$$

$$A \geq 15.15 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA 100 avec  $A = 21.24 \text{ cm}^2$

Pour la réalisation il faut que la largeur du poteau égale à la hauteur de poutre donc :

On adopte : HEA 220 avec  $A = 64.34 \text{ cm}^2$

$$b_{poutre} = 170\text{mm} \leq h_{poteau} = 210\text{mm}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 2 4 : Résultats des poteaux obtenus

Etage	G (KN)	Q (KN)	Effort normal « N <sub>u</sub> » (KN)	Section « A » (cm <sup>2</sup> )	Profilé
8 <sup>eme</sup> étage	236,73	39,6	378,99	15,15	HEA 220
7 <sup>eme</sup> étage	429,52	93,6	720,25	28,81	HEA 220
6 <sup>eme</sup> étage	622,3	169,2	1093,9	43,75	HEA 220
5 <sup>eme</sup> étage	815,09	255,6	1483,76	59,35	HEA 220
4 <sup>eme</sup> étage	1007,87	291,6	1798,02	71,92	HEA 260
3 <sup>eme</sup> étage	1201,27	331,2	2118,51	84,74	HEA 300
2 <sup>eme</sup> étage	1395,38	327,6	2375,16	95	HEA 300
1 <sup>er</sup> étage	1589,48	390,6	2731,7	109,26	HEA 320
RDC	1783,92	435,6	3061,69	122,49	HEA 340

Les nouveaux profilés sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Etage	Profilé	Section du profilé (cm <sup>2</sup> )
Du 5 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	HEA 220	64.34
Du 2 <sup>eme</sup> au 4 <sup>eme</sup> étage	HEA 300	112.5
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	HEA 340	133.5

**a. Vérification du flambement :**

Il faut vérifier que :

$$N \leq \chi \frac{\beta A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :  $\beta A = 1$  ..... Classe 1,2 ou 3

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_l}\right) \times [\beta A]^{0.5} \quad \text{et} \quad \lambda_l = 93.9\varepsilon = 86.38$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0.5} = \left[\frac{235}{275}\right]^{0.5} = 0.92$$

✓ **Calcul de la longueur de flambement (pour une structure a nœuds fixes) :**

$$K_{ij} = \frac{I_y}{L}$$

$I_y$  : l'inertie de la poutre  
choisi

$L$  : la longueur de la poutre

$$K_c = \frac{I_y}{H}$$

$I_y$  : l'inertie de poteau

$H$  : la hauteur de l'étage

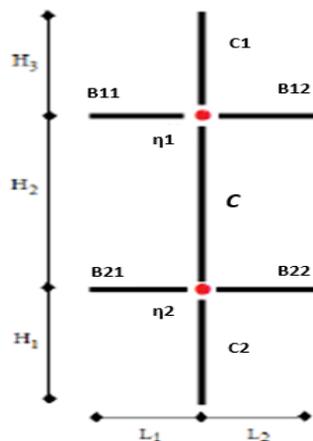


Figure 2 40 : Facteur de distribution pour les poteaux

$$\mu_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_1 + K_c + K_{11} + K_{12}}$$

$$\mu_2 = \frac{K_2 + K_c}{K_2 + K_c + K_{21} + K_{22}}$$

$$\frac{l_f}{H} = \frac{1 + 0.145(\mu_1 + \mu_2) - 0.265(\mu_1 \times \mu_2)}{2 - 0.364(\mu_1 + \mu_2) - 0.247(\mu_1 \times \mu_2)}$$

- **Poteau du 8<sup>eme</sup> étage :**

HEA 220 : N = 378.99 KN

Plan de flambement y-y, Axe de flambement z-z

$$K_{ij} = \frac{I_y}{L} = \frac{1317}{600} = 2.19 \text{ cm}^3 = B_{11} = B_{12} = B_{21} = B_{22}$$

$$K_c = \frac{I_z}{H} = \frac{1955}{350} = 5.58 \text{ cm}^3 = C = C_2$$

$$C_1 = 0$$

$$\mu_1 = 0.22 \quad \mu_2 = 0.36$$

$$\frac{l_{f_z}}{H} = 0.48 \quad \rightarrow \quad l_{f_z} = 1.69 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{169}{5.51} = 30.67$$

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 < 1.2$$

$$t_f = 11 < 100$$

⇒ Courbe de flambement C ⇒  $\alpha = 0.49$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_l} = \frac{30.67}{86.38} = 0.35$$

$$\varphi = 0.5[1 + 0.49(0.35 - 0.2) + 0.35^2] = 0.6$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.6 + [0.6^2 - 0.35^2]^{0.5}} = 0.92 \leq 1$$

Plan de flambement z-z, Axe de flambement y-y

$$K_{ij} = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{600} = 27.12 \text{ cm}^3 = B_{11} = B_{12} = B_{21} = B_{22}$$

$$K_c = \frac{I_y}{H} = \frac{5410}{350} = 15.46 \text{ cm}^3 = C = C_2$$

$$C_1 = 0$$

$$\mu_1 = 0.22 \quad \mu_2 = 0.36$$

$$\frac{l_{f_y}}{H} = 0.48 \quad \rightarrow \quad l_{f_y} = 1.69 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{169}{9.17} = 18.42$$

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 < 1.2$$

$$t_f = 11 < 100$$

⇒ Courbe de flambement b ⇒  $\alpha = 0.34$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{18.42}{86.38} = 0.21$$

$$\varphi = 0.5[1 + 0.34(0.21 - 0.2) + 0.21^2] = 0.52$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.52 + [0.52^2 - 0.21^2]^{0.5}} = 1 \leq 1$$

$$\chi = \min\{\chi_z, \chi_y\} = 0.92$$

$$N_{brd} = 0.92 \times \frac{1 \times 6434 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 1479.82 \text{ KN}$$

$$N = 378.99 \text{ KN} < N_{brd} = 1479.82 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

⇒ On adopte le profilé HEA 220 pour les poteaux du 8<sup>eme</sup> étage.

### Remarque :

Les mêmes étapes seront suivies pour la vérification des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 2 5 : Résultats des poteaux obtenus

Etage	Hauteur (m)	Profilé	N <sub>sd</sub> (KN)	N <sub>br</sub> (KN)	Condition
8 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 220	378,99	1479.82	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 220	720,25	1383.31	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 220	1093,9	1383.31	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 220	1483,76	1367.22	Non vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 300	1798,02	2559.37	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 300	2118,51	2475	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 300	2375,16	2475	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	3.5	HEA 340	2731,7	2970.37	Vérifiée
RDC	4	HEA 340	3061,69	3037.12	Non vérifiée

**Remarque :**

Certains profilé ne vérifie pas la condition  $N_{br} > N$  donc il faut augmenter leurs sections.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Étage	Hauteur (m)	Profilé	$N_{sd}$ (KN)	$N_{br}$ (KN)	Condition
8 <sup>ème</sup> étage	3.5	HEA 220	378,99	1479.82	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	3.5	HEA 220	720,25	1383.31	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	3.5	HEA 220	1093,9	1383.31	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	3.5	HEA 300	1483,76	2559.37	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	3.5	HEA 300	1798,02	2559.37	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	3.5	HEA 300	2118,51	2475	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	3.5	HEA 300	2375,16	2475	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	3.5	HEA 340	2731,7	2970.37	Vérifiée
RDC	4	HEA 360	3061,69	3248.7	Vérifiée

**Résumé :** Le choix final des profilés est cité dans le tableau ci-dessous :

Étage	Profilé	Section du profilé (cm <sup>2</sup> )
Du 6 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage	HEA 280	97.26
Du 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	HEA 340	133.5
RDC au 2 <sup>ème</sup> étage	HEA 360	142.8

**2. Poteau de rive :****i. Terrasse inaccessible :****✓ Les charges permanentes :**

Poids du plancher courant .....  $18 \times 6.18 = 111.24$  KN

Poids des poutres .....  $0.571 \times 6 = 3.42$  KN

Poids des solives .....  $0.188 \times 6 \times 2 = 2.25$  KN

Poids de l'acrotère .....  $1.7 \times 6 = 10.2$  KN

**✓ Les charges d'exploitations :**

Plancher terrasse .....  $1 \times 18 = 18$  KN

**ii. Plancher courant (habitation) :****✓ Les charges permanentes :**

Poids du plancher courant .....  $18 \times 4.91 = 88.38$  KN

Poids des poutres .....  $0.571 \times 6 = 3.42$  KN

Poids des solives .....  $0.188 \times 6 \times 2 = 2.25$  KN

✓ **Les charges d'exploitations :**Plancher courant .....  $1.5 \times 18 = 27 \text{ KN}$ **iii. Plancher courant (admiratif) :**✓ **Les charges permanentes :**Poids du plancher courant .....  $18 \times 4.91 = 88.38 \text{ KN}$ Poids des poutres .....  $0.571 \times 6 = 3.42 \text{ KN}$ Poids des solives .....  $0.188 \times 6 \times 2 = 2.25 \text{ KN}$ ✓ **Les charges d'exploitations :**Plancher courant .....  $2.5 \times 18 = 45 \text{ KN}$ **iv. Plancher courant (salles de conférences) :**✓ **Les charges permanentes :**Poids du plancher courant .....  $18 \times 4.91 = 88.38 \text{ KN}$ Poids des poutres .....  $0.571 \times 6 = 3.42 \text{ KN}$ Poids des solives .....  $0.188 \times 6 \times 2 = 2.25 \text{ KN}$ ✓ **Les charges d'exploitations :**Plancher courant .....  $3.5 \times 18 = 63 \text{ KN}$ **Remarque :**

Les mêmes étapes seront suivies pour la descente de charges, le pré-dimensionnement et la vérification du flambement des poteaux, les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants.

**1.1 La descente des charges :**

Tableau 2 6 : La descente des charges poteau de rive

Surface	Niveau	Charge permanente G (KN)	Charges d'exploitation Q (KN)
<b>S = 18 m<sup>2</sup></b>	8 <sup>eme</sup> étage	129,19	19,8
	7 <sup>eme</sup> étage	226,82	46,8
	6 <sup>eme</sup> étage	324,43	84,6
	5 <sup>eme</sup> étage	422,05	127,8
	4 <sup>eme</sup> étage	520,86	145,8
	3 <sup>eme</sup> étage	619,67	165,6
	2 <sup>eme</sup> étage	718,48	163,8
	1 <sup>er</sup> étage	817,71	195,3
	RDC	916,94	217,8

### 1.2 Pré-dimensionnement des poteaux :

Tableau 2 7 : Résultats des poteaux obtenus

Etage	G (KN)	Q (KN)	Effort normal « N » (KN)	Section « A » (cm <sup>2</sup> )	Profilé
8 <sup>eme</sup> étage	129,19	19,8	204,11	8,17	HEA 200
7 <sup>eme</sup> étage	226,82	46,8	376,4	15,05	HEA 200
6 <sup>eme</sup> étage	324,43	84,6	564,88	22,59	HEA 200
5 <sup>eme</sup> étage	422,05	127,8	761,47	30,45	HEA 280
4 <sup>eme</sup> étage	520,86	145,8	921,86	36,87	HEA 280
3 <sup>eme</sup> étage	619,67	165,6	1084,96	43,4	HEA 280
2 <sup>eme</sup> étage	718,48	163,8	1215,66	48,62	HEA 300
1 <sup>er</sup> étage	817,71	195,3	1396,86	55,87	HEA 300
RDC	916,94	217,8	1564,57	62,58	HEA 300

Les nouveaux profilés sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Etage	Profilé	Section du profilé (cm <sup>2</sup> )
Du 6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	HEA 200	53.83
Du 3 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	HEA 280	97.26
Du RDC au 2 <sup>eme</sup> étage	HEA 300	112.5

### 1.3 Vérification du flambement :

Etage	Hauteur (m)	Profilé	N <sub>sd</sub> (KN)	N <sub>br</sub> (KN)	Condition
8 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 200	204,11	1143.88	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 200	376,4	1103.51	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 200	564,88	1090.06	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 280	761,47	2115.4	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 280	921,86	2066.77	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 280	1084,96	2066.77	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 300	1215,66	2446.87	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	3.5	HEA 300	1396,86	2446.87	Vérifiée
RDC	4	HEA 300	1564,57	2531.25	Vérifiée

**Résumé :** Le choix final des profilés est cité dans le tableau ci-dessous :

Etage	Profilé	Section du profilé (cm <sup>2</sup> )
Du 6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	HEA 200	53.83
Du 3 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	HEA 280	97.26
Du RDC au 2 <sup>eme</sup> étage	HEA 300	112.5

**2. Poteau d'angle :****i. Terrasse inaccessible :**✓ **Les charges permanentes :**Poids du plancher courant .....  $9 \times 6.18 = 55.62 \text{ KN}$ Poids des poutres .....  $0.571 \times 3 = 1.71 \text{ KN}$ Poids des solives .....  $0.188 \times 3 \times 2.5 = 1.41 \text{ KN}$ Poids de l'acrotère .....  $1.7 \times 6 = 10.2 \text{ KN}$ ✓ **Les charges d'exploitations :**Plancher terrasse .....  $1 \times 9 = 9 \text{ KN}$ **ii. Plancher courant (habitation) :**✓ **Les charges permanentes :**Poids du plancher courant .....  $9 \times 4.91 = 44.19 \text{ KN}$ Poids des poutres .....  $0.571 \times 3 = 1.71 \text{ KN}$ Poids des solives .....  $0.188 \times 3 \times 2.5 = 1.41 \text{ KN}$ ✓ **Les charges d'exploitations :**Plancher courant .....  $1.5 \times 9 = 13.5 \text{ KN}$ **iii. Plancher courant (admiratif) :**✓ **Les charges permanentes :**Poids du plancher courant .....  $9 \times 4.91 = 44.19 \text{ KN}$ Poids des poutres .....  $0.571 \times 3 = 1.71 \text{ KN}$ Poids des solives .....  $0.188 \times 3 \times 2.5 = 1.41 \text{ KN}$ ✓ **Les charges d'exploitations :**Plancher courant .....  $2.5 \times 9 = 22.5 \text{ KN}$ **iv. Plancher courant (salles de conférences) :**✓ **Les charges permanentes :**Poids du plancher courant .....  $9 \times 4.91 = 44.19 \text{ KN}$ Poids des poutres .....  $0.571 \times 3 = 1.71 \text{ KN}$ Poids des solives .....  $0.188 \times 3 \times 2.5 = 1.41 \text{ KN}$ ✓ **Les charges d'exploitations :**Plancher courant .....  $3.5 \times 9 = 31.5 \text{ KN}$

**La descente des charges :**

Tableau 2 8 : La descente des charges poteau d'angle

Surface	Niveau	Charge permanente G (KN)	Charges d'exploitation Q (KN)
<b>S = 9 m<sup>2</sup></b>	8 <sup>eme</sup> étage	70,24	9,9
	7 <sup>eme</sup> étage	120,09	23,4
	6 <sup>eme</sup> étage	169,94	42,3
	5 <sup>eme</sup> étage	219,79	63,9
	4 <sup>eme</sup> étage	270,17	72,9
	3 <sup>eme</sup> étage	320,55	82,8
	2 <sup>eme</sup> étage	370,93	81,9
	1 <sup>er</sup> étage	421,93	97,65
	RDC	472,92	108,9

✓ **Pré-dimensionnement des poteaux :**

Tableau 2 9 : Résultats des poteaux obtenus

Etage	G (KN)	Q (KN)	Effort normal « N » (KN)	Section « A » (cm <sup>2</sup> )	Profilé
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	70,24	9,9	109,67	4,38	HEA 180
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	120,09	23,4	197,22	7,89	HEA180
<b>6<sup>eme</sup> étage</b>	169,94	42,3	292,87	11,71	HEA 180
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	219,79	63,9	392,57	15,7	HEA 220
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	270,17	72,9	474,08	18,96	HEA 220
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	320,55	82,8	556,94	22,27	HEA 220
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	370,93	81,9	623,61	24,94	HEA 260
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	421,93	97,65	716,08	28,64	HEA 260
<b>RDC</b>	472,92	108,9	801,8	32,07	HEA 260

Les nouveaux profilés sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Etage	Profilé	Section du profilé (cm <sup>2</sup> )
<b>Du 6<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage</b>	HEA 180	45.25
<b>Du 3<sup>eme</sup> au 5<sup>eme</sup> étage</b>	HEA 220	64.34
<b>Du RDC au 2<sup>eme</sup> étage</b>	HEA 260	86.82

## a. Vérification du flambement :

Etage	Hauteur (m)	Profilé	N <sub>sd</sub> (KN)	N <sub>br</sub> (KN)	Condition
8 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 180	109,67	938.94	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 180	197,22	916.31	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 180	292,87	905	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 220	392,57	1351.14	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 220	474,08	1351.14	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 220	556,94	1335	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	3.5	HEA 260	623,61	1844.92	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	3.5	HEA 260	716,08	1866.63	Vérifiée
RDC	4	HEA 260	801,8	1888.33	Vérifiée

**Résumé :** Le choix final des profilés est cité dans le tableau ci-dessous :

Etage	Profilé	Section du profilé (cm <sup>2</sup> )
Du 6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	HEA 180	45.25
Du 3 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	HEA 220	64.34
Du RDC au 2 <sup>eme</sup> étage	HEA 260	86.82

**Conclusion :**

Comme conclusion le pré-dimensionnement n'est qu'une étape pour avoir des résultats acceptables pour la modélisation de la structure.

# Chapitre 3

## Pré-dimensionnement des éléments secondaires

## Chapitre 3 : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

### 3.1 Acrotère

C'est une sorte de muret à la périphérie du bâtiment sur lequel l'étanchéité est relevée pour éviter les infiltrations.

Dans la mesure du possible cet ouvrage doit être de faible dimension pour éviter les fissurations dues aux chocs thermiques et au retrait.

Les acrotères doivent être particulièrement soignés car une fissuration permettrait à l'eau de pluie de pénétrer sous l'étanchéité.

Le couronnement de l'acrotère est généralement en pente vers l'intérieur pour éviter le ruissellement de pluie sur la façade.

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

La hauteur  $h=60$  cm

L'épaisseur  $e=10$  cm

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

#### 1.1.1 Calcul des sollicitations

##### ➤ Poids propre :

$$S = [(0,5 \times 0,1) + (0,20 \times 0,1) - (0,10 \times 0,04 \times 0,5)]$$

$$S = 0,068 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,068 \times 25$$

$$G = 1,7 \text{ kn/m}$$

Une surcharge due à l'application d'une main courante  $Q = 1,00 \text{ kN/m}$

##### ➤ L'action des forces horizontales :

L'action des forces horizontales est donnée par la formule :  $F_p = 4AC_pW_p$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA99V2003 pour la zone III groupe d'usage 2 donc  $A = 0,25$

$C_p$  : facteur de force horizontale donné par le tableau (6-1) RPA99V2003 donc

$$C_p = 0,8$$

$W_p$  : poids de l'acrotère tel que  $W_p = 1,7 \text{ kn}$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,7 = 2,17 \text{ kn}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q; F_p)$$

$$F_p = 2,17 \text{ kn}$$

$$Q_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kn}$$

$$\text{Donc : } Q_u = 2,17 \text{ kn}$$

### ➤ Surcharge

✓ **ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7 = 2,30 \text{ kn}$$

$$M_u = 1,5 \times Q_u \times h = 1,5 \times 2,17 \times 0,6 = 1,95 \text{ kn.m}$$

$$T_u = 1,5 \times Q_u = 1,5 \times 2,17 = 3,35 \text{ kn}$$

✓ **ELS :**

$$N_{ser} = G = 1,7 \text{ kn}$$

$$M_{ser} = Q_u \times h = 2,17 \times 0,6 = 1,30 \text{ kn.m}$$

$$T_u = Q_u = 2,17 \text{ kn}$$

### 3.1.1 Calcul du ferrailage de l'acrotère :

La fissuration préjudiciable  $C' = C = 2 \text{ cm}$

L'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,95}{2,30} = 0,85 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} < 0,85 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de l'acrotère.

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

**3.1.1.1 Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 2,02 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_s} = \frac{2,02 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,022$$

$\mu = 0,022 < \mu_r = 0,391 \Rightarrow A_s' = 0 \Rightarrow$  (les armatures comprimés ne sont pas nécessaires)

$$\mu < 0,391 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,022)}]$$

$$\alpha = 0,028$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 8 \times (1 - 0,4 \times 0,028)$$

$$z = 7,91 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_f}{z \times \sigma_s} = \frac{2,02 \times 10^6}{79,1 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 73 - \frac{2,30 \times 10^3}{348} = 0,664 \text{ cm}^2$$

$$\text{On obtient } A_2 = 0,664 \text{ cm}^2 \quad A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

**3.1.1.2 Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq 0,23 bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0,23 \times 100 \times 8 \times \left(\frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{s \min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max\left(\frac{bh}{1000}; A_{s \min}, A_{cal}\right) = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section choisie est 4T10 avec } A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

**3.1.1.3 Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{3,14}{4} \geq 0,785 \text{ cm}^2$$

La section choisie est :  $A_r = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :  $S_t = \frac{60-2}{3} = 19,33 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm}$

### 3.1.2 Verification a l'ELS:

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (Flexion composée à ELS)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,62}{1,7} = 95,29 \text{ cm on prend } e_0 = 95 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 3 \text{ cm} < 95 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$C = d - e_A$$

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

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{1,62 \times 10^2}{1,7} + \left(8 - \frac{10}{2}\right) = 98,29 \text{ cm}$$

$$C = 80 - 98,29 = -18,29$$

D'après le **BAEL 91 modifié 99**, on doit résoudre l'équation suivante :

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

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

Avec :

$$n = 15 ; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ = -3(-18,29)^2 + 90(0) \frac{3,14}{100} + 90(8 - (-18,29)) \frac{3,14}{100} = \\ p = -929,27 \\ q = -2c^3 + 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} + 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} \\ = -2(-18,29)^3 + 90(0)^2 \frac{3,14}{100} - 90(8 - (-18,29))^2 \frac{3,14}{100} = \\ q = 10283,66 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4P^3}{27}\right) = 10283,66^2 + \left(\frac{4 \times (-929,27)^3}{27}\right) = -1,3 \times 10^7$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,94 \Rightarrow \phi = 19,94^\circ$$

$$\text{On a : } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 35,19 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -20,89$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 34,95$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = -13,94$$

La solution qui convient est :  $y_c = -20,89 \text{ cm}$

$$\text{Car : } 0 < Y_{ser} = Y_c - c < d$$

$$0 < Y_{ser} = 20,89 - 18,29 = 2,6 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Y_{ser} = 2,6 \text{ cm} \\ y_c = 20,89 \text{ cm} \end{cases}$$

### **3.1.3 Calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite :**

$$I = \frac{b}{3} y_{SER}^3 + 15[A'_S(y_{ser} - c')^2 + A_S(d - y_{ser})^2] = 1959,30 \text{ cm}^4$$

#### **3.1.3.1 Vérification des contraintes :**

➤ **Contrainte du béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) \times Y_{ser} = 0,181 \times 26 = 4,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,70 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifiee}$$

➤ **Contrainte de l'acier :**

$$\eta = 1,6 \text{ pour Acier HA , } n = 15$$

$$- \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right\} = 201,63 \text{ MPa .}$$

- $\sigma_s = 15 \times \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{SER}) = 146,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{verifiee}$
- $\sigma_s' = 15 \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{SER} - c') = 16,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{verifiee}$

**3.1.4 Vérification de l’effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{3,35 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,044$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 2,5 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = 0,044 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{verifiee}$$

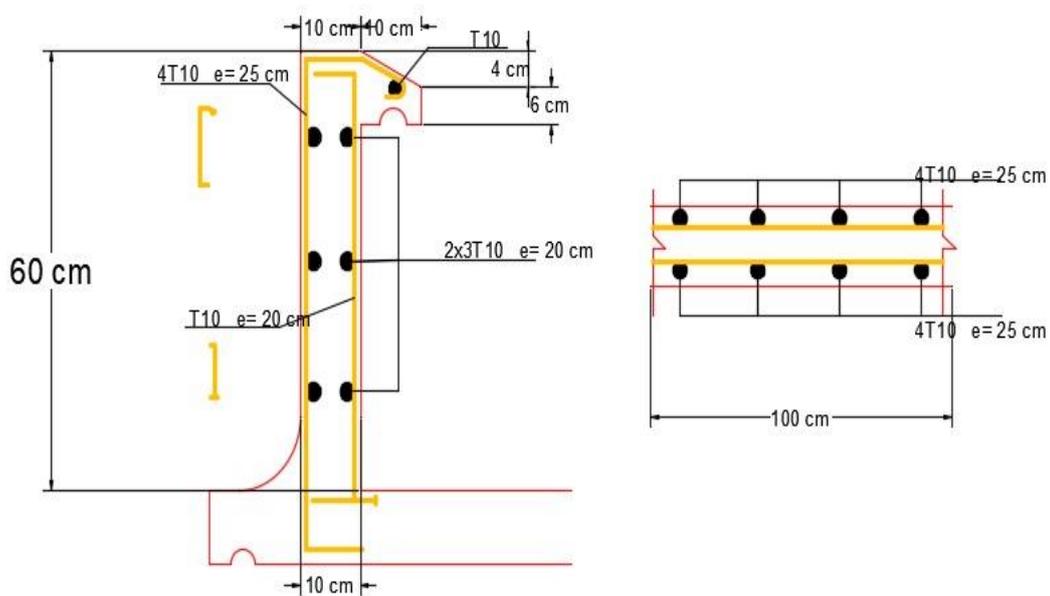


Figure 3 1: Schéma de ferrailage acrotère

**3.2 Les escaliers :**

Un escalier se compose d’un certain nombre de marches dont la longueur est l’embranchement, la largeur est le giron (g), la partie verticale est là contre marche (h), le support des marches s’appelle le limon. Une suite ininterrompue de marches qu’on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d’un escalier entre deux volées est un palier.



Figure 3 2: Les éléments structuraux d'un escalier

- Escalier :
- Volé :

Tableau 3 1: Charge permanente d'un vole

Matière	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	-	-	0.5
Mortier de pose	2	20	0.4
Tôle striée	0.5	-	0.45
			<b>G = 1.35</b>

- Palier :

Tableau 3 4 charge permanente d'un palier

Matière	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	-	-	0.5
Mortier de pose	2	20	0.4
Dalle en béton	8	-	2
Hi-bond 55	7	-	0.15
			<b>G = 3.05</b>

### Remarque

Pour cette construction, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à deux volées en charpente métallique.

Pour le dimensionnement, on utilise la formule de **BLONDEL** :  $59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{ cm}$

h : varie de 14cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

### 3.2.1 Escalier RDC :

- Hauteur d'étage  $H = 4 \text{ m}$
- Largeur de la marche  $g = 30 \text{ cm}$
- Contre marche  $h = 18 \text{ cm}$
- Nombre des contres marche  $n = 4 \div 2/0.18 = 11$
- Nombre des marches  $m = n - 1 = 11 - 1 = 10$

➤ La longueur de la ligne de la foulée :

$$L = g(n - 1) = 30 \times 10$$

$$L = 300 \text{ cm} = 3 \text{ m}$$

➤ L'inclinaison de la pailasse :

$$\tan \alpha = \frac{2}{3} = 0.65 \Rightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

➤ La longueur de la pailasse :

$$L = l = \frac{200}{\sin \alpha} = 3.6 \text{ m}$$

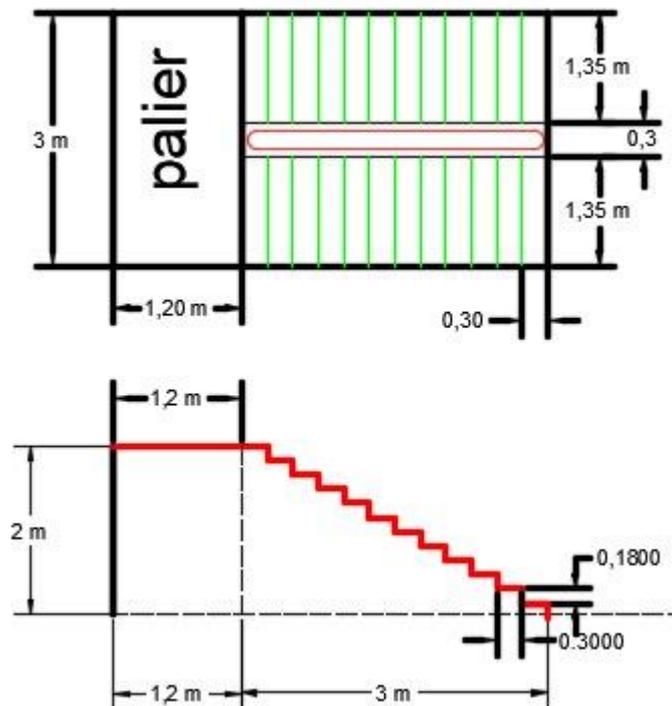


Figure 3 3: Schéma escalier RDC

$$59 \text{ cm} \leq 30 + (2 \times 18) = 66 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

### 3.2.2 Escalier étage courant :

- Hauteur d'étage  $H = 3.5 \text{ m}$
- Largeur de la marche  $g = 30 \text{ cm}$
- Contre marche  $h = 17.5 \text{ cm}$
- Nombre des contres marche  $n = 3.5 \div 2/0.175 = 10$
- Nombre des marches  $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$

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

$$L = g(n - 1) = 30 \times 9$$

$$L = 270 \text{ cm} = 2.7 \text{ m}$$

➤ **L'inclinaison de la pailasse :**

$$\tan \alpha = \frac{1.75}{2.7} = 0.65 \Rightarrow \alpha = 32.95^\circ$$

➤ **La longueur de la pailasse :**

$$L = l = \frac{175}{\sin \alpha} = 3.21 \text{ m}$$

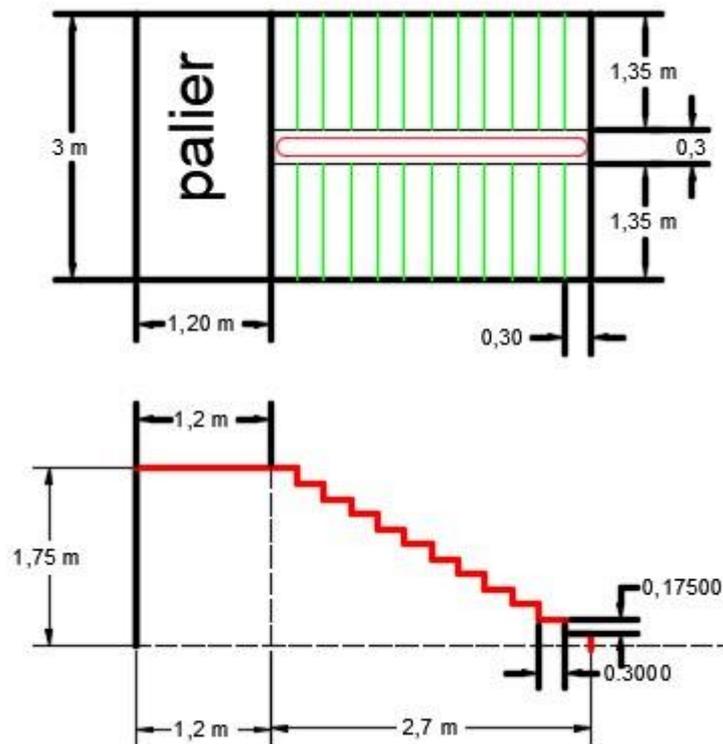


Figure 3 4: Schéma escalier étage courant

$$59 \text{ cm} \leq 30 + (2 \times 17.5) = 65 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**3.2.3 Dimensionnement des éléments porteurs :**

**1. Cornière de marche :**

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple (g = 30cm = 0.3m).

Chargement		Chargement linéaire
<b>Volée</b>	G = 1.35 KN/m <sup>2</sup>	G = 1.35 × 0.3/2 = 0.202 KN/m
	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>	Q = 2.5 × 0.3/2 = 0.375 KN/m
Pondération		
<b>ELU : 1.35G+1.5Q</b>		<b>ELS : G+Q</b>
	q <sub>u</sub> = 0.84 KN/m	q <sub>s</sub> = 0.58 KN/m

Le pré-dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivante :

- **Condition de la flèche :**

$$f^{max} = \frac{5 q_s L^4}{384 EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{300} \Rightarrow I > \frac{5 q_s L^3}{384 EI} 300$$

$$I > \frac{5 \cdot 0.58 \times 1350^3 \times 300}{384 \cdot 2.1 \times 10^5} = 2.66 \text{ cm}^4$$

- **Condition de la résistance : M<sub>sd</sub> ≤ M<sub>c.Rd</sub>**

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

Avec : profilé de classe 1 : M<sub>c.Rd</sub> = M<sub>pl.Rd</sub>

Calcul du moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{0.84 \times 1.35^2}{8} = 0.19 \text{ KN.m}$$

$$W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{0.19 \times 10^6 \times 1}{275} = 0.7 \text{ cm}^3$$

On adopte pour une cornière à ailes égales **L 40×40×5**

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques	
			h = b (mm)	t (mm)	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el-y</sub> = W <sub>el-z</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub> (cm)
<b>L 40×40×5</b>	2.97 (kg/m)	3.79 (cm <sup>2</sup> )	40	5	5.43	1.91	1.20

✓ **Vérification :**

- **Vérification de la résistance :**

On ajoute le poids propre de profilé au calcul de la vérification **L40×40×5**

$$q_u^N = q_u + 1.35g_p$$

$$q_u^N = 0.84 + 1.35 \times 0.0297$$

$$q_u^N = 0.88 \text{ KN.m}$$

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{0.88 \times 1.35^2}{8} = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.91 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 0.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.2 \text{ KN.m} \leq M_{el.Rd} = 0.48 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{135}{300} = 0.45 \text{ cm}$$

Avec :

$$q_{ser}^N = q_{ser} + g_p = 0.58 + 0.0297 = 0.61 \text{ KN.m}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_{ser} L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{0.61 \times 1350^4}{2.1 \times 5.43 \times 10^9} = 0.23 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.23 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**2. Limon :**

Chargement		Chargement linéaire
<b>Volé</b>	G = 1.35 KN/m <sup>2</sup>	G = 1.35 × 1.35/2 = 0.92 KN/m
	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>	Q = 2.5 × 1.35/2 = 1.69 KN/m
Pondération		
<b>ELU : 1.35G+1.5Q</b>		<b>ELS : G+Q</b>
	q <sub>u</sub> = 3.78 KN/m	q <sub>s</sub> = 2.61 KN/m

✓ **Pour RDC :**

$q_{uV} = q_u \times \cos \alpha = 3.14 \text{ KN/m}$	$q_{sV} = q_s \times \cos \alpha = 2.17 \text{ KN/m}$
$q_{uH} = q_u \times \sin \alpha = 2.09 \text{ KN/m}$	$q_{sH} = q_s \times \sin \alpha = 1.45 \text{ KN/m}$

✓ **Pour l'étage courant :**

$q_{uV} = q_u \times \cos \alpha = 3.18 \text{ KN/m}$	$q_{sV} = q_s \times \cos \alpha = 2.19 \text{ KN/m}$
$q_{uH} = q_u \times \sin \alpha = 2.06 \text{ KN/m}$	$q_{sH} = q_s \times \sin \alpha = 1.42 \text{ KN/m}$

- **Condition de la flèche :**

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{300} \Rightarrow I > \frac{5}{384} \frac{q_s L^3}{EI} 300$$

$$I > \frac{5}{384} \frac{2.19 \times 3210^3 \times 300}{2.1 \times 10^5} = 134.74 \text{ cm}^4$$

- **Condition de la résistance :  $M_{sd} \leq M_{c.Rd}$**

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

Calcul du moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{3.18 \times 3.21^2}{8} = 4.09 \text{ KN.m}$$

$$W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{4.09 \times 10^6 \times 1}{275} = 14.87 \text{ cm}^3$$

On optera pour le limon le profilé **UPN 100**

désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (cm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el-y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el-z</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm)
<b>UPN 100</b>	10.6	13.5	80	45	8	206	29.3	49	16.2	3.91	1.47

✓ **Vérification :**

- **Vérification de la résistance :**

On ajoute le poids propre de profilé au calcul de la vérification **UPN 100**

$$q_u^N = q_u + 1.35g_p$$

$$q_u^N = 3.18 + 1.35 \times 0.106$$

$$q_u^N = 3.32 \text{ KN}$$

Le moment appliqué :

$M_{max} \text{ (KN.m)}$	$M_{c.Rd} \text{ (KN.m)}$
4.28	13.47

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification du cisaillement :  $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$**

$A_v \text{ (mm}^2\text{)}$	$V_{sd} \text{ (KN)}$	$V_{pl.Rd} \text{ (KN)}$	$0.5V_{pl.Rd}$
662	5.33	105.11	52.55

$$V_{sd}^{max} \leq V_{pl.Rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd}^{max} \leq 0.5 \times V_{pl.Rd}$$

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

- **Vérification de la flèche :**

$$q_{ser}^N = q_{ser} + g_p = 2.19 + 0.106 = 2.29 \text{ KN/m}$$

$f_{adm} \text{ (cm)}$	$f_{max} \text{ (cm)}$
1.07	0.73

$$f_{max} \leq f_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Déversement :  $M_{sd} \leq M_{b.Rd}$**

Md : le moment appliqué ⇒ Msd = 4.28 KN.m

Mb.Rd : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1$  Profilé de classe 1.

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{c} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{3210/14.7}{\sqrt{1.132} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{3210/14.7}{80/8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 91.93$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w W_{pl.y} f_y / M_{cr}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \sqrt{\beta_w}$$

Avec :  $\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.80$

$$\bar{\lambda}_{LT} = (91.93 / 86.80) \times 1 = 1.06$$

1.02 > 0.4 ⇒ Il faut vérifier le déversement

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection. Profilé laminé ⇒  $\alpha_{LT} = 0.21$

Donc :

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.06 - 0.2) + 1.06^2] = 1.15$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left[ \phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right]} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left[ 1.15 + \sqrt{1.15^2 - 1.06^2} \right]} = 0.63 \leq 1$$

D'où :

$$M_{b.Rd} = \frac{0.63 \times 1 \times 49 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 7.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 4.28 \text{ KN.m} < M_{b.Rd} = 7.71 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement est vérifiée.

- **Voilement :**

$$\text{Classification du profilé : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0.92$$

Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(45 - 6)/2}{8} = 2.43 < 10 \times 0.92 = 9.2$$

⇒ La semelle est de classe 1

Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{64}{6} = 10.66 < 72 \times 0.92 = 66.24$$

⇒ L'âme est de classe 1

Donc on a le profilé **UPN 100** de classe 1.

La poutre est non raidie :

$$\frac{d}{t_w} = 10.66 < 69\varepsilon = 63.48$$

⇒ Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre.

**Remarque :**

Le même profilé du limon est adopté pour l'escalier de l'RDC.

**3. Poutre palière :**

Chargement		Chargement linéaire
<b>Palier</b>	$G = 3.05 \text{ KN/m}^2$	$G = 3.05 \times 1.2 = 3.66 \text{ KN/m}$
	$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$	$Q = 2.5 \times 1.2 = 3 \text{ KN/m}$
Pondération		
<b>ELU : 1.35G+1.5Q</b>		<b>ELS : G+Q</b>
$q_u = 9.44 \text{ KN/m}$		$q_s = 6.66 \text{ KN/m}$

- **Condition de la flèche :**

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} \Rightarrow I > \frac{5}{384} \frac{q_s L^3}{EI} 250$$

$$I > \frac{5}{384} \times \frac{6.66 \times 3000^3 \times 250}{2.1 \times 10^5} = 278.74 \text{ cm}^4$$

- **Condition de la résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

Calcul du moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{9.44 \times 3^2}{8} = 10.62 \text{ KN.m}$$

$$W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{10.62 \times 10^6 \times 1}{275} = 38.62 \text{ cm}^3$$

On choisit un **IPE 140** qui a les caractéristiques suivantes :

désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)		A (cm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</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)
<b>IPE 140</b>	12.9	16.4	140	73	6.9	541.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.65

✓ **Vérification**

- **Vérification de la résistance :**

On ajoute le poids propre de profilé au calcul de la vérification **IPE 140**

$$q_u^N = q_u + 1.35 g_p$$

$$q_u^N = 9.44 + 1.35 \times 0.129$$

$$q_u^N = 9.62 \text{ KN/m}$$

Le moment appliqué :

$M_{max} (KN.m)$	$M_{c.Rd} (KN.m)$
10.82	24.29

$$M_{sd} = 10.82 \text{ KN.m} < M_{c.Rd} = 24.29 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification du cisaillement :**

$A_v (mm^2)$	$V_{sd}(KN)$	$V_{pl.Rd} (KN)$	$0.5V_{pl.Rd}$
764	14.43	121.3	60.65

$$V_{sd}^{max} \leq V_{pl.Rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd}^{max} \leq 0.5 \times V_{pl.Rd}$$

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

- **Vérification de la flèche :**

$$q_{ser}^N = q_{ser} + g_p = 6.66 + 0.129 = 6.79 \text{ KN/m}$$

$f_{adm} (cm)$	$f_{max} (cm)$
1.2	0.63

$$f_{max} \leq f_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Déversement :**

$$M_{sd} = 10.82 \text{ KN.m}$$

$$\beta_w = 1 \text{ Profilé de classe 1.}$$

$\lambda_{LT}$	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$
114.19	1.31	1.47	0.47

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.47 \times 1 \times 88.34 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{b.Rd} < M_{sd} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La condition de déversement est non vérifiée ! Donc on augmente le profilé **IPE 160**

$\lambda_{LT}$	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$M_{b.Rd} (KN.m)$
109.45	1.26	1.4	0.5	15.49

$$M_{sd} < M_{b.Rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Voilement :**

$c/t_f = 5.2$	$d/t_w = 29.04$	$d/t_w = 29.04$
$c/t_f < 10\varepsilon$	$d/t_w < 72\varepsilon$	$d/t_w < 69\varepsilon$

Donc on a le profilé **IPE 200** de classe 1. Et après les vérifications on conclut qu'il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre.

### 3.3 Etude de la dalle mixte :

#### 3.3.1 Introduction :

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte, elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température, dans ce type de dalles (appelées aussi planchers collaborant)

#### Remarque :

La vérification des solives (la phase de construction et la phase finale), la position de l'axe neutre plastique et le calcul des connecteurs sont dans le chapitre de pré-dimensionnement.

#### 3.3.2 Ferraillage de la dalle du plancher :

Nous constatons que le plancher des salles de conférences est le plus sollicitant, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on opte le même ferraillage pour les autres dalles des plancher.

Donc on a :

$$q_u = 18.31 \text{ KN/m} \quad \text{Et} \quad q_s = 12.97 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1.5 \text{ m} \quad \text{Et} \quad L_y = 6 \text{ m}$$

$$0.4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{6} = 0.25 \leq 1$$

$\alpha < 0.4$  La dalle travaille selon la petite portée.

$$M_0 = q_u \frac{L_x^2}{8} = 18.31 \times \frac{1.5^2}{8} = 5.15 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée est :  $M_t = 0.75M_0 = 0.75 \times 5.15 = 3.86 \text{ KN.m}$

Le moment en appui est :  $M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 5.15 = 2.57 \text{ KN.m}$

**a. Calcul des armatures en travée :**

$$\begin{cases} b = 1.5 \text{ m} \\ h = 15 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{ub}} = 0.01 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$A' = 0$  Armatures tendus.

Avec :

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$f_{ub} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.013$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12.93 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.35 \text{ cm}^2 > A = 0.85 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{min}$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

Le ferrailage se fera avec :  $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

Donc on choisit :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**b. Calcul des armatures en appui :**

$$\begin{cases} b = 1.5 \text{ m} \\ h = 15 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{ub}} = 0.007 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.009$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12.95 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 0.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.35 \text{ cm}^2 > A = 0.57 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{min}$

Le ferrailage se fera avec :  $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

**Remarque :**

D'après les résultats obtenus , on adoptera un ferrailage commun pour tout le plancher un treillis soudée  $\emptyset 8$  de quadrillage **15x15 cm**

### **3.4 Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{ql}{2} = \frac{18.31 \times 1.5}{2} = 13.73 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{13.73 \times 10^3}{1500 \times 130} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} > \tau = 0.07 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

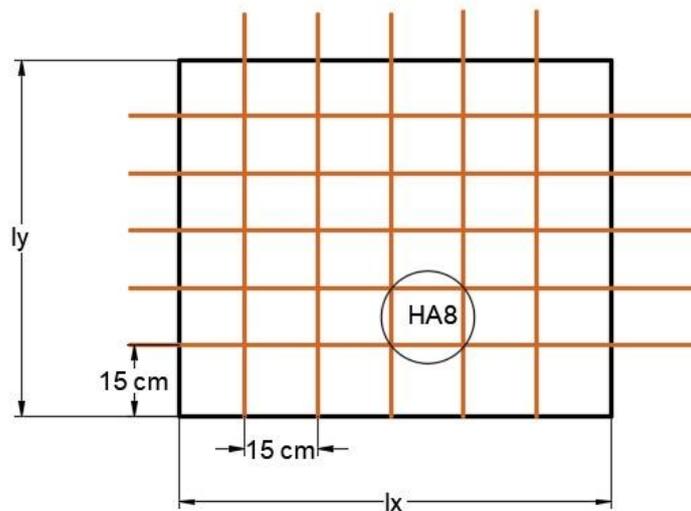


Figure 3 5: Ferrailage dalle mixte HA8

# Chapitre 4

## Etude dynamique en zone sismique

## Chapitre 4 : Etude dynamique en zone sismique

### 4.1 Introduction :

Toutes les structures physique réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces ou des déplacements, ce qui leurs procure un nombre infini de déplacements, c'est pourquoi la phase la plus critique dans l'analyse d'un bâtiment est le choix d'un modèle de calcul simplifié avec un nombre fini d'éléments et donc de déplacement nodaux, qui nous rapprochons le plus possible du comportement réel de la structure.

### 4.2 Objectif de l'étude dynamique :

Objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre construction telle que se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### 4.3 Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique Algérien (**RPA99/VERSION 2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

1. La méthode statique équivalente
2. La méthode d'analyse modale spectrale
3. La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes (réserve à un personnel qualifié)

#### 4.3.1 Méthode statique équivalente :

##### a. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

### **Condition d'application :**

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

<b>Zone III</b>	{	groupe d'usage <b>3</b> et <b>2</b> , si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
		groupe d'usage <b>1B</b> , si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
		groupe d'usage <b>1A</b> , si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

#### ➤ **Note :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de ce bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m.

Alors, la méthode que nous pouvons utiliser dans le cadre de notre **PFE** est la méthode d'analyse modale spectrale qui, d'après les **RPA99V2003** peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### **4.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :**

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

### **4.3.3 Objectif de l'analyse spectrale :**

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- ✓ **Pour chaque mode propre :** la période, les facteurs des participations massique.

- ✓ **Pour chaque direction** : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

**Analyse spectrale :**

➤ **Utilisation des spectres de réponse :**

- La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le changement sismique par un spectre de réponse.
- Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure a une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).
- Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \dots\dots[4.13 - RPA99V2003] \\ 1.25\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

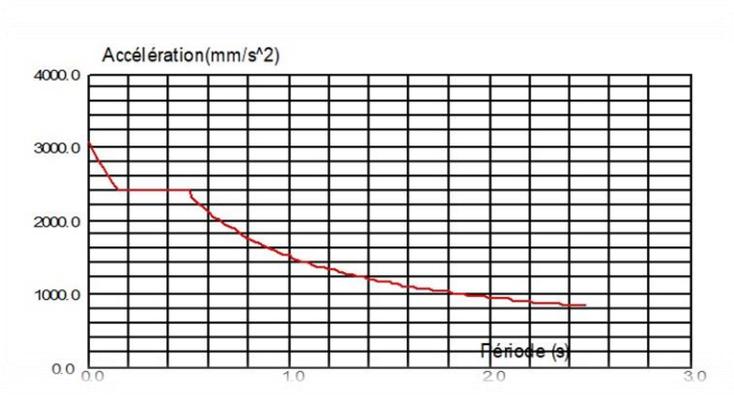


Figure 4 1: Spectre de réponse d'accélération

**Avec :**

- **g** : accélération de la pesanteur
- **A** : coefficient d'accélération de zone
- **$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement
- **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- **Q** : facteur de qualité
- **R** : facteur de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement
- **Modèle initial** :

Dans ce modèle initial nous avons choisi les palées triangulées en V inversées, ces dernières seront disposées d'une manière symétrique.

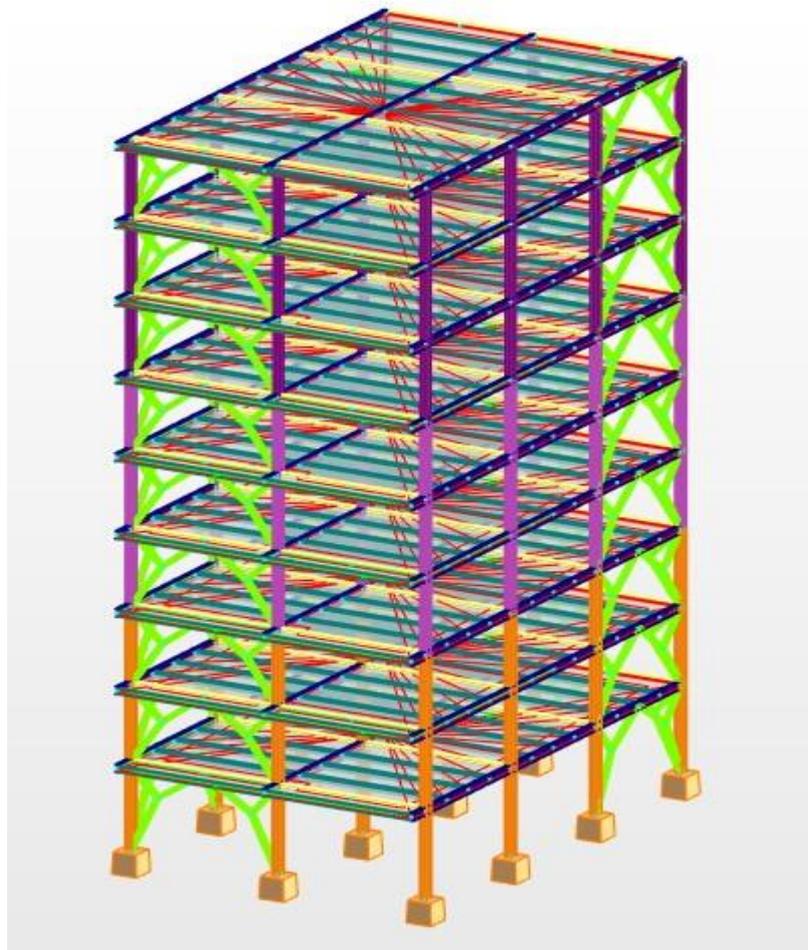


Figure 4 2: Modèle initial avec palées triangulées en V inversées

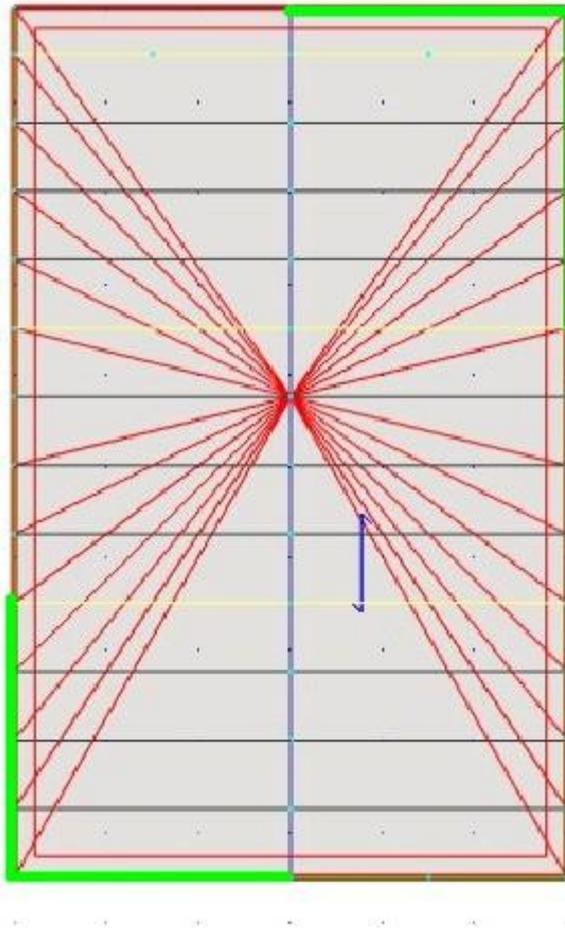


Figure 4 3: Modèle initial avec palées triangulées en V inversées

#### 4.4 Résultats de l'analyse sismique :

##### A- Calcul de la force sismique total

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W ; RPA (Art 4.2.3) [2]$$

Avec :

- $A$  : coefficient d'accélération de zone.



- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la périodes fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \end{cases} \dots\dots[4.2 RPA99V2003]$$

- **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site est donnée dans le **tableau 4.7 [02]**.

$$\text{Catégorie } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

**1- Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La période fondamentale est un paramètre de conception important qui joue un rôle significatif dans le calcul de l'effort tranchant à la base, les RPA fournissent des expressions empiriques approximatives pour estimer la période fondamentale.

$$T = \begin{cases} T \text{ analytique} & \text{si } T \text{ analytique} \leq 1,3 T \text{ empirique} \\ 1,3 T \text{ empirique} & \text{si } T \text{ analytique} > 1,3 T \text{ empirique} \end{cases}$$

- Les formules empiriques à utiliser selon **RPA99V2003** sont :

Avec : ( T= C<sub>T</sub> × h<sub>N</sub><sup>3/4</sup>, T=0,09  $\frac{h_N}{\sqrt{D}}$  )

- **C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donne par le tableau 4.6 dans notre cas on a :

$C_T=0,050$  (portiques autostables en acier avec remplissage en maçonnerie)  
d'après **RPA 99V2003 tableau 4.6**

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau,  $h_N = 32m$  .
- $D$  : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} D_x = 19m \\ D_y = 12 m \end{cases}$$

➤ **Suivant la direction (x – x)**

$$T_X = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_X}} = 0,09 \frac{32}{\sqrt{19}} = 0,660 \text{ s} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 \times 32^{3/4} = 0,673 \text{ s} \end{cases}$$

Donc :  $T_X = 0,660 \text{ s}$

➤ **Suivant la direction (y – y)**

$$T_Y = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{32}{\sqrt{12}} = 0,831 \text{ s} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 \times 32^{3/4} = 0,673 \text{ s} \end{cases}$$

Donc :  $T_Y = 0,673 \text{ s}$

Au final :

$$\begin{cases} T_X = 0,660 \text{ sec} \\ T_Y = 0,673 \text{ sec} \end{cases}$$

Tableau 4 1: Estimation de la période empirique

Sens	Période analytique	Période empirique ( T )	Estimation de la période empirique ( 30 % )
Suivant x	1,32 sec	$T_X = 0,660 \text{ sec}$	$1,3T_X = 0,858 \text{ sec}$
Suivant y		$T_Y = 0,673 \text{ sec}$	$1,3T_Y = 0,875 \text{ sec}$

Donc  $T = 1,3T_{\text{empirique}}$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\begin{cases} D_X = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,50}{0,858}\right)^{2/3} = 1,74 \\ D_Y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,50}{0,875}\right)^{2/3} = 1,72 \end{cases}$$

Avec :

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$\zeta = 5\%$  (Portique acier a remplissage dense)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7 = 1$$

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

Pour notre structure nous avons choisi le système de contreventement mixte portique/palées triangulées en V inversé donc  $R = 4$  c'est le système 10b. d'après (RPA99V2003 tableau 4.3...)

## 2- Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure dépend de :

- La redondance de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

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

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  satisfait ou non sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99V2003).

Tableau 4 2: Valeur des pénalités Pq

Critère q	Observée (o/n)	P <sub>q</sub> // xx	Observée (o/n)	P <sub>q</sub> // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Oui	0
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

- Sens x-x :  
 $Q = 1,10$
- Sens-y-y :  
 $Q = 1,05$

### 3- Poids total de la structure W :

Le RPA99V2003 préconise de calculer le poids total de la structure de manière suivante :

$$W = \sum W_{\text{étage}}^i \quad \text{tel que : } W_{\text{étage}}^i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$W_{\text{étage}}^i$  : représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher

$W_{Gi}$  : poids des charges permanentes (plancher i)

$W = 13088,37 \text{ KN}$  D'après le logiciel ROBOT structural

$\beta = 0,2 \Rightarrow$  Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés tableau 4.5 RPA99V2003

### 4- La force sismique totale V :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,80 V$  , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse ( force, déplacements, moments ) dans le rapport  $0,8 \frac{V}{V_t}$  .

### Effort tranchant à la base :

Tableau 4 3: Résultante des forces sismique a la base

Sens	$V_t$ ( KN )	$V$ ( KN)	$0,8 \frac{V}{V_t}$	Observation
X	1440	1565,69	0,86	vérifiée
Y	1546	1477	0,76	vérifiée

### B- Vérification de la participation massique :

Le nombre de mode de vibrations à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Tableau 4 4:Periode et facteur de participation massique

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,32	60,22	13,08	60,22	13,08
2	1,04	76,57	73,93	16,36	60,85
3	0,72	76,67	73,95	0,10	0,02
4	0,44	94,12	76,67	17,45	2,72
5	0,35	95,17	93,67	1,04	17,00
6	0,26	95,20	93,67	0,03	0,00
7	0,23	98,39	94,30	3,19	0,62
8	0,21	98,39	94,30	0,00	0,00

9	0,19	98,41	96,02	0,02	1,72
10	0,18	98,48	96,84	0,06	0,82

### C- Vérification des déplacements latéraux inter étage :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \dots \quad (\text{Art RPA 4.43...})$$

**Avec :**  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

R : coefficient de comportement

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismique

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à:

Nous devons vérifier la condition :  $\Delta_k < 1\% H_{\text{etage}}$

Tableau 4 5: Les déplacements résultantes de la charge Ex

Etage	Output case	$\delta_{ek}$ [cm]	$\delta_k$ [cm]	$\Delta_k$ [cm]	1% H étage	Condition
8	EX	7,52	30,1	2,8	3,5	vérifiée
7	EX	6,82	27,3	3,2	3,5	Non vérifiée
6	EX	6,02	24,1	3,5	3,5	Non vérifiée
5	EX	5,1	20,6	3,6	3,5	Non vérifiée
4	EX	4,25	17,0	3,6	3,5	Non vérifiée
3	EX	3,42	13,7	3,4	3,5	Non vérifiée
2	EX	2,5	10,0	3,2	3,5	Non vérifiée
1	EX	1,7	6,8	3,0	3,5	Non vérifiée
RDC	EX	0,97	3,9	3,9	4	Non vérifiée

Tableau 4 6: Les déplacements résultantes de la charge Ey

Etage	Output case	$\delta_{ek}$ [cm]	$\delta_k$ [cm]	$\Delta_k$ [cm]	1% H étage	Condition
8	EY	9,02	36,1	2,0	3,5	vérifiée
7	EY	8,52	34,1	3,2	3,5	Non vérifiée
6	EY	7,72	30,9	4,2	3,5	Non vérifiée
5	EY	6,67	26,7	3,8	3,5	Non vérifiée
4	EY	5,72	22,9	4,4	3,5	Non vérifiée
3	EY	4,65	18,6	4,9	3,5	Non vérifiée
2	EY	3,42	13,7	4,4	3,5	Non vérifiée
1	EY	2,32	9,3	4,6	3,5	Non vérifiée
RDC	EY	1,17	4,7	4,7	4	Non vérifiée

**Constatations :**

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- 1- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4<sup>ème</sup> mode suivant X et à partir du 5<sup>ème</sup> mode suivant Y
- 2- Les déplacement relatifs inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité de la structure avec une nouvelle disposition des palées triangulées en V ces derniers seront disposés d'une manière symétrique.

**Modèle final****Introduction :**

Vu que les conditions du premier modèle ne sont pas satisfaites du coup nous avons rajoutés des contreventements dans le sens X et Y d'une manière symétrique.

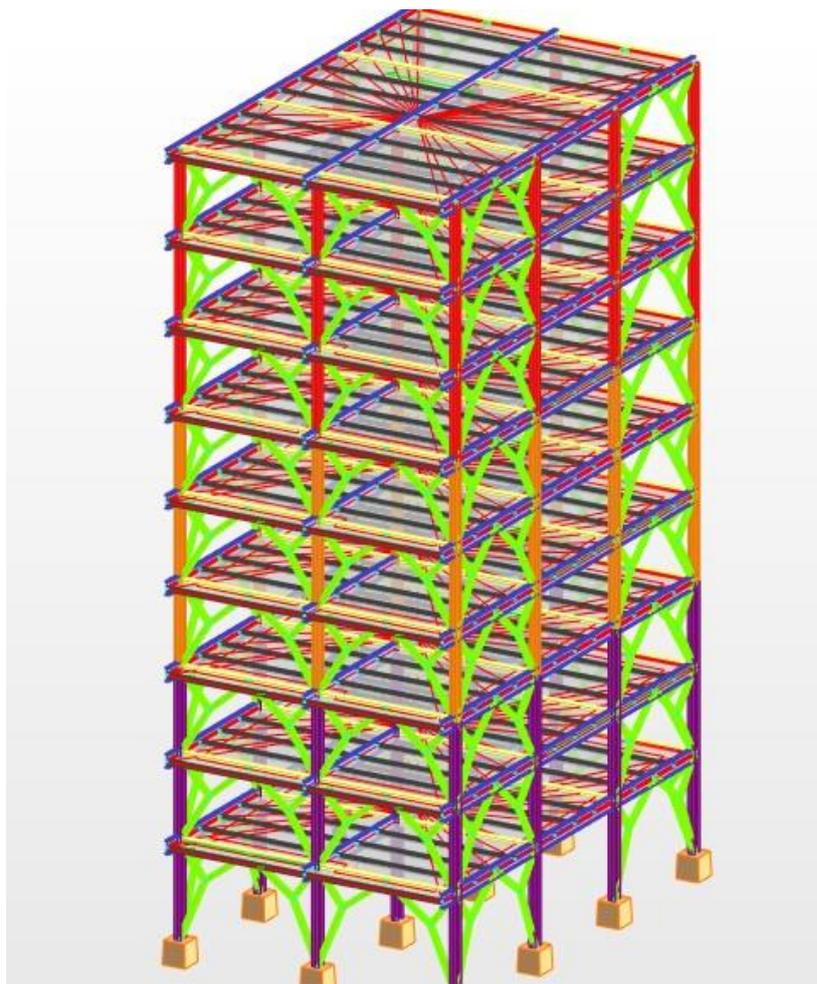


Figure 4 3: Modèle final avec position des contreventements

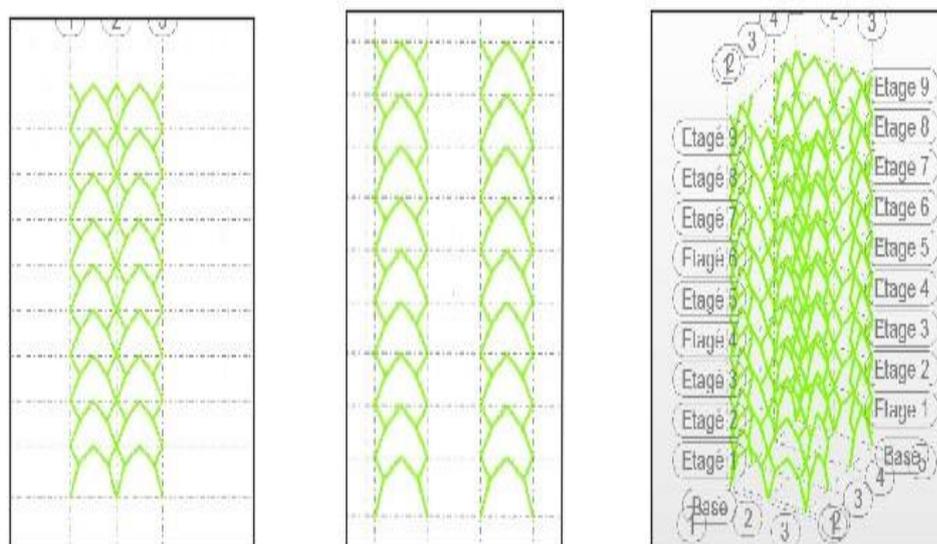


Figure 4 4: Vue sur les contreventements en élévation

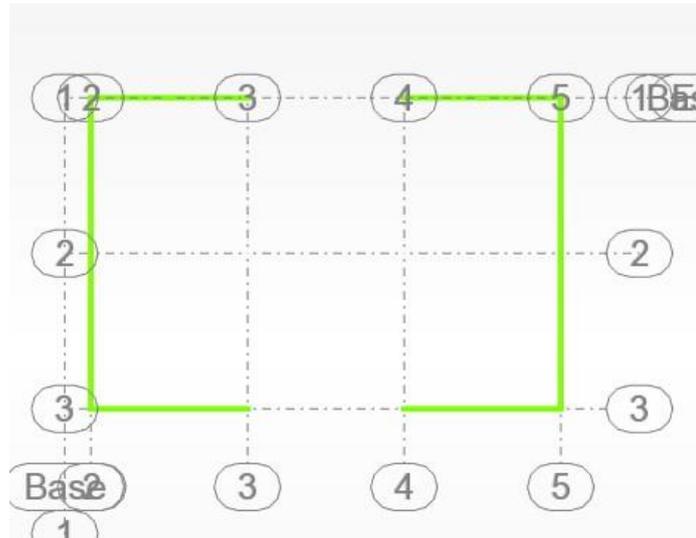


Figure 4 5: Vue sur les CV en plan

**D- Calcul de la force sismique total**

**1- Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

➤ **Suivant la direction (x - x)**

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{32}{\sqrt{19}} = 0,660 \text{ s} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 \times 32^{3/4} = 0,672 \text{ s} \end{cases}$$

Donc :  $T_x = 0,660 \text{ s}$

➤ **Suivant la direction (y - y)**

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{32}{\sqrt{12}} = 0,831 \text{ s} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 \times 32^{3/4} = 0,672 \text{ s} \end{cases}$$

Donc :  $T_y = 0,672 \text{ s}$

Au final :

$$\begin{cases} T_x = 0,660 \text{ sec} \\ T_y = 0,672 \text{ sec} \end{cases}$$

Tableau 4 7: Estimation de la période empirique

Sens	Période analytique	Période empirique ( T )	Estimation de la période empirique ( 30 % )
Suivant x	0,81 sec	$T_x = 0,660 \text{ sec}$	$1,3T_x = 0,858 \text{ sec}$
Suivant y		$T_y = 0,672 \text{ sec}$	$1,3T_y = 0,873 \text{ sec}$

Donc  $T = T_{analytique}$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\begin{cases} D_X = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,50}{0,81}\right)^{2/3} = 1,81 \\ D_Y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,50}{0,81}\right)^{2/3} = 1,81 \end{cases}$$

## 2- Effort tranchant à la base :

Tableau 4 8: Résultante des forces sismique a la base

Sens	$V_t$ ( KN )	$V$ ( KN )	$0,8 \frac{V}{V_t}$	Observation
X	1980	1887	0,76	Condition vérifiée
Y	1831	1811	0,79	Condition vérifiée

Avec :

- 3-  $V_t$  : la résultante des forces sismiques a la base obtenue par combinaison des valeurs modales
- 4-  $V$  : la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

## 3- Vérification de la participation massique :

Le nombre de mode de vibrations à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Tableau 4 9: Période et facteur de participation massique

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,81	0,00	73,70	0,00	73,70
2	0,80	82,46	73,70	82,46	0,00
3	0,48	82,57	73,70	0,11	0,00
4	0,29	96,14	73,70	13,57	0,00
5	0,27	96,14	94,44	0,00	20,74
6	0,21	96,14	94,45	0,00	0,00
7	0,18	96,14	94,45	0,00	0,00
8	0,18	96,14	94,47	0,00	0,02
9	0,17	96,16	94,47	0,02	0,00
10	0,15	98,76	94,47	2,59	0,00

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4 mode suivant X et à partir du 10 mode suivant Y.

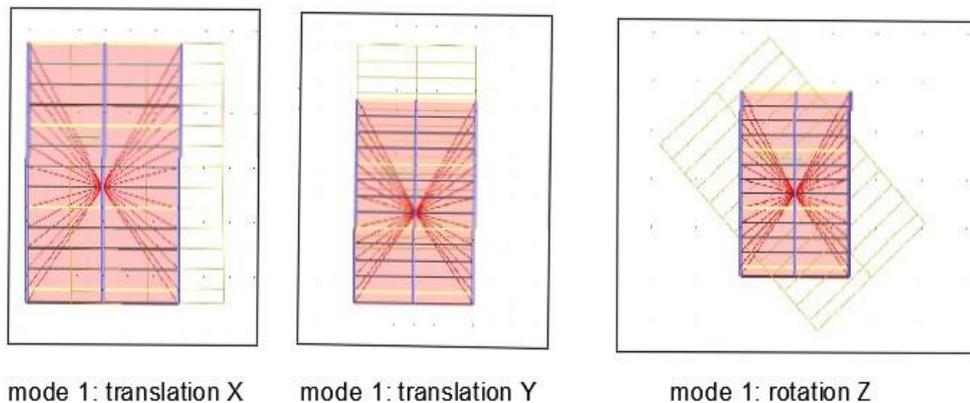


Figure 4 6: Les trois formes de vibration l'ord du séisme

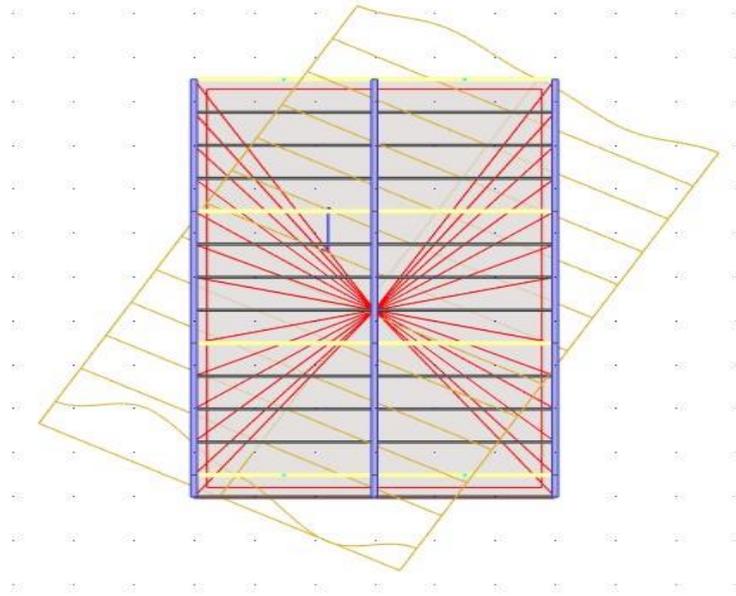


Figure 4 7: Vue en plan l'ord de rotation

#### 4- Vérification des déplacements latéraux inter étage :

Tableau 4 10: Les déplacements résultantes de la charge Ex

Etage	Output case	$\delta_{ek}$ [cm]	$\delta_k$ [cm]	$\Delta_k$ [cm]	1% H étage	Condition
8	EX	3,82	15,3	1,1	3,5	vérifiée
7	EX	3,55	14,2	1,3	3,5	vérifiée
6	EX	3,22	12,9	1,5	3,5	vérifiée
5	EX	2,85	11,4	1,7	3,5	vérifiée
4	EX	2,42	9,7	1,8	3,5	vérifiée
3	EX	1,97	7,9	1,8	3,5	vérifiée
2	EX	1,52	6,1	1,7	3,5	vérifiée
1	EX	1,07	4,3	2,6	3,5	vérifiée
RDC	EX	0,65	2,6	1,3	4	vérifiée

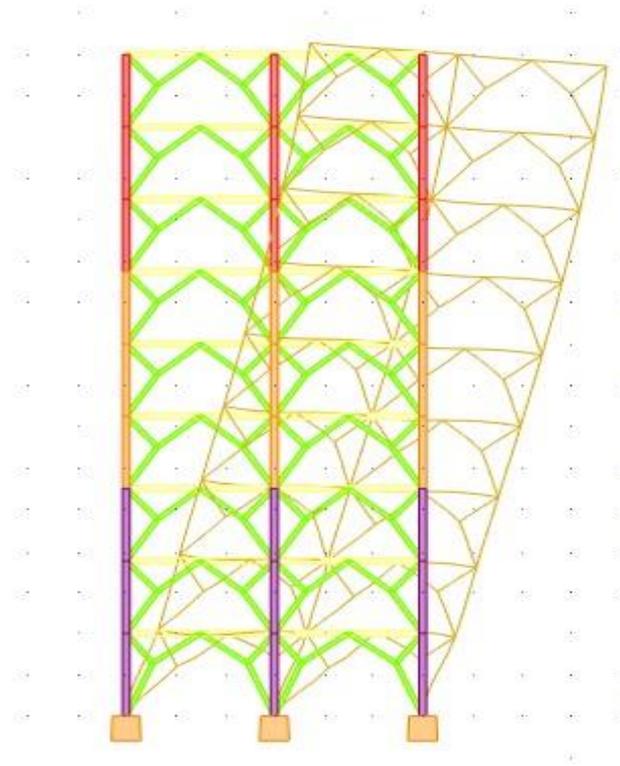


figure 4 8: Déplacement relatif suivant X

Tableau 4 11: Les déplacements résultantes de la charge Ey

Etage	Output case	$\delta_{ek}$ [cm]	$\delta_k$ [cm]	$\Delta_k$ [cm]	1% $H_{etage}$	Condition
8	Ey	4,07	16,3	1,8	3,5	vérifiée
7	Ey	3,62	14,5	2,0	3,5	vérifiée
6	Ey	3,15	12,6	2,1	3,5	vérifiée
5	Ey	2,62	10,5	2,1	3,5	vérifiée
4	Ey	2,1	8,4	2,0	3,5	vérifiée
3	Ey	1,57	6,3	1,9	3,5	vérifiée
2	Ey	1,1	4,4	1,6	3,5	vérifiée
1	Ey	0,7	2,8	1,4	3,5	vérifiée
RDC	Ey	0,35	1,4	1,4	4	vérifiée

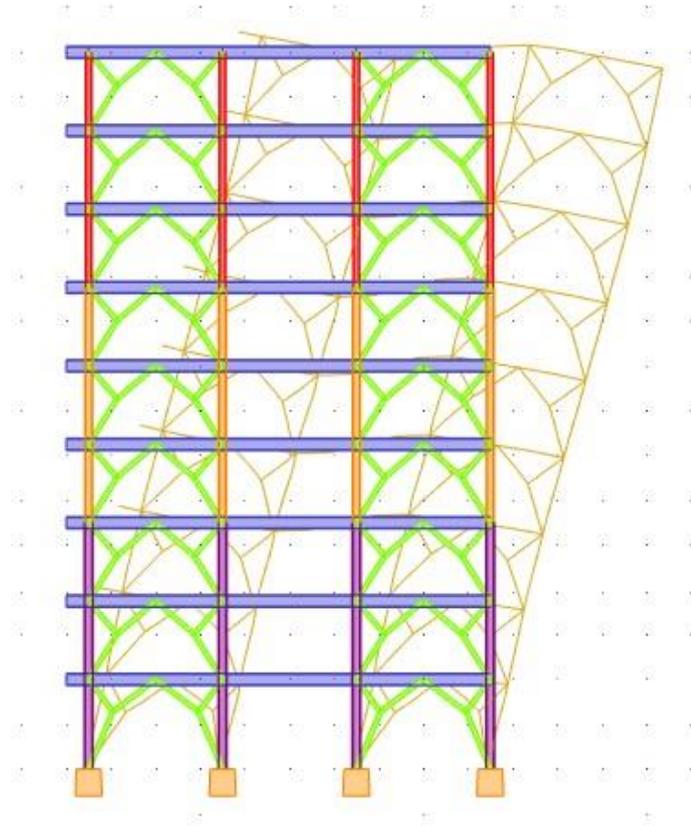


Figure 4 9: Déplacements relatif suivant Y

### 5- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet **P-Δ** peuvent être négligée dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} < 0,1 \quad (\text{Art 5.9 RPA 99V2003 ....})$$

Tableau 4 12: Justification et vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Etage	H	P (KN)	$\Delta X$ (mm)	$\Delta Y$ (mm)	$V_X$ (KN)	$V_Y$ (KN)	$\theta_x$	$\theta_y$	Vérification
8	3,5	1665	11,20	18,00	431,480	454,64	0,01	0,02	vérifiée
7	3,5	3061	13,20	20,00	748,440	768,540	0,02	0,02	vérifiée
6	3,5	4501	15,20	21,20	1023,22	1020,05	0,02	0,03	vérifiée

5	3,5	5996	17,20	21,20	1263,040	1221,94	0,02	0,03	vérifiée
4	3,5	7446	18,00	20,00	1461,58	1383,11	0,03	0,03	vérifiée
3	3,5	8941	18,00	19,20	1635,31	1529,57	0,03	0,03	vérifiée
2	3,5	10397	18,00	16,00	1776,85	1655,99	0,03	0,03	vérifiée
1	3,5	11898	17,20	14,00	1894,99	1762,27	0,03	0,03	vérifiée
RDC	4	13363	26,00	14,00	1974,70	1828,760	0,04	0,03	vérifiée

### 6- Vérification des conditions facteur de comportement R

D'après le **RPA99V2003 article 3.3.10** dans les systèmes d'ossature avec contreventement mixte (palée triangulée + portique autostables) tel que les palées de contreventements doivent reprendre au plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, et les cadres autostables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charge horizontales globales.

#### Ossature avec contreventement mixte :

##### 1- Contreventements en V inverse :

Effort global : 17526,97 KN

Effort repris par palées triangulées en V du au charges verticales : 421,3 KN

$$\frac{421,3}{17526,97} = 0,024 = 2,4 \% < 20\%$$

Donc la condition exigée par RPA est vérifiée

##### 2- Les cadres autostables :

Effort horizontal global :

EX : 12450,54 KN

EY : 12932,68 KN

Effort repris par les cadres autostables :

EX : 3945,62 KN

EY : 8340,03 KN

Dès lors :

$$\frac{3945,62}{12450,54} = 0,32 = 32\% > 25\%$$

$$\frac{8340,03}{12932,68} = 0,64 = 64\% > 25\%$$

Donc la condition exigée par RPA est vérifiée

# Chapitre 5

## Vérification d'instabilité des éléments

## Chapitre 5 : Vérification d'instabilité des éléments

### 5.1 Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles **CCM 97** et **EUROCODE3** les vérifications sont effectuées en considérant les combinaisons de la force sismique et les charges verticales. Ces combinaisons sont adoptées sur la base des règlements en vigueur.

Dans ce chapitre nous allons vérifier les phénomènes d'instabilité tels que flexion, flambement, déversement ... etc.

### 5.2 Vérifications des sections transversales :

Les éléments transversaux peuvent être sollicités à la flexion, déversement ...etc. Sachant que ces derniers sont des sections mixtes.

Notant que tous ces résultats de vérification sont extraits des vérifications automatiques du ROBOT STRUCTURAL.

#### 5.2.1 Poutres principales IPE 360 :

La poutre est de classe 1

La longueur de la poutre :  $L= 6$  m

Les efforts sont retirés par le ROBOT sous la combinaison ACC G + Q + Ey

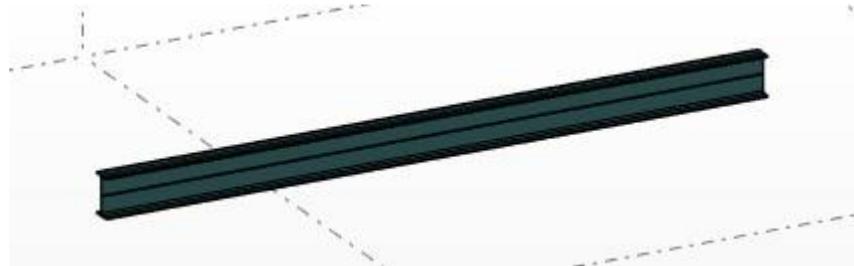


Figure 5 1: Poutre principale IPE360

#### 5.2.1.1 Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = R_{acier} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier} h_c}{2R_{béton}} \right) \right] = 542,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 174,05 \text{ KN.m}$$

$$r = \frac{174,05}{280,27} = 0,62$$

Donc la condition est vérifiée

### 5.2.1.2 Vérification de l'effort tranchant

$$A_v = 3513,80 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 3513,80}{\sqrt{3} \times 1} = 557,89 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 150,12 \text{ KN}$$

$$r = \frac{150,12}{557,89} = 0,27$$

Donc la condition est vérifiée

Famille : 4 poutre P							
212 Poutre_212		IPE 360	ACIER E28	40.12	158.41	2.67	10 G+Q+Ey

Donc on augmente la section du profilé vu l'effort appliqué.

Tableau 5 1: Vérification IPE 550

Profilée /Ratio	Le moment fléchissant	L'effort tranchant ( cisaillement )
IPE550	$M_{sd} = 179,92 \text{ KN.m}$ $M_{pl.r.d} = 766,43 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 159,66 \text{ KN}$ $V_{pl.Rd} = 1148,63 \text{ kN}$
Ratio	0,23	0,14

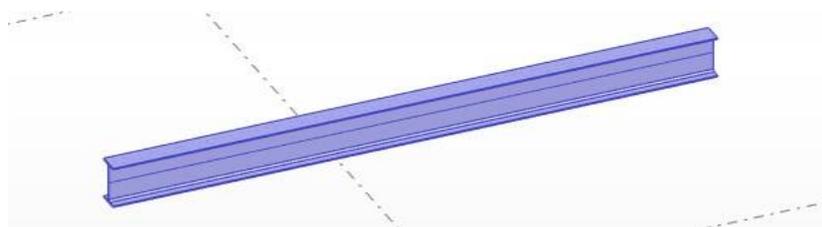


Figure 5 2: Poutre principale IPE550

Famille : 4 poutre P							
428 Poutre_428		IPE 550	ACIER E28	26.85	134.69	0.98	10 G+Q+Ey

**Conclusion :**

Donc la condition est vérifiée ✓

**ELS**

$$f = \frac{5 \times E_x \times L^4}{384 \times E \times I_c} < \frac{L}{200}$$

$$f = 1\text{cm} < \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

Condition vérifiée ✓

### **5.2.2 Poutre secondaire IPE300 :**

On fait la vérification des poutres secondaire de la même manière que la poutre principale donc on a obtenu les résultats suivants :

La poutre est de classe 2

La longueur de la poutre : L= 6 m

Les efforts sont retirés par le ROBOT sous la combinaison ACC G + Q + Ex



Figure 5 3:Poutre secondaire IPE300

Tableau 5 2: Vérification IPE300

Profilée /Ratio	Le oment fléchissant	L'effort tranchant ( cisaillement )
IPE300	$M_{sd} = 37,68 \text{ KN. m}$ $M_{plr.d} = 172,80 \text{ KN. m}$	$V_{sd} = 14,16 \text{ KN}$ $V_{pl.Rd} = 407,61\text{kN}$
Ratio	0,22	0,03

Famille : 5 poutre S							
28 Poutre_28		IPE 300	ACIER E28	48.15	179.12	0.79	9 G+Q+Ex

### ELS

$$f = 0,4 \text{ cm} < \bar{f} = 3 \text{ cm}$$

Condition de flèche est vérifiée

#### **Conclusion :**

Donc la condition est vérifiée ✓

### **5.2.3 Solive IPE270 :**

La poutre est de classe 2

La longueur de la poutre :  $L = 6 \text{ m}$

Les efforts sont retirés par le ROBOT sous la combinaison ELU 1,35G +1,5 Q



Figure 5 4: Solive IPE270

Tableau 5 3: Vérification IPE270

Profilée /Ratio	Le moment fléchissant	Déversement
IPE270	$M_{sd} = 2,15 \text{ KN. m}$ $M_{plr.d} = 133,10 \text{ KN. m}$	$M_{sd} = 2,15 \text{ KN}$ $M_{br.d} = 57,49 \text{ KN}$
Ratio	0,016	0,04

### ELS

$$f = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 3 \text{ cm}$$

Condition de flèche est vérifiée

#### **Remarque :**

Vu les résultats obtenus notre profile résiste aux trois conditions largement donc dans le but d'avoir un peu d'économie on va diminuer le profilé jusqu'à IPE 180.

Tableau 5 4: Vérification IPE180

Profilée /Ratio	Le moment fléchissant	Déversement
IPE 180	$M_{sd} = 1,12 \text{ KN.m}$ $M_{plr.d} = 45,76 \text{ KN.m}$	$M_{sd} = 2,15 \text{ KN}$ $M_{br.d} = 15,36 \text{ KN}$
Ratio	0,02	0.14

Famille : 6 poutre S							
123 Poutre_123	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 180	ACIER E28	80.91	292.39	0.08	7 1,35G+1,5Q

### 5.2.4 Vérifications des contreventements triangulés V inversé

En génie civil un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis les effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci par exemple (vent, séisme, choc ...etc.) il sert également à stabiliser certaines parties de l'ouvrage (poutre, poteau).

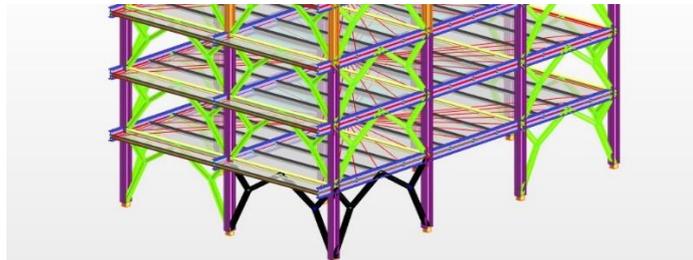


Figure 5 5:Palee triangulées en V inverse 2UPN220

#### 5.2.4.1 Vérification sous l'effort de traction

Elles sont sollicitées aux efforts de traction sous un effort de  $N_{sd} = 785,86 \text{ KN}$  obtenu sous la combinaison ACC ( G +Q+ 1,25 Ex )

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6440 \times 275}{1} = 1771 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{0,9 A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 3190 \times 430}{1,25} = 987,85 \text{ KN}$$

Avec :

A : section brute

Anet : section nette

La condition est vérifiée ✓

#### **5.2.4.2 Vérification sous l'effort de compression**

Les diagonales sont sollicitées à la compression seule avec un effort  $N_{sd} = 785,86$  KN obtenu sous la combinaison ACC ( G + Q + 1,25 Ex ) donc elles doivent être vérifiées au flambement simple , avec une longueur  $L_f = 22778,49$  mm = 2.27 m

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

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{6440 \times 275}{1} = 1771 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée ✓

#### **Vérification flambement :**

Suivant y :

Avec :

$$\lambda_y = 36$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,4 > 0,2 \text{ Risque de flambement autour de l'axe y}$$

$$\phi_y = 0,89$$

$$\chi_y = 0,55$$

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,55 \times 6440 \times \frac{275}{1,1} = 885,5 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Suivant z :

Avec :

$$\lambda_z = 84,17$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,97 > 0,2 \text{ Risque de flambement autour de l'axe z}$$

$$\phi_z = 0,56$$

$$\chi_z = 0,45$$

$$N_{c,rd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,45 \times 6440 \times \frac{275}{1,1} = 724,50 \text{ KN}$$

Donc condition non vérifiée

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 7 CV						
606 cv_606	✘ 2 UPN 200	ACIER E28	36.08	84.17	1.02	16 G+Q+1,25 EX

**Remarque :**

Les résultats des efforts et des moments sont retirés du ROBOT structural

Solution : on augmente les barres jusqu'à 2UPN220

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 7 CV						
606 cv_606	✔ 2 UPN 220	ACIER E28	32.76	79.43	0.90	16 G+Q+1,25 EX

**5.2.5 Vérifications des poteaux**

Les grands élancements des éléments comprimés provoquent pour ces pièces une déformation par une flexion particulière des parties comprimées appelée le flambement.

Les efforts obtenus sont sous la combinaison ELU (1,35G + 1,5Q)

**HEA360**

Profilé de classe 1

$$N_{sd} = 3410,93 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

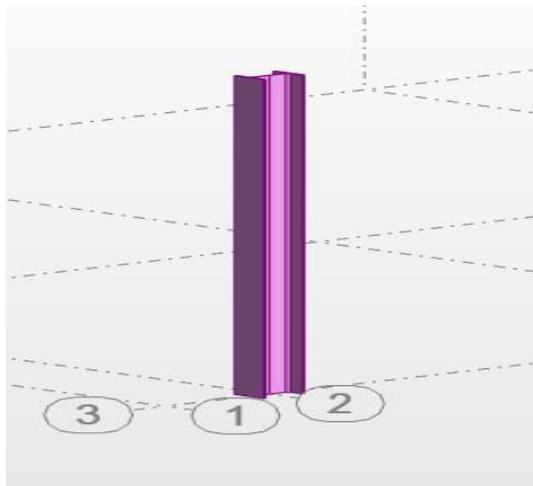


Figure 5 6: Poteau HEA en 3D

✓ **Calcul de la longueur de flambement (pour une structure a nœuds fixes) :**

$$K_{ij} = \frac{l_y}{L}$$

$$K_c = \frac{l_y}{H}$$

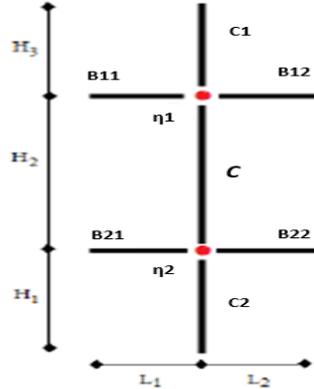
$I_y$  : l'inertie de la poutre  
choisi

$I_y$  : l'inertie de poteau

$L$  : la longueur de la poutre

$H$  : la hauteur de l'étage

**Remarque :**



$$\mu_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_1 + K_c + K_{11} + K_{12}}$$

$$\mu_2 = \frac{K_2 + K_c}{K_2 + K_c + K_{21} + K_{22}}$$

$$\frac{l_f}{H} = \frac{1 + 0.145(\mu_1 + \mu_2) - 0.265(\mu_1 \times \mu_2)}{2 - 0.364(\mu_1 + \mu_2) - 0.247(\mu_1 \times \mu_2)}$$

**HEA 360**

Plan de flambement y-y, Axe de flambement z-z

$$K_{ij} = \frac{I_y}{L} = \frac{8356}{600} = 13,92 \text{ cm}^3 = B_{11} = B_{12} = B_{21} = B_{22}$$

$$K_c = \frac{I_z}{H} = \frac{7887}{400} = 19,71 \text{ cm}^3 = C = C_2$$

$$C_1 = 0$$

$$\mu_1 = 0,686$$

$$\mu_2 = 0$$

$$\frac{l_{f_z}}{H} = 0.63 \quad \rightarrow \quad l_{f_z} = 2,51 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{251}{7,34} = 34,23$$

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1.2$$

$$t_f = 17,5 < 100$$

⇒ Courbe de flambement C ⇒  $\alpha = 0.49$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_l} = \frac{34,29}{86,38} = 0.39$$

$$\varphi = 0.5[1 + 0.49(0.35 - 0.2) + 0.35^2] = 0.62$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.62 + [0.62^2 - 0.39^2]^{0.5}} = 0.90 \leq 1$$

Plan de flambement z-z, Axe de flambement y-y

$$K_{ij} = \frac{I_y}{L} = \frac{33090}{600} = 55.15 \text{ cm}^3 = B_{11} = B_{12} = B_{21} = B_{22}$$

$$K_c = \frac{I_y}{H} = \frac{16270}{400} = 40,67 \text{ cm}^3 = C = C_2$$

$$C_1 = 0$$

$$\mu_1 = 0.81$$

$$\mu_2 = 0$$

$$\frac{l_{fy}}{H} = 0.65 \quad \rightarrow \quad l_{fy} = 2,62 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{262}{16,84} = 15,55$$

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1.2$$

$$t_f = 17,5 < 100$$

⇒ Courbe de flambement b ⇒  $\alpha = 0.34$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_l} = \frac{15,60}{86,38} = 0.18$$

$$\varphi = 0.5[1 + 0.34(0.18 - 0.2) + 0.18^2] = 0,51$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.51 + [0.51^2 - 0.18^2]^{0.5}} = 1 \leq 1$$

$$\chi = \min\{\chi_z, \chi_y\} = 0,90$$

$$N_{brd} = 0.92 \times \frac{1 \times 6434 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 1479.82 \text{ KN}$$

$$N = 3410,93 \text{ KN} > N_{brd} = 0,9 \times 1 \times 14280 \times \frac{275}{1,1} = 3213 \text{ KN} \dots \text{CNV}$$

Condition non vérifiée

Famille : 1 poteaux 1							
5 Poteau_5		HEA 360	ACIER E28	26.27	53.82	1.12	7 1,35G+1,5Q

Donc on augmente la rigidité du profilé

**Remarque :**

Le tableau ci-dessous résume toutes les vérifications des poteaux de la structure selon les résultats du logiciel ROBOT.

Tableau : Tableau 5 5: Résultats des vérifications au flambement

Profilé	Vérification $N_{sd} \leq N_{b,rd}$	Condition
HEA400	3411 < 3597,58	Vérifiée
HEA320	2212,29 < 1809,77	Vérifiée
HEA280	1014,73 < 2138,23	Vérifiée

Famille : 1 poteaux 1							
5 Poteau_5		HEA 400	ACIER E28	23.76	54.50	0.95	7 1,35G+1,5Q

Famille : 2 poteaux 2							
254 Poteau_254		HEA 320	ACIER E28	25.78	46.70	0.80	7 1,35G+1,5Q

Famille : 3 poteaux 3							
416 Poteau_416		HEA 280	ACIER E28	29.52	50.02	0.50	7 1,35G+1,5Q

**Remarque:**

Les profilés adoptés à la structure prenant compte à la condition qui limite le changement de section et cela pour des raisons de montage sont les suivants :

HEA 400 pour RDC ,1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage

HEA 360 pour 3<sup>eme</sup> 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage

HEA 320 pour 6<sup>eme</sup> ,7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étage

# Chapitre 6

## Les Assemblages

## Chapitre 6 : Les assemblages

### 6.1 Introduction

Les assemblages sont des procédés d'attache entre plusieurs éléments afin d'assurer la continuité de la structure dans les points assemblés. Dans la charpente métallique les moyens d'assemblages utilisés sont soit les assemblages boulonnés ou soudés. Les assemblages boulonnés peuvent être réalisés en rivets, en boulons ordinaires ou en boulons à haute résistance avec précontrainte. D'autres types de boulons peuvent être utilisés comme les boulons sertis appelés aussi rivelons, les axes d'articulations, les goujons filetés...

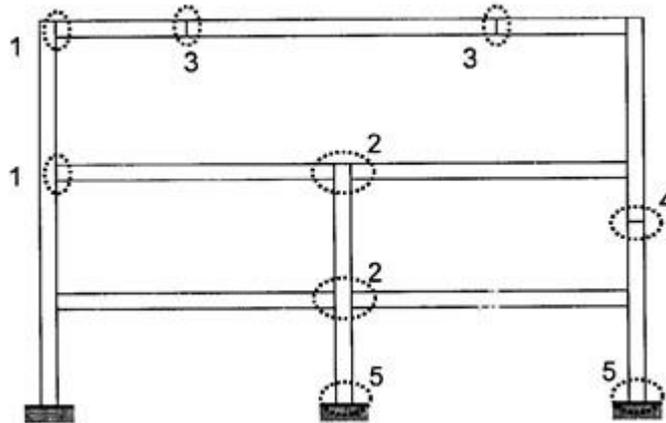


Figure 6 1 : Configurations d'assemblage selon l'axe d'inertie maximale

Avec :

- 1- Configuration unilatérale d'assemblage poutre – poteau
- 2- Configuration bilatérale d'assemblage poutre – poteau
- 3- Assemblage de continuité de poutre
- 4- Assemblage de continuité de poteau
- 5- Pied de poteau

### 6.2 Fonctionnement des assemblages

Les principes mode d'assemblage sont :

- 1- Le rivetage
- 2- Le boulonnage

3- Le soudage

4- Le collage

### **6.3 Classification des assemblages**

#### **6.3.1 Classification par rigidité**

##### **➤ Assemblage rigide**

Un assemblage peut être considéré comme rigide si sa déformation n'a pas d'influence significative sur la répartition des efforts et des moments dans la structure, ni sur la déformation d'ensemble de celle-ci.

Les assemblages rigides doivent être capables de transmettre les efforts et les moments calculés lors de leur dimensionnement.

##### **➤ Assemblage articulé**

Un assemblage peut être considéré comme articulé s'il ne peut développer des moments significatifs qui seraient aptes d'exercer une influence défavorable sur les éléments de la structure.

Les assemblages de type articulé doivent être capables de transmettre les efforts calculés lors de leur conception ainsi que d'accepter les rotations qui en résultent.

##### **➤ Assemblage semi rigides**

Les assemblages qui ne satisfont pas aux critères concernant les assemblages rigides ou les assemblages articulés seront classés comme des assemblages semi rigides.

Ils doivent également être aptes à transmettre les efforts et moments calculés lors de leur conception.

#### **6.3.2 Classification par résistance**

##### **➤ Assemblage à résistance complète**

Un assemblage a une résistance complète si sa résistance de calcul est au moins égale à la plus grande des résistances des éléments structuraux connectés.

##### **➤ Assemblage à une résistance partielle**

La résistance d'un assemblage à résistance partielle est par définition inférieure à celle de l'élément structural assemblé.

## 6.4 Les moyens d'assemblages utilisés

### 6.4.1 Les assemblages boulonnés

#### ➤ Le boulonnage

Le boulonnage est un procédé d'assemblage utilisé en charpente métallique. Il consiste à assembler des éléments moyennant des boulons posés dans des trous préalablement percés dans les pièces. Ces éléments d'attaches fonctionnent donc par leurs corps pour résister aux sollicitations imposées.

#### 1- Les boulons

Les boulons sont constitués d'une barre ronde filetée pour fixer un écrou de forme hexagonale qui avec la tête du boulon assure le serrage des pièces assemblées. Une rondelle ronde ou carré, plane ou avec bossage peut être interposée sous l'écrou.

#### 2- Caractéristiques géométriques d'un boulon

Ces dernières sont indispensables pour concevoir, dimensionner et réaliser un boulonnage parfait.

#### 3- Caractéristique mécaniques des boulons

Les boulons sont produits en sept nuances d'aciers appelées classe de boulon. Chaque classe donne une résistance à la limite élastique  $f_{yb}$  et une résistance ultime à la traction  $f_{ub}$ . Les boulons de classe 8.8 et 10.9 sont appelés boulons à haute résistance (H.R).

Tableau 6 1: Classe des boulons et valeur de  $f_{yb}$  et  $f_{ub}$

Classe	Classe : a . b	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm)$	$f_{yb} = a . b . 10$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm)$	$f_{yb} = a . 100$	400	400	500	500	600	800	1000

### 6.4.2 Assemblage par soudure

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

Le soudage présente par rapport au boulonnage plusieurs avantages :

- ✓ Il assure la continuité de matière et de ce fait garantit une bonne transmission des sollicitations.
- ✓ Il dispense de pièces secondaires (goussets, attaches, etc.)
- ✓ Il est de moindre encombrement et plus esthétique que le boulonnage.

En revanche il présente divers inconvénients :

- ✓ Le métal de base doit être soudable
- ✓ Le contrôle des soudures est nécessaire
- ✓ Le soudage exige une main d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique

## **6.5 Calcul des assemblages**

### **6.5.1 Assemblage poteau-poutre**

Nous avons un assemblage entre poteau HEA400 et une poutre IPE550

L'assemblage est sollicité par :

Un moment fléchissant  $M = 110,70 \text{ KN.m}$

Un effort tranchant  $V = 32,71 \text{ KN}$

Cet assemblage est constitué de 8 boulons HR 8.8 selon la figure ci-après, la platine a une épaisseur de 30mm et un coefficient de frottement de 0,3

Classe HR 8.8  $\rightarrow f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2 ; f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

### **Les dimensions des profilés :**

#### **HEA 400**

$h = 390 \text{ mm}$

$b = 300 \text{ mm}$

$t_f = 19 \text{ mm}$

$t_w = 11 \text{ mm}$

#### **IPE 550**

$h = 550 \text{ mm}$

$b = 210 \text{ mm}$

$t_f = 17,2 \text{ mm}$

$t_w = 11,1 \text{ mm}$

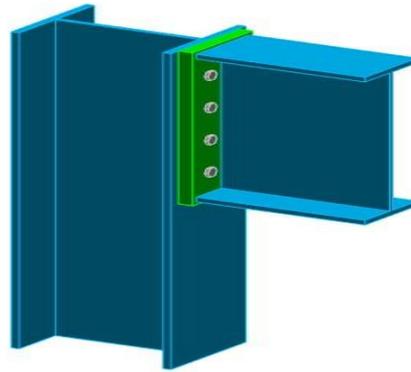


Figure 6 2 : assemblage poteau –poutre

### 1- Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons seulement les boulons tendus c'est-à-dire les deux rangés supérieurs

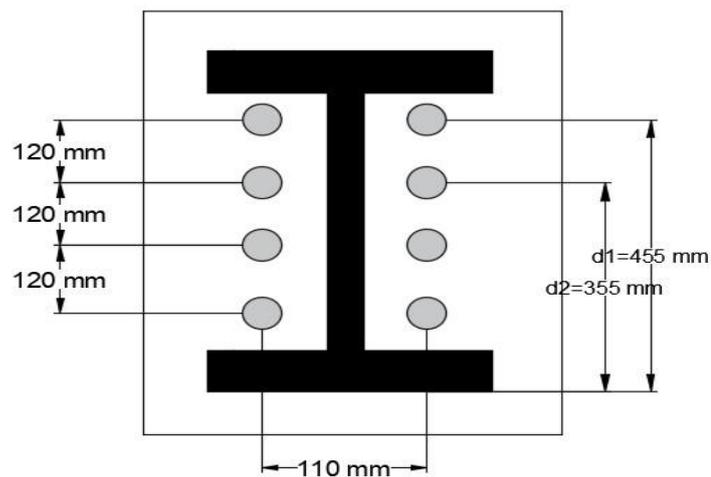


Figure 6 3: Figure distance des boulons tendus

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{110,70 \times 455 \times 10^3}{(455^2 + 335^2)} = 156,77 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{110,70 \times 335 \times 10^3}{(455^2 + 335^2)} = 115,42 \text{ KN}$$

Il faut que  $N_1 \leq 0,7 f_{ub} \times A_s$

Avec :

$A_s$  : section du boulons

$f_{ub}$  : la résistance ultime a la traction

Du coup

$$A_s = \frac{N_1}{0,7f_{ub} \times n} = \frac{156,77 \times 10^3}{0,7 \times 800 \times 2} = 139,97 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons de diamètre  $d = 16\text{mm}$  avec  $A_s = 157 \text{ mm}^2$

## 2- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_r = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1}$$

Tel que :

$$N_1 = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$N_1 = 0,7 \times 800 \times 157 = 87,92 \text{ KN}$  pour un boulon soit  $N = 175,84 \text{ KN}$  pour une rangée.

Donc on obtient

$$M_r = \frac{175,84 \times (455^2 + 355^2)}{455}$$

$M_r = 128,71 \text{ KN.m} > M = 110 \text{ KN.m}$  ..... condition vérifiée

## 3- Résistance des boulons au cisaillement

Par boulon :

$$F_{Vsd} = \frac{V}{n \times ns}$$

Avec :

$V$ : Effort tranchant

$n$ : Nombre des boulons

$ns$ : Nombre plans de cisaillement

$$F_{Vsd} = \frac{32,71}{8 \times 1} = 4,08 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{Vsd} \leq F_{S,Rd} = k_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

$k_s$ : Valeur du coefficient réducteur en fonction de type de trous

$n$ : Nombre de plan de cisaillement

$\mu$  : coefficient de frottement

$\gamma_{Ms}$  : facteur de sécurité partiel pour les trous normalisés

$$F_{S,Rd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times \frac{87,92}{1,25}$$

$$F_{S,Rd} = 21,10 \text{ KN}$$

Du coup  $F_{V,sd} = 4,08 \text{ KN} < F_{S,Rd} = 21,10 \text{ KN}$  condition vérifiée

#### 4- Résistance des boulons a la traction

$$F_{t,sd} = \frac{V}{n} = 4,08 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,5} = 75,36 \text{ KN}$$

$F_{t,sd} < F_{t,Rd}$  Condition vérifiée

#### 5- Pression diamétrale

$$F_{V,sd} < F_{B,Rd} = \frac{\alpha 2,5 f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e1}{3d0}, \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right]$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{65}{3 \times 16}, \frac{110}{3 \times 16} - \frac{1}{4}, \frac{800}{430}, 1 \right] = 1$$

$$F_{B,Rd} = \frac{1 \times 2,5 \times 430 \times 16 \times 30}{1,25} = 412,8 \text{ KN}$$

Don la condition est vérifiée

#### 6- Vérification du poinçonnement

$$F_{t,sd} < B_{p,Rd} = 0,6\pi d_m t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6\pi \times 24,58 \times 30 \times \frac{430}{1,25} = 478,14 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition verifiee}$$

**7- Vérification tractions + cisaillement**

$$\frac{F_{VSd}}{F_{VRd}} + \frac{F_{tSd}}{1,4F_{tRd}} \leq 1$$

$$\frac{4,08}{21,10} + \frac{4,08}{1,4 \times 75,36} = 0,23 < 1 \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

**8- Disposition constructive**

$$1,5 d_0 \leq e1 \leq \max(12t, 150) \text{ mm}$$

$$24 \leq e1 \leq 360 \text{ mm}$$

$$24 \leq e2 \leq 360 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq P1 \leq \min(28t, 400) \text{ mm}$$

$$35,2 \leq P1 \leq 400 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq P2 \leq \min(14t, 200) \text{ mm}$$

$$48 \leq P2 \leq 200 \text{ mm}$$

**9- Résistance de l'âme de poteau en traction**

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times b_{eff} / \gamma_{M0}$$

$$F_t = 275 \times 11 \times 110 / 1$$

$$F_t = 332,75 \text{ KN}$$

$$F_V = \frac{M}{h - t_f} = \frac{110 \times 10^6}{390 - 19}$$

$$F_V = 296,49 \text{ KN} < F_t = 332,75 \text{ KN} \quad \text{.. Condition vérifiée}$$

**10- Résistance de l'âme de poteau en compression**

Selon EUROCODE 3 (1-8)

$$F_{C.WC.Rd} = \frac{\omega \times K_{W.C} \times b_{eff.W.C} \times t_W \times f_{y.W.C}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{\omega \times K_{W.C} \times \rho \times b_{eff.W.C} \times f_{y.W.C}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$b_{eff.W.C} = t_{fb} + 2s_f + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

$$b_{eff.W.C} = 17,2 + 2 \times 9 + 5(19 + 27) + 2 \times 30 = 325,2 \text{ mm}$$

$$\delta_{com.Ed} = \frac{M}{W_{el}} + \frac{V}{A} \leq f_y$$

$$\delta_{com.Ed} = \frac{110}{2311 \times 10^{-6}} + \frac{32,71}{159 \times 10^{-4}} = 50 \text{ N/mm}^2 \leq f_y$$

$\delta_{com.Ed} < f_y \rightarrow$  donc on prend  $K_{W.C} = 1$

$\omega$ : Coefficient réducteur pour l'interaction avec cisaillement dépend du facteur  $\beta$

Tel que :

$\beta = 1$  (Poteau – poutre unilatéral)

$$\text{Donc } \omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1+1,3 (b_{effc.WC} \times t_{wc} \times A_V)^2}} = 4,27 \times 10^{-8}$$

$\rho$ : Facteur de réduction permettant le voilement dans l'âme de poteau

Selon EUROCODE 3 partie 1-8

$$\lambda_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{effc.WC} [h_c - 2t_{fc} + s] \times f_y}{E t_{wc}^2}} = 0,11$$

Donc  $\rho = 1$

Du coup

$$F_{C.WC.Rd} = \frac{1 \times 1 \times 325,2 \times 11 \times 275}{1} \leq \frac{1 \times 1 \times 325,2 \times 275}{1}$$

983,73 KN > 89,43 KN Condition non vérifiée

On constate qu'il faut mettre des raidisseurs ou bien une fourrure d'âme

### 11- Résistance de l'âme au cisaillement

Selon EUROCODE-3 –partie -1-8 dans un assemblage unilatéral il convient de calculer la résistance de calcul plastique au cisaillement d'une âme de poteau non raidie soumise un effort tranchant de calcul V

Tel que

$$V_{Wp,Rd} = \frac{0,9 f_y W_C A_{VC}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 275 \times 5733}{\sqrt{3}} = 819,21 \text{ KN}$$

$A_{VC}$ : Aire du cisaillement du poteau

$$F_V = \frac{M}{h - t_f} = \frac{110 \times 10^6}{390 - 19} = 296,49 \text{ KN}$$

Du coup

$F_V < V_{Wp,Rd}$  Donc la condition vérifiée

### 12- Assemblage platine – poutre :

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 110,70 \text{ KN.m} \\ V = 32,71 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend  $e = 30 \text{ mm}$  épaisseur de la platine.

#### ➤ Gorge reliant l'âme :

On a :  $t_w = 17,2 \text{ mm}$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 8,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit } a = 8 \text{ mm}$$

#### ➤ Gorge reliant la semelle à la platine :

On a :  $t_f = 11,1 \text{ mm}$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 5,55 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit } a = 6 \text{ mm}$$

#### ➤ Distribution des efforts sur les différents cordons :

##### • Cordon âme – platine :

Chaque cordon reprend  $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{32,71}{2} = 16,35 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est :  $L_w = h - 2t_f = 550 - 2 \times 11,1 = 477,8 \text{ mm}$

##### • Cordon semelle – platine :

Chaque cordon reprend  $F$

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{110}{550 - 11,1} = 204,12 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est :  $L_f = 2b - t_w = 402 \text{ mm}$

#### ✓ Vérification :

##### • Cordon âme – platine :

Il faut vérifier que :

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

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

$$F_{w.rd} = a \cdot L_w \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}$$

On a:

$$S275 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 430 MPa \\ \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,30 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = KN$$

$$F_{w.rd} = 8 \times 477,8 \times \frac{430}{0,85 \times 1,30 \times \sqrt{3}} = 858,77 KN$$

$$\frac{V}{2} = 16,35 KN < F_{w.rd} = 858,77 KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier que :

$$F \leq F_{w.rd}$$

$$F_{w.rd} = a \cdot L_f \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}} = 541,90 KN$$

$$F = 204,12 KN < F_{w.rd} = 541,90 KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

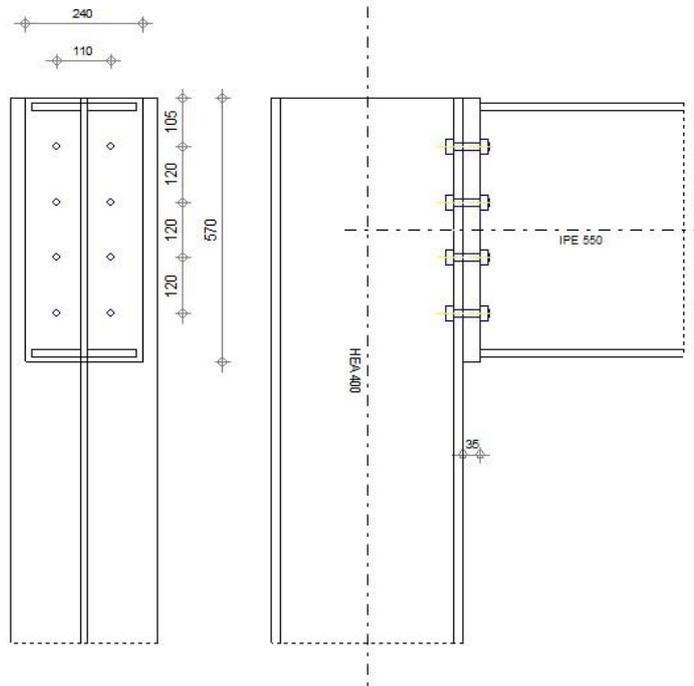


Figure 6 4: Schéma assemblage poteau-poutre

**6.5.2 Assemblage articulé (poutre – solive)**

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d’attache.

L’effort tranchant repris par l’assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 0,75 KN$$

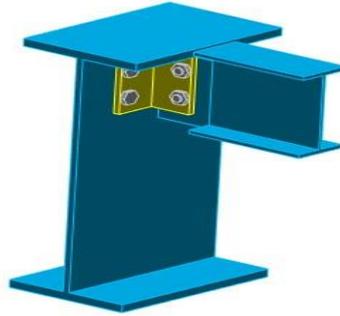


Figure 6 5: Assemblage articulé

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de classe 4.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 4.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 430 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

❖ **Coté solive :**

$$F_{Vrd} = \left( 0,6 \cdot A \frac{f_{ub}}{\gamma_{m2}} \right)$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{V.sd} = \frac{V}{n \times nb} \leq F_{Vrd}$$

Avec :

n : Nombre d'interface de frottement.

nb : Nombre des boulons.

$$A \geq \frac{V \cdot \gamma_{m2}}{n \cdot nb \cdot 0,6 f_{ub}} = \frac{0,75 \times 10^3 \times 1,25}{2 \times 2 \times 0,6 \times 400} = 0,95 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M8  $\Rightarrow A_s = 36,6 \text{ mm}^2$

❖ **Coté poutre principale :**

Soit des boulons de type M12  $\Rightarrow A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

**Le choix de la cornière :**

- L'épaisseur de la cornière 10 mm
- La disposition constructive des boulons (elle est mentionnée au-dessous)
- La longueur  $\geq 0,6h = 0,6 \times 180 = 108 \text{ mm}$

Donc on adopte une cornière L110×100×10 avec des boulons M12

✓ **Disposition géométrique :**

On a:  $d_0 = 9 \text{ mm}$  et  $t = 10 \text{ mm}$

$$3d_0 \leq p_1 \leq \max(14t, 200) \Rightarrow 27 \leq p_1 \leq 200 \Rightarrow \text{Soit } p_2 = 60 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t, 150) \Rightarrow 13,5 \leq e_2 \leq 120 \Rightarrow \text{Soit } e_2 = 65 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t, 150) \Rightarrow 10,8 \leq e_1 \leq 120 \Rightarrow \text{Soit } e_1 = 35 \text{ mm}$$

✓ **Vérification des boulons au cisaillement :**

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 4.8 alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{Vrd} = \left( 0,6 \cdot A \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \right) = 7,02 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V}{nb} = 0,35 \text{ KN} \leq F_{srd}$$

$$F_{srd} = \left( 1 \times 2 \times \frac{0,3}{1,25} \right) \times 0,7 \times 400 \times 0,58 = 7,79 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification des boulons a la pression diamétrale :**

$$F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e1}{3d0}, \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4}, \frac{fub}{fu} \right] = \left[ \frac{35}{36}, \frac{75}{36} - \frac{1}{4}, \frac{320}{430} \right] = 0,74$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 430 \times 12 \times 10}{1,25} = 76,37 \text{ KN} > F_{V.sd}$$

La condition est vérifiée

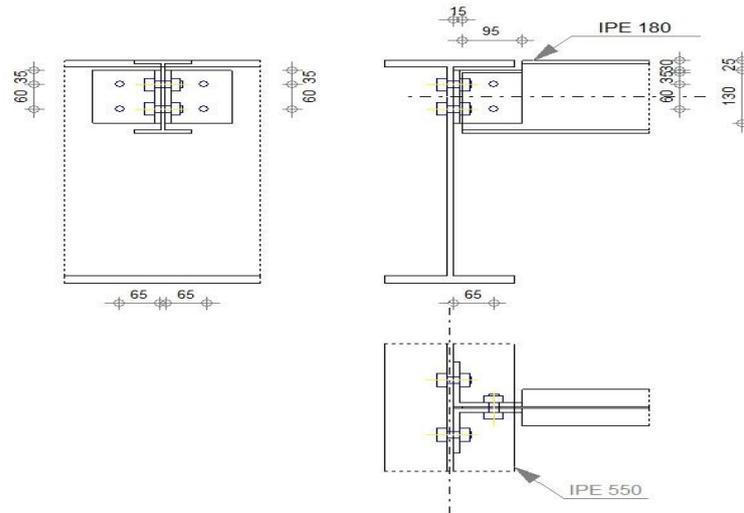


Figure 6 6: Schéma détaillé d'un assemblage articulé

### 6.5.3 Assemblage de continuité (poteau-poteau)

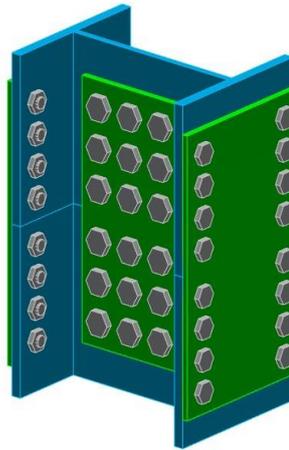


Figure 6 7 : Assemblage de continuité poteau-poteau

#### Les efforts :

Les efforts sont sous la combinaison  $G + Q + Ey$

$$N_{sd} = 1875,27 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 24,67 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 94,35 \text{ KN}$$

On a des boulons HR de classe 8.8 M20 et M24

$$A_S = 245 \text{ mm}^2$$

$$A_S = 353 \text{ mm}^2$$

16 boulons couvre-joint semelle

24 boulons couvre-joint âme

### 1- Couvre joint semelle

#### ✓ Effort normal du au moment de flexion

$$M_{flexion} \rightarrow N_{Mf}$$

$$N_{Mf} = \frac{M}{h - t_f} = \frac{94,35 \times 10^6}{390 - 19} = 254,31 \text{ KN}$$

#### Effort axial :

$$N_{fS.sup} = \frac{b \times t_f}{A} \times N = \frac{300 \times 19}{15898} \times 254,31 = 91,18 \text{ KN}$$

$$N_{fS.inf} = N_{fS.sup} = 91,18 \text{ KN}$$

$$N_{fame} = \frac{d \times t_w}{A} \times N = \frac{352 \times 11}{15898} \times 254,31 = 61,93 \text{ KN}$$

#### Effort normal total dans chaque semelle :

$$\text{En compression : } N_f = N_{Mf} - N_{fS} = 254,31 - 91,18 = 154,13 \text{ KN}$$

$$\text{En traction : } N_f = N_{Mf} + N_{fS} = 254,31 + 91,18 = 336,49 \text{ KN}$$

#### ✓ Vérification la résistance des boulons

##### La résistance au glissement

$$F_{S.Rd} = ks \times \mu \times m \times \frac{F_p}{\gamma_{Ms}} \geq F_{V.Sd} = \frac{N_f}{nb}$$

$$F_{V.Sd} = \frac{336,49}{16} = 21,03 \text{ KN}$$

$$F_{S.Rd} = 1 \times 0,3 \times 0,7 \times 800 \times 245 \times \frac{1}{1,25} = 32,29 \geq F_{V.Sd} \dots \dots \text{condition verifiee}$$

Avec

$ks$  : Boulons utilisés dans des trous normaux

$\mu$  : coefficient de frottement catégorie C

$m$  : nombre des plats cisailés

**Disposition constrictive des boulons**

On a:  $d_0 = 22 \text{ mm}$  et  $t = 10 \text{ mm}$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max[12t, 150] \text{ mm}$$

$$26,4 \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max[12t, 150] \text{ mm}$$

$$33 \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq P_1 \leq \min (28t, 400) \text{ mm}$$

$$48,4 \leq P_1 \leq 400 \text{ mm} \quad P_1 = 55 \text{ mm}$$

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

$$66 \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad P_2 = 180 \text{ mm}$$

**La résistance à la pression diamétrale**

$$F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u} \right] = \left[ \frac{40}{66}, \frac{55}{66} - \frac{1}{4}, \frac{800}{430} \right] = 0,60$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,60 \times 430 \times 22 \times 10}{1,25} = 113,52 \text{ KN} > F_{V.Sd}$$

Donc la condition est vérifiée

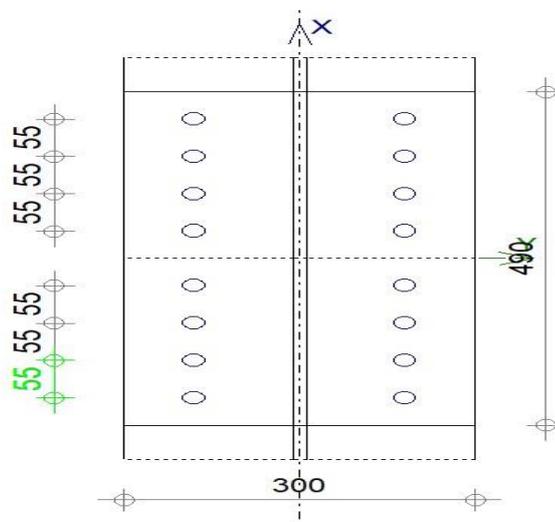


Figure 6 8: Schéma couvre-joint semelle

## 2- Couvre joint âme

On a un effort tranchant

$$V_{sd} = 94,35 \text{ KN}$$

### Disposition constrictive des boulons

On a:  $d_0 = 24 \text{ mm}$  et  $t = 10 \text{ mm}$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max[12t, 150] \text{ mm}$$

$$28,8 \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad e_1 = 45 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max[12t, 150] \text{ mm}$$

$$36 \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad e_2 = 42 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq P_2 \leq \min(28t, 400) \text{ mm}$$

$$52,8 \leq P_2 \leq 400 \text{ mm} \quad P_1 = 75 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq P_1 \leq \min(14t, 200) \text{ mm}$$

$$72 \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad P_2 = 75 \text{ mm}$$

### Vérification la résistance des boulons :

Remarque : la répartition des efforts sont repris par demi- couvre- joint

Du coup on aura :

✓ **Sous l'effort V**

$$F'_i = \frac{V}{nb} = \frac{94,35}{12} = 7,86 \text{ KN} ; \text{ Suivant } z \text{ composante horizontale}$$

✓ **Sous l'effort normal**

$$F''_i = \frac{Nf_{ame}}{nb} = \frac{61,93}{12} = 5,16 \text{ KN} ; \text{ Suivant } x \text{ composante verticale}$$

✓ **Sous le moment de torsion**

$$M = V \times e = 94,35 \times 115 = 10,85 \text{ KN.m}$$

Tel que

$e$  : l'excentricité des boulons dans le demi couvre – joint

$$F''_{xi} = \frac{10,85 \times 75 \times 10^{-3}}{4[(75 \times 10^{-3})^2 + (112,5 \times 10^{-3})^2] + 4[(75 \times 10^{-3})^2 + (37,5 \times 10^{-3})^2] + 2[(0) + (112,5 \times 10^{-3})^2] + 2[(0) + (37,5 \times 10^{-3})^2]} = 6,31 \text{ KN}$$

$$F''_{zi} = \frac{10,85 \times 75 \times 10^{-3}}{4[(75 \times 10^{-3})^2 + (112,5 \times 10^{-3})^2] + 4[(75 \times 10^{-3})^2 + (37,5 \times 10^{-3})^2] + 2[(0) + (112,5 \times 10^{-3})^2] + 2[(0) + (37,5 \times 10^{-3})^2]} = 6,31 \text{ KN}$$

Alors :

$$F_i = \sqrt{(5,16 + 6,31)^2 + (7,86 + 6,31)^2} = 18,23 \text{ KN}$$

Alors  $F_i = F_{Vsd} = 18,23 \text{ KN}$

### La résistance au glissement

$$F_{S,Rd} = k_s \times \mu \times m \times \frac{F_p}{\gamma_{Ms}} \geq F_{V.Sd}$$

$$F_{S,Rd} = 1 \times 0,4 \times 0,7 \times 800 \times 353 \times \frac{2}{1,25} = 126,51 \geq F_{V.Sd} \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec

$k_s$  : Boulons utilisés dans des trous normaux

$\mu$  : coefficient de frottement catégorie B

$m$  : nombre des plats cisailés

### La résistance à la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e1}{3d0}, \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4}, \frac{fub}{f_u} \right] = \left[ \frac{45}{72}, \frac{75}{72} - \frac{1}{4}, \frac{800}{430} \right] = 0,62$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,62 \times 430 \times 24 \times 10}{1,25} = 127,96 \text{ KN} > F_{V.Sd}$$

Donc la condition est vérifiée

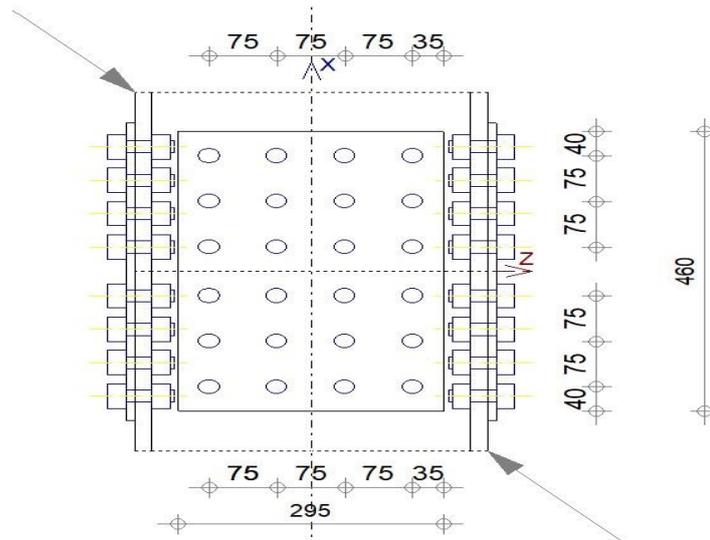


Figure 6 9: Schéma d'un assemblage couvre joint âme

#### 6.5.4 Assemblage palée de stabilité en V inversé

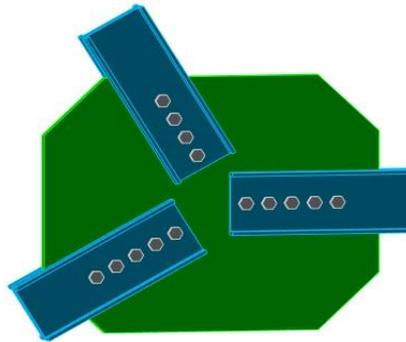


Figure 6 10: Assemblage Gousset nœud membre

##### 1- Barre 2

##### ✓ Vérification des boulons au cisaillement

$$N_{Ed} = 946,31 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_V \cdot m}{\gamma_{M2}} \geq F_{N,Sd} = \frac{N_{Ed}}{n}$$

Avec :

n : nombre des boulons

m : nombre de plan de cisaillement

$$f_{ub} : 1000 \text{ MPa}$$

$$A_V : 452,39 \text{ mm}^2$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 452,39 \cdot 2}{1,25} = 434,29 \text{ KN} \geq F_{N,Sd} = \frac{946,31}{5} = 189,26 \text{ KN}$$

Donc la condition vérifiée

### ✓ Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :

$$F_{b,Rd} = K \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{M2}} \geq F_{N,Sd}$$

Avec :

$K = 1,8$  coefficient pour calculer  $F_{b,Rd}$  retiré par ROBOT

$\alpha = 1$  coefficient pour calculer  $F_{b,Rd}$  retiré par ROBOT

$t = 25 \text{ mm}$

$F_{b,Rd} = 864,00 \text{ KN} > F_{N,Sd} = 189,26 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition verifiee}$

## 2- Barre 3

### ✓ Vérification des boulons au cisaillement

$$N_{Ed} = 810,14 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_V \cdot m}{\gamma_{M2}} \geq F_{N,Sd} = \frac{N_{Ed}}{n}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 452,39 \cdot 2}{1,25} = 434,29 \text{ KN} \geq F_{N,Sd} = \frac{810,14}{5} = 162,02 \text{ KN}$$

Donc la condition vérifiée

### ✓ Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :

$$F_{b,Rd} = K \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{M2}} \geq F_{N,Sd}$$

Avec :



### 6.5.5 Assemblage pied de poteau

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées « platines » fixées aux pied de poteaux par tiges d'ancrages sur le béton, dans notre cas les poteaux sont encastrés à leurs base.

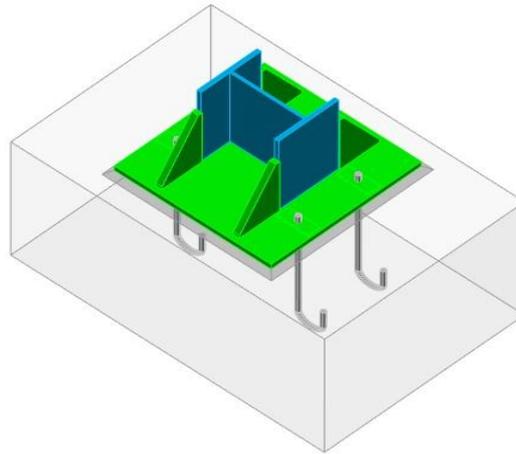


Figure 6 12: Assemblage pied de poteau

#### 1- Résistance à la pression des fondations

$$F_{C,Rd} = F_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff}$$

$$N = 3401,29 \text{ KN}$$

$$V = 0,34 \text{ KN}$$

$$M = 0,08 \text{ KN.m}$$

#### Platine

$$L = 750 \text{ mm}$$

$$b = 750 \text{ mm}$$

$$tp = 35 \text{ mm}$$

#### Les tiges d'ancrage

$$\text{Classe 8.8 , } M=24\text{mm , } A_s = 353 \text{ mm}^2 , A_v = 452,39 \text{ mm}^2$$

#### La fondation en béton armé

$$L=1500 \text{ mm}$$

$$B=1000 \text{ mm}$$

H=900 mm

✓ **Résistance de contact limite**

$$f_{jd} = \beta_j \times \alpha \times f_{cd}$$

Avec :

$f_{jd}$  : résistance de contact limite

$\beta_j$  : coefficient réducteur de compression pris  $\frac{2}{3}$

$\alpha$  : facteur de concentration pris égale à 1 ou calculer par la formule suivante

$$\alpha = k_j = \left[ \frac{a_1 \times b_1}{ab} \right]^{0,5}$$

Information extraits du EUROCODES 1993 -1-1 L.1

$$k_j = \left[ \frac{1500 \times 1000}{750 \times 750} \right]^{0,5} = 1,63$$

$f_{cd}$  : la résistance du béton a la compression

Tel que

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

Alors :

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \times 1,63 \times 16,67 = 18,11 \text{ MPa}$$

$$C = t_p \left( \frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 35 \left( \frac{275}{3 \times 18,11 \times 1} \right)^{0,5} = 78,74 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = t_f + 2C = 19 + 2 \times 78,74 = 175 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = b_{fc} + 2C = 300 + 2 \times 78,74 = 457,48 \text{ mm}$$

Du coup

$$F_{C,Rd} = 18,11 \times 175 \times 457,48 = 1449,86 \text{ KN}$$

**2- Force résistante concentrée sur le béton**

$$F_{Rd,u} = A_{c0} \times F_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3A_{c0} \times F_{cd}$$

$$F_{Rd,u} = 15 \times 10^5 \times 16,67 \sqrt{\frac{562500}{15 \times 10^5}} = 15312,37$$

$$3 \times 15 \times 10^5 \times 16,67 = 75015 \text{ kn}$$

Donc la condition est vérifiée

### 3- Résistance de la semelle à l'effort axial

Il faut vérifier que :

$$N_{Ed} = 3401,29 \leq N_{jRd} = A_{cn} \times F_{jd} = 307175,57 \times 18,11 = 5562,94 \text{ KN} \dots \dots \text{CV}$$

Avec

$A_{cn}$  : Aire de compression efficace retiré par le robot

### 4- Résistance de l'assemblage au moment de flexion

Suivant axe y :

$$z_c = 186 \text{ mm}$$

$$z_t = 290 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = 0,08 \text{ KN.m} \leq \frac{M_{Ed}}{(z_t + z_c)} = \frac{0,08 \times 10^6}{(186 + 290)} = 168 \text{ kn.m} \dots \dots \text{CV}$$

Suivant axe z :

$$z_c = 190 \text{ mm}$$

$$z_t = 150 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = 0,08 \text{ KN.m} \leq \frac{M_{Ed}}{(z_t + z_c)} = \frac{0,08 \times 10^6}{(190 + 150)} = 235 \text{ KN.m} \dots \dots \text{CV}$$

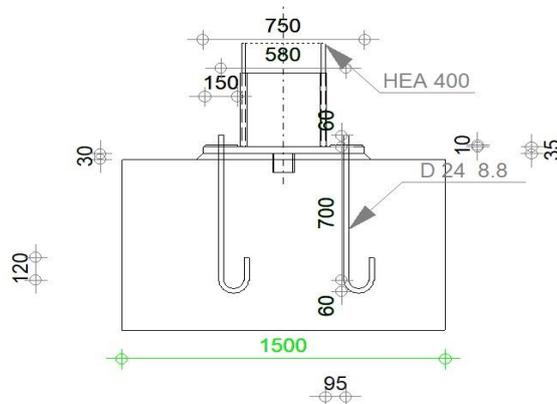


Figure 6 13 : Schéma détaillé assemblage pied de poteau

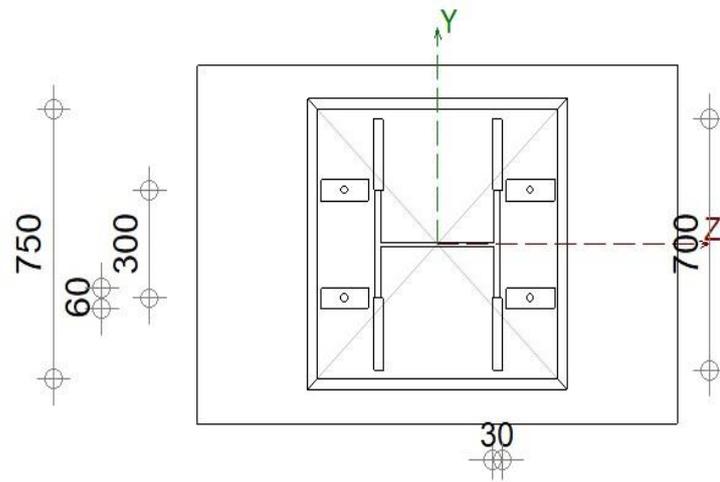


Figure 6 14: Schéma vue en plan pied de poteau

### Conclusion

D'après les résultats obtenus on constate que les assemblages sont vérifiés vis-à-vis la norme.

# Chapitre 7

## Les Fondations

## Chapitre 7 : Calcul des fondations

### 7.1 Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact au sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

#### 7.1.1 Choix du type de fondation :

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

1. Semelles isolées.
2. Semelles filantes.
3. Radier général.
4. Fondations semi profondes (Puits).
5. Fondations profondes (Pieux).

#### 7.1.2 Détermination des sollicitations :

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- Selon le BAEL91 :  
ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

- Selon le RPA 99 version 2003 :  
 $G+Q+E$

$0.8G\pm E$

## 7.2 Calcul de la fondation :

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

### 7.2.1 Semelles isolées :

#### a. Calcul des dimensions A et B :

a et b : dimensions du la platine  $a = b = 85 \text{ cm}$

A et B : dimensions de la semelle.

On adopte une section carrée, donc :

$$A = B \Rightarrow S = B^2$$

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{S} = \frac{N}{A \times B} = \frac{N}{B^2}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

N : Effort normal appliqué sur la semelle.

S : Surface de la semelle.

En utilisant les efforts extraits du logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELS (G + Q) :

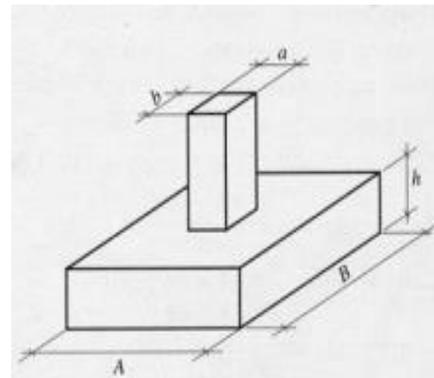


Figure 7 1: Semelle isolée sous poteau

Tableau 7 1: Sections des semelles isolées

Poteau	$N_{ser}^{max}$ (KN)	S ( $m^2$ )	B (m)	$B^{choisie}$ (m)	A (m)
Poteau central	2440.66	12.2	3.49	3.5	3.5
Poteau de rive	1500.02	7.5	2.74	3.5	3.5
Poteau d'angle	1347.66	6.74	2.59	3.5	3.5

**b. Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1,5A$

Avec :  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A : Largeur maximum de la semelle.

On a:  $L_{min} = 6 \text{ m} > 1,5 \times 3,5 = 5,25 \text{ m} \dots \dots \dots$  condition vérifiée

**Conclusion :**

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchements des semelles alors on opte pour le choix des semelles isolées.

**Hauteur totale de la semelle :**

La hauteur de la semelle se calcule avec la formule suivante :

$$H = d + c$$

Où :

$c = 5 \text{ cm}$  (L'enrobage).

$$d \geq \text{Max} \left[ \frac{A - a}{4} ; \frac{B - b}{4} \right]$$

Tableau 7 2: Hauteur des semelle isolées

Poteau	d (cm)	c (cm)	H (cm)
Poteau central	70	5	75
Poteau de rive	70	5	75
Poteau d'angle	70	5	75

**7.2.2 Vérification de la contrainte à l'ELS :**

La vérification de la contrainte à l'ELS c'est la vérification de la portance du sol avec le poids exact de la semelle.

On admet que l'on doit avoir :

$$\overline{\sigma}_{cal} = \frac{N_t}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$N_t = N_s + P_{semelle}$$

$$P_{semelle} = S \times h \times \rho_b = 3,5 \times 3,5 \times 0,75 \times 25 = 229,69 \text{ KN}$$

h : Hauteur de la semelle.

$\rho_b$ : Poids volumique du béton armé = 25 KN/m<sup>3</sup>

Donc :  $N_t = 2440.66 + 229.69 = 2670.35 \text{ KN}$

$$\sigma_{cal} = \frac{2670.35}{12.25} = 218 \text{ KN/m}^2 > \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La condition de la contrainte est non vérifiée. Il faut donc redimensionner la semelle.

Tableau 7 3: Vérification des semelles isolées

Poteau	A (m)	B (m)	H (m)	$P_{semelle}$ (KN)	$N_t$ (KN)
Poteau central	3.8	3.8	0.8	288.8	2729.46
Poteau de rive	3.8	3.8	0.8	288.8	1788.82
Poteau d'angle	3.8	3.8	0.8	288.8	1636.46

En vérifiant l'effort le plus important  $N = 2729.46 \text{ KN}$ , on trouve :

$$\sigma_{cal} = \frac{2729.46}{14.44} = 189 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On remarque que la condition de résistance du sol est vérifiée pour toutes les semelles.

### 7.3 Ferraillage de la semelle :

Pour le ferraillage des semelles, les efforts maximums sous les différents poteaux sont obtenus du logiciel ROBOT sous les combinaisons d'actions les plus défavorables, le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau 7 4: Réactions à la base de la structure

Combinaisons	Poteau	Effort normal N [KN]	Moment M [KN.m]	
1.35G+1.5Q	Poteau central	3411.05	/	
G+Q	Poteau central	2440.66	/	
G+Q+E	G+Q+Ex	Poteau de rive	2318.29	143.42
	G+Q+Ey	Poteau d'angle	2728.48	73.41

On remarque que le moment sous les combinaisons ELU et ELS est négligeable en le comparant avec les résultats obtenus sous les combinaisons sismiques. Les valeurs obtenues seront prises en considération dans le calcul de ferraillage, on calcul donc l'excentricité « e » comme suit :

$$e = M/N'$$

Avec :

$$N' = (N + P_{semelle})$$

Tableau 7 5: Calcul de l'excentricité

Combinaisons	Poteau	N' [KN]	M [KN.m]	e [m]	
1.35G+1.5Q	Poteau central	3800.93	/	/	
G+Q	Poteau central	2729.46	/	/	
G+Q+E	G+Q+Ex	Poteau de rive	2607.09	143.42	0.055
	G+Q+Ey	Poteau d'angle	3017.28	73.41	0.024

Pour le ferrailage de la semelle, en adoptant la méthode des bielles, la contrainte au sol est totalement en compression si :

$$e \leq \frac{B}{6} \Rightarrow e = 0.055 \leq \frac{3.8}{6} = 0.63 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

On doit vérifier également que :

$$e \leq \frac{B}{24} \Rightarrow e = 0.055 \leq \frac{3.8}{24} = 0.16 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Puisque les deux conditions précédentes sont simultanément remplies, on peut continuer à utiliser la méthode des bielles pour calculer le ferrailage, Les sections d'acier ( $A_b$ ,  $A_a$ ) sont calculées par les formules suivantes :

ELU	1.35G+1.5Q	$As_{//A} = \frac{N'(A - a)}{8d \cdot \sigma_s}$	$As_{//B} = \frac{N'(B - b)}{8d \cdot \sigma_s}$
	G+Q+Ey	$As_{//A} = \frac{N' \left(1 + \frac{3e}{A}\right) (A - a)}{8d \cdot \sigma_s}$	$As_{//B} = \frac{N' \left(1 + \frac{3e}{B}\right) (B - b)}{8d \cdot \sigma_s}$
	G+Q+Ex		
ELS		$As_{//A} = \frac{N'(A - a)}{8d \cdot \sigma_{st}}$	$As_{//B} = \frac{N'(B - b)}{8d \cdot \sigma_{st}}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 7 6:Ferrailage des semelles isolées

	Poteau	$A_s // A$	$A_s // B$
1.35G+1.5Q	Poteau central	53.7 cm <sup>2</sup>	53.7 cm <sup>2</sup>
G+Q	Poteau central	<b>66.55 cm<sup>2</sup></b>	<b>66.55 cm<sup>2</sup></b>
G+Q+Ey	Poteau de rive	38.43 cm <sup>2</sup>	38.43 cm <sup>2</sup>
G+Q+Ex	Poteau d'angle	43.45 cm <sup>2</sup>	43.45 cm <sup>2</sup>

Avec :

$$f_e = 400 \text{ MPa} , f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = \min [266.66 ; 201.63] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6 \text{ (Pour acier HA)}$$

On remarque que le calcul à l'ELS donne un ferrailage plus important par rapport aux autres combinaisons, alors on choisit un seul ferrailage pour toutes les semelles.

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} < A$$

$$A_{min} = 0.23 \times 380 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 34.41 \text{ cm}^2 < A = 66.55 \text{ cm}^2$$

Donc le choix final du ferrailage pour toutes les semelles est :

$$A_x = A_y = 69.12 \text{ cm}^2 = \mathbf{22HA20}$$

**a. Calcul de l'espacement :**

Généralement l'espacement « Esp » :  $15 \text{ cm} \leq \text{Esp} \leq 25 \text{ cm}$

$$\text{Esp} = \frac{B - 2c - \phi \times \text{Nbr des barres}}{\text{Nbr des barres} - 1}$$

$$\text{Esp} = \frac{380 - 2 \times 5 - 2.0 \times 22}{22 - 1} = 15,5 \text{ cm}$$

Donc on adopte un espacement de 15 cm entre les barres.

**b. Ancrage des barres**

La longueur d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_u}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Avec :  $\psi = 1.5$  pour acier HA

Donc :

$$L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$$

On a :

$$\frac{B}{8} = 47.5 \text{ cm} < L_s = 70.54 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 95 \text{ cm}$$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

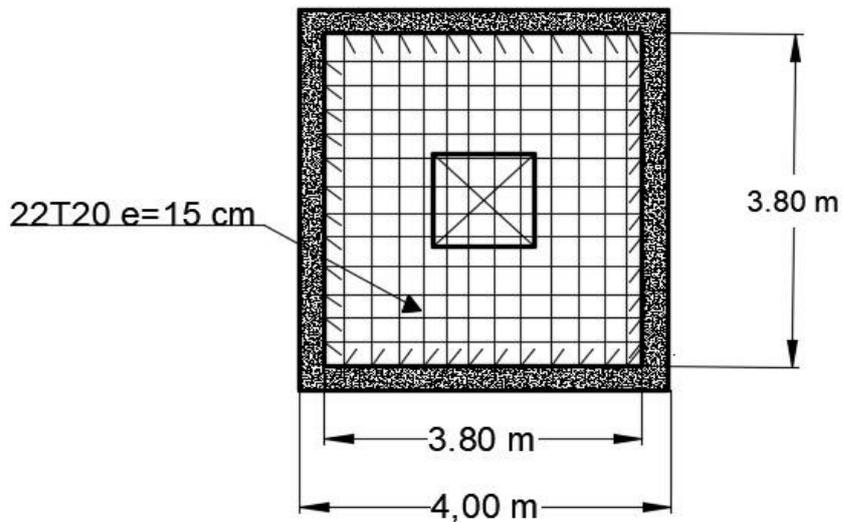
✓ **Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après le RPA on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_{max} = 0.09 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 0.95 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$e = 0.09$  (Sous la combinaison 0.8G+Ex)



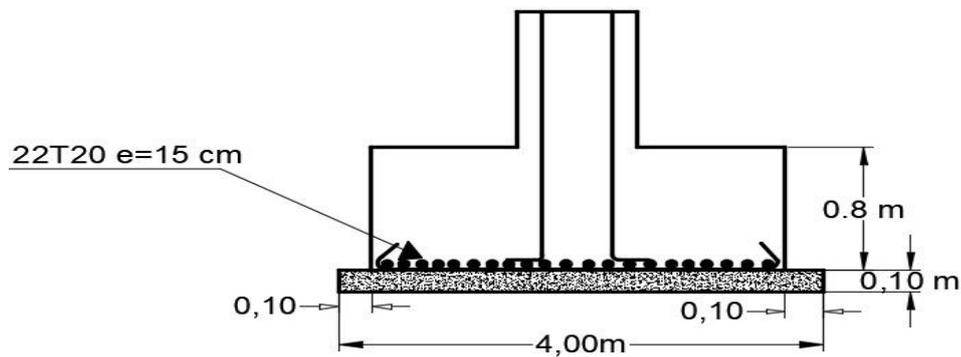


Figure 7 2: Schéma de ferrailage semelle isolée

#### 7.4 Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

##### 7.4.1 1.5.1 Pré-dimensionnements :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25cm×30cm pour un site de catégorie S<sub>3</sub>.

Donc on adopte une section de 30 x 40 cm.

##### 7.4.2 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$\frac{F}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

F : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

Dans pour notre cas, on a un site de catégorie S<sub>3</sub> et une zone III donc  $\alpha = 10$

- ELU : N = 3411.05 KN

$$N_u = \frac{3411.05}{10} = 341.1 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- ELS : N = 2440.66 KN

$$N_s = \frac{2440.66}{10} = 244.06 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour le ferrailage, on adopte que :

$$A_u = \frac{N_u}{\sigma_s} = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$A = 12.06 \text{ cm}^2 = 6HA16$$

- **Section minimale donnée par le RPA 99 version 2003 :**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section :

$$A \geq A_{min} = 0.006 \times (a * b)$$

$$A = 12.06 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.006 \times (30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (CBA93) :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 40 \times 2.1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A = 12.06 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{st} = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales adoptés est :  $\Phi_t = 8\text{mm}$

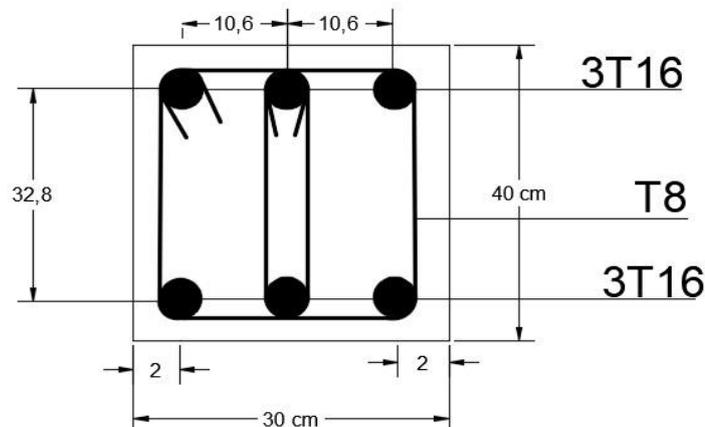


Figure 7 3: Schéma de ferrailage longrine

## Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, ce dernier a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant le cursus de master en génie civil, d'approfondir les connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Cette expérience a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et aussi de faire mieux comprendre ce domaine. D'ailleurs elle a permis de tirer les conclusions suivantes :

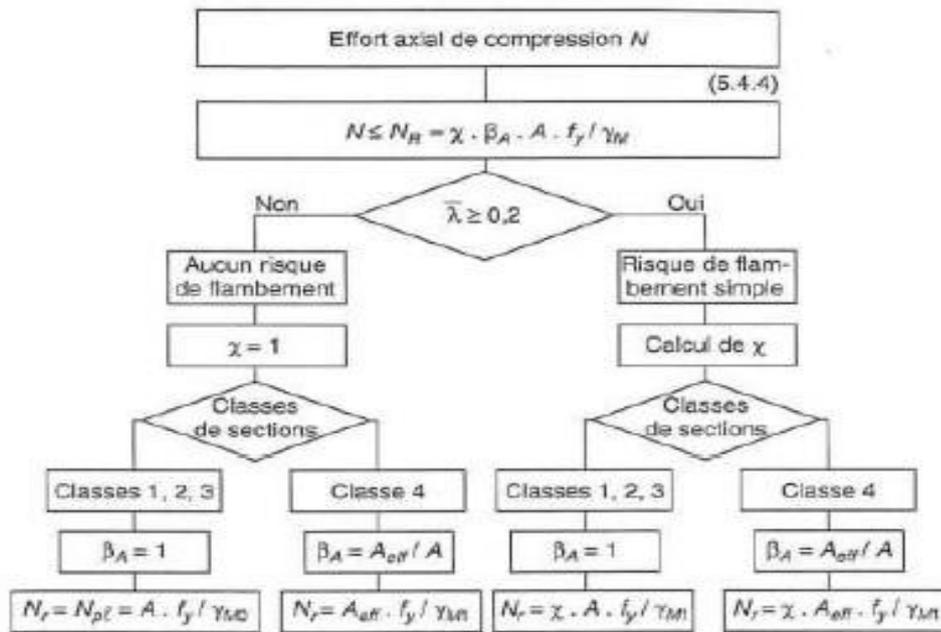
- ✓ Le pré-dimensionnement et la vérification des éléments structuraux permet de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises lors de la formation universitaire.
- ✓ La bonne maîtrise des règlements de calcul tel que : RPA99 V2003, CCM97, RNV2013, Eurocode 3, 2, 4 ...etc. et des logiciels comme le ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS est très important dans le but de faciliter les calculs, d'avoir des résultats plus précis et d'avoir un comportement proche du comportement réel du bâtiment
- ✓ L'étude dynamique s'impose pour définir le comportement de la structure dans le cas du séisme. Cette étude est très importante pour limiter les dommages dans les éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure. Pour cela, l'ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques « RPA99 V2003 ».
- ✓ La disposition de contreventement joue un rôle important dans le comportement global de la structure.

A la fin de ce projet qui présente une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle. Et nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études et un bon guide pour les futures promotions.

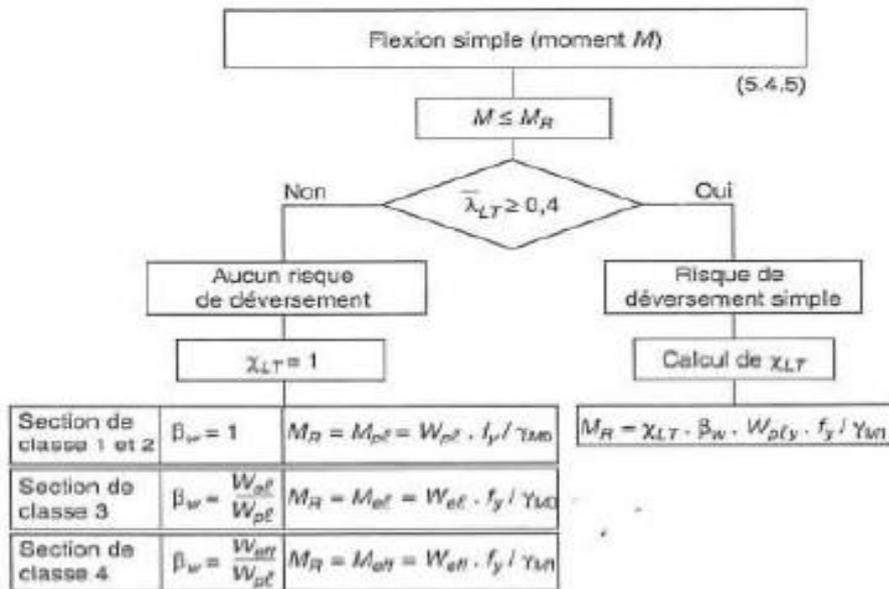
## **REFERENCES**

- 1- EUROCODE 1,2,3 et 4 normes françaises**
- 2- CCM97**
- 3- RPA99V2003**
- 4- RNV99V2013**
- 5- BAEL**
- 6- COURS P<sup>r</sup> MENADI charpente métallique**
- 7- Cours p<sup>r</sup> RAFIK TALEB étude sismique**
- 8- Livre calcul des structures métalliques selon EUROCODE 3 « JEAN MOREL »**
- 9- Formulaire de la construction métallique « R. MONNARD »**
- 10- Conception et dimensionnement des structures mixte (acier – béton) règle  
générales et règles pour les bâtiments.**
- 11- Cours charpente métallique « BARAKA ABDELHAK »**

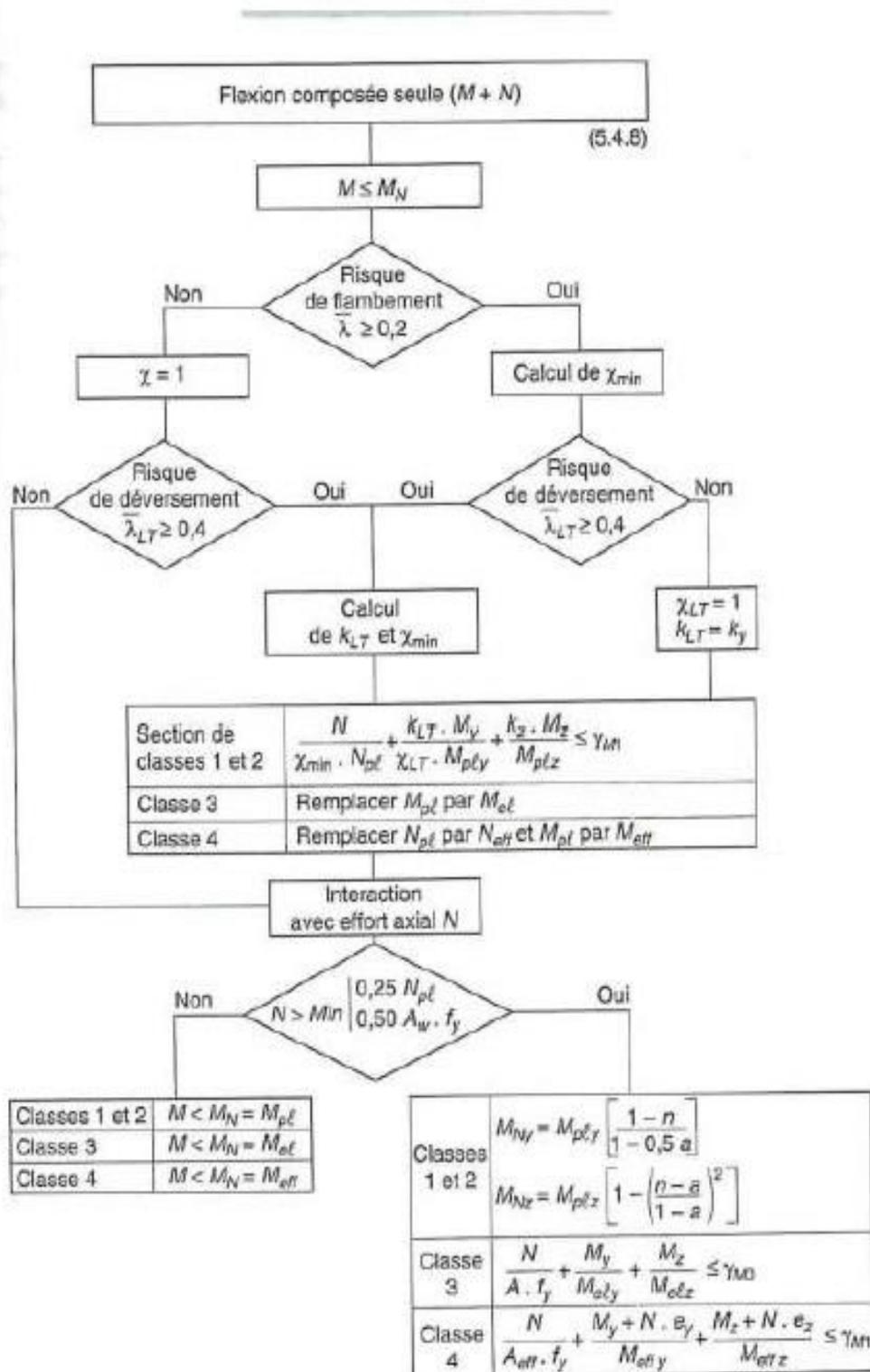
# Annexe 1



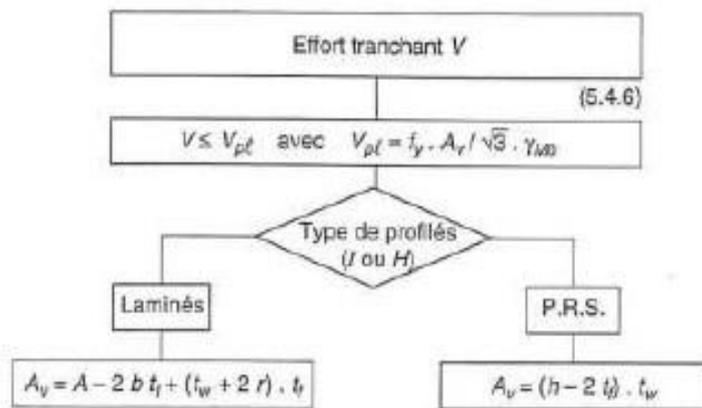
- Figure 112 -



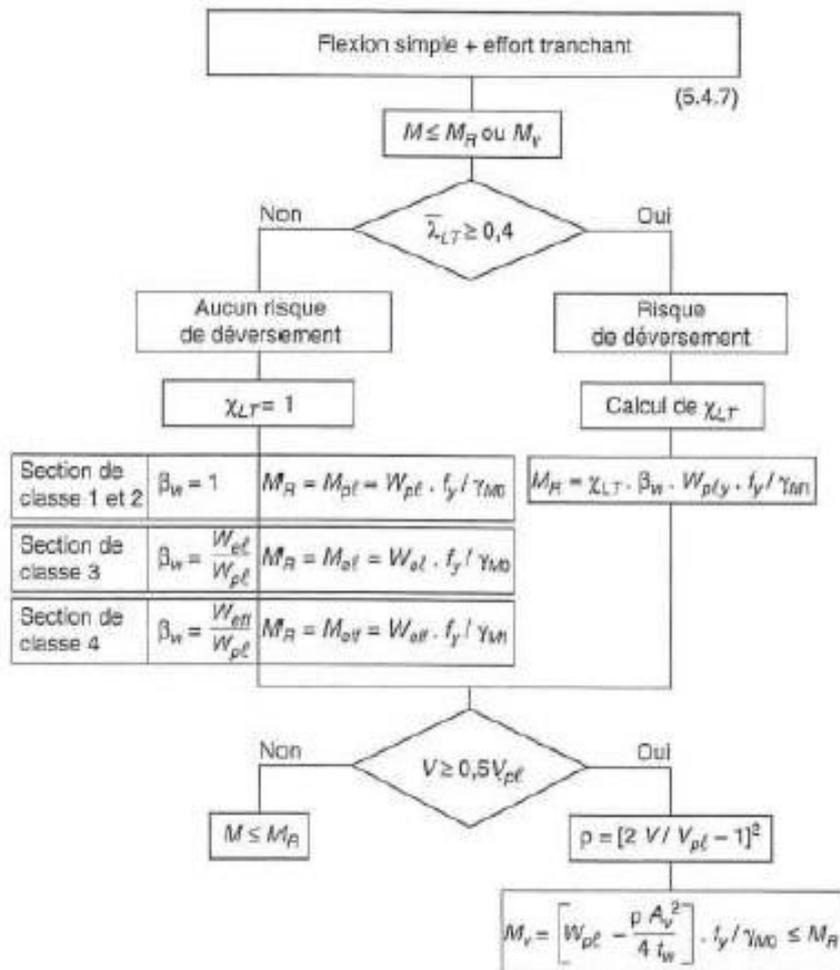
## Annexe 2



## Annexe 3



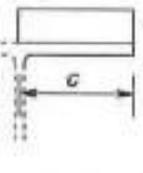
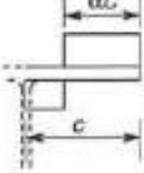
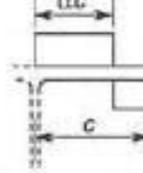
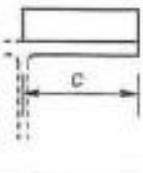
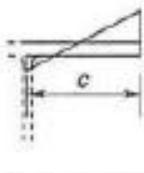
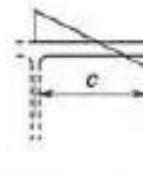
- Figure 113-B -



## Annexe 4

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
<p style="text-align: center;"><math>d = h - 3t</math> [<math>t = t_r = t_w</math>]</p>				
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d / t_w \leq 72 \epsilon$	$d / t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d / t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d / t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d / t_w \leq 83 \epsilon$	$d / t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d / t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d / t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d / t_w \leq 124 \epsilon$	$d / t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d / t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$  Quand $\psi \leq -1$ : $d / t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

## Annexe 4

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Parois internes de semelles en console :				
				
		Sections laminées	Sections soudées	
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
				
1	Laminées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 9 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{9}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	Laminées	$c / t_f \leq 11 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{11}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
				
3	Laminées	$c / t_f \leq 15 \varepsilon$	$c / t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_G}$	
	Soudées	$c / t_f \leq 14 \varepsilon$	$c / t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_G}$	
		Pour $k_G$ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

## Annexe 5

Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$

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