

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Saad Dahleb Blida 1



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixte

Thème :

**Etude d'un centre commercial
(R+2+ sous-sol) en charpente métallique**

Présenté par :

Doumi Rym Mammou Elbatoul

Devant les membres de jury :

..... U. Saad Dahleb-Blida
..... U. Saad Dahleb-Blida
M^{me} W.Badis U. Saad Dahleb-Blida

Examineur
Examineur
Promotrice

Promotion 2022

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un Centre commercial à usage multiple (commerce + bureau) qui se compose d'un RDC+2 étages+ sous-sol en charpente métallique, ce projet sera construit dans la ville de ALGER (Bab-Ezzouar) 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 ETABS 2020. 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 (ETABS 2020). On a pris l'étude des assemblages tels que l'assemblage poteau-poutre, l'assemblage poutre-solive, l'assemblage contreventement et assemblage pied de poteau. L'étude des assemblages a été effectuée à l'aide du logiciel (IDEA Statique) 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 filantes.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة مبنى معدني (مركز تجاري) متكون من طابق ارضي +طابقين + قبو، سيتم بناء هذا المشروع في مدينة الجزائر (باب الزوار) المصنفة في المنطقة الزلزالية الثالثة حسب القواعد الجزائرية المضادة

للزلازل **RPA99 version 2003**

تم اجراء التحليل الديناميكي للهيكل باستخدام برنامج **ETABS 2020**

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 تدعيم المبنى بإطارات على شكل V لمقاومة القوى الأفقية كأحمال الرياح والزلازل. بعد ذلك، تم فحص والتحقق من عناصر المبنى باستخدام البرنامج السابق **ETABS 2020** حسب متطلبات المعايير المعتمدة.

تم أيضا دراسة وتصميم الوصلات المعدنية حسب المعايير المعتمدة باستعمال برنامج **IDEA Statique** 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.

Abstract

The aim of this work is to study of a (steel frame) building consisting of a ground floor + 2floors +basement; this project will be built in the city of ALGER (Bab-Ezzouar) 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 standards RNV2013 and DTR2.2 (Dead and live loads).

The pre-sizing and verification of the supporting elements have been done 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 was carried out using the software ETABS 2020. 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 (ETABS 2020).

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

Finally, the work is completed by studying the foundations, and after consulting the floor ratio and analyzing the building's loads, strips Footings are adopted for the building.

Remerciements

Tout d'abord, on tient à remercier le bon Dieu le tout Puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

On, adressant nos remerciements aux personnes qui m'ont aidé dans la réalisation de ce mémoire

*En premier lieu, on remercie **Mme.W. Badis**, notre promotrice pour son accompagnement et ses soutiens tout au long de ce travail nos remerciements lui sont adressés pour accepter de nous encadrer, son appui et sa disponibilité sans faille pour mener à terme ce travail nous ont été précieux*

Nos remerciements s'adressent également au membre de jury pour avoir accepté de se pencher sur notre travail afin de le juger.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

Un grand merci à tous ceux qui m'ont aidé et soutenu d'une manière ou d'une autre pour l'achèvement de ce projet, en particulier mes parents, ma famille et mes amis.

Dédicace

I would like to dedicate this work:

To my mother who was always there for me in time of need and moments of happiness, pushed me beyond my limits so I can deliver more, supported my dreams and my wishes, no words can fulfill the sacrifices you made to help me become the person I am today,.

To my dear father, the pillar of my existence, I hope I will be the successful daughter you wanted me to be. And always make you proud to call me your daughter. May Allah bless you both and keep you by my side

To my little brothers Ben Aissa and Abde Allah , you are the best brothers anyone could ask for , wishing you all the joy and success in the world isn't even near enough of what I want you to have, may Allah protect and bless the both of you.

To my cousin Noure Elhouda, I would like to take this opportunity to thank you for all the moments we have shared together, both good as well as bad ones, we may grow apart through the year, but I assure you will always be my favorite cousin. I Hope you achieve everything that you yearned for. My Allah bless you and protect you.

To my best friends Nousseiba , Sihem and Madina ,you are the best part of my life , my safeplace ,thank you for picking me up every time I fell down , I wish you nothing but happiness in everything you set foot into, we went through so much together, and yet to come. May Allah bless you.

My sweet friends Maroua , Sohaibe , Abderrezak , Abdeldjalil , Ishak , and my partner Batoul , you helped me a lot and dedicated a lot for this work. thank u for everything you have done to make my uni experience so far as brilliant as it has, I wish you all the success in the future.

-To everyone who had a role in accomplishing this humble work.

Dédicace

À l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, j'aimerais que tu sois avec nous maintenant pour partager ces moments avec nous, que Dieu te garde dans son vaste paradis, a toi mon père.

À la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à toutes mes belles sœurs Widad, Nour el yakin et Rym, et mon frère amine, je dédie ce travail dont le grand plaisir leur revient en premier lieu pour leurs conseils, aides, et encouragements.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude, et frères de cœur, mon binôme Rym, toi Ferial, Maroua, Sohaibe, Abderrezak et Abdeldjalil.

Mammou Elbatoul

Liste des Tableaux

Tableau II.1: Résumé des étapes de calcul	27
Tableau II.2: La pression dynamique de référence $q_{réf}$	28
Tableau II.3: La vitesse de référence de vent $V_{réf}$	28
Tableau II.4: Définition des catégories de terrain	29
Tableau II.5: Définition catégorie de terrain	29
Tableau II.6: Coefficient de rugosité et indice de turbulence	32
Tableau II.7: Coefficient d'exposition et pression de C_e et $q_p(Z_e)$	34
Tableau II.8: Résultat des différents coefficients en fonction de Z_e (m)	34
Tableau II.9: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sens V1, V3	36
Tableau II.10: Les surface et les valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse inaccessible-sens(V1, V3)	38
Tableau II.11: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse accessible-sens (V1, V3)	39
Tableau II.12: Les résultants de $W(Z_j)$, Paroi verticale (sense V1, V3)	40
Tableau II.13: Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse inaccessible (sense V1, V3)	41
Tableau II.14: Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse accessible (sense V1, V3)	41
Tableau II.15: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales-sens V2, V4	42
Tableau II.16: Les surface et les valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse-sens V2, V4	43
Tableau II.17: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse accessible-sens V2, V4	44
Tableau II.18: Les résultants de $W(Z_j)$, Paroi verticale (sense V2, V4)	44
Tableau II.19: Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse inaccessible (sense V2, V4)	45
Tableau II.20: Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse accessible (sense V2, V4)	45
Tableau II.21: Les résultants de F_w , Paroi verticale (sense V1, V3)	46
Tableau II.22: Les résultants de F_w , Terrasse inaccessible (sense V1, V3)	46
Tableau II.23: Les résultants de F_w , Terrasse accessible (sense V1, V3)	46
Tableau II.24: Les résultants de F_w , Paroi verticale (sense V2, V4)	46
Tableau II.25: Les résultants de F_w , Terrasse inaccessible (sense V2, V4)	47
Tableau II.26: Les résultants de F_w , Terrasse accessible (sense V2, V4)	47

Tableau III.1: Caractéristiques du profilé IPE180.....	55
Tableau III.2: Caractéristiques du profilé IPE220.....	63
Tableau III.3: Résumé des résultats solive 7.5m phase de construction.....	63
Tableau III.4: Résumé des résultats solive 7.5m phase finale.....	64
Tableau III.5: Résumé des résultats.....	64
Tableau III.6: Résumé des résultats solive 5m phase finale	65
Tableau III.7: Résumé des résultats solive 7.5m phase finale	66
Tableau III.8: Résumé des résultats solive 5m phase finale	67
Tableau III.9: Caractéristiques du profilé IPE240.....	67
Tableau III.10: Résumé des résultats solive 7.5m phase de construction.....	68
Tableau III.11: Résumé des résultats solive 7.5m phase finale	68
Tableau III.12: Résumé des résultats solive 5m phase finale	69
Tableau III.13: Caractéristiques du profilé IPE180.....	70
Tableau III.14: Caractéristiques du profilé IPE 400.....	71
Tableau III.15: Réactions des solives	79
Tableau III.16: Résumé des résultats poutre 10m phase finale.....	79
Tableau III.17: Caractéristiques du profilé IPE 500.....	80
Tableau III.18: Réactions des solives	80
Tableau III.19: Résumé des résultats poutre 10m phase finale.....	83
Tableau III.20: Réactions des solives	85
Tableau III.21: Résumé des résultats poutre 10m phase finale.....	86
Tableau III.22: Loi de digression.....	88
Tableau III.23: La descente des charges poteau central	89
Tableau III.24: Les profile et les sections des poteaux.....	89
Tableau III.25: Caractéristiques du profilé HEA340.....	89
Tableau III.26: Le choix final des profilés.....	91
Tableau III.27: La descente des charges poteau de rive	92
Tableau III.28: Les profilés et les sections des poteaux	92
Tableau III.29: Le choix final des profilés.....	93
Tableau III.30: La descente des charges poteau d'angle	94
Tableau III.31: Les profilés et les sections des poteaux	94
Tableau III.32: Le choix final des profilés.....	95

Tableau IV.1: Résumé de résultats	102
Tableau IV.2: Résumé de résultats	106
Tableau IV.3: Charge permanente d'une vole	109
Tableau IV.4: Charge permanente d'un palier	110
Tableau IV.5: Combinaisons des charges	114
Tableau IV.6: Caractéristiques du profilé L30×30×3	115
Tableau IV.7: Combinaisons des charges	116
Tableau IV.8: Caractéristiques du profilé UPN100	117
Tableau IV.9: Combinaisons des charges	119
Tableau IV.10: Caractéristiques du profilé IPE 140	120
Tableau V.1: Valeurs du facteur de qualité	132
Tableau V.2: Caractéristique de la force sismique	132
Tableau V.3: Période et facteurs de participation massique du modèle initial	133
Tableau V.4: Période et facteurs de participation massique du 2 ^{eme} modèle	135
Tableau V.5: Vérification de la force sismique totale V du 2 ^{eme} model	137
Tableau V.6: Vérification des déplacements inter étages du 2 ^{eme} model	138
Tableau V.7: Période et facteurs de participation massique du modèle finale	140
Tableau V.8: Vérification de la force sismique totale V du model finale	141
Tableau V.9: Vérification des déplacements inter étages du model final	141
Tableau VI.1: Caractéristiques du profilé croisé HEA600	148
Tableau VI.2: Les valeur de Ky et Kz	151
Tableau VI.3: Résultats de la vérification des poteaux 1 ^{ere} étage 1 ^{ere} cas	151
Tableau VI.4: Résultats de la vérification des poteaux 2 ^{eme} etage 1 ^{ere} cas	152
Tableau VI.5: Résultats de la vérification des poteaux	153
Tableau VI.6: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant	155
Tableau VI.7: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant	155
Tableau VI.8: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant	157

Tableau VI.9: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant	157
Tableau VI.10: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.....	159
Tableau VI.11: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant	159
Tableau VI.12: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant	159
Tableau VI.13: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant	159
Tableau VI.14: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant	160
Tableau VI.15: Caractéristiques du profilé croisé UPN400	160
Tableau VII.1: Caractéristiques des boulons	165
Tableau VII.2: Diamètres des trous	165
Tableau VII.3: Les caractéristiques du profilé (HEA600, IPE500).....	167
Tableau VII.4: Les caractéristiques du profilé (IPE500, IPE220).....	178
Tableau VIII.1: Efforts à la base de la structure.....	188
Tableau VIII.2: Vérification au renversement	190
Tableau VIII.3: Vérification de la contrainte à ELS	191
Tableau VIII.4: Ferrailage pour les semelles	192
Tableau VIII.5: Calcul des charges.....	192
Tableau VIII.6: Dimensionnement des armatures.....	194

Liste des figures

Figure I .1 : Plan de site.....	6
Figure I .2 : Façade cote Boulevarda(ouest).....	7
Figure I .3 : Façade cote rue (nord).....	7
Figure I .4 : Façade cote rue (sud)	8
Figure I .5 : Façade côte Est.....	8
Figure I .6 : Coupe longitudinal A.....	9
Figure I .7 : Plan de RDC.	10
Figure I .8 : Plan de 1 ^{ere} étage.	11
Figure I .9 : Plan de 2 ^{eme} étage.	12
Figure I .10 : Plancher collaborant.	13
Figure I .11 : Coupe du plancher collaborant.	14
Figure I .12 : Bac d'acier type Hi-Bond 55.	15
Figure I .13 : Goujons soudée.	15
Figure I .14 : Les escaliers.	16
Figure I .15 : Garde-corps.....	17
Figure I .16 : Ascenseur.....	17
Figure I .17 : Diagramme contrainte-déformation ELU.....	20
Figure I .18 : Diagramme contrainte-déformation ELS.....	21
Figure I .19 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	22

Figure II .1 : Les directions V1 et V2 du vent.....	30
Figure II .2 : Hauteur de référence Z_e	30
Figure II .3 : Légende pour les parois verticales-sens V1, V3.....	35
Figure II .4 : Valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale sens V1, V3.....	36
Figure II .5 : Légende pour les toitures plates.....	37
Figure II .6 : Valeur de C_{pe} pour la toiture-direction V1, V3 du vent.....	38
Figure II .7 : Les ouvertures dans notre structure.....	39
Figure II .8 : Légende pour les parois verticales-sens V2, V4.....	41
Figure II .9 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales sens V2, V4.....	42
Figure III.1 : Représentation du plancher collaborant.....	51
Figure III.2 : Présentation schématique des solives.....	54
Figure III.3 : Schéma statique de la solive.....	54
Figure III.4 : Schéma statique de la solive.....	55
Figure III.5 : Largeur participante de la dalle.....	59
Figure III.6 : Schéma de position des connecteurs de solive.....	62
Figure III.7 : Schéma statique de la solive.....	63
Figure III.8 : Schéma de position des connecteurs de solive.....	65
Figure III.9 : Schéma statique de la poutre.....	71
Figure III.10 : Largeur participante de la dalle.....	75
Figure III.11 : Schéma de position des connecteurs de poutre.....	78
Figure III.12 : Schéma de position des connecteurs de poutre.....	85
Figure III.13 : Le poteau central.....	87

Figure III.14 : Le poteau de rive.....	91
Figure III.15 : Le poteau d'angle.....	93
Figure IV.1 : L'acrotère.....	97
Figure IV.2 : Dimension de l'acrotère.....	98
Figure IV.3 : Sollicitations de l'acrotère.....	99
Figure IV.4 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	100
Figure IV.5 : Section de calcul de l'acrotère.....	101
Figure IV.6 : Position de centre de pression.....	103
Figure IV.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère transversal.....	105
Figure IV.8 : Schéma de ferrailage de l'acrotère longitudinal.....	106
Figure IV.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère transversal.....	108
Figure IV.10 : Schéma de ferrailage de l'acrotère longitudinal.....	108
Figure IV.11 : Escalier en charpente métallique.....	109
Figure IV.12 : Schéma escalier RDC.....	112
Figure IV.13 : Schéma escalier étages courants.....	113
Figure IV.14 : Les composantes de l'escalier.....	114
Figure V.1 : Spectre de répons.....	128
Figure V.2 : Vue 3D du modèle initial.....	133
Figure V.3: Vue 3D du 2 ^{eme} modèle.....	135
Figure V.4 : Vue 3D du modèle finale.....	139

Figure V.5 : Disposition des contreventements pour le modèle final.....139

Figure VI.1 : Phénomène de flambement.	145
Figure VI.2 : Phénomène de déversement.	146
Figure VI.3 : La rigidité des poteaux.	148
Figure VII.1 : Assemblage poteau-poutre.	166
Figure VII.2 : Assemblage soude poutres-platine.	167
Figure VII.3 : Distribution des boulons....	170
Figure VII.4 : Assemblage poutre-solive.	178
Figure VII.5 : Assemblage gousset-contreventement.	180
Figure VII.6 : Assemblage gousset-base de portique par soudure.	182
Figure VII.7 : Assemblage gousset-contreventement du nœud du portique.	183
Figure VIII.1 : Semelle isolée.	186
Figure VIII.2 : Semelle filante.	187
Figure VIII.3 : Répartition des charges pour les poteaux centraux.	187
Figure VIII.4 : Répartition des charges pour les poteaux de rives.	188
Figure VIII.5 : Répartition des charges pour les poteaux d'angles.	188
Figure VIII.6 : Ferrailage en appuis.....	195
Figure VIII.7 : Ferrailage en travée.....	195

Liste des symboles

- A : La section brute d'une section.
- A_{net} : Section nette d'une pièce.
- A_w : Section de l'âme.
- A_v : Aire de cisaillement.
- b_f : La largeur de la solive.
- C_f : Coefficient de force.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
- $I_v(z)$: Intensité de la turbulence.
- K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre-Poteau.
- K_0 : Coefficient de flambement.
- K_t : Facteur de terrain.
- M_{sd} : Moment sollicitant en générale.
- M : Moment fléchissant.
- M_{rd} : Moment résistant.
- M_{pl} : Moment plastique.
- M_{cr} : Moment critique.
- $M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement.
- $N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
- N_{sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{t,Sd}$: Effort normal de traction.
- N_{pl} : Effort normal plastique.
- $N_{c,Rd}$: La résistance de calcul à la compression de la section transversale.
- n : Le coefficient d'équivalence acier/béton.
- P_k : Poids total de la structure.
- $q_p(z_e)$: Pression dynamique de pointe.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- S : Surface.
- S : Charge de la neige.
- S_k : Charge de la neige sur le sol.
- V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.
- $V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
- W : Pression aérodynamique.
- $W(z_j)$: Pression dynamique.
- W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur z_e .
- W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur z_e .
- W_{pl} : Module de résistance plastique.
- W_{el} : Module de résistance élastique.
- d : Diamètre d'une section circulaire.
- f_y : Limite d'élasticité.
- f_u : Résistance à la traction.

- f_{bu} : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime.
- H: Hauteur d'une pièce.
- d: Diamètre d'une section circulaire.
- r: Rayon d'une section circulaire.
- d: Diamètre d'une section circulaire.
- t: Epaisseur d'une pièce.
- t_f : Epaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).
- t_w : Epaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).
- Z: Hauteur au-dessus du sol.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- $Z_{\text{éq}}$: Hauteur équivalente
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée.
- x : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
- β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
- β_m : Facteur de corrélation.
- γ : Coefficient partiel de sécurité.
- γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1,2,3).
- γ_{m1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4).
- γ_{m2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B: Aire d'une section transversale de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- Q: Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité de calcul de béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_s : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_b$: Contrainte de compression admissible du béton.
- r_u : Contrainte ultime de cisaillement
- r : Contrainte tangentielle.
- G: Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant à la base.
- E.L.U: Etat limite ultime.
- E.L.S: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- Tu: Effort tranchant ultime.
- T: Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement
- λ : Elancement.
- F: Force concentrée.
- f: Flèche.

- \bar{f} : Flèche admissible.
- L: Longueur ou portée d'un élément.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile de calcul
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- I: Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M: Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y: Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismique.

Sommaire

Résumé.

Remerciements.

Dédicace.

Liste des tableaux.

Liste des figures.

Liste des symboles.

Introduction générale.....2

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I .1. Introduction.5

I .2. Conception architecturale.....5

I .3. Présentation de l'ouvrage.....5

I .4. Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....6

I .5. Règlement utilisées.....13

I .6. Logiciels utilisées.....13

I .7. Système constructif de l'ouvrage.....13

I .7.1. Les planchers.....13

I .7.2. Les poteaux.....18

I .7.3. Les poutres.....18

I .7.4. Les fondations.....18

I .7.5. Les assemblages.....18

I .7.6. La maçonnerie.....18

I .8. Les matériaux utilisés.....19

I .8.1. Béton.....19

I .8.2. Acier.....	21
I .8.3. Acier de charpente métallique.....	22
I .9. Conclusion.....	23

Chapitre II : Etude climatique.

II .1. Introduction.....	25
II .2. Etude de la neige.....	25
II .2.1. Introduction.....	25
II .2.2. Calcul des charges de la neige « S »	25
II .3. L'effet du vent.....	26
II .3.1. Introduction.....	26
II .3.2. Dimensionnement de l'ouvrage.....	26
II .3.3. Procédure de calcul.....	27
II .3.4. Principes du DTR RNV (version 2013)	27
II .3.5. Données relative au site.....	28
II .3.6. Les directions V1 et V2 du vent.....	30
II .3.7. Détermination de la pression due au vent.....	30
II .4. Conclusion.....	49

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments résistants.

III .1. Introduction.....	51
III .2. Pré-dimensionnement du plancher collaborant.....	51
III .3. Evaluation des charges et surcharges.....	52
III .3.1. Plancher terrasse inaccessible.....	52

III.3.2. Plancher terrasse accessible.....	53
III.3.3. Plancher courant.....	53
III.4. Pré-dimensionnement des solives.....	54
III.4.1. Pré-dimensionnement des solives du plancher terrasse inaccessible.....	55
III.4.2. Pré-dimensionnement des solives du plancher terrasse accessible.....	65
III.4.3. Pré-dimensionnement des solives du plancher étage courant (usage commerce).	66
III.4.4. Pré-dimensionnement des solives du plancher étage courant (usage bureaux)	69
III.5. Pré-dimensionnement des poutres secondaires.....	70
III.6. Pré-dimensionnement des poutres porteuses (principales).....	70
III.6.1. Pré-dimensionnement des poutres porteuses terrasse inaccessible.....	71
III.6.2. Pré-dimensionnement des poutres porteuses terrasse accessible.....	79
III.6.3. Pré-dimensionnement des poutres porteuses plancher étage courant (usage commerce)...	80
III.6.4. Pré-dimensionnement des poutres porteuses plancher étage courant (usage bureaux).....	85
III.7. Pré-dimensionnement des poteaux.....	87
III.7.1. Pré-dimensionnement de poteau central.....	87
III.7.2. Pré-dimensionnement de poteau de rive.....	91
III.7.3. Pré-dimensionnement de poteau d'angle.....	93
III.8. Conclusion.....	95

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

IV.1. Introduction.....	97
IV.2. Acrotère.....	97
IV.2.1. Introduction.....	97

IV.2.2. Calcul des charges sollicité l'acrotère.....	98
IV.2.3. Principe de calcul.....	98
IV.2.4. Evaluation des charges.....	99
IV.2.5. Calcul d'efforts.....	100
IV.2.6. Ferrailage de la section de l'acrotère.....	101
IV.2.7. Vérification de la section d'acier.....	102
IV.3. Les escaliers.....	108
IV.3.1. Introduction.....	108
IV.3.2. Evaluation des charges.....	109
IV.3.3. Escalier RDC.....	111
IV.3.4. Escalier étages courants.....	112
IV.3.5. Dimensionnement des éléments porteurs.....	114
 Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique.	
V.1. Introduction.....	123
V.2. Modélisation de la structure.....	123
V.2.1. Modélisation de rigidité.....	123
V.2.2. Modélisation de la masse.....	123
V.3. Objectif de l'étude dynamique.....	124
V.4. La méthode de calcul.....	124
V.4.1. Méthode statique équivalente.....	124
V.4.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	124
V.4.3. Méthode dynamique par accélerogrammes.....	125
V.5. Classification selon le RPA99 version 2003.....	125

V.5.1. Classification des zones sismiques.....	125
V.5.2. Classification de l'ouvrage.....	125
V.5.3. Classification du site.....	126
V.6. Choix de la méthode de calcul.....	126
V.6.1. Méthode statique équivalente.....	126
V.6.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	127
V.6.3. Objectif de l'analyse spectrale.....	127
V.7. Résultats de l'analyse sismique.....	129
V.8. Résultats de l'analyse sismique.....	133
V.8.1. Model initial.....	133
V.8.1.1. Caractéristique dynamique propre du modèle initial.....	133
V.8.2. Model 2.....	135
V.8.2.1. Caractéristique dynamique propre du 2 ^{eme} modèle.....	135
V.8.2.2. Les vérifications du 2 ^{eme} modèle.....	136
V.8.3. Modèle final.....	138
V.8.3.1. Caractéristique dynamique propre du modèle final.....	140
V.8.3.2. Les vérifications du 2 ^{eme} modèle.....	141
V.9. Conclusion.....	143

Chapitre VI : Vérification des éléments de l'ossature.

VI.1. Introduction.....	145
VI.2. Vérification des poteaux.....	146
VI.2.1. Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement.....	147

VI.3. Vérification des poutres principales.....	154
VI.4. Vérification des poutres secondaires.....	158
VI.5. Vérification des palées de stabilité.....	160

Chapitre VII : Les assemblages.

VII.1. Introduction.....	164
VII.2. Fonctionnement des assemblages.....	164
VII.3. Assemblage poteau-poutre (HEA600-IPE500), poutre 10m.....	166
VII.3.1. Calcul de la soudure poutre IPE500.....	167
VII.3.2. Moment résistant effectif de l'assemblage.....	171
VII.3.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	171
VII.3.4. Résistance de l'âme du poteau en traction.....	172
VII.3.5. Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie)	173
VII.3.6. Résistance de l'âme de poteau au cisaillement.....	173
VII.4. Assemblage poteau-poutre (HEA600-IPE500), poutre 4m -3,55m.....	174
VII.5. Assemblage poteau-poutre (HEA600-IPE500), poutre 5m -6,45m.....	175
VII.6. Assemblage poteau-poutre (HEA600-IPE500), poutre 7,5m.....	176
VII.7. Assemblage poutre-solive (IPE500-IPE220)	178
VII.8. Assemblage du contreventement V inverse.....	180
VII.8.1. Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la base du portique.....	180
VII.8.2. Assemblage du gousset sur la base du portique.....	181
VII.8.3. Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la poutre.....	182

Chapitre VIII : Les fondations.

VIII.1. Introduction.....	185
VIII.2. Choix du type de fondations.....	185
VIII.3. Calcul des fondations.....	185
VIII.4. Semelle isolée sous poteaux.....	186
VIII.4.1. Calcul les dimensions A, B.....	186
VIII.4.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles.....	186
VIII.5. Semelle filante.....	187
VIII.6. Vérification de la stabilité de la semelle.....	190
VIII.7. Vérification de la portance du sol.....	191
VIII.7.1. Vérification contraintes a ELS.....	191
VIII.8. Calcul du ferrailage.....	191
VIII.8.1. Calcul de ferrailage de la semelle.....	191
VIII.8.2. Armatures de répartition.....	192
VIII.8.3. Ferrailage max en travée et sur appui de la nervure.....	192
Conclusion générale.....	196

Références bibliographiques

Annexe

Introduction générale

Introduction générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines. Donc il faut suivre les nouvelles techniques de constructions

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. Règlement parasismique algérien "*RPA99 version 2003*", l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un centre commercial (R+2) en charpente métallique, à usage multiple (commerce + bureau) située à Alger, zone de forte sismicité « **Zone III** ».

En appliquant les règlements techniques en vigueur « **DTR** », à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA (version 2003)** et les règlements de la conception et calcul des structures en charpente métallique **CM97**.

L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le 1^{ère} chapitre consiste en la présentation du projet couvrant les caractéristiques géométriques du bâtiment ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.
- Le 2^{ème} chapitre on s'intéresse à l'étude climatique qui peut avoir un impact sur le comportement de notre structure
- Le 3^{ème} chapitre sera sur le pré-dimensionnement des éléments structuraux (poutres, poteaux, planchers)
- Le 4^{ème} chapitre sera sur le calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier)
- Le 5^{ème} chapitre nous avons étudié le comportement de la structure vis-à-vis le séisme, cette étude a été réalisé à l'aide de logiciel ETABS par la méthode modale spectrale, selon le règlement « **RPA99 version 2003** »
- Le 6^{ème} chapitre et la vérification des différents éléments de la structure tels que poteaux, poutres, contreventements.
- Le 7^{ème} chapitre et la conception et l'étude des assemblages des différents éléments.
- Le 8^{ème} chapitre consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage des fondations (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Ainsi ; Nous terminons ce document par quelque conclusions et perspectives

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

La construction métallique est définie par la réalisation en métal, elle engendre plusieurs axes à savoir : bâtiments industriels et structures métalliques dans les stations pétrolières, tours, poutres de ponts, grues à tours, pylônes, chaudronnerie (réservoirs, cuves, bacs, trémies, silos, citernes, pipes, cigares ...etc.)

On utilise le métal car il présente une bonne élasticité et permet aux structures de mieux s'adapter aux actions extérieures.

Vue la rapidité dans la réalisation, on utilise l'acier pour les logements d'astreinte, chalets de plus on peut récupérer l'acier utilisé de certaines constructions

L'acier résiste mal au feu et à la corrosion, on doit penser à sa protection.

Nous étions appelés à établir l'étude d'un projet en R+2 à usage de commerces et de bureaux en charpente métallique.

L'étude consiste à déterminer l'ensemble des éléments (profilés) qui composent la structure métallique en tenant compte de la nature du site ainsi que les règlements utilisés (RNV. Version 2013 ; D.T.R-BC-2.2 ; C.C.M.97 ; BAEL.91 ; RPA99/version 2003) ainsi que les documents de la résistance des matériaux en choisissant l'acier S275

I.2. Conception architecturale :

- ✓ S-sol sera aménagé en parking
- ✓ RDC à usage commerce.
- ✓ Le 1^{ère} étage sera destinée à usage multiple (commerce + bureaux)
- ✓ Le 2^{ème} étage seront destinées pour usage bureaux.

I.3.Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage (Bureaux, commerce), implantée à **Bab-Ezzouar** la wilaya d'**Alger**. La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 2 étages.

- Hypothèses climatiques : Zone B pour la neige,
Zone I pour le vent (selon le RNV2013) tableau A.2
- Zone sismique : zone III (forte sismicité selon le RPA99V2003).
- Groupe d'usage « 2 » (ouvrage d'importance moyenne), Et de site S3 (site meuble). (Selon le RPA99V2003)

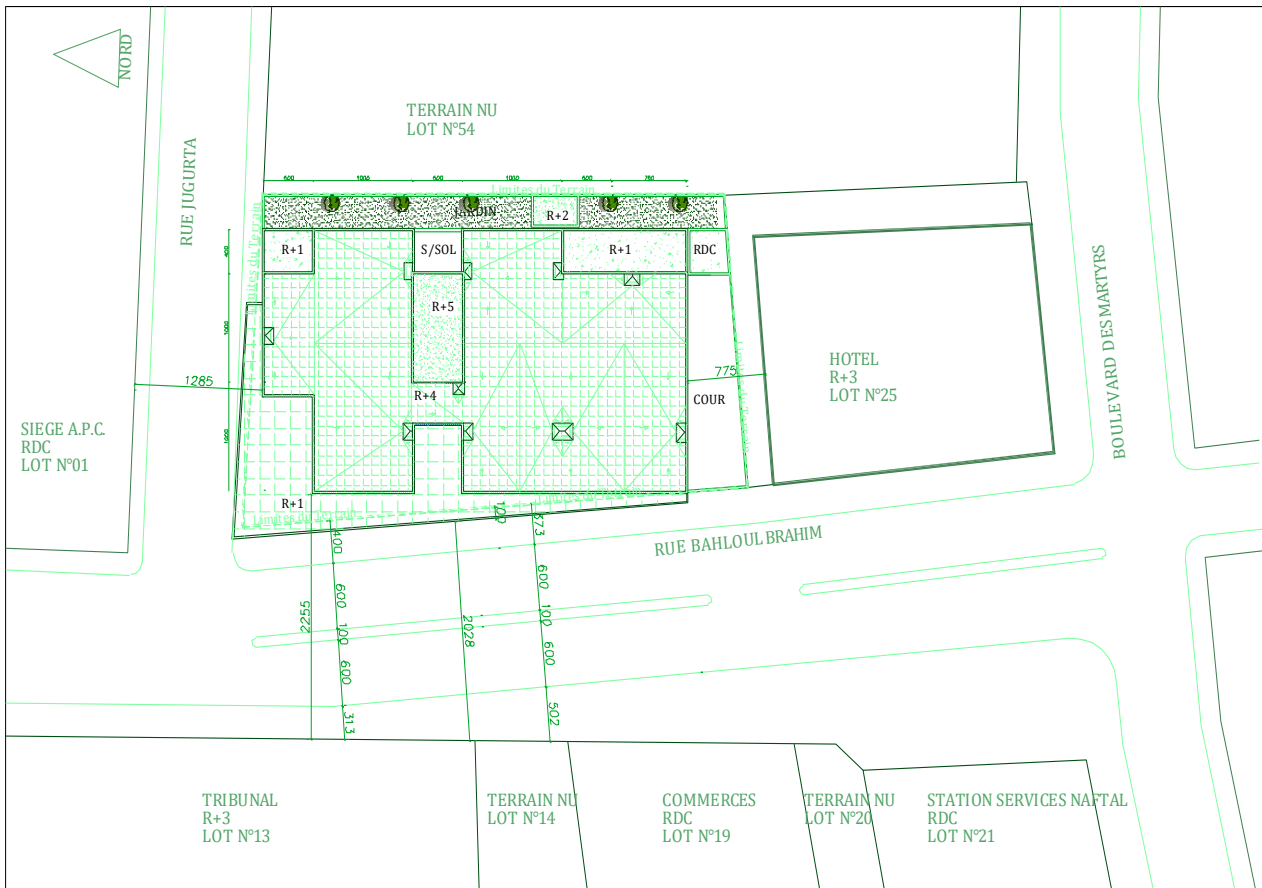


Figure I.1 : Plan de site.

I.4. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

• **Dimension en élévation :**

- Hauteur de RDC 4,50m
- Hauteur des étages courants (1^{ere} et 2^{eme} étage) 3,80m
- Hauteur du sous-sol 3,20m
- Hauteur totale du bâtiment 15.9m

• **Dimension en plan :**

- La longueur de bâtiment 50,79m
- La largeur de bâtiment 30,62m

- **Dossier graphique :**
Les plans de cet ouvrage sont représentés ci-dessous

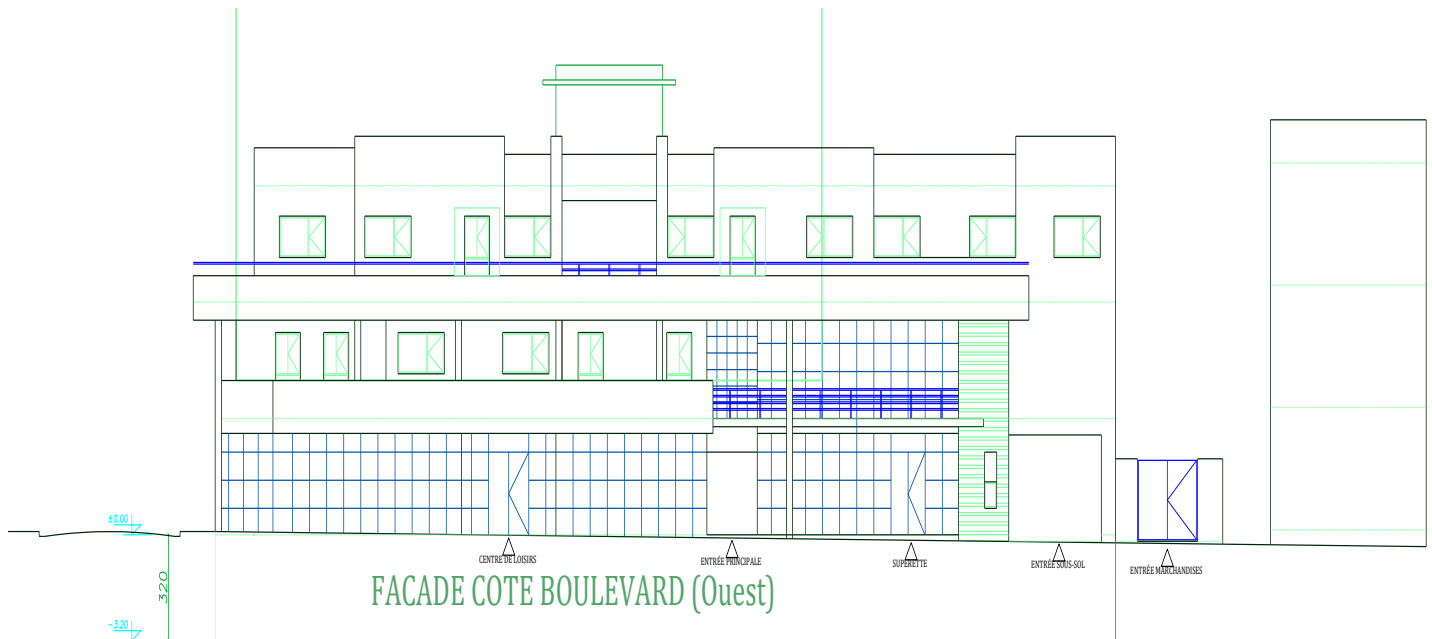


Figure I.2 : Façade Cote Boulevard (Ouest).

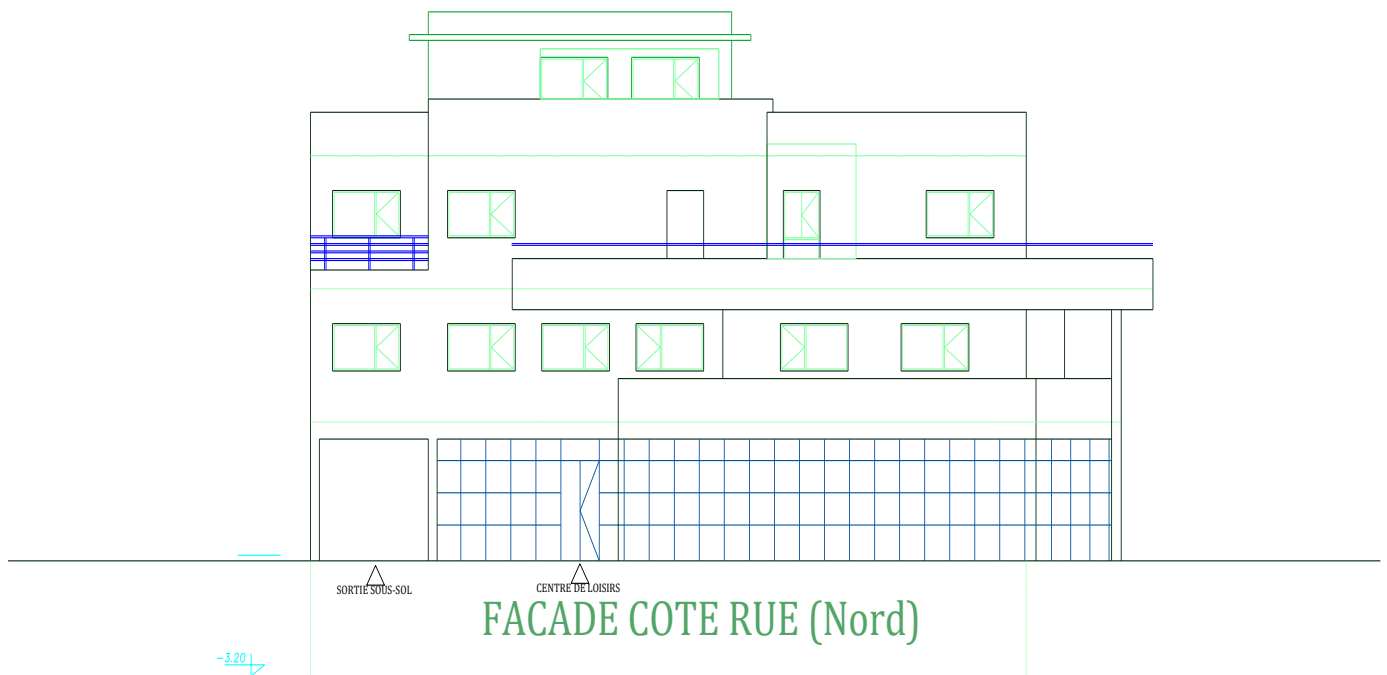


Figure I.3 : Façade Cote Rue (Nord).

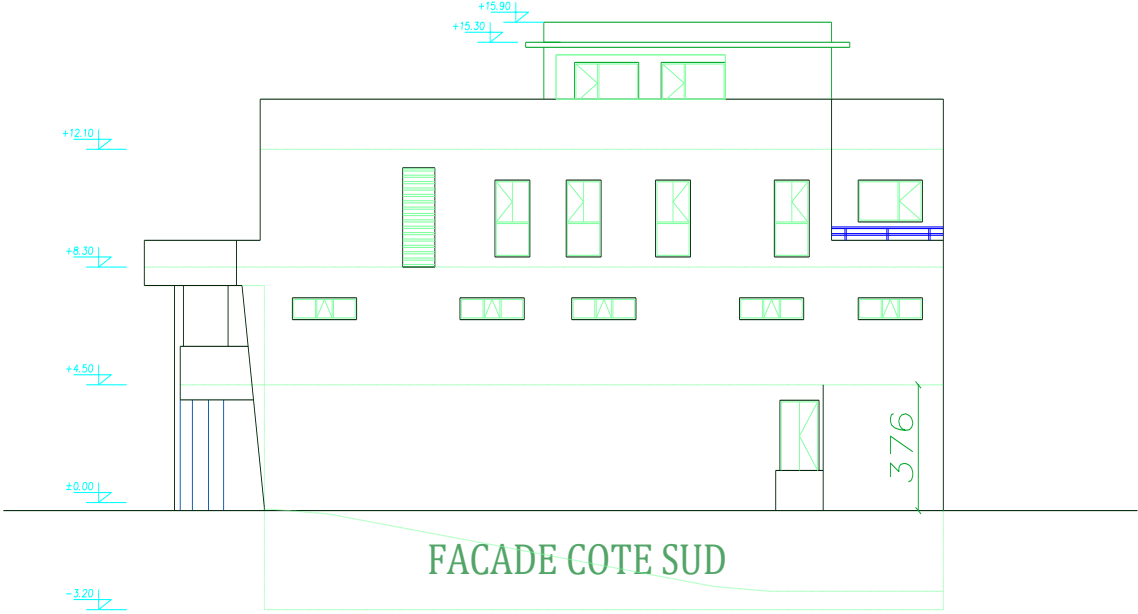


Figure I.4 : Façade Cote Rue Sud.

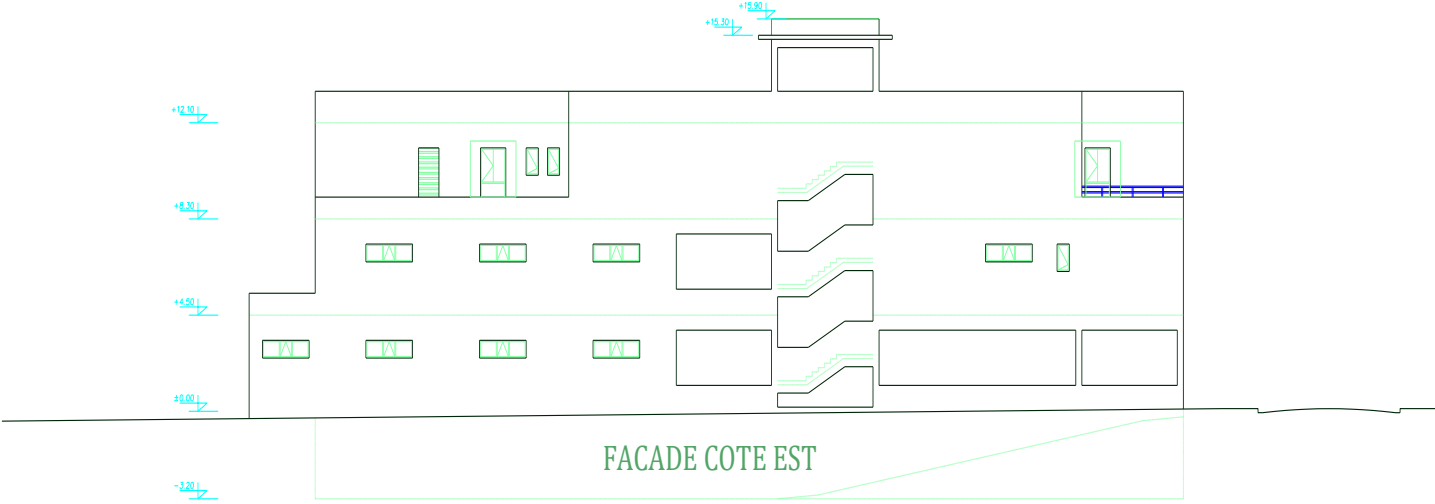


Figure I.5 : Façade Cote Est.

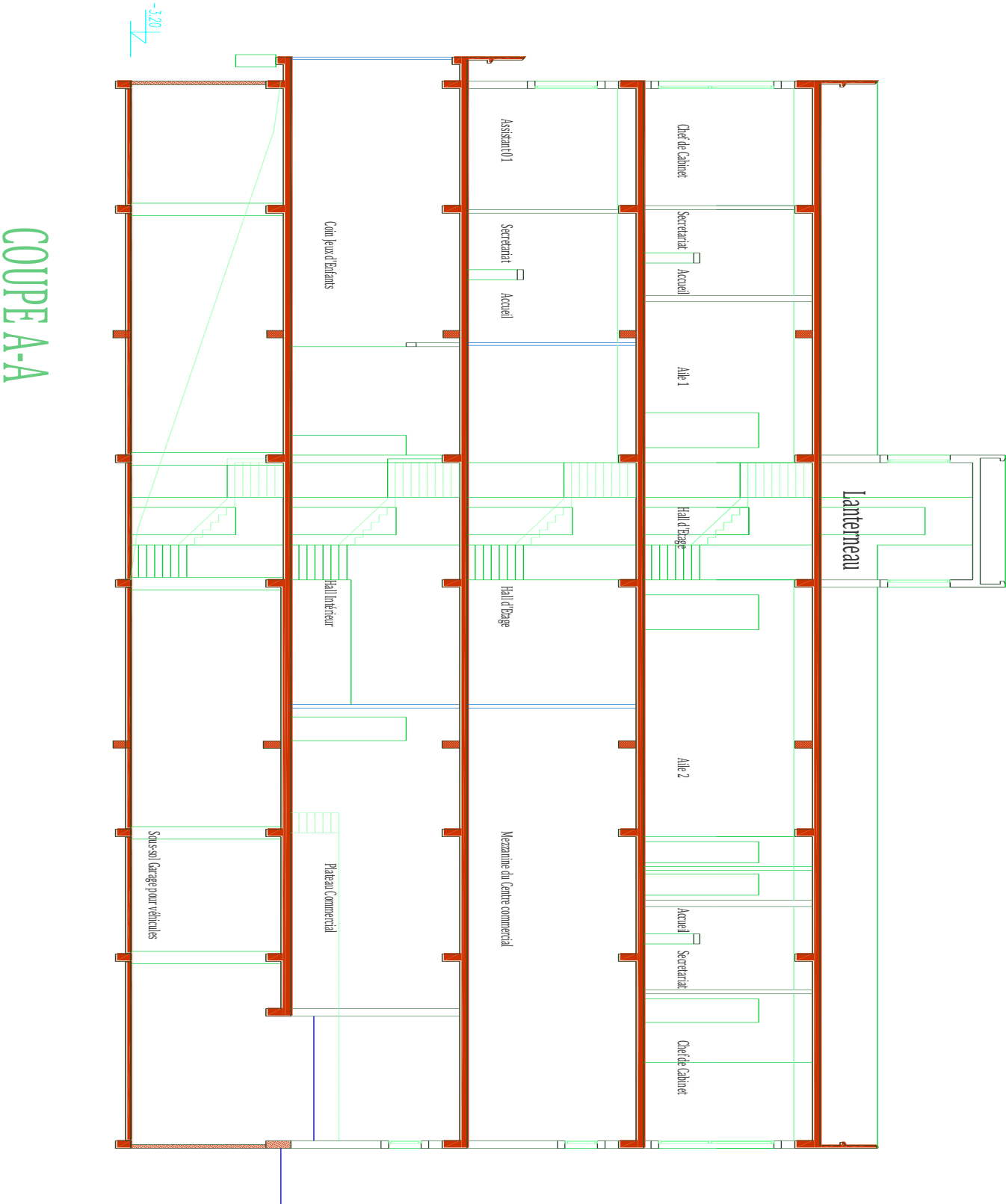


Figure I.6 : Coupe longitudinal A-A.

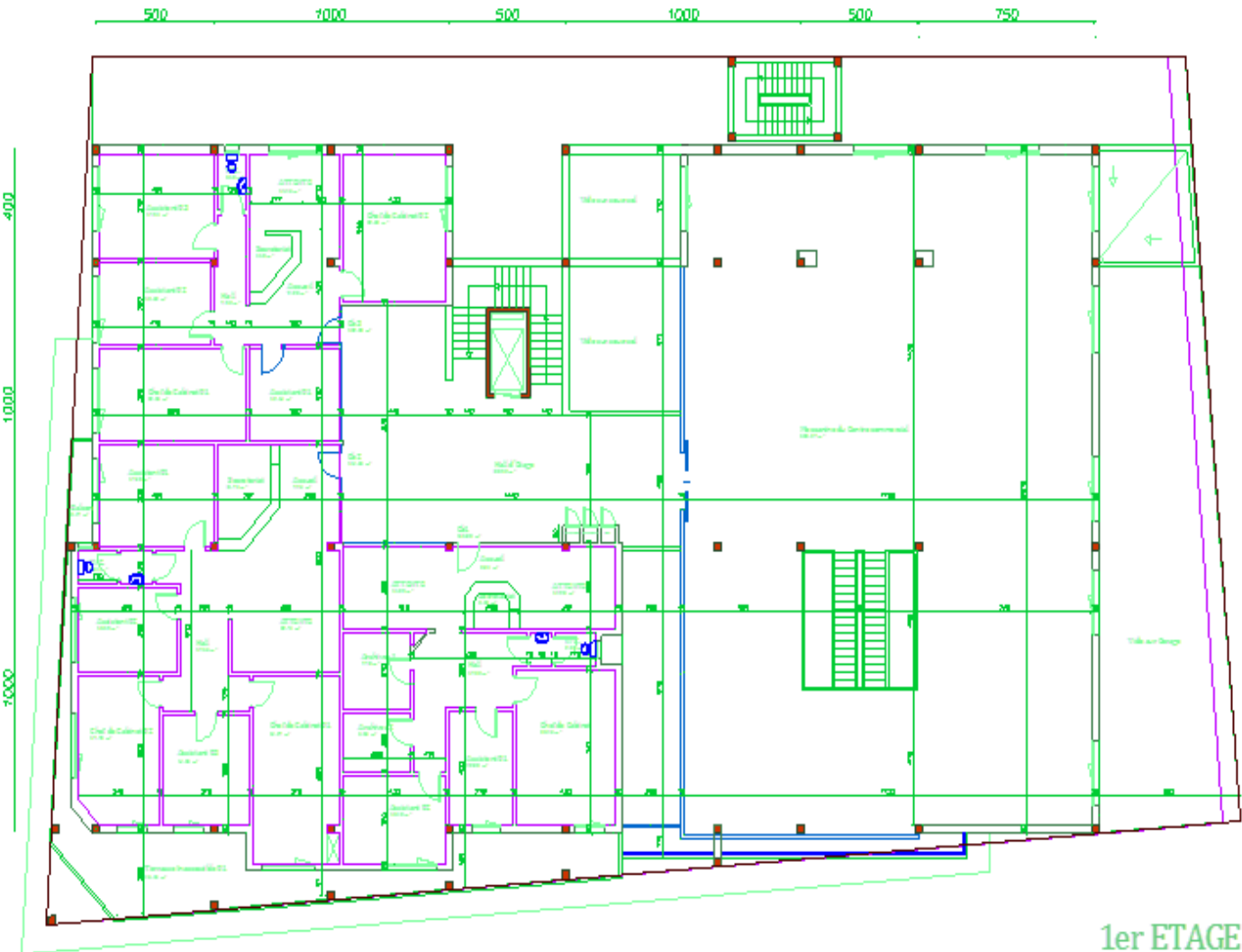


Figure I.8 : Plan de 1^{ere} étage.

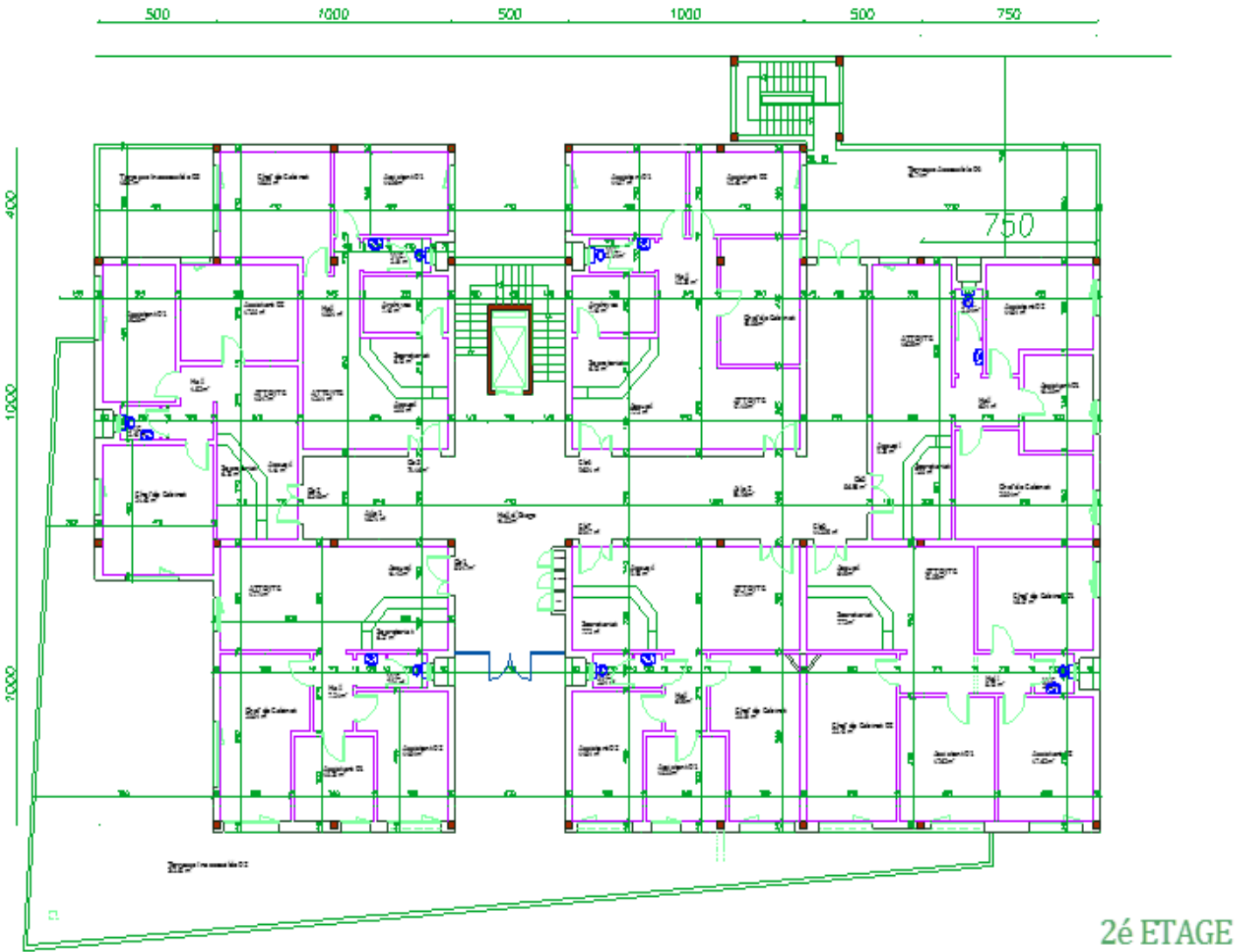


Figure I.9 : Plan de 2^{ème} étage.

I.5. Règlements utilisés :

L'étude de ce projet est basée sur les règlements suivants :

- **CCM 97** : règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et vérification des éléments de la structure.
- **L'Euro code 3 (EC3)** : Calcul des structures en acier.
- **L'Euro code 4 (EC4)** : Calcul des structures mixte.
- **RPA 99 version 2003** : règles parasismiques algériennes pour l'étude sismique.
- **RNV 2013** : Règlement neige et vent algériens.

I.7. Système de contreventement :

La stabilité du bâtiment est assurée par des portiques auto-stables avec des paliers triangulaires en (V).

I.7.1. Les planchers :

La structure comporte un plancher mixte acier-béton connu sous le nom de plancher collaborant.

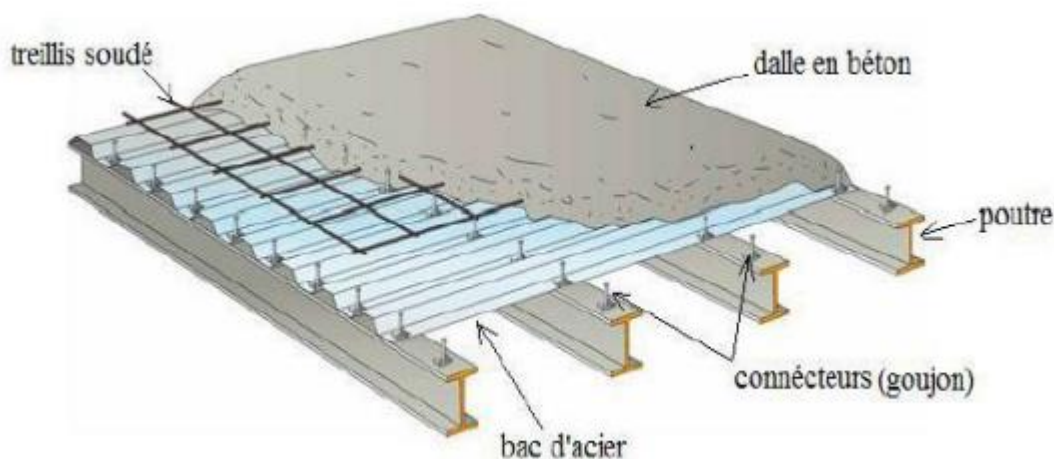


Figure I.10 : plancher collaborant.

Le rôle essentiel des plancher collaborant, suppose infiniment rigide dès le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et poteaux.

Les planchers collaborant sont des éléments structuraux, défini comme mixte car ils associent deux matériaux de natures et propriété différente.

a. Dalle en béton :

Selon l'EUROCODE4 l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte, h_t doit être d'au moins 80mm. L'épaisseur de béton h_c , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40mm.

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

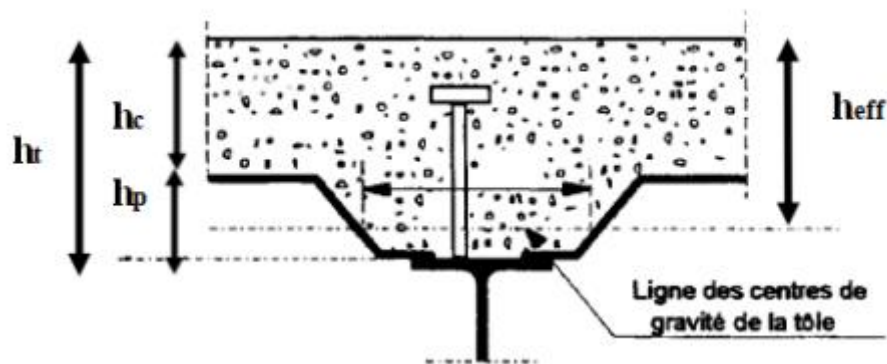


Figure I.11 : coupe du plancher collaborant.

b. Bac d'acier :

Les bacs d'acier sont de type Hi-Bond55. Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

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

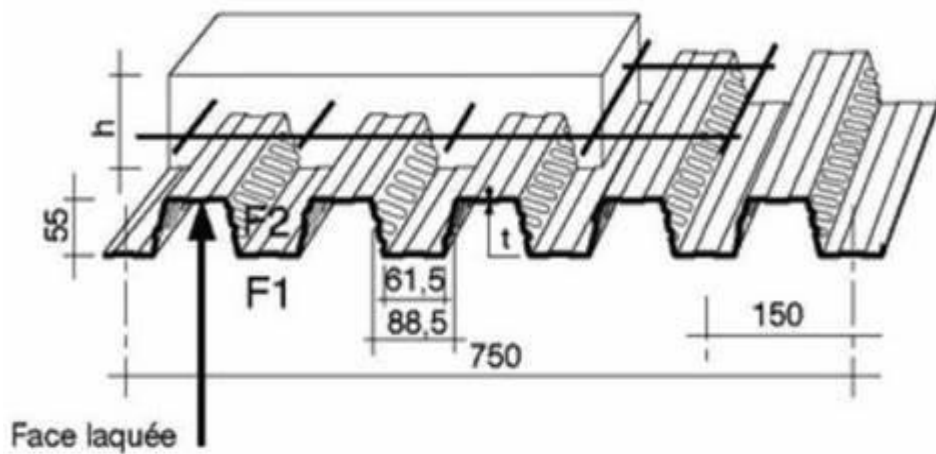


Figure I.12: Bac d'acier type Hi-Bond55.

c. 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. Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage.



Figure I.13 : Goujons soudée.

d. Escalier :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant dans une construction de passer à pied d'un étage à un autre. La structure comporte que des escaliers en acier.



Figure I.14: les escaliers.

e. Les garde-corps métalliques :

L'acier peut être utilisé dans différentes parties d'usage d'un garde-corps :

- La main courante.
- Les montants, qui peuvent être constitués :

 - L'appui précaire ou remplissage du garde-corps, qui peut être constitué d'une tôle d'acier perforée ou pleine ou de métal déployé.
 - Les lisses intermédiaires de protection qui peuvent être constituées de carres ou de ronds pleins, de tiges ou de câbles tendus en inox.

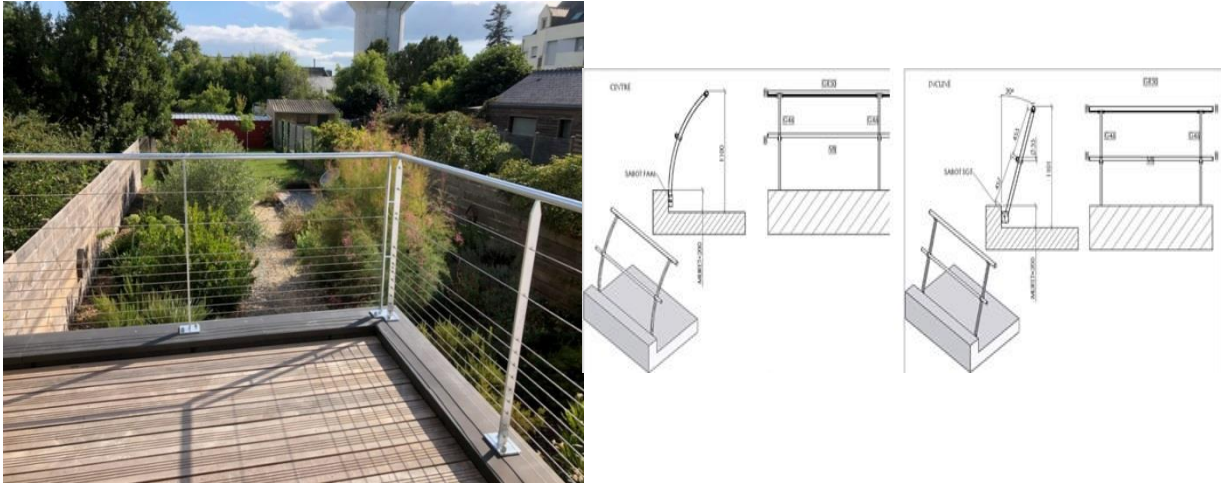


Figure I.15: garde-corps.

f. 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 I.16: Ascenseur.

I.7.2. Les poteaux :

Ce sont des éléments en charpente métalliques et qui sont généralement en profile HEA.

I.7.3. Les poutres :

Ce sont des éléments en charpente métalliques et qui sont généralement en profile IPE .il y a deux types des poutres (poutres porteuse, poutres secondaire).

I.7.4. Les fondations :

Les fondations reprennent les charges et surcharges supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix du type de fondation se fait conformément au rapport du sol.

I.7.5. Les assemblages :

Les assemblages principaux structuraux assurant la stabilité sont :

- **Assemblage par soudure :**

En charpente métallique les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partie des éléments constructifs. Les soudages a la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever a la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

- **Assemblage boulonné :**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage su site, pour notre cas le choix a été porté sur les boulons de haute résistance (HR), il comprend une vis a tige filetée, une tété porté hexagonale ou carrée et un écrou en acier.

I.7.6. La maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse et en Placoplatre BA13.

- **Murs extérieurs :** ils seront constitués d'une double cloison de 25 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5cm d'épaisseur. Brique creuse de 10cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

I.8.les matériaux utilisés :**I.8.1. Béton :**

C'est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables granulats graviers et sable et d'eau. Le dosage utilisé dans la construction et la proportion des matériaux dans 1m³ de béton est :

- Ciment (C.P.J) dose à 350Kg/m³.
- 800 litres de gravite
- 400litre de sable
- 175 litres d'eau.

- **Résistances du béton :**

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

- La résistance à la compression a 28 jours est notée f_{c28} est pour un chantier faisant l'objet d'un suivi et d'un contrôle régulier $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- La résistance a la traction du béton a jours est prise égale a : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$
 Avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$
- Densité volumique $\rho = 25000\text{daN/m}^3$
- Le coefficient de poisson est le rapport entre l'augmentation relative de la dimension transversale et le raccourcissement relatif longitudinal.

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes : ($\nu = 0$ a l'ELU $\nu = 0,2$ a l'ELS)

- **Contraintes limites :**

Par définition « un état limite » est un état particulier au-delà duquel une structure, ou une partie de cette structure casse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue. Lorsqu'un état limite est atteint une condition requise de la structure ou d'un de ses éléments pour remplir son objet est strictement satisfaite, mais ces serait de l'être en cas de modification défavorable d'une action, on distingue :

- **Etat limite ultime ELU :**

Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

- Equilibre statique
- Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments
- Stabilité de forme

La contrainte admissible de compression a l'état limite ultime (ELU) est donnée par

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

- $\gamma_b = 1,5$ cas de action courantes transitoires
- $\gamma_b = 1,15$ cas de action accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

\

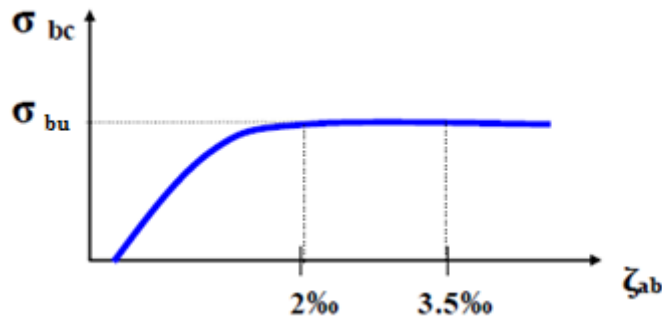


Figure I.17 : Diagramme contraintes-déformation ELU.

- **Etat limite de service ELS :**

Qui constitue les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures
- Déformation excessive des éléments porteurs
- Vibrations inconfortables pour les usagers, etc.

La contrainte de compression limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

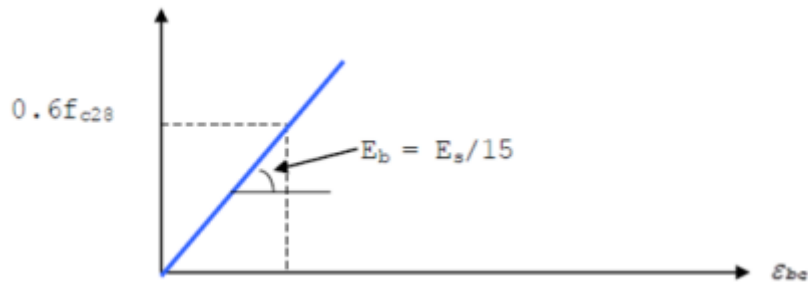


Figure I.18 : Diagramme contrainte-déformation ELS.

❖ **Contraintes de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes : Fissuration peu nuisible :

$$\tau = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \tau = \min (0.10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

I.8.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Nous utilisons les types d'aciers suivants :

• **Aciers de béton :**

- Ronds lisses (R.L) : FeE 275
- Haute adhérence (H.A) : FeE 400

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

• **État 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 $1/\gamma_s$.

- σ_s : Contrainte de l'acier $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur : $\gamma_s = 1.15$ Cas d'actions courantes.
- $\gamma_s = 1.00$ Cas d'actions accidentelles.
- ϵ_s : Allongement relatif de l'acier $\epsilon_s = \Delta L / L$

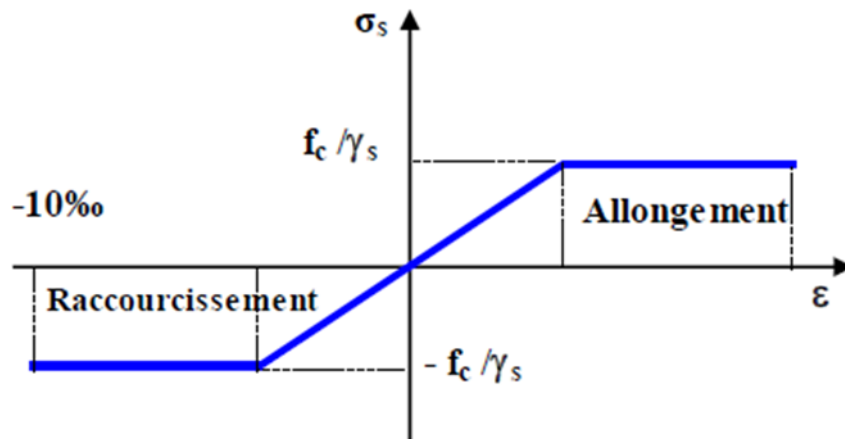


Figure I.19 : Diagramme contraintes- déformation de l'acier.

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

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

- **État limite de service :**

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

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification.
Avec η : Coefficient de fissuration tel que : $\eta = 1$: Pour des aciers ronds lisses
 $\eta = 1.6$: Pour des aciers de H.A.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma_{s,lim} = \min(2 f_{e,lim}; 110 \sqrt{y} f_{tj})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma_{s,lim} = \min(1 f_{e,lim}; 90 \sqrt{y} f_{tj})$

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

I.8.3. Acier de Charpente métallique :

On utilise l'acier E 24 de nuance FeE400 qui a les caractéristiques suivantes d'après l'EC3 :

- Limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction : $f_u = 400 \text{ MPa}$
- Densité volumique : $\rho = 7850 \text{ kg / m}^3$

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000\text{MPa}$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000\text{MPa}$
- Coefficient de poisson $\mu = 0.3$
- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :
- L'ossature empalique E24 : $\sigma_s = 0.28 \text{ kN/mm}^2$
- Boulons ordinaires E24: $\sigma_s = 0.28 \text{ kN/mm}^2$
- Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises): $\tau_e = \sigma_e / 3$

I.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté notre projet de fin d'étude, en déterminant l'usage, la classification et les caractéristiques géométriques en plan et en élévation de notre construction, Ensuite nous avons défini les éléments structurant un bâtiment en général et nous avons déterminé les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la charpente métallique,

A la fin nous avons expliqué les hypothèses que nous avons prises en considération pour la suite de notre étude.

Chapitre II
Etude climatique

II.1. Introduction :

L'étude climatique est l'estimation de l'action du vent et de la neige qui seront éventuellement appliquées à notre ouvrage, ainsi que les effets thermiques

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

II.2. Etude de la neige :

II.2.1. Introduction :

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{Kn/m}^2)$$

Avec :

- S : en (Kn/m^2) La charge caractéristique de la neige par unité de surface
- μ : Coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.
- S_k : en (Kn/m^2) La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige(annexe 1)

II.2.2. Calcul des charges de la neige « S » :

Notre structure se situe à Bab Ezzouar wilaya d'Alger classée en Zone B d'après le RNV 2013

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer H = 19 m.

Application numérique :

$$S_k = \frac{0,04 \times 19 + 10}{100} = 0,1076 \text{ KN/m}^2$$

Notre bâtiment est construit d'une toiture plate $\rightarrow (0 \leq \alpha \leq 30^\circ) \rightarrow \mu = 0,8$ (RNV page 17)

Donc: $S = \mu \times S_k = 0,8 \times 0,1076 \rightarrow S = 0,08608 \text{ KN/m}^2$.

II.3. L'effet du vent :

II.3.1. Introduction :

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère. Cette étude a pour objet de modéliser cette action sous forme de chargements.

Le calcul sera mené conformément au règlement Neige et vent « 2013 ». Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m. Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure. Vu l'élançement de notre bâtiment, une étude au vent est nécessaire et sera donc traitée dans ce chapitre.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Perméabilité de ses parois (pourcentage de surface des ouvertures par rapport à la surface totale de la paroi).

II.3.2. Dimensionnement de l'ouvrage :

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

- Hauteur..... H = 15,9 m.
- Largeur..... B = 30,62m.
- Longueur..... L = 50,79m.

II.3.3. Procédure de calcul :

Le tableau II.1 présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent. La colonne 3, correspond au paragraphe relatif a chaque paramètre

Tableau II.1 : Résumé des étapes de calcul.

Paramètre	Symbole	Revoi
- Pression dynamique de référence	$q_{réf}$	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

II.3.4. Principes du DTR RNV (version 2013) :

- Le règlement impose d'étudier le vent de toutes les parois de la structure.
- Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire, donc l'étude se fera sur deux parois.

❖ **Principes généraux :**

▪ **Modélisation de l'action du vent :**

- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions fixes variables
- L'action du vent est représentée par un ensemble simplifié de pression ou de force.
- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces extérieures et intérieures.
- L'action du vent peut aussi être tangentielle (forces de frottement).

II.3.5. Données relative au site :

Notre projet se situé à Alger qui est classé en zone I selon le RNV 2013 d'où :

a. La pression dynamique de référence $q_{réf}$:

La pression dynamique de référence est donn  e par le tableau   2.2 en fonction de la zone du vent :

Tableau II.2 : La pression dynamique de référence $q_{réf}$.(Tableau 2.2)

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
I	435
III	500
IV	575

$$\rightarrow q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

b. La vitesse de référence de vent $V_{réf}$:

La vitesse de référence du vent $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesur  es dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0,02

Tableau II.3 : La vitesse de référence de vent $V_{réf}$.

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
I	27
III	29
IV	31

$$\rightarrow V_{réf} = 25 \text{ m/s}$$

c. Coefficient de topographie $C_t(z)$ (Chap.2   2.4.3 tableaux 2.3 page 52) :

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci est sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isol  es.

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + s_{\max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L} \right) \times e^{-\alpha(z/L)} & \text{pour } \phi \geq 0,05 \end{cases}$$

Le site est considéré comme site plat donc $\rightarrow C_t(z) = 1$ (site plat) ; Pour $\phi < 0.05$

d. Catégorie de terrain (Chape.2 tab.2.4 page 53) :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 (RNV2013) que les valeurs des paramètres suivantes :

- K_T , facteur de terrain ;
- Z_0 (en m), paramètre de rugosité ;
- Z_{min} (en m), hauteur minimale ;
- ϵ , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

Tableau II.4 : Définition des catégories de terrain.

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0.170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Dont notre cas :

Tableau II.5 : Définition catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_t	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	ϵ
III Zone a couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isoles séparés d'une plus fois leur hauteur	0,215	0,3	5	0.61

II.3.6. Les directions du vent :

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l’ouvrage.

Notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- Les direction V1 et V3 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- Les direction V2 et V4 du vent : parallèle à la façade principale.

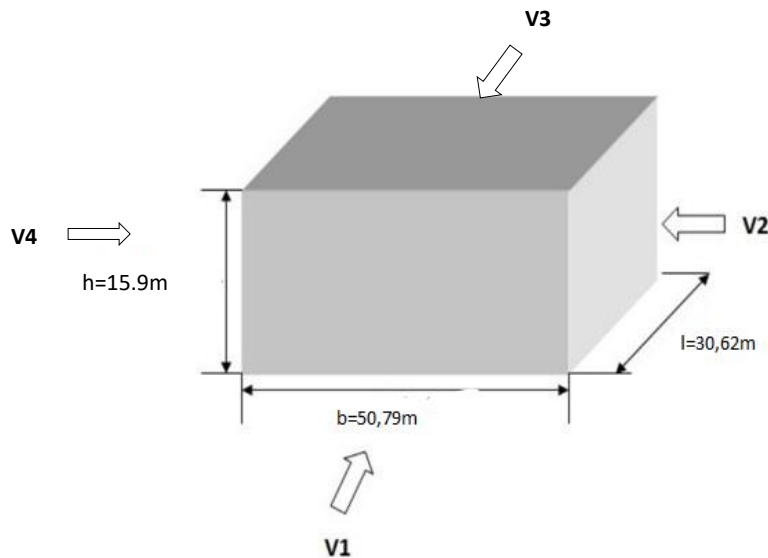


Figure II.1 : Les direction du vent.

II.3.7. Détermination de la pression due au vent :

❖ **Hauteur de référence Z_e :**

On a : $\begin{cases} h = 15,9\text{m} \\ b = 50,79\text{m} \end{cases} \rightarrow$ On a appliqué 1^{er} cas (figure 2. 1) page51

La hauteur de référence est : $h \leq b$ Pour les murs au vent des constructions à parois verticales.

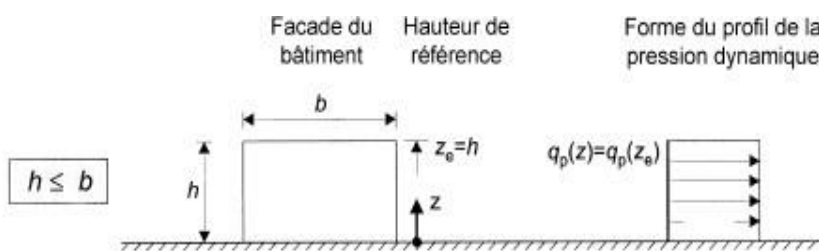


Figure II.2 : Hauteur de référence Z_e .

❖ **Coefficient de rugosité (Chap.2 §2.4.4 page 53) :**

Est le coefficient de rugosité du terrain tenant compte de la variabilité de la vitesse moyenne du vent sur le site de la construction due à la hauteur au-dessus du niveau du sol et à la rugosité du terrain en amont de la construction, dans la direction du vent en question.

Il est défini par la loi logarithmique suivante :

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

Où ;

- K_T , facture de terrain ;
- Z_0 (en m) , paramètre de rugosité ;
- Z_{\min} (en m) , hauteur minimal ;
- Z (en m), la hauteur considérée ;

• **Paroi verticale :**

$$Z_{\min}=5\text{m} < Z=15.9\text{m} < 200\text{m} \rightarrow C_r(z)=0.215 \times \ln\left[\frac{15.9}{0.3}\right] \rightarrow C_r(z)= 0.854$$

• **Toiture plate (terrasse inaccessible $h_p=0,6\text{m}$) :**

$$Z_{\min}=5\text{m} < Z=16.5\text{m} < 200\text{m} \rightarrow C_r(z)=0.215 \times \ln\left[\frac{16.5}{0.3}\right] \rightarrow C_r(z)= 0.861$$

• **Toiture plate (terrasse accessible $h_p=1,2\text{m}$) :**

$$Z_{\min}=5\text{m} < Z=17.1\text{m} < 200\text{m} \rightarrow C_r(z)=0.215 \times \ln\left[\frac{17.1}{0.3}\right] \rightarrow C_r(z)= 0.869$$

❖ **Intensité de turbulence $I_v(Z)$ (Chap.2 §2.4.6 page 57) :**

L'intensité de la turbulence $I_v(z)$ à la hauteur z est définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent

Les règles recommandées pour déterminer $I_v(z)$ sont données comme suit :

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

- **Paroi verticale :**

$$Z=15.9\text{m} > Z_{\min}=5\text{m} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_t(Z) \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{15.9}{0.3}\right)} \rightarrow I_v(z) = 0.252$$

- **Toiture plate (terrasse inaccessible $h_p=0,6\text{m}$) :**

$$Z=16.5\text{m} > Z_{\min}=5\text{m} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_t(Z) \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{16.5}{0.3}\right)} \rightarrow I_v(z) = 0.249$$

- **Toiture plate (terrasse accessible $h_p=1,2\text{m}$)**

$$Z=17.1\text{m} > Z_{\min}=5\text{m} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_t(Z) \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{17.1}{0.3}\right)} \rightarrow I_v(z) = 0.247$$

Tableau II.6 : Coefficient de rugosité et indice de turbulence.

Z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$
$Z_e = 15.9\text{m}$	0.854	0.252
$Z_e = 16.5\text{m}$	0.861	0.249
$Z_e = 17.1\text{m}$	0.869	0.247

- ❖ **Coefficient d'exposition (Chap.2 §2.3 page 51) :**

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z_e)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

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

Où:

- C_t , est le coefficient de topographie.
- C_r , est le coefficient de rugosité.
- Z (m), et la hauteur considérée.
- $I_v(z)$, est l'intensité de la turbulence

- **Paroi verticale :**

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.854^2 \times (1+7(0.252)) \quad \rightarrow \quad C_e(z) = 2.016$$

- **Toiture plate (terrasse inaccessible $h_p=0.6m$) :**

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.861^2 \times (1+7(0.249)) \quad \rightarrow \quad C_e(z) = 2.033$$

- **Toiture plate (terrasse accessible $h_p=1.2m$) :**

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.869^2 \times (1+7(0.247)) \quad \rightarrow \quad C_e(z) = 2.061$$

❖ **La pression de pointe (Chap.2 §2.3 page 50) :**

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ est induite par la vitesse moyenne et les fluctuations rapides de vitesse. Donnée par la formule :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e) \quad \text{Avec : } q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

- **Paroi verticale :**

$$Z_e = 15.9m \quad \rightarrow \quad q_p(Z_e) = 375 \times 2.016 \quad \rightarrow \quad q_p(Z_e) = 756 \text{ N/m}^2$$

- **Toiture plate (terrasse inaccessible $h_p=0,6m$) :**

$$Z_e = 16.5m \quad \rightarrow \quad q_p(Z_e) = 375 \times 2.033 \quad \rightarrow \quad q_p(Z_e) = 762.375 \text{ N/m}^2$$

- **Toiture plate (terrasse accessible $h_p=1,2m$) :**

$$Z_e = 17.1m \quad \rightarrow \quad q_p(Z_e) = 375 \times 2.061 \quad \rightarrow \quad q_p(Z_e) = 772.875 \text{ N/m}^2$$

Tableau II.7 : Coefficient d'exposition et pression de C_e et $q_p(Z_e)$.

Z_e	$C_e(z)$	$q_p(Z_e)$
$Z_e=15.9m$	2.016	756
$Z_e=16.5m$	2.033	762.375
$Z_e=17.1m$	2.061	772.875

❖ **Le coefficient dynamique C_d (Chap.3 §3.2 page 62) :**

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

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est inférieure à 100m et 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent

$$\text{On a } \begin{cases} h = 15.9 < 100m \\ h = 15.9m < 4b = 203,16 \end{cases}$$

Donc la valeur simplifiée et conservatrice $C_d=1$ peut être considérée.

Tableau II.8 : Résultat des différents coefficients en fonction de Z_e (m).

$Z_e(m)$	$C_r(z)$	$C_t(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(Z_e)N/m^2$	$C_d(z)$
$Z_e=15.9m$	0.854	1	0.252	2.016	756	1
$Z_e=16.5m$	0.861	1	0.249	2.033	762.375	1
$Z_e=17.1m$	0.869	1	0.247	2.061	772.875	1

❖ **La pression extérieure $C_{pe}(Z)$ (chapitre 5 du RNV2013) :**

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 C_{pe} = C_{pe.1} \dots\dots\dots \text{Si } S \leq 1m^2 \\
 C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \dots\dots\dots \text{Si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2 \\
 C_{pe} = C_{pe.10} \dots\dots\dots \text{Si } S \geq 10m^2
 \end{array} \right.$$

Avec S : désigne la surface de la paroi considérée

1. Vent perpendiculaire au pignon, La direction de vent V1,V3 (θ=0°) :

- **Paroi verticale** : Les zones de pressions et les valeurs respective des coefficient correspondants a ces zones sont portées

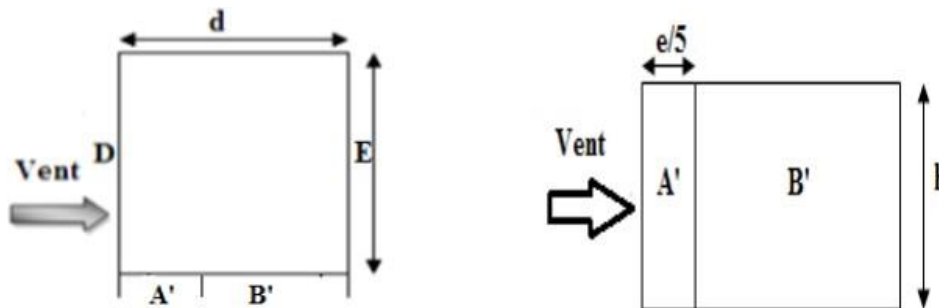


Figure II.3 : Légende pour les parois verticales-sens V1,V3.

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent

V1,V3 → b = 50,79 m.

d : La dimension parallèle à la direction du vent

V1 ,V3 → d=30,62 m.

$e = \min [b ; 2h] = \min [50,79 ; 2 \times 15.9] \rightarrow e = 31.8m.$

On est dans le cas où $d \leq e$

Calcul l’aire des parois verticales :

- Aire de la Zone A' : $A_{A'} = e/5 \times h = 31.8/5 \times 15.9 = 101.124 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone B' : $A_{B'} = (d - e/5) \times h = (30,62 - 31.8/5) \times 15.9 = 385.734 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone D : $A_D = b \times h = 50,79 \times 15.9 = 807.561 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone E : $A_E = (b - 15) \times h = (50,79 - 15) \times 15.9 = 569.061 \text{ m}^2$

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

Les surfaces et les C_{pe} de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.9 : Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sens V1,V3.

Zone (m ²)	A'	B'	D	E
S (m ²)	101.124	385.734	807.561	569.061
$C_{pe,10}$	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Les valeurs des coefficients correspondants aux zones A', B', D et E sont portées sur la *figureci-dessous*

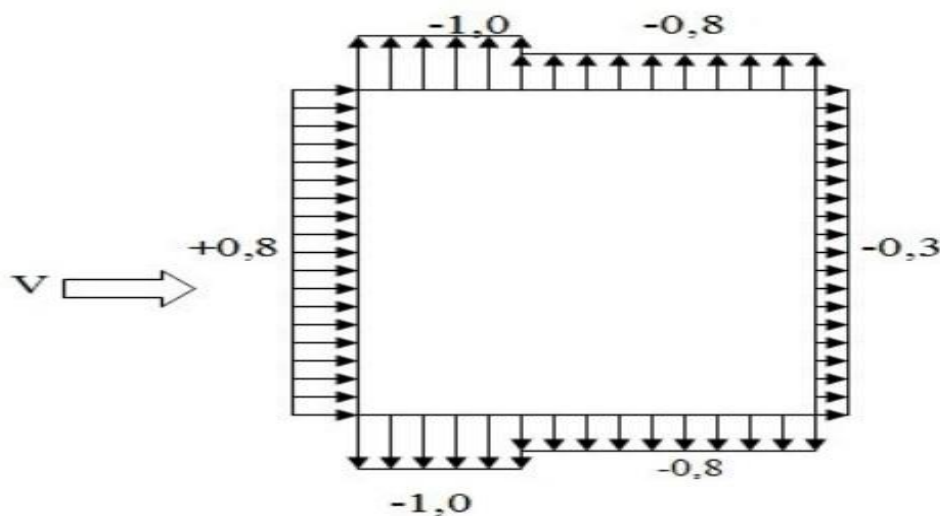


Figure II.4 : Valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale sens V1,V3.

• **Toiture plate :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°.

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) les différentes zones de pression F, G, H et I sont Représentées sur la figure ci-dessous :

H et I sont Représentées sur la figure ci-dessous :

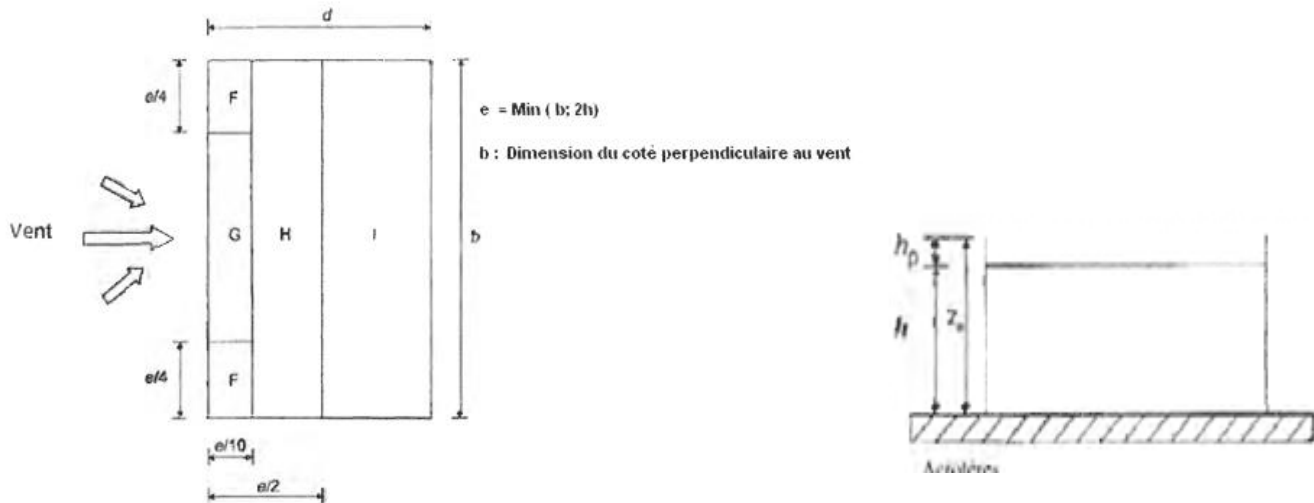


Figure II.5 : Légende pour les toitures plates.

➤ **Terrasse inaccessible :**

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate Selon **RNV 2013 art.5.1.3**

$$e = \min [b ; 2h] = \min [50.79 ; 2 \times 15.9] \rightarrow e = 31.8 \text{ m.}$$

- $e/2 = 15.9$
- $e/4 = 7.95$
- $e/10 = 3.18$

- Aire de la Zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = 7.95 \times 3.18 = 25.281 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone G : $A_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (50.79 - 2 \times (7.95)) \times 3.18 = 110.9502 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone H : $A_H = (e/2 - e/10) \times b = (15.9 - 3.18) \times 50.79 = 646.0488 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone I : $A_I = (d - e/2) \times b = (30.62 - 15.9) \times 50.79 = 747.6288 \text{ m}^2$

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

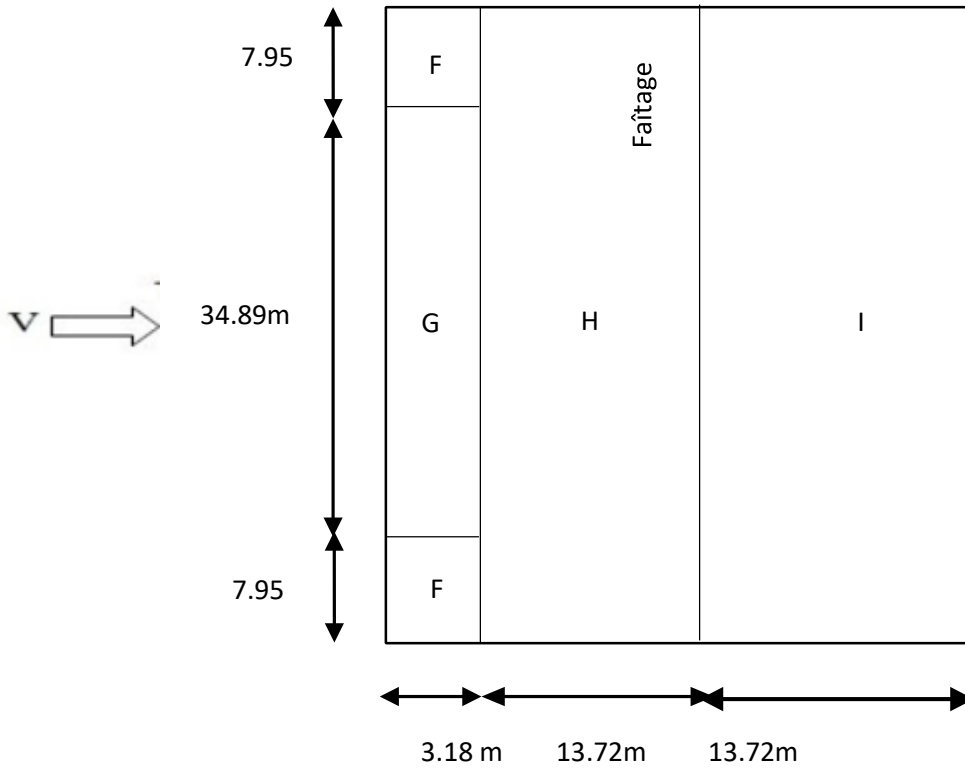


Figure II.6 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - direction V1, V3 du vent.

Dans notre cas $\frac{hp}{h} = \frac{0,6}{15,9} = 0,038 \rightarrow$ interpolation

D’après le tableau (5.2) RNV 2013 les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.10: Les surface et les valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse inaccessible-sens(V1,V3).

Zone (m ²)	F	G	H	I
S (m ²)	25.281	110.9502	646.0488	747.6288
$C_{pe} ,10$	-1.49	-0.95	-0.7	± 0.2

➤ **Terrasse accessible :**

La hauteur de l'acrotère **hp=1.2m** nous avant une toiture plate Selon **RNV 2013 art.5.1.3**

$$e = \min(b, 2h) = 49,2 \text{ m}$$

Donc $\frac{hp}{h} = \frac{1,2}{15,9} = 0,75 \rightarrow$ interpolation

D'après le tableau (5.2) **RNV 2013** les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse accessible-sens (V1, V3).

Zone (m ²)	F	G	H	I
$C_{pe},10$	1.4	0.5	-0.7	± 0.2

❖ **Coefficient de pression intérieur C_{pi} (chapitre 5 du RNV2013) :**

✓ **1^{ere} condition :**

Dans les deux faces du bâtiment, la condition qui précise que l'aire totale des ouvertures existant représente 30% d'aire totale des murs (toiture isolée) n'est pas vérifiée.

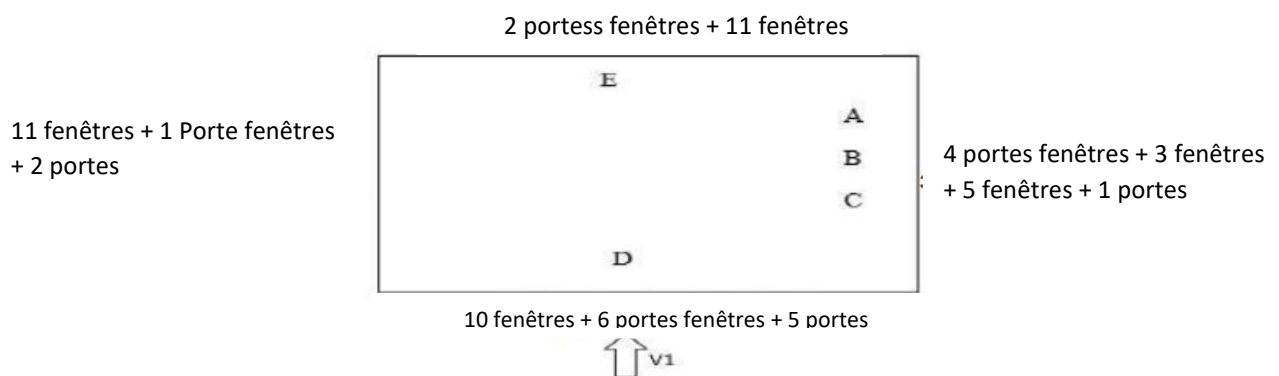


Figure II.7: Les ouvertures dans notre structure.

✓ 2^{ème} condition :

Afin de calculer le coefficient de pression intérieure on va vérifier si on a une face dominante et cela suivant le paragraphe 5.2.1.4 du DTR.

Dont notre structure il ya pas une face dominante.

- Donc on doit calculer donc l'indice de perméabilité μ_p : **Formule (chapitre 2 §5.2.2.2 chapitre 96)**

Le coefficient de pression C_{pi} est on fonction de l'indice de perméabilité μ_p et par rapport h/d

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = \frac{80.221+18.26+28.04}{80.221+18.26+28.04+49.234} = 0,72$$

0.25 < h/d=0.51 < 1 donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de C_p

- Pour : $\mu_p = 0,72$ et $h/d > 1$ → $C_{pi} = -0.2$
- Pour : $\mu_p = 0,72$ et $h/d \leq 0,25$ → $C_{pi} = -0,1$
- Pour : $\mu_p = 0,72$ et $h/d = 0,51$ → $C_{pi} = -0.16$

❖ **Calcul des pressions aérodynamique du vent (chapitre 5 du RNV2013) :**

L'expression de la pression aérodynamique qui agit sur les façades externes, prend en considération les effets aérodynamiques, ce qui permet d'écrire :

$$w(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Les résultants de $W(Z_j)$ [N/m²] sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

• **Paroi verticale :**

Tableau II.12 : Les résultants de $W(Z_j)$, Paroi verticale (sense V1, V3).

Zone	Z_e (m)	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m ²]
A'	15.9	756	-1.00	-0.16	-635.04
B'	15.9	756	-0.8	-0.16	-483.84
D	15.9	756	+0.8	-0.16	725.76
E	15.9	756	-0.3	-0.16	-105.84

- Toiture Plate (Terrasse inaccessible) :

Tableau II.13 : Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse inaccessible (sense V1, V3).

Zone	Z_e (m)	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m ²]
F	16.5	762.375	-1.49	-0.16	-1013.959
G	16.5	762.375	-0.95	-0.16	-602.276
H	16.5	762.375	-0.7	-0.16	-411.6825
I	16.5	762.375	-0.2	-0.16	-30.495

- Toiture Plate (Terrasse accessible) :

Tableau II.14 : Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse accessible (sense V1, V3).

Zone	Z_e (m)	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m ²]
F	17.1	772.875	1.4	-0.16	1205.685
G	17.1	772.875	0.5	-0.16	510.097
H	17.1	772.875	-0.7	-0.16	-417.3525
I	17.1	772.875	-0.2	-0.16	-30.915

2. Vent parallèle à la façade principale, La direction de vent V2, V4 :

- Paroi verticale :

$b = 30.62$ m , $d=50.79$ m.

$$e = \min [b ; 2h] = \min [30.62 ; 2 \times 15.9] \rightarrow e = 30.62 \text{ m.}$$

On est dans le cas où $e > d$, alors la paroi est divisée A, B,C, D, E qui sont données par la figure suivants :

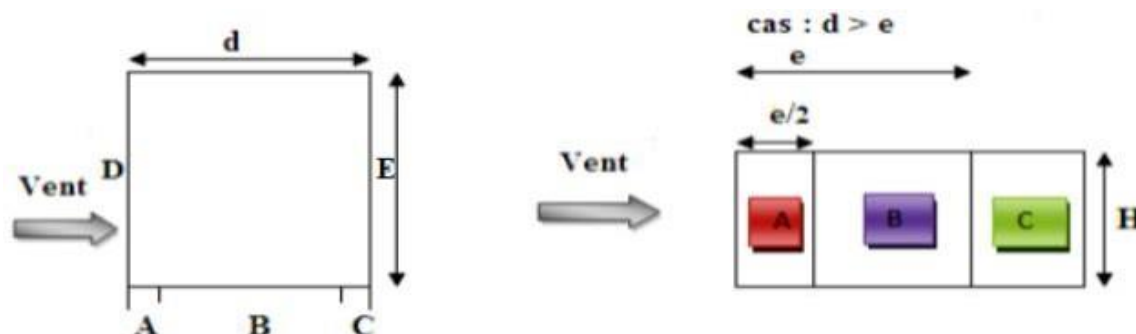


Figure II.8: Légende pour les parois verticales-sens V2, V4.

Calcul l'aire des parois verticales :

- Aire de la Zone A : $A_A = e/5 \times h = 30.62/5 \times 15.9 = 97.3716m^2$
- Aire de la Zone B : $A_B = (e - e/5) \times h = (30.62 - 30.62/5) \times 15.9 = 389.4864 m^2$
- Aire de la Zone C : $A_C = (d - e) \times h = (50.79 - 30.62) \times 15.9 = 320.703 m^2$
- Aire de la Zone D : $A_D = b \times h = 30.62 \times 15.9 = 486.858 m^2$
- Aire de la Zone E : $A_E = b \times h = 30.62 \times 15.9 = 486.858 m^2$

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

Tableau II.15 : Les surfaces et les valeurs de Cpe pour les parois verticales-sens V2, V4.

Zone (m ²)	A	B	C	D	E
S (m ²)	97.3716	389.4864	320.703	486.858	486.858
Cpe ,10	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

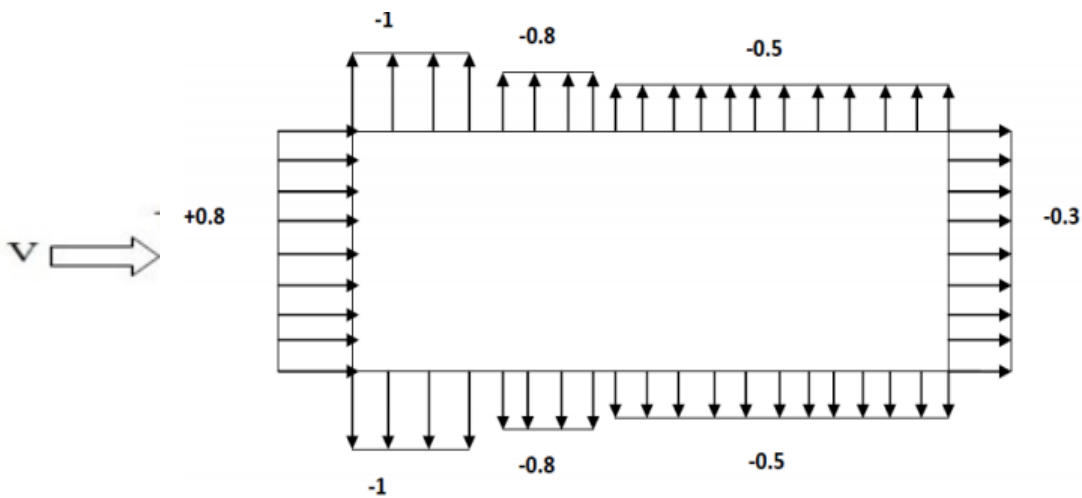


Figure II.9 : Valeur de Cpe pour les parois verticales-sens V2.

- **Toiture plate :**
 - **Terrasse inaccessible :**

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.6m$ nous avant une toiture plate Selon **RNV 2013 art.5.1.3**

$$e = \min [b ; 2h] = \min [30.62; 2 \times 15.9] \rightarrow e = 30.62 \text{ m.}$$

- $e/2 = 15.31$
- $e/4 = 7.655$
- $e/10 = 3.062$

- Aire de la Zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = 7.655 \times 3.062 = 23.44 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone G : $A_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (30.62 - 2 \times (7.655)) \times 3.062 = 46.879 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone H : $A_H = (e/2 - e/10) \times b = (15.31 - 7.655) \times 30.62 = 234.396 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone I : $A_I = (d - e/2) \times b = (15.31 - 7.655) \times 30.62 = 234.396 \text{ m}^2$

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

Dans notre cas $\frac{hp}{h} = \frac{0,6}{15.9} = 0,038 \rightarrow$ interpolation

Tableau II.16 : Les surface et les valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse-sens V2, V4.

Zone (m ²)	F	G	H	I
S (m ²)	23.44	46.879	234.396	234.396
$C_{pe,10}$	-1.49	-0.95	-0.7	± 0.2

➤ **Terrasse accessible :**

La hauteur de l'acrotère $h_p = 1.2 \text{ m}$ nous avant une toiture plate Selon **RNV 2013 art.5.1.3**

$$e = \min (b, 2h) = 49,2 \text{ m}$$

Donc $\frac{hp}{h} = \frac{1,2}{15.9} = 0,075 \rightarrow$ interpolation

D'après le tableau (5.2) **RNV 2013** les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse accessible-sens V2, V4.

Zone (m ²)	F	G	H	I
C _{pe} ,10	1.4	0.5	-0.7	±0.2

- **Coefficient de pression intérieur C_{pi} (chapitre 5 du RNV2013) :**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = \frac{49.234+18.26+28.04}{80.221+18.26+28.04+49.234} = 0,54$$

0.25 < h/d=0.31 < 1 donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de C_p

- Pour : $\mu_p = 0,54$ et $h/d > 1$ → $C_{pi} = 0.026$
- Pour : $\mu_p = 0,54$ et $h/d \leq 0,25$ → $C_{pi} = 0,09$
- Pour : $\mu_p = 0,54$ et $h/d = 0,31$ → $C_{pi} = 0.085$

- **Calcul des pressions aérodynamique du vent (chapitre 5 du RNV2013) :**
Les résultants de $W(Z_j)$ [N/m²] sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

- **Paroi verticale :**

Tableau II.18 : Les résultants de $W(Z_j)$, Paroi verticale (sense V2, V4).

Zone	Z_e (m)	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m ²]
A	15.9	756	-1.00	0.085	-820.26
B	15.9	756	-0.8	0.085	-669.06
C	15.9	756	-0.5	0.085	-442.26
D	15.9	756	+0.8	0.085	540.54
E	15.9	756	-0.3	0.085	-291.06

- Toiture Plate (Terrasse inaccessible) :

Tableau II.19 : Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse inaccessible (sense V2, V4).

Zone	Z_e (m)	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m ²]
F	16.5	762.375	-1.49	0.085	-1200.741
G	16.5	762.375	-0.95	0.085	-789.058
H	16.5	762.375	-0.7	0.085	-598.464
I	16.5	762.375	-0.2	0.085	-217.277

- Toiture Plate (Terrasse accessible) :

Tableau II.20 : Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse accessible (sense V2, V4).

Zone	Z_e (m)	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m ²]
F	17.1	772.875	1.4	0.085	1016.331
G	17.1	772.875	0.5	0.085	320.743
H	17.1	772.875	-0.7	0.085	-606.707
I	17.1	772.875	-0.2	0.085	-220.269

❖ Force de vent :

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

$$F_w = W_{(z_j)} \times A_{ref} [N] \text{ (§2.6.2. RNV2013)}$$

Avec:

- A_{ref} : Surface élémentaire
- $W_{(z_j)}$: La pression aérodynamique

- Sens V1, V3 :
- Paroi verticale :

Tableau II.21 : Les résultants de F_w , Paroi verticale (senseV1, V3).

Zone	A_{ref} (m ²)	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	F_w (KN)
A'	101.124	-635.04	-64.218
B'	385.734	-483.84	-186.633
D	807.561	725.76	586.095
E	569.061	-105.84	-602.294

- Toiture Plate (Terrasse inaccessible) :

Tableau II.22 : Les résultants de F_w , Terrasse inaccessible (senseV1, V3).

Zone	A_{ref} (m ²)	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	F_w (KN)
F	25.281	-1013.959	-25.634
G	110.9502	-602.276	-66.823
H	646.0488	-411.6825	-265.967
I	747.6288	-30.495	-22.799

- Toiture Plate (Terrasse accessible) :

Tableau II.23 : Les résultants de F_w , Terrasse accessible (senseV1, V3).

Zone	A_{ref} (m ²)	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	F_w (KN)
F	25.281	1205.685	30.48
G	110.9502	510.097	56.60
H	646.0488	-417.3525	-269.630
I	747.6288	-30.915	-23.113

- Sens V2, V4 :
- Paroi verticale :

Tableau II.24 : Les résultants de F_w , Paroi verticale (senseV2, V4).

Zone	A_{ref} (m ²)	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	F_w (KN)
A	97.3716	-820.26	-79.870
B	389.4864	-669.06	-260.590
C	320.703	-442.26	-141.834
D	486.858	540.54	263.166
E	486.858	-291.06	-141.705

- Toiture Plate (Terrasse inaccessible) :

Tableau II.25 : Les résultants de F_w , Terrasse inaccessible (sense V2, V4).

Zone	A_{ref} (m ²)	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	F_w (KN)
F	23.44	-1200.741	-28.145
G	46.879	-789.058	-36.990
H	234.396	-598.464	-140.277
I	234.396	-217.277	-50.928

- Toiture Plate (Terrasse accessible) :

Tableau II.26 : Les résultants de F_w , Terrasse inaccessible (sense V2, V4).

Zone	A_{ref} (m ²)	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	F_w (KN)
F	23.44	1016.331	23.823
G	46.879	320.743	15.036
H	234.396	-606.707	-142.210
I	234.396	-220.269	-51.630

❖ Calcul des forces de frottement (article 2.6.3 et 2.6.4) :

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

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

Avec :

- b est la dimension perpendiculaire au vent
- d est la dimension parallèle au vent.
- h est la hauteur du bâtiment.

- Direction V1, V3 :

$$2(30.62 \times 15.9) \leq 4(2(50.79) \times 15.9)$$

$$973.716 \leq 6460.488 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

▪ Direction V2, V4 :

$$2(50.79 \times 15.9) \leq 4(2(30.62) \times 15.9)$$

$$1615.122 \leq 3894.864 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

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

II.4. Conclusions :

L'étude climatique nous a permis de déterminer l'effet du vent sur la structure, ainsi que celui de la neige. La surcharge due au vent, n'est pas la seule à considérer comme un effort horizontal, c'est pour cela, on doit faire aussi une étude sismique pour obtenir l'effort dû à un éventuel séisme pour choisir la valeur la plus grande pour le dimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre III

Pré-dimensionnement des éléments *résistants*

III.1. Introduction :

Tout calcul de structure en génie civil ne peut pas se faire sans passé par un pré dimensionnement des éléments. Cette étape consiste à obtenir les dimensions des différents éléments en respectant **certain** principe indiqués ou imposés par les règlements [DTR2.2, EC3, EC4]

III.2. Prédimensionnement du plancher collaborant :

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier. Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés utilisés en guise de coffrage, d'armatures et d'une dalle en béton coulée sur place. L'acier et le béton collaborent pour offrir une résistance et une capacité portante élevée. En effet, l'acier particulièrement ductile, offre une excellente résistance à la traction, tandis que le béton bénéficie d'une très bonne résistance à la compression.



Figure III. 1 : Représentation du plancher collaborant.

➤ **Méthode de calcul :**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases : phase de construction et phase finale.

• **Phase de construction :**

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

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

• **Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

III.3. Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

III.3.1. Plancher Terrasse Inaccessible :

• **Charges permanentes**

1- Protection en gravillon (e=0,5cm ; ρ=17kN/m ³)	0,85kN/m ²
2- Etanchéité multicouche.....	0,12kN/m ²
3- Forme de pente (emoy=10cm ; ρ=22kN/m ³).....	2,20kN/m ²
4- Bac d'acier (HIBON55).....	0,15kN/m ²
5- Isolation thermique (liège) (e=4cm ; ρ=4kN/m ³).....	0,16kN/m ²
6- Dalle en béton arme(e=15cm	3 kN/m ²
7- Faux plafond	0,1kN/m ²

G=6.58N/m²

• **Surcharge d'exploitation**

Terrasse inaccessible..... ***Q=1,00kN/m²***

III.3.2. Plancher Terrasse Accessible :

- **Charges permanentes :**

1- Dalle en béton arme (e=15cm).....	3kN/m ²
2- Bac d'acier (HI-BOND55).....	0,15kN/m ²
3- Forme de pente (e _{moy} =10cm ; ρ=22kN/m ³).....	2,20kN/m ²
4- Faux plafond	0,1kN/m ²
5- Etanchéité multicouche.....	0,12kN/m ²
6- Isolation thermique (liège) (e=4cm ; ρ=4kN/m ³).....	0,16kN/m ²
7- Climatisation	0,3kN/m ²
8- Mortier de pose	0,4 kN/m ²

G=6.73N/m2

- **Surcharge d'exploitation :**

Terrasse accessible..... **Q=1,5kN/m²**

II.3.3. Plancher Courant :

- **Charges permanentes :**

1- Dalle de sol (e=2.1cm).....	0,41kN/m ²
2- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³).....	0,40kN/m ²
3- Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³).....	0,54kN/m ²
4- Faux plafond	0,1kN/m ²
5- Bac d'acier (HI-BOND55).....	0,15kN/m ²
6- Climatisation	0,3kN/m ²
7- Isolation thermique (liège) (e=4cm ; ρ=4kN/m ³).....	0,16kN/m ²
8- Dalle en béton arme(e=15c.....	3kN/m ²
9- Cloison de réparation(e=10cm)	1kN/m ²

G=6.36N/m2

- **Surcharge d'exploitation**

1- Usage de bureaux (1ere et 2eme étage)	2,5kN/m2
2- Commerces (RDC et 1ere étage)	5 kN/m2

III.4. Prédimensionnement des solives :

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

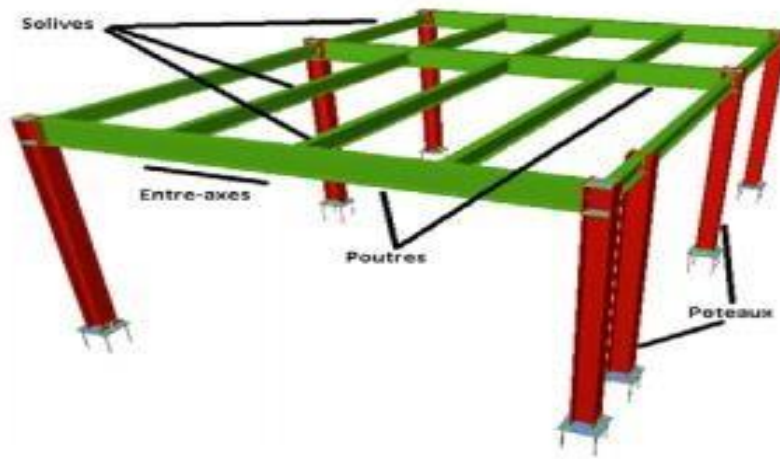


Figure III .2 : Présentation schématique des solives.

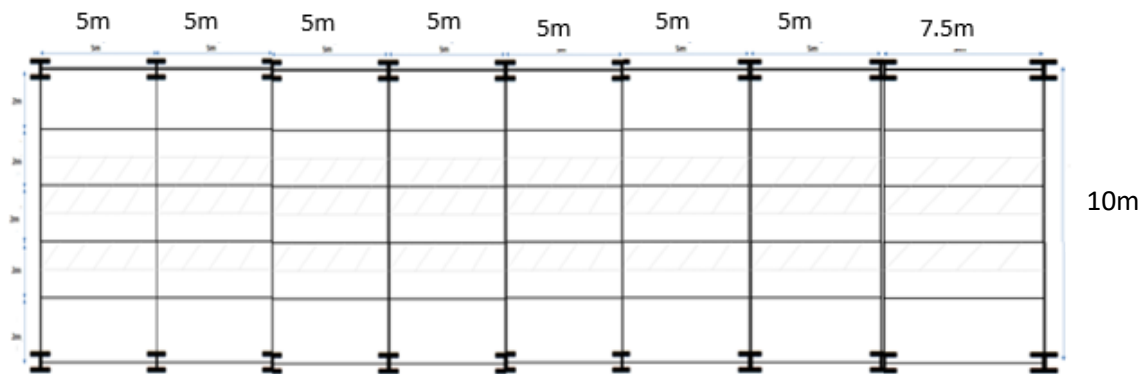


Figure III.3: schéma statique de la solive.

On pré-dimensionnera la solive qui a une portée égale à $L=5m$ avec un espacement de 2m.

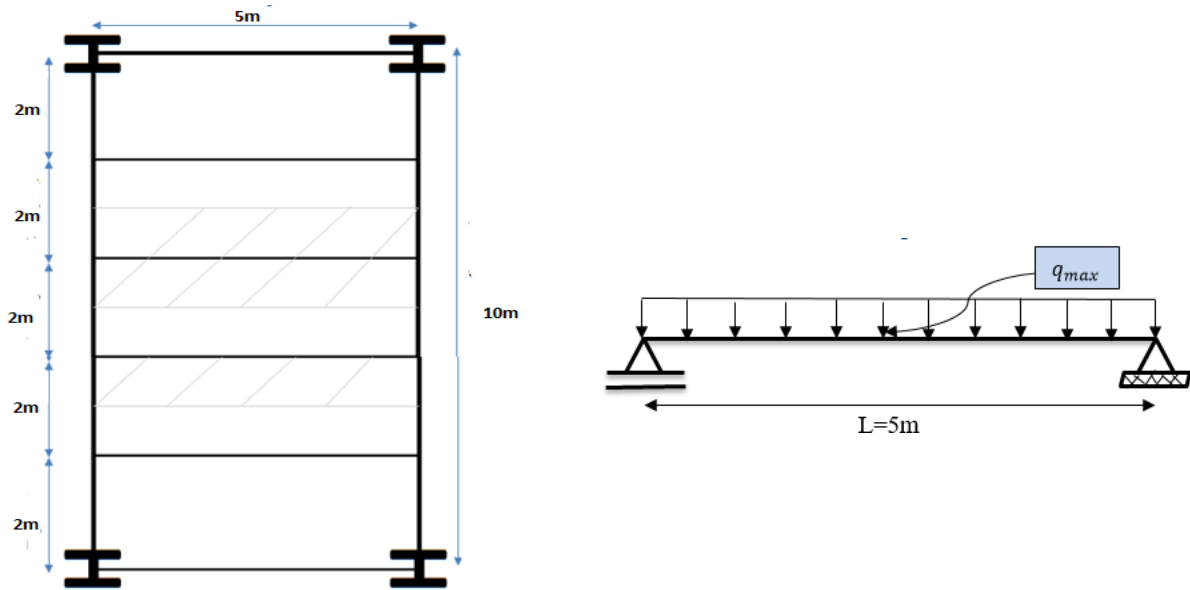


Figure III.4: schéma statique de la solive.

III.4.1. Prédimensionnement des solives du plancher terrasse inaccessible :

On prend IPE 180 dont les caractéristiques suivantes :

Tableau III.1: Caractéristiques du profilé IPE180.

	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques						
	G (kg/m ³)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	I _y (cm ⁴)	I _x (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{nlx} (cm ³)	i _y (cm)	i _x (cm)	A _{uz} (cm ²)
IPE 180	18.8	23.9	180	91	5.3	8	1317	100.9	166.4	34.6	7.42	2.05	11.25

➤ Phase de construction :

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0.188\text{KN/ml.}$
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier (HB55) $g_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) $Q_C = 0,75\text{KN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 2 m.

- **Combinaisons des charges :**

- **E.L.U:**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g_{bac}) \times e] + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [(0.188 + (3 + 0.15) \times 2)] + 1,5 \times 0,75 \times 2$$

$$q_u = 11.0088 \text{KN/ml}$$

- **E.L.S :**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times e$$

$$q_{ser} = 0.188 + (3 + 0,15 + 0,75) \times 2$$

$$q_{ser} = 7.988 \text{KN/ml}$$

- **Les Vérifications :**

- **Vérification de la résistance à la flexion :**

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

condition suivante : $M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$

Le moment appliqué

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11.0088 \times 5^2}{8} = 34.4025 \text{KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 45.76 \text{KN.m}$$

$M_{sd} = 34.4025 \text{KN.m} < M_{plrd} = 45.76 \text{KN.m} \rightarrow$ La condition de la résistance c'est vérifiée.

Calcul-le rendement : $r = \frac{34.4025}{45.76} = 0.75$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \quad \text{avec } A_v = 1125 \text{mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{1125 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 178.61774 \text{KN}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant V_{sd} : $V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{11.0088 \times 5}{2} = 27.522 \text{ KN}$

$V_{sd} = 27.522 \text{ KN} < V_{plRd} = 178.61774 \text{ KN} \rightarrow$ La condition du cisaillement est vérifiée

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} < 0.5 \times V_{plRd}$$

$$V_{sd} = 27.522 < 0.5 V_{plRd} = 89.30887 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que : $f^{\max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

$$f^{\max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7.988 \times 5000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 23.50 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$f^{\max} = 23.50 \text{ mm} > f_{adm} = 20 \text{ mm} \rightarrow$ La fléché est pas vérifiée donc on doit ajouter les étalements

$$f^{\max} = \frac{5 \times qs \times l/2^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7.988 \times 2500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 1.47 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{2500}{250} = 10 \text{ mm}$$

$f^{\max} = 1.47 \text{ mm} < f_{adm} = 10 \text{ mm} \rightarrow$ La fléché est vérifiée

- **Vérification du voilement :**

- **Classification de la section :**

- **Classification de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} < 10 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\frac{c}{8} = \frac{b - t_w - 2r}{8} = \frac{67.7}{8} = 8.4625 < 10 \varepsilon$$

\rightarrow Semelle de classe I Donc IPE180 de class 1

- Section globale de classe I

$$\frac{d}{tw} = 27.5472 < 69\varepsilon = 63.756 \quad \text{vérifiée} \Rightarrow \text{Pas de voilement}$$

• **Vérification du déversement :**

Pour un IPE 180 On doit vérifiée que : $M_{sd} \leq M_{brd}$

Avec : $M_{brd} = \chi_{lt} \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \times \beta_w$; $\chi_{lt} = \frac{1}{\Phi_{lt} + \sqrt{\Phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}}$

IPE180 class 1 Alors : $\beta_w = 1$ et $\gamma_{m1} = 1,1$.

$$\lambda_{lt} = \frac{L/iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{C1}} \quad \text{avec : } (C1=1.132 \text{ et LD : longueur de déversement LD = L0} \Rightarrow \text{LD} = 5 \text{ m})$$

$$\lambda_{lt} = \frac{5000/20.5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{5000/20.5}{180/8}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 160.256$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93,9 \varepsilon} = \frac{160.256}{86.7636} = 1.847 > \rightarrow 0,4 \text{ il y a un risque de déversement.}$$

$$\Phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \quad \text{avec } \alpha_{lt} : \text{facteur d'imperfection .profilé laminé } (\alpha_{lt}=0,21).$$

$$\Phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21 (1.847 - 0,2) + 1.847^2] = 2.379$$

$$\Rightarrow \chi_{lt} = 0.258$$

$$M_{brd} = 0,258 \times \frac{166.4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} \times 1 = 10.733 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \frac{qu \times l/2^2}{8} = 8.601 < M_{brd} = 10.733 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Phase finale :**

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0.188 \text{ KN/m.}$
- Charge permanente..... $G = 6.58 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2.$
- Surcharge de la neige $S_n = 0,08608 \text{ KN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 2 m.

▪ **Combinaisons des charges :**

- **E.L.U:**

$$q_u = 1,35 [g_p + (G_b \times e)] + 1,5 Q_c \times e + S_n \times e \quad \rightarrow \quad q_u = 21.1919 \text{KN/ml}$$

- **E.L.S**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + Q_c) \times e + 0.77 S_n \times e \quad \rightarrow \quad q_{ser} = 15.480 \text{ KN/ml}$$

▪ **Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ 2 \times \frac{L_0}{8} \right. \quad \text{donc:} \quad b_{eff} = \inf \left\{ 2 \times \frac{5}{8} \right.$$

Avec :

- L_0 = longueur libre d'une poutre simplement appuyée
- e = Entraxe entre les poutres

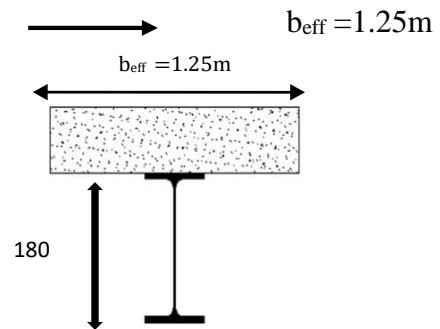


Figure III.5 : Largeur participante de la dalle.

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

$$R_{beton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \rightarrow R_{beton} = 0.57 \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3} \rightarrow R_{beton} = 1692.1875 \text{KN}$$

(avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$)

$$R_{acier} = 0.95 \times f_Y \times A_a \rightarrow R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 23.9 \times 10^2 \times 10^{-3} \rightarrow R_{acier} = 624.3875 \text{KN}$$

$R_{beton} > R_{acier} \quad \longrightarrow \quad$ Donc l'axe neutre se trouve dans la dalle de béton

▪ **Les Vérifications :**

• **Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{plrd} = R_a \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_a \times h_c}{2 R_b} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 624.3875 \left[\frac{180}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{624.3875 \times 95}{2 \times 1692.1875} \right) \right] \times 10^{-3} \rightarrow M_{plrd} = 138.909 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 69.222 \text{KN.m}$$

\rightarrow La condition de la résistance c'est vérifié

Calcul-le rendement : $r = 0.50$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plrd} = 178.618 \text{ KN} \quad ; \quad V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = 52.980 \text{ KN}$$

→ La condition du cisaillement est vérifiée

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 52.980 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 89.309 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$; $f_{max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_c}$

Avec :

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{Aa}{b_{eff} \times hc} = \frac{23.9 \times 10^2}{1250 \times 95} = 0.02013 \quad ; \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{Aa \times (hc + 2hp + ha)^2}{4(1 + m \times v)} + \frac{b_{eff} \times hc^3}{12 \times m} + I_a \rightarrow I_c = \frac{2390 \times (95 + 2 \times 55 + 180)^2}{4(1 + 15 \times 0.02013)} + \frac{1250 \times 95^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4$$

→ $I_c = 696.759 \times 10^5 \text{ mm}^4$

$$f_{max} = \frac{5 \times 15.480 \times 5000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 696.759 \times 10^5} = 8.61 \text{ mm}$$

$f_{max} = 8.61 \text{ mm} > f_{adm} = 20 \text{ mm}$ → Condition de la flèche est vérifiée

- **Vérification du déversement :**

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de solive est maintenue par le béton dur.

▪ **Calcul des connecteurs :**

Type goujon : - Hauteur de connecteur : $h_{sc}=95\text{mm}$

- Diamètre de connecteur : $d=19\text{mm}$

• **Détermination de P_{rd} (Resistance au cisaillement):**

$$P_{rd} = \min \left\{ 0.8 f_u \cdot \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}; 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right\}$$

Avec:

- f_{ck} : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm²
- E_c : module de Young de béton..... 30.5 KN/mm²
- f_u : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450N/mm²

$$V_v = 1.25 \text{ et } \begin{cases} \alpha = [0,2(h/d) + 1] & \text{si : } 3 < h/d < 4 \\ \alpha = 1 & \text{si : } \left(\frac{h}{d}\right) > 4 \end{cases}$$

Nous avons : $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 6.33 > 4$

Application numérique

$$\rightarrow P_{rd} = \min \{81.656\text{KN}; 73.133\text{KN}\} = 73.133\text{KN}$$

• **Influence du sens du bac d'acier K_t :**

Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right)$$

- b_0 : largeur moyenne de la nervure du bac d'acier $b_0=88,5\text{mm}$
- h_p : hauteur de la nervure du bac d'acier $h_p= 55\text{mm}$
- h_c : hauteur du goujon $h_c = 95 \text{ mm}$
- N_r : Nombre de goujon par Nervure ou max 2 , Notre cas $N_r=1$

Application numérique : $K_t=0.819 \leq 1$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4

$$\rightarrow P_{rd} = P_{rd} \times k_t = 73.133 \times 0.819 = 59.895 \text{ KN}$$

- **Détermination de RL :**

$$RL = \inf(R_{\text{béton}}; R_{\text{acire}})$$

$$RL = \inf(1692.1875 ; 624.3875) \rightarrow RL = 624.3875 \text{ KN}$$

- **Nombre de connecteur : (par demi-portée)**

$$N_{br} = \frac{RL}{P_{rd}} = \frac{624.3875}{59.895} \rightarrow N_{br} = 10.425$$

Soit $N = 11$ goujons sur le demi-long de la solive ; c'est-à-dire **22 connecteurs** sur toute la longue totale de la solive

- **L'espace minimal :**

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

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

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{5000}{22 - 1} = 238.095 \text{ mm}$$

$$E_{\min} < 238.095 < E_{\max} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc on prend **22 connecteurs** pour toute la portée de la solive avec un espacement de **235mm**

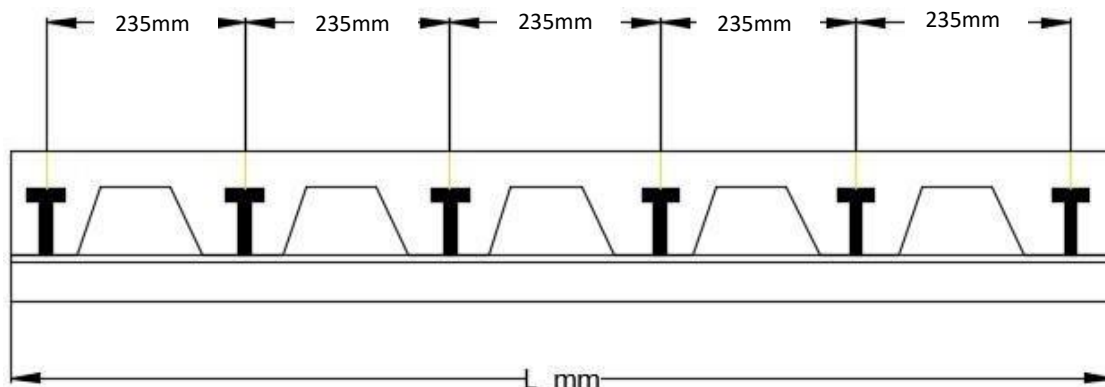


Figure III.6 : Schéma de position des connecteurs de solive.

Remarque :

Le même résultat pour les solives de 3.55

❖ Pour Solive L=7.5m :

On prend IPE 220 dont les caractéristiques suivantes :

Tableau III.2: Caractéristiques du profilé IPE220.

	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques						
	G (kg/m ³)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	I _y (cm ⁴)	I _x (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plx} (cm ³)	i _y (cm)	i _x (cm)	A _{wz} (cm ²)
IPE 220	26.2	33.4	220	110	5.9	9.2	2772	204.9	285.4	58.11	9.11	2.48	15.88

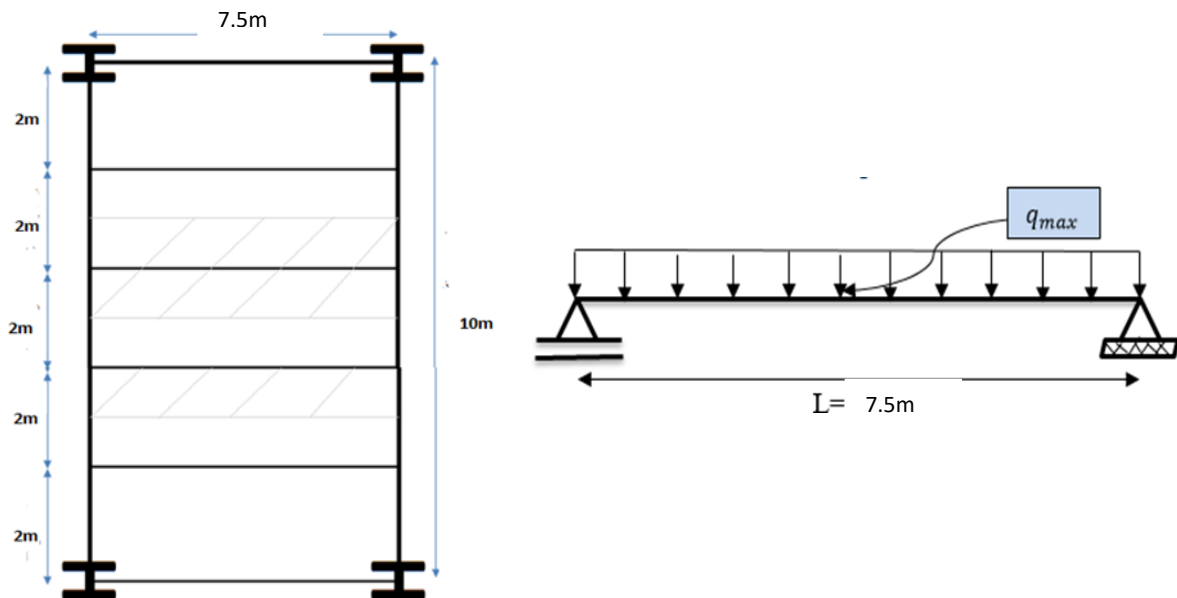


Figure III.7: schéma statique de la solive.

➤ **Phase de construction :**

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3: Résumé des résultats solive 7.5m phase de construction.

Vérification du profilé en phase de construction		
Combinaisons des charges :	q _u =11,1087KN/ml	q _s =8,062KN/ml
Vérification de la résistance à la flexion		

$M_{sd}=78,108\text{KN.m}$	$M_{plrd}=78,485\text{KN.m}$ $r= 0,99$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd} =41,658\text{KN}$	$V_{plrd} =252,129\text{KN}$ $0,5V_{plrd}=126,0645\text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f_{max}=57,057\text{mm}$	$f_{adm}=30\text{mm}$	Non vérifiée
La fléché est pas vérifiée donc on doit ajouter les étaielements		
$f_{max (L/2)}=3,566\text{mm}$	$f_{adm (L/2)}=15\text{mm}$	Vérifiée
$M_{brd(L/2)}=36,032\text{KN.m}$	$M_{sd(L/2)}=19,527$	Vérifiée

➤ **Phase finale :**

Les vérifications de la phase finale sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4: Résumé des résultats solive 7.5m phase finale.

Vérification du profilé en phase finale		
Combinaisons des charges :	$q_u=21,292\text{KN/ml}$	$q_s=15.554\text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd}=149.73\text{KN.m}$	$M_{plrd}=212.621\text{KN.m}$ $r= 0,70$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd} =58.3275\text{KN}$	$V_{plrd} =252.129\text{KN}$ $0,5V_{plrd}=126,0645\text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f_{max}=20.958\text{mm}$	$f_{adm}=30\text{mm}$	Vérifiée

• **Vérification du déversement :**

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de solive est maintenue par le béton dur.

• **Calcul des connecteurs :**

Tableau III.5 : Résumé des résultats.

Calcul De	P_{rd} (KN)	K_t	$P_{rd}=K_t.P_{rd}$ (KN)	RL (KN)	Nbr	E_{min} (mm)	E_{max} (mm)	E_{sp} (mm)
résultats	73.133	0.819	59.895	872.575	15	95	570	258.62

Donc on prend **30 connecteurs** pour toute la portée de la solive avec un espacement de **255mm**

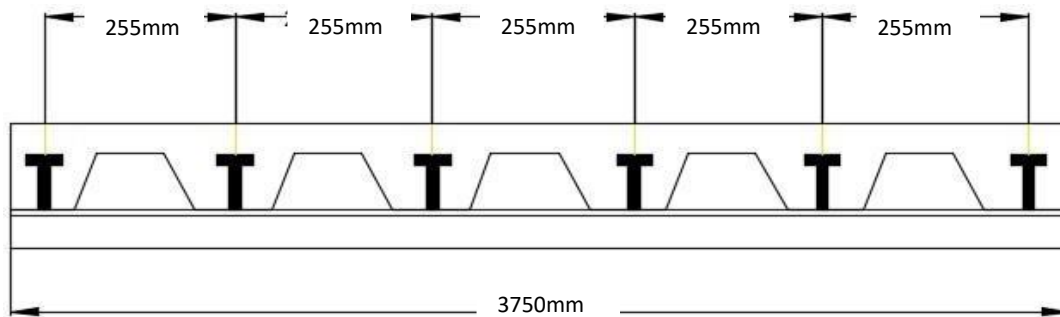


Figure III.8 : Schéma de position des connecteurs de solives.

III.4.2. Prédimensionnement des solives du plancher terrasse accessible :

❖ Pour Solive L=5m :

On prend IPE 180

➤ Phase de construction :

La même vérification que dans la solive (5m) de terrasse inaccessible (III.4.1)

➤ Phase finale :

Tableau III.6: Résumé des résultats solive 5m phase finale.

Vérification du profilé en phase finale		
Combinaisons des charges :	$q_u=23.097\text{KN/ml}$	$q_s=16.178\text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd}=72.178 \text{ KN.m}$	$M_{plrd}=138.909 \text{ KN.m}$ $r= 0,52$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd} =57.7425\text{KN}$	$V_{plrd} =178.618\text{KN}$ $0,5V_{plrd}=89.309\text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f_{max}=8.99\text{mm}$	$f_{adm}=20\text{mm}$	Vérifiée

• Vérification du déversement :

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de solive est maintenue par le béton dur.

- **Calcul des connecteurs :**

Le même que dans la solive (5m) de terrasse inaccessible

- ❖ **Pour Solive L=7.5m :** On prendre IPE 220

- **Phase de construction :**

La même vérification que dans la solive (7.5m) de terrasse inaccessible (Tableau III.3)

- **Phase finale :**

Tableau III.7: Résumé des résultats solive 7.5m phase finale.

Vérification du profilé en phase finale		
Combinaisons des charges :	$q_u=23.197\text{KN/ml}$	$q_s=16.85\text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd}=163.104 \text{ KN.m}$	$M_{plrd}=212.621 \text{ KN.m}$ $r= 0,77$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd} =86.99\text{KN}$	$V_{plrd} =252.129\text{KN}$ $0,5V_{plrd}=126.0645\text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f_{max}=21.477\text{mm}$	$f_{adm}=30\text{mm}$	Vérifiée

- **Vérification du déversement :**

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de solive est maintenue par le béton dur.

- **Calcul des connecteurs :**

Le même que dans la solive (7.5m) de terrasse inaccessible

III.4.3. Prédimensionnement des solives du plancher étage courant (usage commerce) :

- ❖ **Pour Solive L=5m :** On prendre IPE 180

- **Phase de construction :**

La même vérification que dans la solive(5m) de terrasse inaccessible (III.4.1)

➤ Phase finale :

Tableau III.8: Résumé des résultats solive 5m phase finale.

Vérification du profilé en phase finale		
Combinaisons des charges :	$q_u=32.426\text{KN/ml}$	$q_s=22.908\text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd}=101.33 \text{ KN.m}$	$M_{plrd}=138.909 \text{ KN.m}$ $r=0,72$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd}=81.065\text{KN}$	$V_{plrd}=178.618\text{KN}$ $0,5V_{plrd}=89.309\text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f_{max}=10.15\text{mm}$	$f_{adm}=20\text{mm}$	Vérifiée

• Vérification du déversement :

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de solive est maintenue par le béton dur.

▪ Calcul des connecteurs :

Le même que dans la solive(5m) de terrasse inaccessible

❖ Pour Solive L=7.5m ;

On prend IPE 240 dont les caractéristiques suivantes :

Tableau III.9: Caractéristiques du profilé IPE240

	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques						
	G (kg/m ³)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _{pl,x} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	i _y (cm)	i _x (cm)	A _{ox} (cm ²)
IPE 240	30.7	39.12	240	120	6.2	9.8	3892	283.6	366.6	73.92	9.97	2.69	23.52

➤ Phase de construction :

Tableau III.10: Résumé des résultats solive 7.5m phase de construction.

Vérification du profilé en phase de construction		
Combinaisons des charges :	$q_u=11,169\text{KN/ml}$	$q_s=8,107\text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd}=78,532\text{KN.m}$	$M_{plrd}=100.815\text{KN.m}$ $r=0,78$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd}=41,884\text{KN}$	$V_{plrd}=303.88\text{KN}$ $0,5V_{plrd}=151.944\text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f_{max}=40.86\text{mm}$	$f_{adm}=30\text{mm}$	Non vérifiée
La flèche est pas vérifiée donc on doit ajouter les étaielements		
$f_{max(L/2)}=2.55\text{mm}$	$f_{adm(L/2)}=15\text{mm}$	Vérifiée
$M_{brd(L/2)}=49.124\text{KN.m}$	$M_{sd(L/2)}=19,63$	Vérifiée

➤ Phase finale :

Tableau III.11: Résumé des résultats solive 7.5m phase finale.

Vérification du profilé en phase finale		
Combinaisons des charges :	$q_u=32.586\text{KN/ml}$	$q_s=23.027\text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd}=229.120\text{KN.m}$	$M_{plrd}=256.396\text{KN.m}$ $r=0,89$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd}=12.197\text{KN}$	$V_{plrd}=303.88\text{KN}$ $0,5V_{plrd}=151.944\text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f_{max}=23.35\text{mm}$	$f_{adm}=30\text{mm}$	Vérifiée

• Vérification du déversement :

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de solive est maintenue par le béton dur.

▪ Calcul des connecteurs :

Le même que dans la solive (7.5m) de terrasse inaccessible

III.4.4. Prédimensionnement des solives du plancher étage courant (usage bureaux) :

❖ **Pour Solive L=5m :** On prend IPE 180

➤ **Phase de construction :**

La même vérification que dans la solive(5m) de terrasse inaccessible (III.4.1)

➤ **Phase finale :**

Tableau III.12: Résumé des résultats solive 5m phase finale.

Vérification du profilé en phase de construction		
Combinaisons des charges :	$q_u=24.9258\text{KN/ml}$	$q_s=18.448\text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd}=77.893 \text{ KN.m}$	$M_{plrd}=141.407\text{KN.m}$ $r=0,55$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd}=15.578\text{KN}$	$V_{plrd}=178.618\text{KN}$ $0,5V_{plrd}=89.309\text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f_{max}=8.811\text{mm}$	$f_{adm}=20\text{mm}$	Vérifiée

• **Vérification du déversement :**

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de solive est maintenue par le béton dur.

▪ **Calcul des connecteurs :**

Le même que dans la solive(5m) de terrasse inaccessible

❖ **Pour Solive L=7.5m :** On prend IPE 220

➤ **Phase de construction :**

La même vérification que dans la solive (7.5m) de terrasse inaccessible (Tableau III.3)

➤ Phase finale :

Tableau III.13: Résumé des résultats solive 7.5m phase finale.

Vérification du profilé en phase finale		
Combinaisons des charges :	$q_u=21.448\text{KN/ml}$	$q_s=18.114\text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd}=150.806\text{ KN.m}$	$M_{plrd}=212.621\text{ KN.m}$ $r=0,71$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd}=20.107\text{KN}$	$V_{plrd}=252.129\text{KN}$ $0,5V_{plrd}=126.0645\text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f_{max}=8.811\text{mm}$	$f_{adm}=30\text{mm}$	Vérifiée

• **Vérification du déversement :**

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de solive est maintenue par le béton dur.

▪ **Calcul des connecteurs :**

Le même que dans la solive (7.5m) de terrasse inaccessible

Remarque : On prend le même résultat de solive 5m pour la solive 3.55m

Et le même résultat de solive 7.5m pour la solive 6.45m

III.5. Prédimensionnement des poutres secondaires :

Les mêmes étapes ont été suivies pour le calcul des poutres secondaires alors les mêmes résultats que les solives

III.6. Prédimensionnement des poutres porteuses (principales) :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, 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, a une portée de 6m elle reprend 04 charges concentrée (R solive) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de béton sur la largeur de la semelle.

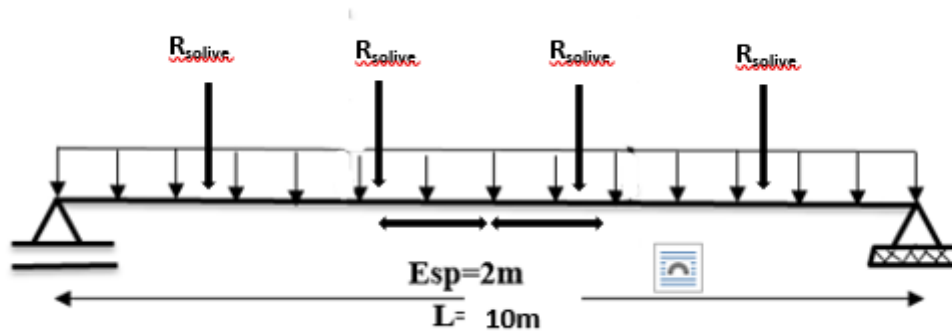


Figure III.9 : Schéma statique de la poutre.

III.6.1. Prédimensionnement des poutres principales terrasse inaccessible :

La poutre la plus sollicitée a une portée de 10m

Prédimensionnement : $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$

Avec :

- h : la hauteur du profile
- L : la longueur de la poutre

$$\frac{10000}{25} \leq h \leq \frac{10000}{15} \longrightarrow 400\text{mm} \leq h \leq 666.67\text{mm}$$

On choisit un **IPE 400** qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau III .14 : Caractéristiques du profilé IPE 400.

DESIG NA- TION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 400	66.3	84.46	400	180	8.6	13.5	23130	1318	1307	16.55	3.95

➤ **Phase de construction :**

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0.663\text{KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3\text{KN/m}^2$.
- Poids du bac d'acier (HB55)..... $g_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75\text{KN/m}^2$

▪ **Calcul des réactions des solives :**

On utilise la formule suivante pour le calcul :

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

❖ **Solive de porte 5m :**

- **E.L.U :**

$$R_{u_{\text{solive}}} = \frac{q_{u_{\text{solive}}} \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{11.0088 \times 5}{2} = 27.522 \text{ KN} \rightarrow 2R_u = 55.044 \text{ KN}$$

- **E.L.S:**

$$R_{s_{\text{solive}}} = \frac{q_{s_{\text{solive}}} \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{7.988 \times 5}{2} = 19.97 \text{ KN} \rightarrow 2R_s = 39.94 \text{ KN}$$

• **Combinaisons des charges :**

- **E.L.U:**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g_{bac}) \times b_s] + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1.863 \text{ KN/ml}$$

- **E.L.S :**

$$q_s = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_s$$

$$q_s = 1.365 \text{ KN/ml}$$

▪ **Les Vérifications :**

• **Vérification de la résistance à la flexion :**

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

condition suivante : $M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$

Le moment appliqué

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{3Pl}{5} = \frac{1.863 \times 10^2}{8} + \frac{3 \times 55.044 \times 5}{5} = 188.4195 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 359.425 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 188.4195 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 359.425 \text{ KN.m} \rightarrow$ La condition de la résistance c'est vérifiée

Calcul-le rendement : $r = \frac{188.4195}{359.425} = 0.52$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \quad \text{avec } A_v = 4269 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{4269 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 677.795 \text{ KN}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + 2P = \frac{1.863 \times 10}{2} + 2 \times 55.044 = 119.403 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 119.403 \text{ KN} < V_{plrd} = 677.795 \text{ KN} \rightarrow$ La condition du cisaillement est vérifiée

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 119.403 < 0.5 V_{plrd} = 338.8975 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

$$F^{max} = f^1 + f^2$$

$$F^1 = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.365 \times 10000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23230 \times 10^4} = 3.659 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{63 \times R_{ser} \cdot L^3}{1000 E \times I_y} = \frac{63 \times 39.94 \times 5000^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 23230 \times 10^4} \times 10^3 = 6.475 \text{ mm} \rightarrow f_{\max} = 10.134 \text{ mm}$$

$$f^{\text{adm}} = \frac{10000}{250} = 40 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 10.134 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 40 \text{ mm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

• **Vérification du déversement :**

On considère que les poutres sont maintenant latéralement par des solives donc pas de risque de déversement.

➤ **Phase finale :**

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0.663 \text{ KN/m}$.
- Charge permanente..... $G = 6.58 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.
- L'entraxe entre les solives est de 2 m..

- **Calcul des réactions des solive :**

❖ **Solive de porte 5m :**

- **E.L.U :**

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{21.1919 \times 5}{2} = 52.97975 \text{ KN} \rightarrow 2R_u = 105.96 \text{ KN}$$

- **E.L.S :**

$$R_{\text{ser solive}} = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{15.480 \times 5}{2} = 38.7 \text{ KN} \rightarrow 2R_{\text{ser}} = 77.4 \text{ KN}$$

• **Combinaisons des charges :**

- **E.L.U:**

$$q_u = 1,35 \times [(0.663 + (6.58 \times 0.18))] + 1,5 \times 1 \times 0,18$$

$$q_u = 2.4975 \text{ KN/ml}$$

- **E.L.S**

$$q_{\text{ser}} = 0.663 + (6.58 + 1) \times 0,18$$

$$q_{\text{ser}} = 2.0274 \text{ KN/ml}$$

▪ **Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :**

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

$$b_{eff} = \inf \left\{ 2 \times \frac{L_0}{8} \right. \quad \text{donc:} \quad b_{eff} = \inf \left\{ 2 \times \frac{10}{8} \right. \quad \rightarrow \quad b_{eff} = 2 \text{ m}$$

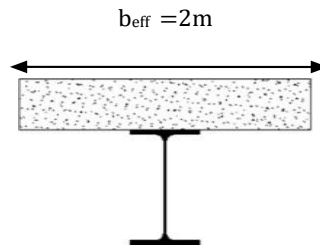


Figure III.10 : Largeur participante de la dalle.

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

$$R_{\text{beton}} = 0.57 \times 25 \times 2000 \times 95 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad R_{\text{beton}} = 2707.5 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 8446 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad R_{\text{acier}} = 2206.5175 \text{ KN}$$

$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}} \quad \longrightarrow \quad$ Donc l'Axe neutre se trouve dans la dalle de béton

▪ **Les Vérifications :**

• **Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{\text{plrd}} = R_a \left[\frac{h_0}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_a \times hc}{2R_b} \right) \right]$$

$$M_{\text{plrd}} = 2206.5175 \left[\frac{400}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{2206.5175 \times 95}{2 \times 2707.5} \right) \right] \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad M_{\text{plrd}} = 686.865 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{3Pl}{5} = \frac{2.4975 \times 10^2}{8} + \frac{3 \times 105.96 \times 5}{5} = 349.1 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{sd}} = 349.1 \text{ KN.m} < M_{\text{plrd}} = 686.865 \text{ KN.m} \quad \rightarrow$ La condition de la résistance c'est vérifiée

Calcul-le rendement : $r = \frac{349.1}{686.865} = 0.51$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plrd} = 677.795 \text{ KN}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + 2P = \frac{2.12715 \times 10}{2} + 2 \times 105.96 = 224.4075 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 224.4075 \text{ KN} < V_{plRd} = 677.795 \text{ KN} \rightarrow$ La condition du cisaillement est vérifiée

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 224.4075 < 0.5 V_{plrd} = 338.8975 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que : $f^{\max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

$$f^{\max} = f^1 + f^2 \quad ; \quad f^1 = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_c} \quad \text{et} \quad f^2 = \frac{63 \times Rser \cdot L^3}{1000 E \times I_c}$$

Avec :

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{Aa}{beff \times hc} = \frac{8446}{2000 \times 95} = 0.0444 \quad ; \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{Aa \times (hc + 2hp + ha)^2}{4(1 + m \times v)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + Ia \rightarrow$$

$$I_c = \frac{8446 \times (95 + 2 \times 55 + 400)^2}{4(1 + 15 \times 0.048)} + \frac{2000 \times 95^3}{12 \times 15} + 23130 \times 10^4 \rightarrow I_c = 690.165 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 2.0274 \times 10000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 690.165 \times 10^6} = 1.821 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{63 \times Rser \cdot L^3}{1000 E \times I_c} = f^2 = \frac{63 \times 77.4 \times 10^3 \times 5000^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 690.165 \times 10^6} = 4.205 \text{ mm}$$

$$\rightarrow f^{\max} = 6.026 \text{ mm}$$

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

$f^{\max} = 6.026 \text{ mm} < f_{adm} = 40 \text{ mm} \rightarrow$ La condition est vérifiée

- **Vérification du déversement :**

On considère que les poutres sont maintenant latéralement par des solives donc pas de risque de déversement.

- **Calcul des connecteurs :**

Type goujon : - Hauteur de connecteur : $h_{sc}=95\text{mm}$

- Diamètre de connecteur : $d=19\text{mm}$

Nous avons : $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 6.33 > 4$

- **Détermination de Prd (Resistance au cisaillement):**

$$\text{Prd} = \min \left\{ 0.8 f_u \cdot \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}; 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right\} = 73.133$$

- **Influence du sens du bac d'acier Kt :**

Kt coefficient de réduction en fonction du sens des nervures de bac pour un bac d'acier dont la nervure sont parallèles à la poutre principale. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right)$$

Avec :

- b_0 : largeur moyenne de la nervure du bac d'acier $b_0=88,5\text{mm}$
- h_p : hauteur de la nervure du bac d'acier $h_p= 55\text{mm}$
- h_c : hauteur du goujon $h_c = 95 \text{ mm}$
- N_r : Nombre de goujon par Nervure ou max 2 , Notre cas $N_r=1$

Application numérique

$$K_t = 0.70 \leq 1$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4

$$\text{Prd} = \text{Prd} \times k_t = 73.133 \times 0.70 = 51.1931\text{KN}$$

- **Détermination de RL :**

$$RL = \inf(R_{\text{béton}}; R_{\text{acire}})$$

$$RL = \inf(2707.5 ; 2206.5175) \rightarrow RL = 2206.5175 \text{ KN}$$

- **Nombre de connecteur : par demi-portée**

$$Nbr = \frac{RL}{Prd} = \frac{2206.5175}{51.1931} \rightarrow Nbr = 42.28$$

Soit **N= 43** goujons sur le demi-long de la poutre ; c'est-à-dire **86 connecteurs** sur toute la longue totale de la poutre

- **L'espace minimal :**

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

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

$$Esp = \frac{L}{Nbr-1} = \frac{10000}{86-1} = 117.647 \text{ mm}$$

$$E_{\min} < 117.647 < E_{\max} \rightarrow \text{verifier}$$

Donc on prend **86 connecteurs** pour toute la portée de la poutre avec un espacement de **115mm**

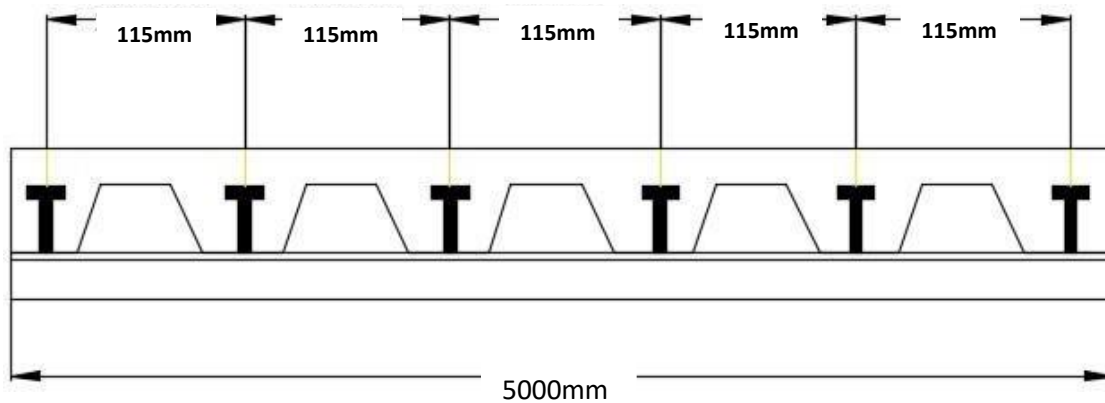


Figure III.11 : Schéma de position des connecteurs de poutre.

III.6.2. Prédimensionnement des poutres principales terrasse accessible :

On prend IPE400

➤ **Phase de construction :**

La même vérification que dans la poutre de terrasse inaccessible. (III.6.1)

➤ **Phase finale :**

Calcul des réactions des solives :

Tableau III.15 : Réactions des solives.

Reaction	Longer (m)	Rult (KN)	R _{SER} (KN)
2R	5	115.485	80.89

• **Les Vérifications :**

$b_{eff} (m) = 2$	$R_{béton} > R_{acier}$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton
$R_{béton} (KN) = 2707.5$	
$R_{acier} (KN) = 2206.5175$	

Tableau III.16: Résumé des résultats poutre 10m phase finale.

Vérification du profilé en phase finale		
Combinaisons des charges :	$q_u = 2.93544 \text{KN/ml}$	$q_s = 2.1444 \text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd} = 318.44 \text{KN.m}$	$M_{plrd} = 686.865 \text{KN.m}$ $r = 0,46$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd} = 303.6147 \text{KN}$	$V_{plrd} = 677.795 \text{KN}$ $0,5V_{plrd} = 338.8975 \text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f^1 (mm) = 1.926$	$f_{adm} = 40 \text{mm}$	Vérifiée
$f^2 (mm) = 1.72$		
$f^{max} (mm) = 3.646$		

- **Vérification du déversement :**

On considère que les poutres sont maintenant latéralement par des solives donc pas de risque de déversement.

- **Calcul des connecteurs :**

Le même que dans la poutre de terrasse inaccessible

III.6.3. Prédimensionnement des poutres principales plancher courant (usage commerce) :

On choisit un IPE 500 qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau III .17 : Caractéristiques du profilé IPE 500.

DESIGN A-TION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 500	90.7	115.5	500	200	10.2	16	48200	2142	2149	20.43	4.31

- **Phase de construction :**

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0.907 \text{KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3 \text{KN/m}^2$.
- Poids du bac d'acier (HB55)..... $g_{bac} = 0,15 \text{KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_C = 0,75 \text{KN/m}^2$

- **Calcul des réactions des solives :**

Tableau III.18 : Réactions des solives.

Reaction	Longer (m)	R _{ult} (KN)	R _{SER} (KN)
2R	5	55.044	39.94

- **Combinaisons des charges :**

$$q_u = 2.30 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 1.687 \text{ KN/ml}$$

- **Les Vérifications :**

- **Vérification de la résistance à la flexion :**

Le moment appliqué

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{3Pl}{5} = \frac{2.30 \times 10^2}{8} + \frac{3 \times 55.044 \times 5}{5} = 193.882 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m0} = \frac{2194 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 603.35 \text{ KN.m}$$

Calcul-le rendement : $r = 0.32$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plrd} = \frac{5987 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 950.664 \text{ KN}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + 2P = \frac{2.30 \times 10}{2} + 2 \times 55.044 = 121.588 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 121.5884 \text{ KN} < V_{plrd} = 950.664 \text{ KN} \rightarrow$ La condition du cisaillement est vérifiée

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 121.5884 < 0.5V_{plrd} = 475.282 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité :**

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 2.17 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{63 \times R_{ser} \cdot L^3}{1000 E \times I_y} = 3.011 \text{ mm} \rightarrow f^{\max} = 5.181 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 5.181 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 40 \text{ mm} \rightarrow \text{La fléché est vérifiée}$$

- **Vérification du déversement :**

On considère que les poutres sont maintenant latéralement par des solives donc pas de risque de déversement.

➤ **Phase finale :**

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

- 1- Poids propre du profilé..... $g_p = 0.907 \text{ KN/m}$.
- 2- Charge permanente..... $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$
- 3- Surcharge d'exploitation..... $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.
- 4- L'entraxe entre les solives est de 2 m.

- **Calcul des réactions des solive :**

- **E.L.U :**

$$R_{u_{\text{solive}}} = \frac{q_{u_{\text{solive}}} \times L_{\text{solive}}}{2} = 81.065 \text{ KN} \rightarrow 2R_u = 162.13 \text{ KN}$$

- **E.L.S:**

$$R_{s_{\text{solive}}} = \frac{q_{s_{\text{solive}}} \times L_{\text{solive}}}{2} = 57.27 \text{ KN} \rightarrow 2R_{ser} = 114.54 \text{ KN}$$

- **Combinaisons des charges :**

$$q_u = 4.44165 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 2.061 \text{ KN/ml}$$

- **Largeur de la dalle collaborant (largeur effective)**

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ 2 \times \frac{10}{8}, 2 \right\} \longrightarrow b_{\text{eff}} = 2 \text{ m}$$

- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{beton}} = 0.57 \times 25 \times 2000 \times 95 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad R_{\text{beton}} = 2707.5 \text{KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 11550 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad R_{\text{acier}} = 3017.4375 \text{KN}$$

$R_{\text{beton}} < R_{\text{acier}} \quad \longrightarrow \quad$ L'axe neutre se trouve dans le profilé en acier

Donc calcule R_w :

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w$$

Avec :

$$A_w = (h - 2 t_f) \times t_w \quad A_w : \text{La section de l'âme}$$

$$A_w = (500 - 2 \times 16) \times 10.2 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad A_w = 4.7736 \text{m}$$

$$R_w = 0,95 \times 275 \times 4.7736 \quad \rightarrow \quad R_w = 1247.0625 \text{KN}$$

$R_{\text{beton}} < R_{\text{acier}}$ et $R_{\text{beton}} > R_w \rightarrow$ L'axe neutre est dans la semelle supérieure du profilé. Le moment plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = R_a \left(\frac{h_0}{2} \right) + R_b \left(\frac{hc}{2} + hp \right)$$

$$M_{\text{plrd}} = 3017.4375 \times \left(\frac{500}{2} \right) + 2707.5 \times \left(\frac{95}{2} + 55 \right) \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad M_{\text{plrd}} = 1031.878 \text{KN.m}$$

▪ **Les Vérifications :**

Tableau III.19: Résumé des résultats poutre 10m phase finale.

Vérification du profilé en phase finale		
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd} = 452.0625 \text{KN.m}$	$M_{plrd} = 1031.878 \text{KN.m}$ $r = 0,44$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd} = 428.733 \text{KN}$	$V_{plrd} = 950.564 \text{KN}$ $0,5 V_{plrd} = 475.282 \text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f^1(\text{mm}) = 1.165$	$f_{adm} = 40 \text{mm}$	Vérifiée
$f^2(\text{mm}) = 1.491$		
$f^{\text{max}}(\text{mm}) = 2.655$		

- **Vérification du déversement :**

On considère que les poutres sont maintenant latéralement par des solives donc pas de risque de déversement.

- **Calcul des connecteurs :**

- **Détermination de Prd (Resistance au cisaillement) :**

$$P_{rd} = \min \left\{ 0.8f_u \cdot \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}; 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right\} = 73.133$$

- **Influence du sens du bac d'acier K_t :**

$$K_t = 0.70 \leq 1$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4

$$P_{rd} = P_{rd} \times k_t = 73.133 \times 0.70 = 51.1931 \text{ KN}$$

- **Détermination de RL :**

$$RL = \inf(R_{\text{béton}}; R_{\text{acire}})$$

$$RL = \inf(2707.5 ; 3017.4375) \rightarrow RL = 2707.5 \text{ KN}$$

- **Nombre de connecteur : (par demi-portée)**

$$N_{br} = \frac{RL}{P_{rd}} = \frac{2707.5}{51.1931} \rightarrow N_{br} = 52.89$$

Soit $N = 53$ goujons sur le demi-long de la poutre ; c'est-à-dire **106 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre

- **L'espace minimal :**

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

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

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{10000}{106 - 1} = 95.24 \text{ mm}$$

$$E_{\min} < 95.24 < E_{\max} \rightarrow \text{verifier}$$

Donc on prend **106 connecteurs** pour toute la portée de la poutre avec un espacement de **95mm**

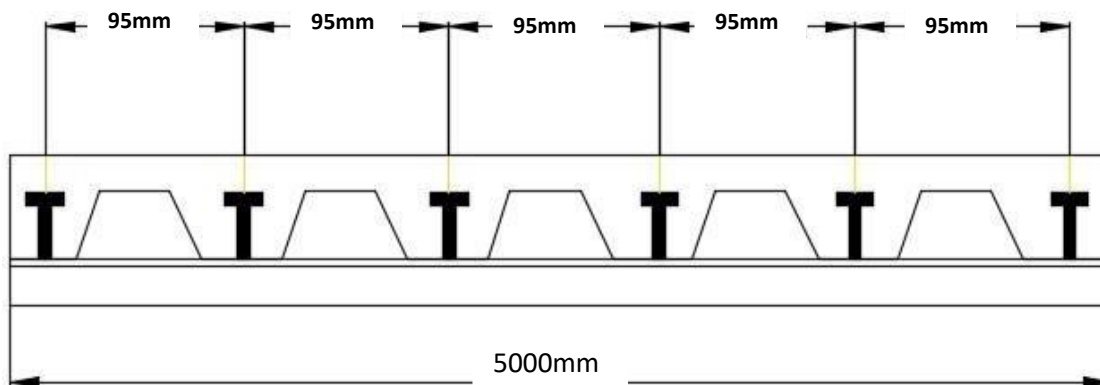


Figure III.12 : Schéma de position des connecteurs de poutre

III.6.4. Prédimensionnement des poutres principales plancher courant (usage bureaux) :

On prend IPE400

➤ **Phase de construction :**

La même vérification que dans la poutre de terrasse inaccessible. (III.6.1)

➤ **Phase finale :**

Calcul des réactions des solives :

Tableau III.20 : Réactions des solives.

Reaction	Longer (m)	R _{ult} (KN)	R _{SER} (KN)
2R	5	124.629	92.24

▪ **Les Vérifications**

$b_{eff} (m) = 2$	$R_{béton} > R_{acier}$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton
$R_{béton} (KN) = 2707.5$	
$R_{acier} (KN) = 2206.5175$	

Tableau III.21: Résumé des résultats poutre 10m phase finale.

Vérification du profilé en phase finale		
Combinaisons des charges :	$q_u=3.11553\text{KN/ml}$	$q_s=2.2578\text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd}=412.831\text{KN.m}$	$M_{plrd}=686.865\text{KN.m}$ $r=0,60$	Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant		
$V_{sd}=264.83565\text{KN}$	$V_{plrd}=677.795\text{KN}$ $0,5V_{plrd}=338.8975\text{KN}$	Vérifiée
Vérification de la rigidité		
$f^1(\text{mm})=2.023$	$f_{adm}=40\text{mm}$	Vérifiée
$f^2(\text{mm})=5.012$		
$f^{\max}(\text{mm})=7.035$		

- **Vérification du déversement :**

On considère que les poutres sont maintenant latéralement par des solives donc pas de risque de déversement.

- **Calcul des connecteurs :**

Le même que dans la poutre de terrasse inaccessible

Remarque :

-Les mêmes étapes ont été suivies pour le calcul des poutres de solive de 7.5m et 5m alors on prend les mêmes résultats .

-Les mêmes étapes ont été suivies pour le calcul des poutres de 4m , on a trouvé le profile IPE240 dans toutes les plancher .

➤ **Résultats de dimensionnement des solives et poutres par type de plancher :**

Tableau III.22: Résultats final

Plancher [terrasse inaccessible, terrasse accessible, étage courant (usage bureaux)]	
Solives et poutres secondaires <ul style="list-style-type: none"> • IPE180 (5m) • IPE220 (7,5m) 	Poutres porteuses <ul style="list-style-type: none"> • IPE400 (10m)

Plancher étage courant (usage commerce) :	
Solives et poutres secondaires <ul style="list-style-type: none"> • IPE180 (5m) • IPE240 (7,5m) 	Poutres porteuses <ul style="list-style-type: none"> • IPE500 (10m)

III.7. Pré-dimensionnement des poteaux :

III.7.1. Pré-dimensionnement de poteau central :

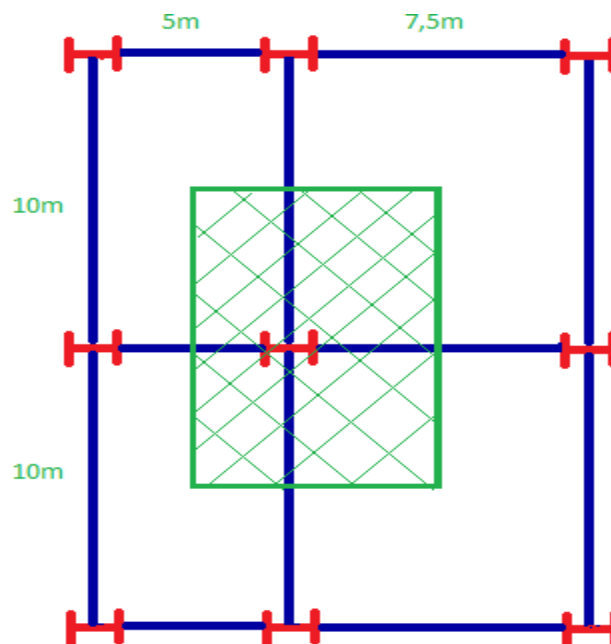


Figure III.13 : Le poteau central.

$$S = \left(\frac{7,5}{2} + \frac{5}{2}\right) \times \left(\frac{10}{2} + \frac{10}{2}\right) = 62,5 \text{ m}^2$$

➤ Terrasse accessible :

• Les charges permanentes :

- Poids du plancher terrasse..... 62,5×6,73
- Poids des poutres principales (IPE500)..... 0,907×10
- Poids des poutres secondaires

{	(IPE240)	$0,307 \times \left(\frac{7,5}{2}\right)$
	(IPE180)	$0,188 \times \left(\frac{5}{2}\right)$

- Poids des solives
 - (IPE240) $4 \times [0,307 \times (\frac{7,5}{2})]$
 - (IPE180) $4 \times [0,188 \times (\frac{5}{2})]$

- **Les charges d'exploitations :**
 - Plancher terrasse accessible $1,5 \times 62,5$
 - La neige $0,08608 \times 62,5$

- **Plancher étage courant**
- **Les charges permanentes :**
 - Poids du plancher étage courant..... $62,5 \times 6,36$
 - Poids des poutres principales (IPE500)..... $0,907 \times 10$
 - Poids des poutres secondaires
 - (IPE240) $0,307 \times (\frac{7,5}{2})$
 - (IPE180) $0,188 \times (\frac{5}{2})$
 - Poids des solives
 - (IPE240) $4 \times [0,307 \times (\frac{7,5}{2})]$
 - (IPE180) $4 \times [0,188 \times (\frac{5}{2})]$

- **Les charges d'exploitations :**
 - Plancher 2eme étage (bureaux)..... $2,5 \times 62,5$
 - Plancher 1ere étage (commerce)..... $5 \times 62,5$
 - Plancher RDC (commerce)..... $5 \times 62,5$

• **La descente des charges :**

$$G = (G_{\text{plancher}} \times S) + (g_{pp} \times L1) + (g_{ps} \times L2) + (g_{pot} \times H) + (g_{solive} \times n \times L2)$$

Avec :

- S: surface du poteau le plus sollicité
- L1: longueur de la poutre principale
- L2: longueur de la poutre secondaire (solive)
- n: nombres des solives

- Q (Loi de digression) :

Tableau III.22 : Loi de digression.

terrasse	Q0
étage 2 ^{ème}	Q1+Q
étage 1 ^{er}	0
RDC	Q0+0.95 (Q1+Q2)
	Q0+0.9
	(Q1+Q2+Q3)

Tableau III.23 : La descente des charges poteau central.

Niveau	G(KN)	Q(KN)	Gcumuler	Qcumuler	Nu(KN)
Terrasse	437,801	99,13	437,801	99,13	739,726
2 ^{ème}	414,676	156,25	852,477	255,38	1533,914
1 ^{er}	414,676	312,5	1267,153	544,442	2527,32
RDC	414,676	312,5	1681,829	802,255	3473,852

Donc on peut choisir le profile pour chaque étage par la loi suivante :

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad \text{avec : } \gamma_{m0}=1 \quad ; \quad f_y=275\text{MPa.}$$

On récapitule les résultats et les profile dans le tableau suivant :

Tableau III.24: Les profile et les sections des poteaux.

Niveau	Nu(KN)	A _{nec} (cm ²)	Profile	Hauteur (m)
2 ^{ème}	739,726	26,9	HEA140	3,8
1 ^{er}	1533,914	55,78	HEA220	3,8
RDC	2527,32	91,90	HEA280	4,5
Sous-sol	3473,852	126,32	HEA340	3,2

▪ Les Vérification :

On va vérifier la résistance du poteau de RDC (HEA340) :

Tableau III.25: Caractéristiques du profilé HEA340.

Poids G kg/m	Section A cm ²	Dimension				caracteristiques					
		h mm	b mm	tf mm	tw mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm
105	133,5	330	300	16,5	9,5	27690	7436	1850	495,7	14,40	7,46

- **La vérification au flambement :**

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

On doit vérifier que :

$$N_u \leq N_{brd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \beta_A = 1 \text{ (classe 1, 2 et 3)} \\ \gamma_{m1} = 1,1 \end{cases}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{27690 \times 10^4}{133,5 \times 10^2}} = 144,02 \text{ mm} \quad ; \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{7436 \times 10^4}{133,5 \times 10^2}} = 74,633 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,5 \times 3200}{144,02} = 11,11 \quad ; \quad \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 3200}{74,633} = 21,44$$

$$\lambda = \max \begin{cases} \lambda_y = 11,11 \\ \lambda_z = 21,44 \end{cases} \rightarrow \text{donc l'axe de flambement est l'axe Z-Z.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{avec : } \lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 93,91 \times 0,92 = 86,4$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{21,44}{86,4} = 0,25 > 0,2 \rightarrow \text{donc il y'a un risque de flambement.}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2 \\ t_f = 16,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Courbe de flambement « C » } (\alpha_z = 0,49)$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,49 \times (0,25 - 0,2) + 0,25^2] = 0,54$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,25^2}} = 0,982.$$

$$N_{brd} = 0,982 \times 1 \times 13350 \times \frac{275}{1,1} = 3277,425 \text{ kN.}$$

$$N_u = 3473,852 < N_{brd} = 3277,425 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on va changer le profile, on choisit le HEA360 pour le RDC.

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

Tableau III.26: Le choix final des profilés.

Niveau	Hauteur(m)	Profilé	Nu(KN)	Nbrd(KN)	Ration (%)
2 ^{eme}	3,8	HEA160	739,726	785,09	94,22
1 ^{er}	3,8	HEA240	1533,914	1748,11	87,75
RDC	4,5	HEA300	2527,32	2587,5	97,67
Sous-sol	3,2	HEA360	3473,852	3505,74	99,09

III.7.2. Pré-dimensionnement de poteau de rive :

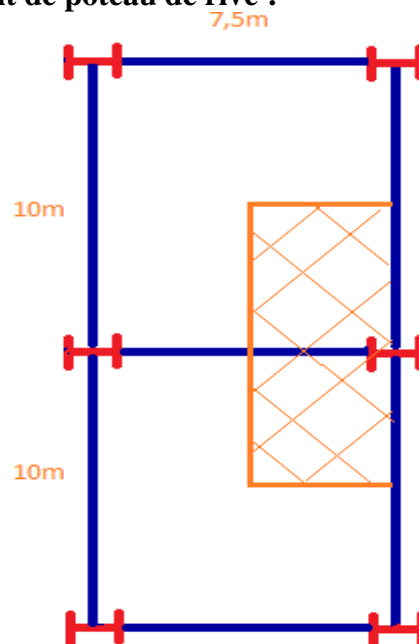


Figure III.14 : Le poteau de rive.

$$S = \left(\frac{7,5}{2}\right) \times \left(\frac{10}{2} + \frac{10}{2}\right) = 37,5 \text{ m}^2$$

➤ **Terrasse accessible :**

Les charges permanentes :

- Poids du plancher terrasse..... 37,5×6,73
- Poids des poutres principales (IPE500)..... 0,907×10

- Poids des poutres secondaires (IPE240)..... $0,307 \times (\frac{7,5}{2})$
- Poids des solives (IPE240)..... $4 \times [0,307 \times (\frac{7,5}{2})]$

- **Les charges d’exploitations :**
 - Plancher terrasse accessible $1,5 \times 37,5$
 - La neige $0,08608 \times 37,5$

- **Plancher étage courant**
 - **Les charges permanentes :**
 - Poids du plancher étage courant..... $37,5 \times 6,36$
 - Poids des poutres principales (IPE500)..... $0,907 \times 10$
 - Poids des poutres secondaires (IPE240)..... $0,307 \times (\frac{7,5}{2})$
 - Poids des solives (IPE240)..... $4 \times [0,307 \times (\frac{7,5}{2})]$

 - **Les charges d’exploitations :**
 - Plancher 2eme étage (bureaux)..... $2,5 \times 37,5$
 - Plancher 1ere étage (commerce)..... $5 \times 37,5$
 - Plancher RDC (commerce)..... $5 \times 37,5$

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 :

Tableau III.27: La descente des charges poteau de rive.

Niveau	G(KN)	Q(KN)	Gcumuler	Qcumuler	Nu(KN)
Terrasse	267,20	59,478	267,20	59,478	449,937
2^{eme}	253,33	93,75	520,53	153,228	932,56
1^{er}	253,33	187,5	773,86	326,66	1534,701
RDC	253,33	187,5	1027,19	481,353	2108,736

Tableau III.28: Les profilés et les sections des poteaux.

Niveau	Nu(KN)	A _{nec} (cm ²)	Profilé	Hauteur (m)
2 ^{eme}	449,937	16,36	HEA100	3,8
1 ^{er}	932,56	33,91	HEA160	3,8
RDC	1534,701	55,81	HEA220	4,5
Sous-sol	2108,736	76,68	HEA240	3,2

Tableau III.29 : Le choix final des profilés.

Niveau	Hauteur(m)	Profilé	Nu(KN)	N _{brd} (KN)	Ratio n(%)
2 ^{eme}	3,8	HEA140	449,937	604,835	74,39
1 ^{er}	3,8	HEA180	932,56	961,56	96,98
RDC	4,5	HEA240	1534,701	1694,32	90,58
Sous-sol	3,2	HEA280	2108,736	2358,55	89,41

III.7.3. Pré-dimensionnement de poteau d'angle :

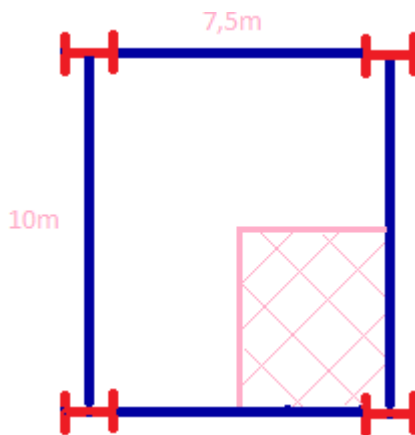


Figure III.15 : Le poteau d'angle.

$$S = \left(\frac{7,5}{2}\right) \times \left(\frac{10}{2}\right) = 18,75 \text{ m}^2$$

➤ Terrasse accessible :

• Les charges permanentes :

- Poids du plancher terrasse..... 18,75×6,73
- Poids des poutres principales (IPE500)..... 0,907×10

- Poids des poutres secondaires (IPE240)..... $0,307 \times (\frac{7,5}{2})$
- Poids des solives (IPE240)..... $4 \times [0,307 \times (\frac{7,5}{2})]$

- **Les charges d'exploitations :**

- Plancher terrasse accessible $1,5 \times 18,75$
- La neige $0,08608 \times 18,75$

➤ **Plancher étage courant**

- **Les charges permanentes :**

- Poids du plancher étage courant..... $18,75 \times 6,36$
- Poids des poutres principales (IPE500)..... $0,907 \times 10$
- Poids des poutres secondaires (IPE240)..... $0,307 \times (\frac{7,5}{2})$
- Poids des solives (IPE240)..... $4 \times [0,307 \times (\frac{7,5}{2})]$

- **Les charges d'exploitations :**

- Plancher 2eme étage (bureaux)..... $2,5 \times 18,75$
- Plancher 1ere étage (commerce)..... $5 \times 18,75$
- Plancher RDC (commerce)..... $5 \times 18,75$

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 :

Tableau III.30: La descente des charges poteau d'angle.

Niveau	G(KN)	Q(KN)	G _{cumuler}	Q _{cumuler}	Nu(KN)
Terrasse	134,176	29,739	134,176	29,739	225,75
2^{eme}	127,239	46,875	261,415	76,614	467,831
1^{er}	127,239	93,75	388,654	163,33	769,68
RDC	127,239	93,75	515,893	240,68	1057,476

Tableau III.31 : Les profilés et les sections des poteaux.

Niveau	Nu(KN)	$A_{nec}(cm^2)$	Profile	Hauteur (m)
2 ^{eme}	225,75	8,21	HEA100	3,8
1 ^{er}	467,831	17,01	HEA100	3,8
RDC	769,68	27,98	HEA140	4,5
Sous-sol	1057,476	38,45	HEA160	3,2

Tableau III.32 : Le choix final des profilés.

Niveau	Hauteur(m)	Profilé	Nu(KN)	N _{brd} (KN)	Ration (%)
2 ^{eme}	3,8	HEA100	225,75	324,972	69,47
1 ^{er}	3,8	HEA140	467,831	604,835	77,35
RDC	4,5	HEA180	769,68	905	85,05
Sous-sol	3,2	HEA200	1057,476	1228,669	86,07

III.8. Conclusion :

Après avoir suivi des formules imposées par les règlements on a obtenu des résultats d'éléments qui tenir la structure stable.

Chapitre IV
Etude des éléments
secondaires

IV .1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue en respectant le règlement parasismique Algérien « *RPA 99 version 2003* »

IV.2. Acrotère :

IV.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il considère également comme un élément décoratif (figure IV.1). L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade. Sur l'acrotère peut se fixer un élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure.

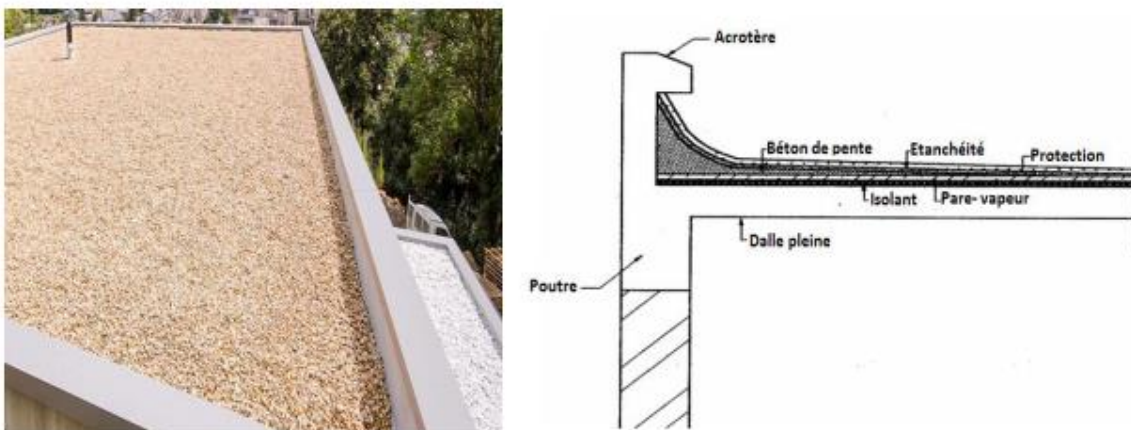


Figure.IV.1 : L'Acrotère.

L'acrotère est soumis à aux charges suivantes

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.
- Effort du vent
- Effort du séisme

IV.2.2. Calcul des charges Sollicitant L'acrotère :

✓ Acrotère terrasse inaccessible :

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

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

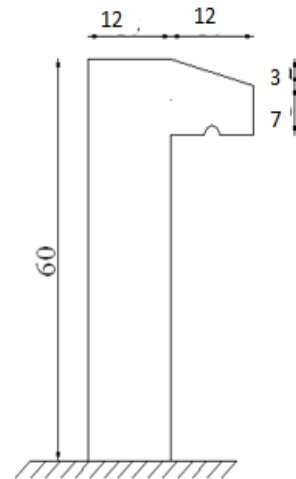


Figure.IV.2 : Dimension de l'acrotère.

IV.2.3. Principe de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à :

• Son poids propre W_p ;

Un moment dû à la force horizontale $F=\text{Max} (Q=1\text{KN/ml } F_p=4.A.C_p.W_p)$

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

IV.2.4. Evaluation des charges:

➤ Charge permanente :

- Surface de l'acrotère;

$$S = \left[(0,60 \times 0,1) + (0,12 \times 0,07) + \frac{(0,12 \times 0,03)}{2} \right] = 0,0702 m^2$$

- Poids propre de l'acrotère:

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,0702 = 1,755 \text{ KN/m}$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=20 \text{ kN/m}^3$)

(P : périmètre de la section de l'acrotère)

$$P = 0,6 + (0,6 - 0,1) + 0,12 + 0,12 + 0,07 + 0,3 = 1,71 \text{ m}$$

$$G_r = 20 \times 0,02 \times P = 0,684 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow G_t = 2,439 \text{ KN/ml}$$

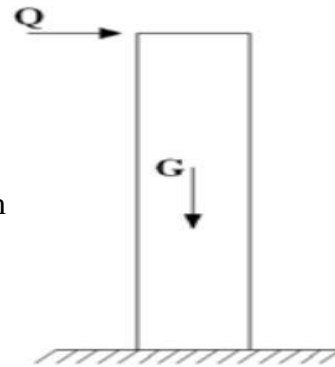


Figure IV.3: Sollicitations de l'acrotère.

❖ Calcul de force sismique :

➤ Force horizontale d'origine sismique agissent sur l'acrotère :

Selon le **RPA99/Version 2003 [5] Art : 6.2.3** les éléments secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

Avec :

- A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe 2) : $A = 0,25$
- C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1) RPA99/2003). $C_p = 0,80$
- W_p : poids de l'acrotère
- Poids de l'acrotère : $w_p = 2,439 \text{ KN}$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,439 \quad \text{donc :} \quad F_p = 1,9512 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q=1,00\text{kN/ml}$$

$$Q_u=\text{Max}(1.5Q, F_p) \rightarrow \begin{cases} F_p = 1.9512\text{KN/ml} \\ 1.5Q = 1.5\text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow Q_u = F_p = 1.9512\text{KN/ml}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$\rightarrow \quad G=2,439 \text{ kN/ml} \text{ et } Q=1.9512\text{KN/ml}$$

IV.2.5. Calcul d'efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

- **E.L.U :**

- Effort Normal de compression : $N_u=1,35G=3.293\text{kN}$
- Moment fléchissant : $M_u=1,5Q_h h=1.7561\text{KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u=1,5Q_h=2.9268 \text{ KN}$

- **E.L.S :**

- Effort Normal de compression : $N_{ser}=G=2.439 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_{ser}=Q_h h=1.171 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_{ser}=Q_h=1,9512 \text{ KN}$

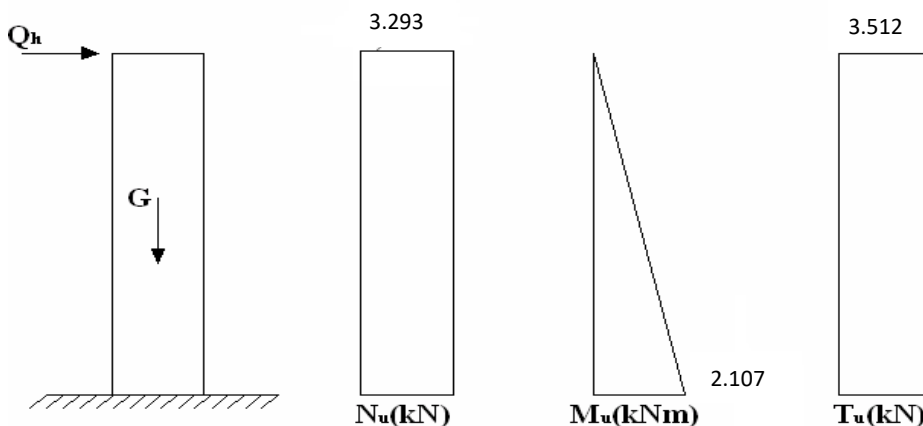


Figure IV.4 : Diagramme des efforts à L'ELU.

IV.2.6. Ferrailage de la Section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données : $h=10\text{cm}, b=100\text{cm}, f_{c28}=25\text{MPa}, \sigma_{bc}=0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17\text{MPa},$

$c=c'=2,5\text{cm}, d=0.9h=9\text{cm}, f_e=400\text{MPa}, M_u = 1,7561\text{KN.m}, N_u = 3.293\text{kN}$

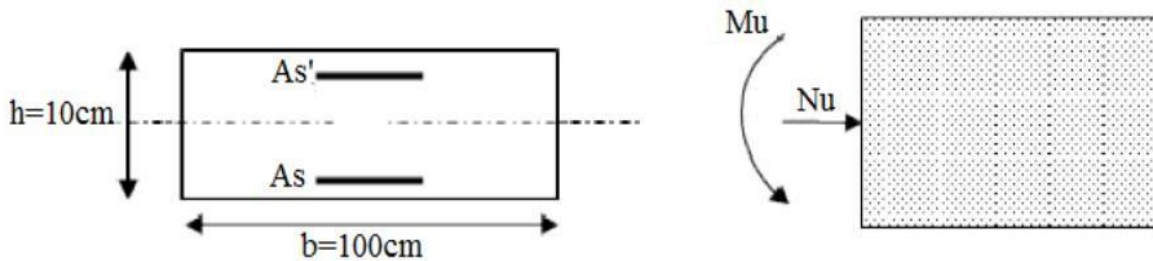


Figure IV.5 : Section de calcul de l'acrotère.

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.7561}{3.293} = 53.33\text{cm} \left. \begin{array}{l} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\text{cm} \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC).}$$

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

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

• **Calcul du moment fictif « M_f » :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 1.7561 + 3.293 \left(\frac{0.1}{2} - 0.025 \right) \rightarrow M_f = 1.838\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{1.838 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 90^2} = 0.016$$

$\mu < \mu_R = 0.392 \rightarrow A_s' = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.020$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8.928 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.016 < 0.186 \rightarrow \xi_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

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

$$A_{sf} = \frac{Mf}{Z\sigma_s} = \frac{1.838 \times 10^6}{89.928 \times 348} = 58.731 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s1} = A_s' = 0 ; A_{s2} = A_{sf} \cdot \frac{N_u}{\sigma_s} = 49.27 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0.49 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau IV.1 : Résumé de résultats.

	Mf KNm	μ	$\mu < \mu_R$	A's cm ²	α	Z cm	A _{SF} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)
Results	1.838	0.016	Oui	0	0.020	8.928	0.59	0.49

IV.2.7. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON "BAEL 91 modifié 99" :

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9.0 \text{ cm} ; c' = 2.5 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1.09 \text{ cm}^2 \} \rightarrow A_s^{\min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Donc ; on opte finalement pour **5T6=1,41cm²**

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

- Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r = 0.3525 \text{ cm}^2$$

On choisi : **4T6=1,13cm²** avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{3} \approx 18\text{cm}$

• **VÉRIFICATION À L'É.L. S :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

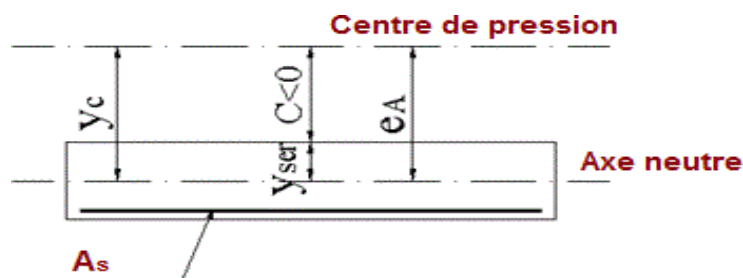


Figure IV.6 : position de centre de pression.

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.171}{2.439} = 48.01 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c &= \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée. $C = d - e_A$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 48.01 + \left(9 - \frac{10}{2} \right) \rightarrow e_A = 52.01 \text{ cm}$$

$$\rightarrow C = -43.01 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

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

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

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

Avec :

$$n=15 \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{As}{b} + 6n(d - c) \frac{As}{b} = -5541.3318 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{As}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{As}{b} = 153063.9677 \end{cases}$$

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

- $\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1.78 \cdot 10^9$
- $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.964 \Rightarrow \varphi = 164.579^\circ$
- $\alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85.956$
- $y_1 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 85.956 \times \cos\left(\frac{164.579}{3}\right) = 49.475 \text{ cm}$
- $y_2 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 85.956 \times \cos\left(\frac{164.579}{3} + 120\right) = -85.610 \text{ cm}$
- $y_3 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 85.956 \times \cos\left(\frac{164.579}{3} + 240\right) = 36.137 \text{ cm}$

La solution qui convient est : $y_c = 49.475 \text{ cm}$

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

$$\rightarrow y_{ser} = 49.475 - 43.01 = 6.465 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Y_{ser} = 6.465 \text{ cm} \\ Y_c = 49.475 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y_{ser}^3 + n[As(d - Y_{ser})^2 + As'(Y_{ser} - c')^2] \quad ; \quad n = 15$$

$$I = \frac{100}{3} \times 6.465^3 + 15 \times [1.41(9 - 6.465)^2] \Rightarrow I = 9143.001 \text{ cm}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} Y_c\right) Y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.439 \times 10^3}{9143.001 \times 10^4} \times 494.75\right) \times 64.65 = 0.853 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Contraintes de l'acier :**

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5 f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}})\right) = 201.633 \text{MPa} \dots\dots\dots (n=1.6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 5.018 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 7.849 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0.1 f_c 28; 4 \text{MPa}\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.9268 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.03252 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

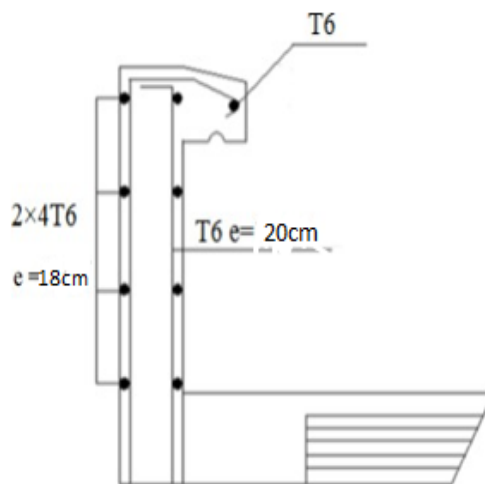


Figure IV.7: schéma de ferrailage de l'acrotère transversal.

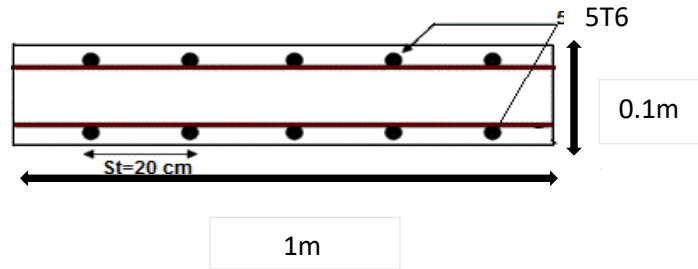


Figure IV.8 : schéma de ferrailage de l'acrotère longitudinal.

✓ Acrotère terrasse accessible :

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

- Largeur b=100cm
- Hauteur H=120cm
- Epaisseur e=10cm

Tableau IV.2: Résumé de résultats.

Evaluation des charges				
S=0.1302m ²	G=3.255KN/ml	P=2.31m	G _r =0.924 KN/ml	F _{ex} =3.3432KN/ml
Donc pour une bande de 1m de largeur : → G=4.179 kN/ml et Q=3.3432KN/ml				
Calcul d'efforts				
E.L.U : N _u =5.642 KN M _u =6. 018KN.m T _u =5.0148 KN		E.L.S: N _{sd} =4.179 KN M _{sd} =4. 012KN.m T _{sd} =3.3432KN		
Ferrailage de la Section de l'acrotère				
M _u =6. 15905KN.m μ=0.054 < μ _R → A _s '=0		α=0.0694 Z=8.75016 → A _{st} =1.990cm ² A _{s2} =1.828cm ²		
VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON "BAEL 91modifié 99"				
$A_{s\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_{s\min} = 1.09 ; \text{ on opte } 5T6=1.41\text{cm}^2 \text{ Avec un espacement } S=20\text{cm}$ $A_r \geq \frac{As}{4} \rightarrow A_r=0.425\text{cm}^2 ; \text{ on opte } 4T6=1,13\text{cm}^2 \text{ Avec un espacement } S=38\text{cm}$				

VÉRIFICATION À L'E.L. S
<p>$e_A=100\text{cm}$; $C=-91\text{cm}$ ($C < 0$) ; $p=-24834.7515$; $q=1483358.085$</p> <p>La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ $\Delta = -6.886 \times 10^{10}$ ▪ $\text{Cos}\varphi = -0.985 \Rightarrow \varphi = 170.063^\circ$ ▪ $\alpha = 181.70$ ▪ $y_1 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 99.79\text{cm}$ ▪ $y_2 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -181.396\text{cm}$ ▪ $y_3 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 81.61\text{cm}$ <p>Donc $\begin{cases} Y_{ser} = 8.79\text{cm} \\ Y_c = 99.79\text{cm} \end{cases}$</p>
Calcul du moment d'inertie :
$I = \frac{b}{3} Y_{ser}^3 + n[As(d - Y_{ser})^2 + As'(Y_{ser} - c')^2] \quad \rightarrow I = 22639.31401\text{mm}^4$
Vérification des contraintes
<ul style="list-style-type: none"> • Contrainte du béton $\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} Y_c\right) Y_{ser} = 1.619\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$ <ul style="list-style-type: none"> • Contraintes de l'acier : <p><i>Acier tendu</i></p> $\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} Y_c\right) (d - Y_{ser}) = 0.580\text{MPa} < \bar{\sigma} = 201.633\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$ <p><i>Acier comprimé</i></p> $\sigma_s' = n \left(\frac{N_{ser}}{I} Y_c\right) (Y_{ser} - c') = 17.379\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.633\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
Vérification de l'effort tranchant
$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.05572\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

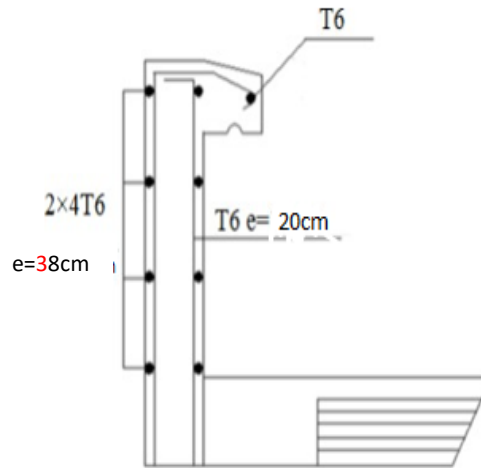


Figure IV.9: schéma de ferrailage de l'acrotère transversal.

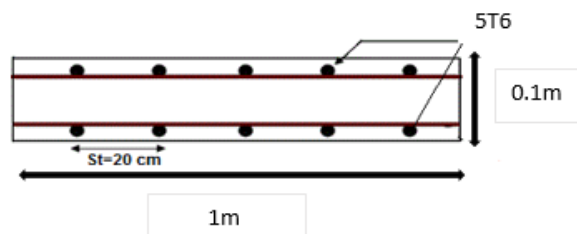


Figure IV.10: schéma de ferrailage de l'acrotère longitudinal.

IV.3. LES ESCALIERS :

IV.3.1. Introduction :

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

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



FigureIV.11 : Escalier en charpente métallique.

IV.3.2. Evaluation des charges :

-Volé :

Tableau IV.3: Charge permanente d'une vole.

Constituant	G(KN/m ²)
Dalle de sol	0.41
Mortier de pose(2cm)	0.40
Tôle striée(0.5cm)	0.45
	G = 1.26

-Palier :

Tableau IV.4: Charge permanente d'un palier.

Constituant	G(KN/m ²)
Dalle de sol	0.41
Mortier de pose(2cm)	0.40
Dalle en béton(8cm)	2
Hi-bond 55	0.15
	G = 2.96

Surcharge d'exploitation « Q »Q = 2,50 KN/m²

Remarque : Pour cette construction, deux types d'escaliers est utilisé :

- ✓ **1^{ere} type :** les escaliers droits à deux volées et un palier intermédiaire en charpente métallique.
- ✓ **2^{eme} type :** les escaliers droits à deux volées et trois palier en charpente métallique.

Pour le dimensionnement, on utilise la formule de **BLONDEL** :

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

Les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

- h (Hauteur de la marche): varie de 14cm à 20cm
- g (Largeur de la marche) : varie de 22cm à 30 cm

• **La vérification de la relation de BLONDEL :**

à partir de la formule de BLONDEL on aura Giron=30cm

On prend h= 17 cm

On a $59\text{cm} \leq (30+2h) \leq 66\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots\text{CV.}$

IV.3.3. Escalier RDC :

- Hauteur d'étage $H = 4.5 \text{ m}$
- Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$
- Contre marche $h = 17 \text{ cm}$
- Nombre des contres marche $n = \frac{4.5+2}{0.17} = 13$
- Nombre des marches $m = n - 1 = 13 - 1 = 12$ marches par volée
- Emmarchement = 1,05m

On dispose de 02 volées dans le 1er étage, la hauteur de chacune est : $h' = \frac{H}{2} = 2.25\text{m}$

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

$$L = g(n - 1) = 30 \times 12$$

$$L = 360 \text{ cm} = 3.6 \text{ m}$$

➤ **L'inclinaison de la pailasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H/3}{L} = \frac{450/3}{360} = 0.417 \Rightarrow \alpha = 22.64^\circ$$

➤ **La longueur de la pailasse :**

$$\alpha = \frac{L}{l} \Rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{3.6}{\cos 22.64} \Rightarrow l = 3.9\text{m}$$

Avec :

- H : hauteur d'étage
- L : longueur de volée
- l : longueur de pailasse

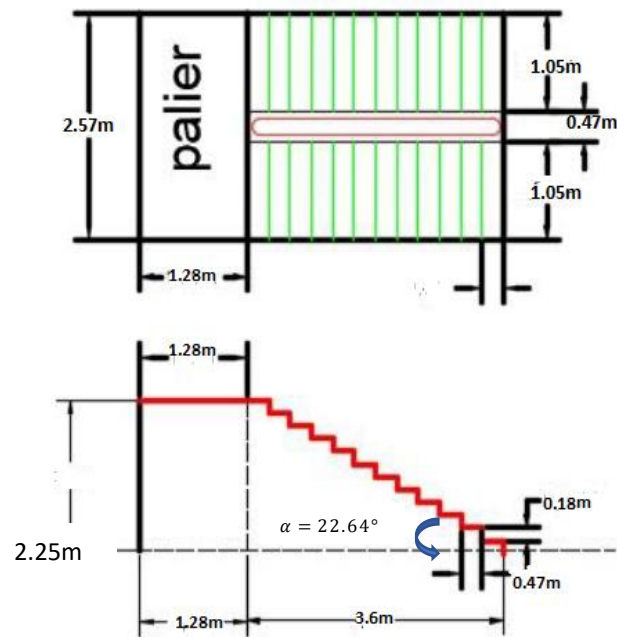


Figure IV.12: Schéma escalier RDC.

IV.3.4. Escalier étages courants :

- Hauteur d'étage $H = 3.8 \text{ m}$
- Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$
- Contre marche $h = 17 \text{ cm}$
- Nombre des contres marche $n = \frac{3.8 \div 2}{0.17} = 11$
- Nombre des marches $m = n - 1 = 11 - 1 = 10$ marches par volée
- Emmarchement = 1,05m

On dispose de 02 volées dans le 1er étage, la hauteur de chacune est : $h' = \frac{H}{2} = 1.9\text{m}$

➤ 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 paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H/3}{L} = \frac{380/3}{300} = 0.422 \Rightarrow \alpha = 22.88^\circ$$

- La longueur de la paillasse :

$$\alpha = \frac{L}{l} \Rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{3}{\cos 22.88} \Rightarrow l = 3.25m$$

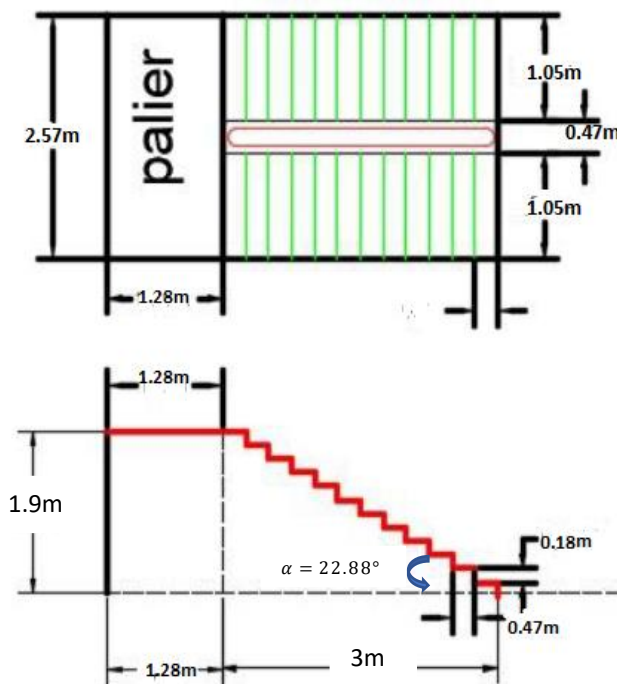


Figure. IV.13: Schéma escalier étages courants.

- Conception d'une marche :

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyé :

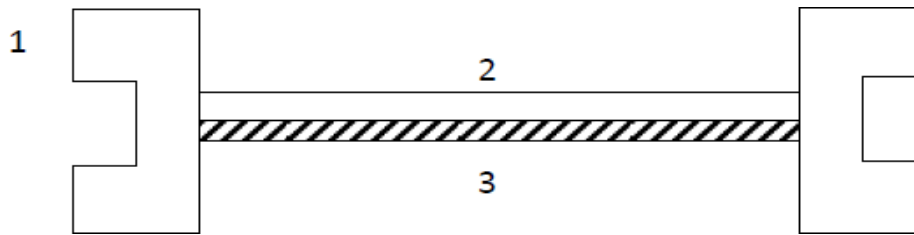


Figure IV.14: Les composantes de l'escalier.

Avec :

1 : Limon UAP.

2 : La tôle.

3 : Cornière.

IV.3.5. Dimensionnement des éléments porteurs :

1.Cornière de marche :

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

Tableau IV.5: Combinaisons des charges .

Chargement		Chargement linéaire
Volée	$G = 1.26 \text{ KN/m}^2$	$G = 1.26 \times 0.3/2 = 0.189 \text{ KN/m}$
	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$	$Q = 2.5 \times 0.3/2 = 0.375 \text{ KN/m}$
Combinaisons des charges		
ELU: 1.35G+1.5Q		ELS: G+Q
$q_u = 0.818 \text{ KN/m}$		$q_s = 0.564 \text{ KN/m}$

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

▪ Condition de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I > \frac{5 \cdot q_s \cdot L^3 \times 300}{384 \cdot E}$$

$$\rightarrow I > \frac{5 \times 0.564 \times 1050^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 1.2145 \text{ cm}^4$$

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

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{c,Rd} \geq \frac{M_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

Avec : profilé de classe 1 : $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$

Calcul du moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = q_u \cdot l^2 / 8$$

$$M_{sd} = \frac{0.818 \times 1.05^2}{8} = 0.113 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow W_{c,Rd} \geq \frac{0.113 \times 10^6 \times 1}{275} = 0.41 \text{ cm}^3$$

On adopte pour une cornière à ailes égales **L 30×30×3**

Tableau IV.6: Caractéristiques du profilé L30×30×3.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques	
	G (kg/m)		A (cm ²)	h = b (mm)	t _r (mm)	I _y = I _z (cm ⁴)	W _{el-y} = W _{el-z} (cm ³)
L 30×30×3	1.37	1.74	30	3	1.4	0. 65	0.9

- **Vérification :**
- **Vérification de la résistance :**

On ajoute le poids propre de profilé au calcul de la vérification **L30×30×3**

$$q_u' = q_u + 1.35g_p$$

$$q_u' = 0.818 + 1.35 \times 0.0137$$

$$\rightarrow q_u' = 0.8365 \text{ KN.m}$$

Le moment appliqué

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0.8365 \times 1.05^2}{8} = 0.115 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.65 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 0.1625 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.115 \text{ KN.m} \leq M_{el,Rd} = 0.1625 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérification de la flèche : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1050}{300} = 3.5 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_s' \cdot L^4}{384 \cdot EI}$$

Avec : $q_s' = q_s + g_p$
 $q_s' = 0.564 + 0.0137 \rightarrow q_s' = 0.5777 \text{ KN.m}$

$$f_{max} = \frac{5 \times 0.5777 \times 1050^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.4 \times 10^4} = 3.11 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 3.11 \text{ mm} \leq f_{adm} = 3.5 \text{ mm} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2.Limon :

Tableau IV.7: Combinaisons des charges.

Chargement		Chargement linéaire
Volé	$G = 1.26 \text{ KN/m}^2$	$G = 1.26 \times 1.05/2 = 0.6615 \text{ KN/m}$
	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$	$Q = 2.5 \times 1.05/2 = 1.3125 \text{ KN/m}$
Combinaisons des charges		
ELU : 1.35G+1.5Q		ELS : G+Q
	$q_u = 2.862 \text{ KN/m}$	$q_s = 1.974 \text{ KN/m}$

Pour RDC :

$q_{uV} = q_u \times \cos \alpha = 2.64 \text{ KN/m}$	$q_{sV} = q_s \times \cos \alpha = 1.82 \text{ KN/m}$
$q_{uH} = q_u \times \sin \alpha = 1.10 \text{ KN/m}$	$q_{sH} = q_s \times \sin \alpha = 0.76 \text{ KN/m}$

Pour l'étage courant :

$q_{uV} = q_u \times \cos \alpha = 2.64 \text{ KN/m}$	$q_{sV} = q_s \times \cos \alpha = 1.82 \text{ KN/m}$
$q_{uH} = q_u \times \sin \alpha = 1.11 \text{ KN/m}$	$q_{sH} = q_s \times \sin \alpha = 0.77 \text{ KN/m}$

- Condition de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I > \frac{5 \cdot q_s \cdot L^3 \times 300}{384 \cdot E}$$

(avec L : La longueur de la paillasse)

$$\rightarrow I > \frac{5 \times 1.82 \times 3250^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 116.215 \text{ cm}^4$$

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

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{c,Rd} \geq \frac{M_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

Calcul du moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{2.64 \times 3.25^2}{8} = 3.486 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow W_{c,Rd} \geq \frac{3.486 \times 10^6 \times 1}{275} = 12.676 \text{ cm}^3$$

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

Tableau IV.8: Caractéristiques du profilé UPN100.

désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	I _y (cm)	I _z (cm)
UPN 100	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**

$$q_u' = q_u + 1.35g_p$$

$$q_u' = 2.64 + 1.35 \times 0.106$$

$$\rightarrow q_u' = 2.7831 \text{ KN.m}$$

Le moment appliqué :

M_{max} (KN. m)	M_{plRd} (KN. m)
3.674	13.475

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

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

$A_v (mm^2)$	$V_{sd}(KN)$	$V_{pl.Rd} (KN)$	$0.5V_{pl.Rd}$
646	4.522	102.566	51.283

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

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

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

▪ **Vérification de la flèche :**

$$q_s' = q_s + g_p$$

$$q_s' = 1.82 + 0.106 \rightarrow q_s' = 1.926 \text{ KN.m}$$

$f_{adm} (mm)$	$f_{max} (mm)$
10.833	6.467

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

▪ **Vérification du déversement : $M_{sd} \leq M_{brd}$**

$$\text{Avec : } M_{brd} = \chi_{lt} \frac{W_{ply.fy}}{\gamma_{m1}} \cdot \beta_w \quad ; \quad \chi_{lt} = \frac{1}{\Phi_{lt} + \sqrt{\Phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}}$$

UPN100 class 1 Alors : $\beta_w = 1$ et $\gamma_{m1} = 1,1$.

$$\lambda_{lt} = \frac{L/iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{C1}} \quad \text{avec : } (C1 = 1.132)$$

$$\lambda_{lt} = \frac{3250/14.7}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3250/14.7}{80/8}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 92.526$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93,9 \varepsilon} = \frac{92.526}{86.7636} = 1.066 > 0,4 \text{ il y a un risque de déversement.}$$

$$\Phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt} (\overline{\lambda}_{lt} - 0,2) + \overline{\lambda}_{lt}^2] \quad ;$$

Avec α_{lt} : facteur d'imperfection profilé laminé ($\alpha_{lt} = 0,21$).

$$\Phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21 (1,066 - 0,2) + 1,066^2] = 1,159$$

$$\Rightarrow \chi_{lt} = 0,619$$

$$M_{brd} = 0,619 \times \frac{49 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} \times 1 = 7,583 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 3,674 \text{ KN.m} < M_{brd} = 7,583 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Remarque :

Le même profilé du limon est adopté pour l'escalier de l'RDC et les étages courants

3. Poutre palière :**Tableau IV.9: Combinaisons des charges.**

Chargement		Chargement linéaire
Palier	G = 2.96 KN/m ²	G = 2.96 × 1.28 = 3.7888 KN/m
	Q = 2.50 KN/m ²	Q = 2.5 × 1.28 = 3.2 KN/m
Combinaisons des charges		
ELU : 1.35G+1.5Q		ELS : G+Q
q _u = 9.915 KN/m		q _s = 6.9888 KN/m

- **Condition de la flèche :**

$$I > \frac{5 \times 6.9888 \times 2570^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 220.67 \text{ cm}^4$$

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

$$M_{sd} = \frac{9.915 \times 2.57^2}{8} = 8.186 \text{ KN.m}$$

$$W_{cRd} \geq \frac{8.186 \times 10^6 \times 1}{275} = 29.767 \text{ cm}^3$$

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

Tableau IV.10: Caractéristiques du profilé IPE 140.

désignation	Poids	Secti on	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (cm ²)	H (mm)	b (mm)	t _f (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE 140	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 **UPN 100**

$$q_u' = q_u + 1.35g_p$$

$$q_u' = 9.915 + 1.35 \times 0.129$$

$$\rightarrow q_u' = 10.089 \text{ KN.m}$$

Le moment appliqué :

M_{max} (KN.m)	$M_{pl.Rd}$ (KN.m)
8.329	24.2935

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

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

A_v (mm ²)	V_{sd} (KN)	$V_{pl.Rd}$ (KN)	$0.5V_{pl.Rd}$
764	12.964	121.301	60.6505

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

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

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

▪ **Vérification de la flèche :**

$q_s' = 7.1178 \text{ KN.m}$

$f_{adm} \text{ (mm)}$	$f_{max} \text{ (mm)}$
8.567	3.557

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

▪ **Vérification du déversement :**

λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	Φ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b.Rd} \text{ (KN.m)}$
103.866	1.197	1.321	0.532	11.749

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

Chapitre V
Etude dynamique en
zone sismique

V.1. Introduction :

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces ou des déplacements, ce qui leur 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 nodal, qui nous rapprochons le plus possible du comportement réel de la structure.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2. Modélisation de la structure :

V.2. 1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

V.2. 2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation (mass source).

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m³
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

V.3. 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.

V.4. La méthode de calcul :

D'après le règlement **RPA99 version 2003** la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

V.4 .1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réelles dynamique qui se développent dans la construction par un système de force statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour l'application de cette méthode on doit vérifier un certain nombre de condition suivant le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003).

V.4 .2. Méthode dynamique modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.4 .3. Méthode dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.5. Classification selon le RPA99 version2003 :

V.5.1. Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur lacarte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ✓ **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- ✓ **ZONE I** : sismicité faible
- ✓ **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne
- ✓ **ZONE III** : sismicité élevée

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Alger se situe dans une zone de sismicité élevée **ZONE III**

V.5.2. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage Commerce + bureaux, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne, **groupe 2**

V.5.3. Classification du site :

Selon le **RPA99V2003 (tableau 3.2)** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Pour notre bâtiment il est sur un site meuble (**Catégorie S3**).

V.6. Choix de la méthode de calcul :

V.6.1 Méthode statique équivalente :

➤ 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 :

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

✓ Note :

Pour notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable vu la non régularité de la structure en plan et en élévation.

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.

V.6.2. 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.

V.6.3. Objectif de l'analyse spectrale :

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- **Pour chaque mode propre :** la période, les facteurs de participation massique.
- **Pour chaque direction :** déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

- **Remarque :**

Dans le cadre de notre étude et vue la spécification de l'ouvrage, la détermination des efforts se fera par le logiciel « ETABS » (Extended three dimensional analysis of building Systems).

➤ 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 à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

- Donc pour des accélérographes données 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \quad \dots\dots [4.13 - RPA99V2003] \\ 1.25\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

T1, T2 : 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

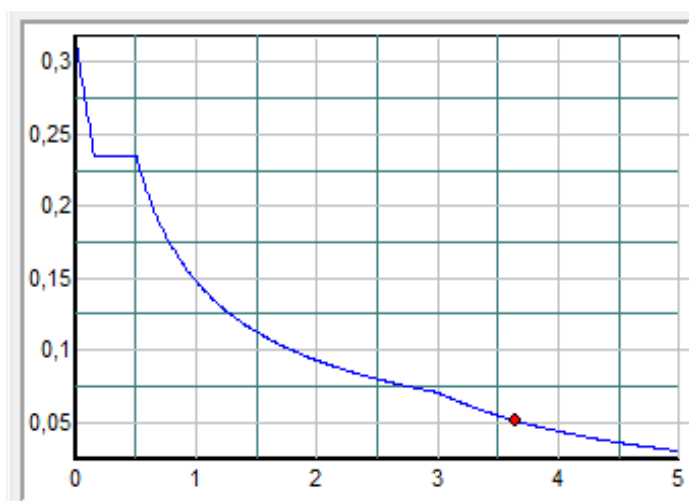


Figure V. 1 : Spectre de répons.

V.7. Résultats de l'analyse sismique :

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

- Calcul de la force sismique totale

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 :**

Le coefficient d'accélération est donné par le tableau (4.1) en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Dans notre cas on est en zone III et il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation groupe 2 donc :

$$A=0,25$$

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif $\xi(\%)$, nous avons un portique en acier avec remplissage dense et d'après le tableau (4.2)

$$\xi = 5\% ; \quad \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{alors } \eta = 1.$$

- **R : Coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par **le tableau (4.3) des RPA 99 v2003**.

On a choisi l'ossature de de contreventée par palées triangulées en V inversé donc R = 3.

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen.**

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \end{cases} \dots\dots[4.2 RPA99V2003]$$

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7**

$$\text{Catégorie S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ Sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ Sec} \end{cases}$$

- **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.

Les formules empiriques à utiliser selon **RPA99V2003** sont :

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

Avec :

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs 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,

$$h_N = 15.9\text{m.}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} D_x = 50.79\text{m} \\ D_y = 30.62\text{m} \end{cases}$$

- **Suivant la direction (x - x) :** $T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \times \frac{15.9}{\sqrt{50.79}} = 0.20 \text{ s} \\ C_T \times h_N^{3/4} = 0.050 \times 15.9^{3/4} = 0.40 \text{ s} \end{cases}$

- **Suivant la direction (y - y) :** $T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times \frac{15.9}{\sqrt{30.62}} = 0.26 \text{ s} \\ C_T \times h_N^{3/4} = 0.050 \times 15.9^{3/4} = 0.40 \text{ s} \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} T_x = 0.20\text{s} \\ T_y = 0.26\text{s} \end{cases}$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\{0 < T < T_2 \Rightarrow D_x = D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 1 = 2.5$$

- **Facteur de qualité Q :**

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.

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

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

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA)

Tableau V.1 : Valeurs du facteur de qualité.

Les conditions	Suivant X	Suivant Y
1. Condition minimale sur les files de contreventements	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle des qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	0
	P _{qx} = 1.2	P _{qy} = 1.2

Tableau V.2 : Caractéristique de la force sismique.

Paramètres	Notations	Justifications	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et Groupe 2	0,25
Pourcentage d'amortissement critique	ξ	Portique en acier dense	5%
Facteur de correction d'amortissement	η	$\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$	1
Catégorie de sol	T₁	Site meuble	0,15
	T₂		0,50
Choix de la période fondamentale	1,3T	$C_T \cdot h_N^{3/4}$ $0,09 h_N/\sqrt{D_{x,y}}$	0.52
	1,3T_x		0.26
	1,3T_y		0.338
Facteur de qualité	P_{qx}	$1 + \sum_{1}^6 P_q$	1,2
	P_{qy}		1,2
Coefficient de comportement de la structure	R	l'ossature de de contreventée par palées triangulées en V	3

V.8. Résultats de l'analyse sismique :

V.8.1. Model initial :

Pour ce modèle on a gardé les dimensions telles que calculées dans le prédimensionnement.

▪ Les dimensions des éléments utilisé :

- Poutre principale : **IPE500** (L=10m) ; **IPE240** (L=4m)
- Poutre secondaire : **IPE180**(L=5m ;3.55m) ; **IPE240** (L=7.5m ;6.45m)
- Solive : **IPE180**(L=5m ;3.55m) ; **IPE240** (L=7.5m ;6.45m)
- Poteaux : RDC (poteaux centrale **HEA360** ; de rive **HEA280** ; d'ange **HEA220**)
 1^{ere} étage (poteaux centrale **HEA260** ; de rive **HEA220** ; d'ange **HEA160**)
 2^{eme} étage (poteaux centrale **HEA200** ; de rive **HEA160** ; d'ange **HEA140**)

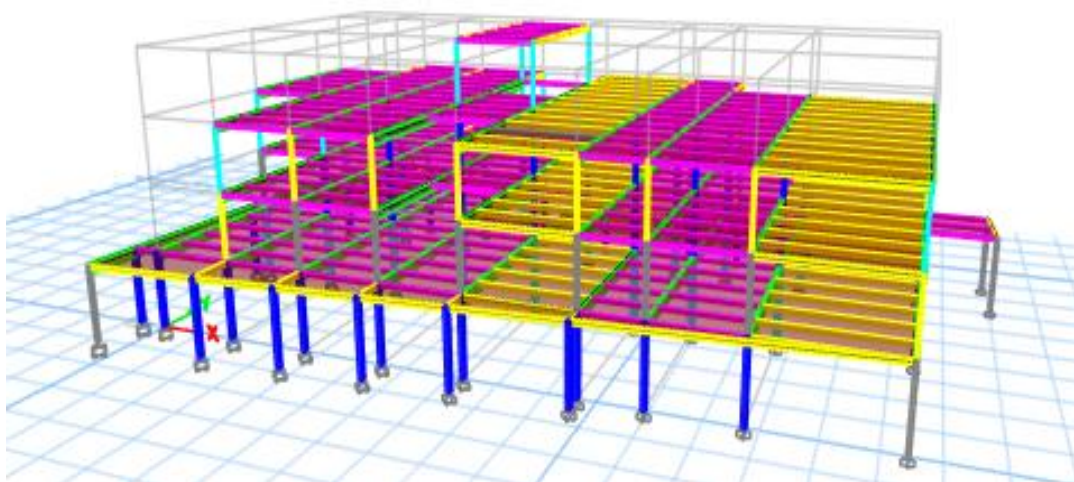


Figure V. 2 : Vue 3D du modèle initial.

V.8.1.1. Caractéristique dynamique propre du modèle initial :

Tableau V.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	3,751	0,5337	5,294E-06	0,5337	5,294E-06
2	2,847	0,1027	0,0001	0,6363	0,0001
3	2,327	0,001	0,4902	0,6373	0,4903
4	2,303	0.0059	0,0339	0,6432	0,5242
5	1,763	0.0002	0,1197	0,6434	0,6438

6	1,577	3,494E-05	0,0002	0,6434	0,644
7	1,55	0,2705	2,833E-05	0,9139	0,6441
8	1,053	0,0001	0,0352	0,914	0,6793
9	0,935	4,314E-05	0,2392	0,914	0,9185
10	0,783	0,0849	3,216E-06	0,999	0,9185
11	0,545	0,001	0,0058	1	0,9243
12	0,474	3,832E-05	0,0757	1	1

➤ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 3.751 \text{ sec}$
- Le 1^{ère} mode est un mode de translation selon l'axe X
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation selon l'axe X
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Y
- La participation massique dépasse le seuil des 90% a partir du 7^{ème} mode selon X-X et du 9^{ème} mode selon Y-Y

V.8.2. Model 2 :

Pour ce modèle on a changé les sections des différents éléments (Poteaux, Poutres, Solives), et après plusieurs essais, on a eu :

- Poutre principale : **IPE500** (L=10m) ; **IPE360** (L=4m)
- Poutre secondaire : **IPE360**
- Solive : **IPE220**(L=5m ;3.55m) ; **IPE240** (L=7.5m ;6.45m)
- Poteux **HEA600** (pour tous les étages)

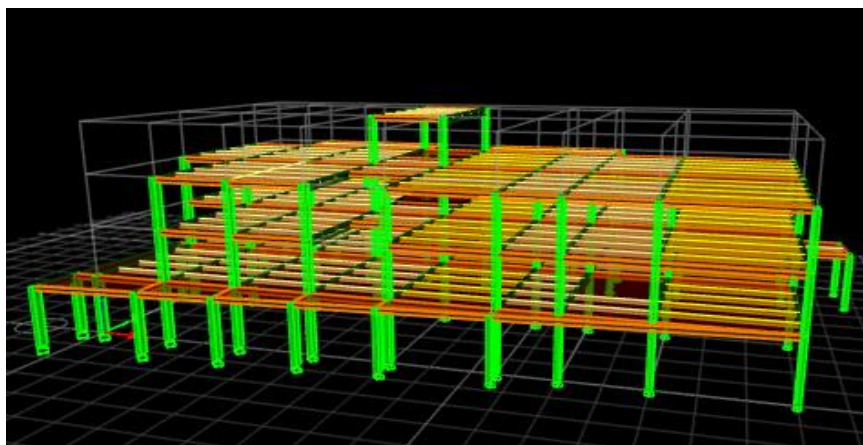


Figure V. 3 : Vue 3D du 2^{ème} modèle.

V.8.2.1. Caractéristique dynamique propre du 2^{ème} modèle :

Tableau V.4 : Période et facteurs de participation massique du 2^{ème} modèle.

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		U _x	U _y	ΣU _x	ΣU _y
1	1,475	0,8883	0	0,8883	0
2	0,783	0,0001	0,6301	0,8884	0,6301
3	0,683	0,0007	0,1738	0,8891	0,804
4	0,538	0,0939	1,901E-05	0,983	0,804
5	0,408	0,008	9,888E-06	0,991	0,804
6	0,308	0,009	0	1	0,804
7	0,245	3,488E-06	0,1163	1	0,9202
8	0,236	2,035E-05	0,0213	1	0,9415
9	0,201	0	0,0002	1	0,9417
10	0,182	5,457E-07	0,034	1	0,9757
11	0,125	2,064E-06	0,0049	1	0,9805
12	0,111	0	0,0195	1	1

➤ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.475 \text{sec}$
- Le 1^{ère} mode est un mode de translation selon l'axe X
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Y
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion autour de Z
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4^{ème} mode selon X-X et du 7^{ème} mode selon Y-Y

V.8.2.2. Les vérifications du 2^{ème} modèle :

1) Vérification de l'effort tranchant à la base :

- **Poids total de la structure W :**

Le **RPA99V2003** préconise de calculer le poids total de la structure de manière suivante :

$$W = \sum W_{\text{etage}}^i \quad \text{tel que : } W_{\text{etage}}^i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{etage}^i : représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher

W_{Gi} : poids des charges permanentes (plancher i)

D'après le logiciel **ETABS** on obtient :

$$\begin{cases} W = 33379.3496 \text{KN} \\ Vt_x = 2748.1734 \text{KN} \\ Vt_y = 3440.8388 \text{KN} \end{cases}$$

$\beta = 0,2 \Rightarrow$ Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés. (Tableau **4.5 RPA99V2003**)

▪ La force sismique totale V :

On a :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W \implies \begin{cases} V_x = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 33379.3496 = 6258.63KN \\ V_y = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 33379.3496 = 6258.63KN \end{cases}$$

Donc :

Tableau.V.5 : Vérification de la force sismique totale V du 2^{eme} model.

	Vt(KN)	Vstq(KN)	80% Vstq	Observation	r=0,8V _{st} /V _t
Sense X	2748.1734	6258.63	5006.904	Non Vérifiée	1.82 > 1
Sense Y	3440.8388	6258.63	5006.904	Non Vérifiée	1.45 > 1

2) Vérification des déplacements inter étages :

Selon le *RP499 version 2003*, il faut vérifier la condition suivante : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

$$\delta_K^x = R r_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R r_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\delta_K^x = R \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Où : h_e : la hauteur d'étage,

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion),

R : coefficient de comportement,

Tableau.V.6 : Vérification des déplacements inter étages du 2^{ème} model.

Niveau	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_{k}^x (cm)	δ_{k}^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	1%h étage (cm)	Obs	Obs
15.9	7,0245	2,7218	38,354	11,839	4,39	1,741	3.8	NV	V
12.1	6,22057	2,3194	33,964	10,089	7,989	3,328	3.8	NV	V
8.3	4,7573	1,5543	25,975	6,761	11,812	3,968	3.8	NV	NV
4.5	2.594	0,6421	14,163	2,793	14,163	2,793	4.5	NV	V

➤ Constatation :

Les déplacements inter étages ne sont pas vérifiés, donc nous devons ajouter des contreventements dans le sens X et Y .

V.8.3. Model final :

- On ajout des contreventements en V dans les deux direction X-Y pour stabilisé notre structure et on a gardé les mêmes sections telles que le modèle précédent, après plusieurs essaies on opte ce model final :
 - Poutre principale : **IPE500** (L=10m) ; **IPE360** (L=4m)
 - Poutre secondaire : **IPE360**
 - Solive : **IPE220**(L=5m ;3.55m) ; **IPE240** (L=7.5m ;6.45m)
 - Poteux **HEA600** (pour tous les étages)
 - Palées triangulées en V : Profilée **Double UPN 400**

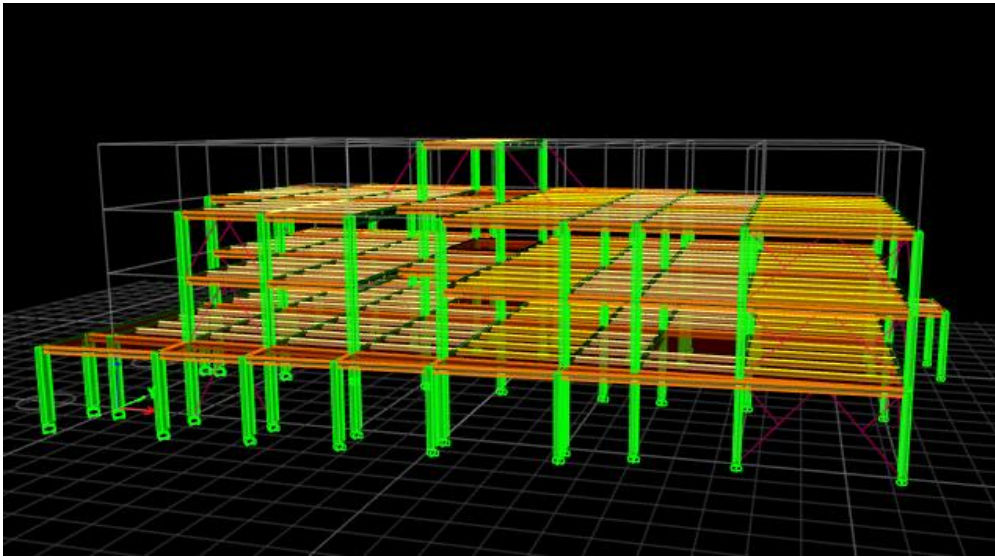
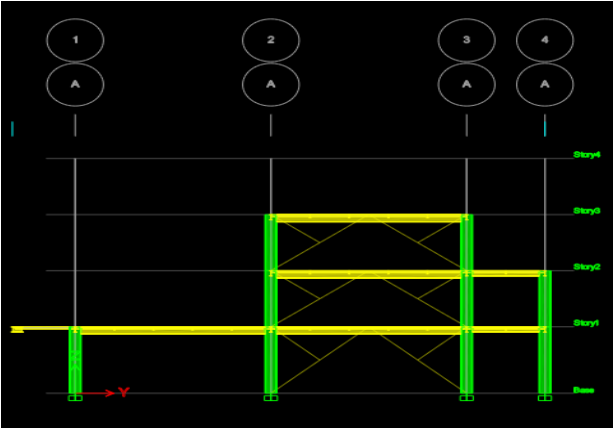
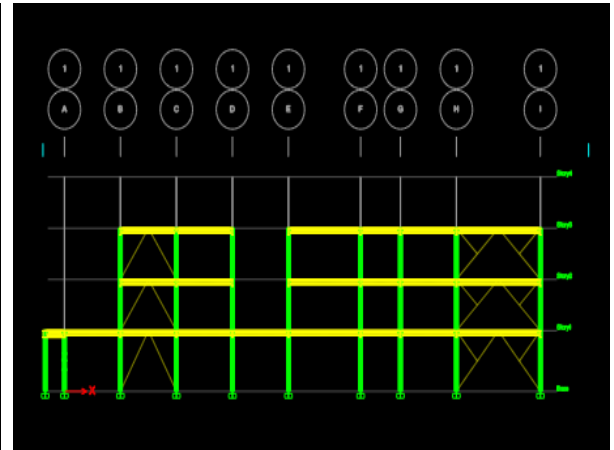
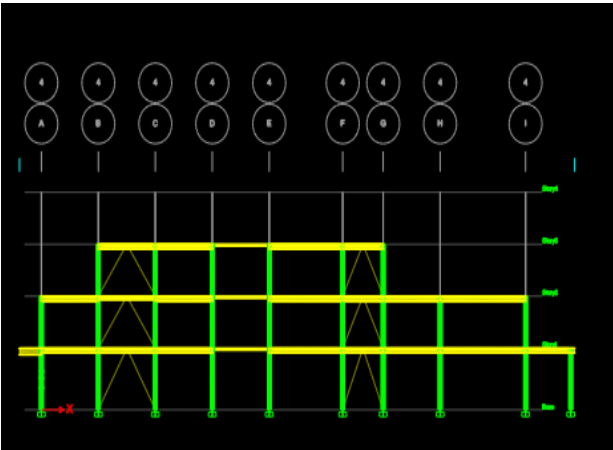
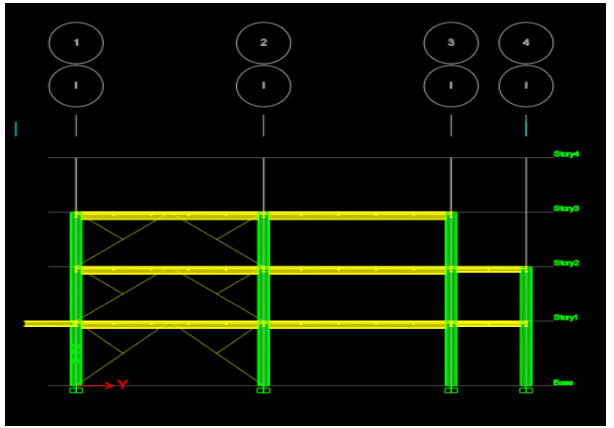


Figure V. 4 : Vue 3D du modèle finale .

Vue en elevation A



Vue en elevation I



Vue en elevation 4

Vue en elevation 1

Figure V. 5 : Disposition des contreventements pour le modèle final.

V.8.3.1. Caractéristique dynamique propre du modèle final :

Tableau V.7 : Période et facteurs de participation massique du modèle finale.

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	0,492	0,8615	0,0112	0,8615	0,0112
2	0,437	0,0136	0,835	0,8752	0,8462
3	0,27	0,0098	0,0003	0,885	0,8465
4	0,204	0,0007	0,0388	0,8857	0,8853
5	0,191	0,1044	0,0002	0,99	0,8855
6	0,148	0,0042	0,0033	0,9943	0,8887
7	0,145	0,0005	0,0964	0,9947	0,9851
8	0,108	0,005	0,0003	0,9997	0,9853
9	0,105	0,0002	0,0003	1	0,9856
10	0,1	7,402E-06	0,0001	1	0,9857
11	0,085	4,065E-06	0,0142	1	1
12	0,062	1,091E-05	4,461E-05	1	1

➤ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=0.492$ sec

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe X
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Y
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion autour de Z
- La participation massique dépasse le seuil des 90% a partir du 5^{ème} mode selon X-X et du 7^{ème} mode selon Y-Y

V.8.3.2. Les vérifications du 2^{eme} modèle :**1) Vérification de l'effort tranchant à la base :**

D'après le logiciel **ETABS** on obtient :

$$\begin{cases} W = 33606.6123\text{KN} \\ Vt_x = 5468.2824\text{KN} \\ Vt_y = 5323.5412\text{KN} \end{cases}$$

- **La force sismique totale V :**

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W = \Rightarrow \begin{cases} Vx = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 33606.6123 = 6301.24\text{KN} \\ Vy = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 33606.6123 = 6301.24\text{KN} \end{cases}$$

Donc :

Tableau V.8 : Vérification de la force sismique totale V du model finale.

	Vt(KN)	Vstq(KN)	80% Vstq	Observation	r=0,8V _{st} /Vt _x
Sense X	5468.2824	6301.24	5040.992	Vérifiée	0.92<1
Sense Y	5323.5412	6301.24	5040.992	Vérifiée	0.94<1

2) Vérification des déplacements inter étages :

Tableau.V.9 : Vérification des déplacements inter étages du model final.

Niveau	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	1%h étage (cm)	Obs	Obs
15.9	1,6307	1,5914	4,8921	4,7742	0,5619	1,4388	3.8	V	V
12.1	1,4434	1,1118	4,3302	3,3354	1,1277	0,9294	3.8	V	V
8.3	1,0675	0,802	3,2025	2,406	1,4643	1,2333	3.8	V	V
4.5	0,5794	0,3909	1,7382	1,1727	1,7382	1.1727	4.5	V	V

➤ Constatation :

Les déplacements inter étages sont vérifiés

• **Remarque :**

Notre structure R+2, Donc nous n'avons pas besoin de vérifier l'effet P-Δ

V.9. Conclusion :

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier la résultante de l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente pour savoir si on va amplifier ou pas les paramètres de réponse de la structure par le rapport $(0,8V_{st} / V_{dy})$
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.

Chapitre VI
Vérifications des
éléments de l'ossature

VI.1. Introduction :

Les structures métalliques étant considérées comme l'ossature d'un bâtiment, elles sont constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis, ces derniers doivent rester dans le domaine élastique. Pour ce faire, nous devons limiter les contraintes et les déformations.

Afin d'assurer la stabilité statique, une vérification est nécessaire. Pour les profilés trouvés lors du prédimensionnement, sauf pour les solives, le choix des profilés en IPE est maintenu. Et pour cela on va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- **Le flambement** : Est un phénomène physique relevant des principes de la résistance des matériaux. Lorsqu'une structure est comprimée dans le sens de la longueur, elle a tendance à fléchir perpendiculairement à l'axe de la force appliquée, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique. Il affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion).

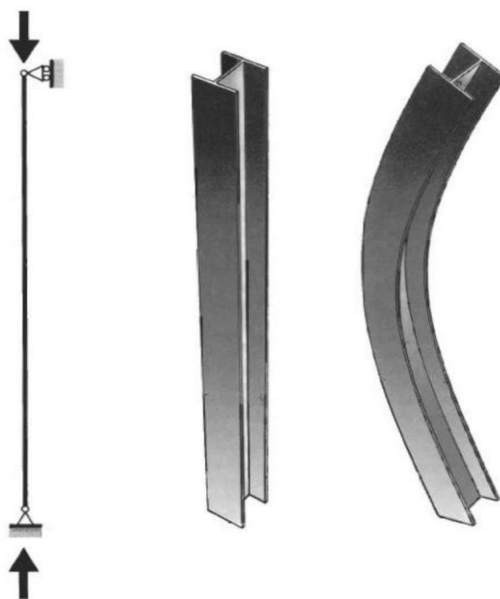


Figure VI. 1 : Phénomène de flambement.

- **Le déversement** : le déversement est lié à la flexion, il s'agit d'un flambement de l'aile comprimée et présente des analogies certaines avec les phénomènes de flambement. La poutre, pour un moment critique entre en flexion et en torsion dans son plan de plus faible inertie. Ce phénomène se produit en général pour des poutres ayant une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion.

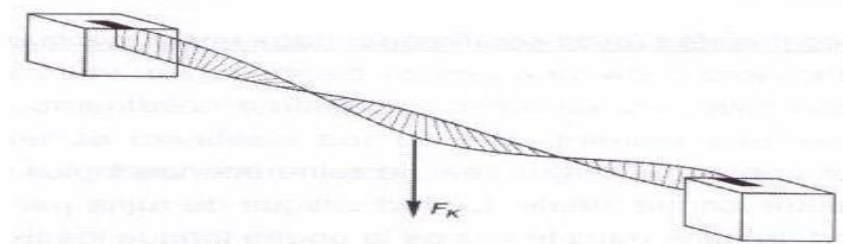


Figure VI. 2 : Phénomènes de déversement.

Pour vérifier les éléments structuraux de notre ouvrage en se basant sur les règles de conceptions et de calcul des structures en acier **CCM97** ou **ECO 03** et en tenant compte des principes des règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

- **Remarque :**

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures **ETABS**, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2. Vérification des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui reprennent les charges venantes des poutres et les transmettent aux fondations. Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_x et M_y . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- ✓ Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant.
- ✓ Cas 2 : Un moment $M_{y, sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z, sd}$ correspondant.
- ✓ Cas 3 : Un moment $M_{z, sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y, sd}$ correspondant.

VI.2.1. Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement :

- Les étapes de vérification du flambement : (CMM97 : art 5.5.4)

Les éléments sollicités en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad \dots\dots \text{classe 1}$$

D'où :

- Où $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$; $K_y \leq 1,5$
 - $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$; $\mu_y \leq 0,90$
 - $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$; $K_z \leq 1,5$
 - $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$; $\mu_z \leq 0,90$
 - $\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- χ_{\min} : Est la plus petite des valeurs de χ_y et χ_z .
 - χ_y et χ_z : Sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.
 - $\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

La longueur de flambement :

Mode d'instabilité à nœud fixe, le calcul se fait selon la relation suivante :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12(\eta_1\eta_2)}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6(\eta_1\eta_2)}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

- K_{poteaux} : sont les rigidités des poteaux = I / H .
- K_{poutres} : rigidité des poutres = I / L .
- K_{11}, K_{12} : Rigidité des poutres supérieures.
- K_{22}, K_{21} : Rigidité des poutres inférieures.
- K_c : Rigidité du poteau considéré.

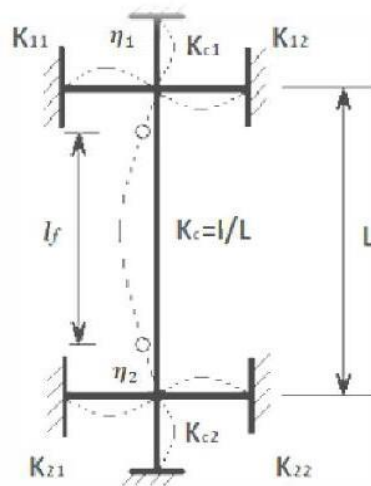


Figure VI.3 : La rigidité des poteaux.

➤ Exemple de calcul :

❖ Niveau RDC : (h=4.5m)

• Les efforts internes :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

$G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$; $1.35G + 1.5Q$

1. $N_{sd}^{\max} = 4066.3296 \text{ KN}$; $M_{sd,y}^{\text{cor}} = 0.6984 \text{ KN.m}$; $M_{sd,z}^{\text{cor}} = 31.2259 \text{ KN.m}$
2. $M_{sd,y}^{\max} = 331.6725 \text{ KN.m}$; $N_{sd}^{\text{cor}} = 1589.0105 \text{ KN.m}$; $M_{sd,z}^{\text{cor}} = 3.978 \text{ KN.m}$
3. $M_{sd,z}^{\max} = 107.463 \text{ KN.m}$; $N_{sd}^{\text{cor}} = 1825.1404 \text{ KN}$; $M_{sd,y}^{\text{cor}} = 82.0613 \text{ KN.m}$

Tableau.VI.1: Caractéristiques du profilé croisé HEA600.

Section	Caractéristiques							
$A \text{ cm}^2$	$I_y \text{ cm}^4$	$I_z \text{ cm}^4$	$W_{ply} \text{ cm}^3$	$W_{ely} \text{ cm}^3$	$W_{plz} \text{ cm}^3$	$W_{elz} \text{ cm}^3$	$i_y \text{ cm}$	$i_z \text{ cm}$
226.5	141200	11270	5350	4787	1156	751.4	24.97	7.05

- { Poteau : HEA 600 Profilé de classe 1
- { Poutre : IPE 500

1^{ere} cas : N_{sd}^{MAX} ; $M_{y.sd}^{corr}$; $M_{z.sd}^{corr}$

$$N_{sd}^{max} = 4066.3296 \text{ KN} \quad , \quad M_y^{corr} = 0.6984 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{corr} = 31.2259 \text{ KN.m}$$

▪ **Sens Y-Y : (Nœud fixe)**

- **Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$) :**

$$K_c^{HEA 600} = \frac{I_y}{H} = \frac{141200}{450} = 313.778 \text{ cm}^3$$

$$K_{b,11}^{IPE500} = K_{b,12}^{IPE500} = \frac{I_y}{L} = \frac{48200}{1000} = 48.2 \text{ cm}^3$$

Avec : (H: la hauteur de étage)

(L: la longueur de la poutre $\rightarrow L_1 + L_2 = 5 + 5 = 10 \text{ m}$)

$$K_{c,1}^{HEA 600} = \frac{141200}{380} = 371.579 \text{ cm}^3$$

$$K_{c,2} = 0 \quad ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{313.778 + 371.579}{(313.778 + 371.579) + (2 \times 48.2)} = 0.877 \quad \text{et } \eta_2 = 0 \quad \dots\dots\dots \text{Encastrement.}$$

$$L_{fy} = \left[\frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right] \times 4.5 = \left[\frac{1 + (0.145 \times 0.877)}{2 - (0.364 \times 0.877)} \right] \times 4.5 \quad \rightarrow \quad L_{fy} = 3.02 \text{ m}$$

▪ **Sens Z-Z : (Nœud fixe)**

- **Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$) :**

$$K_c^{HEA 600} = \frac{I_z}{H} = \frac{11270}{450} = 25.044 \text{ cm}^3$$

$$K_{b,11}^{IPE500} = K_{b,12}^{IPE500} = \frac{I_y}{L} = \frac{2142}{1000} = 2.142 \text{ cm}^3$$

$$K_{c,1}^{HEA 600} = \frac{11270}{380} = 29.658 \text{ cm}^3$$

$$K_{c,2} = 0 \quad ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{25.044 + 29.658}{(25.044 + 29.658) + (2 \times 2.142)} = 0.927 \quad \text{et } \eta_2 = 0 \quad \dots\dots\dots \text{Encastrement.}$$

$$L_{fz} = \left[\frac{1 + (0.145 \times 0.927)}{2 - (0.364 \times 0.927)} \right] \times 4.5 \quad \rightarrow \quad L_{fz} = 3.07 \text{ m}$$

- Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{302}{24.97} = 12.09 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{12.09}{93.91\varepsilon} = 0.14 < 0,2 \text{ alors il y a pas risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{307}{7.05} = 43.55 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{43.55}{93.91\varepsilon} = 0.50 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement.}$$

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924$$

Le choix de la courbe de flambement : (Tabl 5.5.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{540}{300} = 1.3 > 1.2 \\ t_f = 24 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \{ \text{axe } zz \rightarrow \text{ courbe de flambement } b \rightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + 0.34(0.50 - 0,2) + 0.50^2] = 0.676$$

- Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_{y,z} = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.676 + \sqrt{0.676^2 - 0.50^2}} = 0.884 < 1 \quad ; \quad \chi_y = 1$$

- Calcul de K_y et K_z

$$K = 1 - \frac{\mu * N_{sd}}{\chi * A * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu = \bar{\lambda}_i * (2 * \beta_M - 4) + \left(\frac{W_{pl} - w_{el}}{w_{el}} \right) \leq 0.9$$

Avec : β_{My}, β_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi \quad \text{avec} \quad \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{0.6984}{5.3019} = 0.132 \quad \Rightarrow \quad \beta_{My} = 1.708$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{31.2259}{-52.5839} = -0.594 \quad \Rightarrow \quad \beta_{Mz} = 2.216$$

A.N

Tableau VI. 2 : Les valeur de Ky et Kz.

	y-y	z-z	
μ	0.036	0.75	Vérifiée
K	0.97	0.45	Vérifiée

▪ Les Vérification :

$$\frac{4066.3296 \times 10^3}{0.884 \times 22650 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{0.97 \times 0.6984 \times 10^3}{5350 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{0.45 \times 31.2259 \times 10^3}{1156 \times \frac{275}{1.1}} = 0.86 < 1$$

→ La condition est Vérifiée.

❖ Niveau 1^{ere} étage : (h=3.8m)

1^{ere} cas : N_{sd}^{MAX} ; $M_{y.sd}^{corr}$; $M_{z.sd}^{corr}$

$$N_{sd}^{max} = 2500.7065 \text{ KN} \quad , \quad M_y^{corr} = 0.0463 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{corr} = 99.2081 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 3 : Résultats de la vérification des poteaux 1^{ere} étage 1^{ere} cas.

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEA600} = K_{C,1}^{HEA600} = 371.579 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{HEA600} = K_{C,1}^{HEA600} = 29.658 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{HEA600} = 313.778 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{HEA600} = 25.044 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{IPE500} = K_{b1,2}^{IPE500} = 48.2 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{IPE500} = K_{b1,2}^{IPE500} = 2.142 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{IPE500} = K_{b2,2}^{IPE500} = 0$		$K_{b2,1}^{IPE500} = K_{b2,2}^{IPE500} = 0$
$L_{fy} = 2.58 \text{ m}$		$L_{fz} = 2.62 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0.12 < 0.2$ alors ; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_z = 0.43 > 0.2$ alors ; y a de risque de flambement	
		$\phi_z = 0.631$	
$\chi_y = 1$		$\chi_z = 0,91 < 1$	

$\beta_{Mw} = 1.817$	$\beta_{Mw} = 2.232$
$\mu_y = 0.074 < 0,9$	$\mu_z = 0.74 < 0,9$
$K_y = 0.97 < 1,5$	$K_z = 0.67 < 1,5$
Vérification du flambement composé : $0.71 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber	

- Niveau 2^{eme} étage : (h=3.8m)

1^{ere} cas : N_{sd}^{MAX} ; $M_{y, sd}^{corr}$; $M_{z, sd}^{corr}$

$N_{sd}^{max} = 1316.7404 \text{KN}$, $M_{y}^{corr} = -50.6467 \text{KN.m}$

$M_z^{corr} = 33.6633 \text{KN.m}$

Tableau VI. 4 : Résultats de la vérification des poteaux 2^{eme} étage 1^{ere} cas.

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEA600} = K_{C,1}^{HEA600} = 371.579 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{HEA600} = K_{C,1}^{HEA600} = 29.658 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{HEA600} = 371.579 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{HEA550} = 29.658 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{IPE500} = K_{b1,2}^{IPE550} = 48.2 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{IPE500} = K_{b1,2}^{IPE500} = 2.142 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{IPE500} = K_{b2,2}^{IPE500} = 0$		$K_{b2,1}^{IPE500} = K_{b2,2}^{IPE500} = 0$
$L_{fy} = 2.59 \text{ m}$		$L_{fz} = 2.62 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0.12 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_z = 0.43 > 0,2$ alors ; y a de risque de flambement	
		$\phi_z = 0.631$	
$\chi_y = 1$		$\chi_z = 0,91 < 1$	
$\beta_{Mw} = 1.3625$		$\beta_{Mw} = 2.1332$	
$\mu_y = -0.035 < 0,9$		$\mu_z = 0.65 < 0,9$	
$K_y = 1.01 < 1,5$		$K_z = 0.85 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0.32 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

On a récapitulé les résultats du poteau de chaque étage dans les 3 cas dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5 : Résultats de la vérification des poteaux.

Niv	Cas	Profile	N_{sd} (KN)	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$M_{z,sd}$ (KN.m)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	K_y	K_z	Note <1
RDC	1	HEA600	4066.3296	0.6984	31.2259	0.14	0.50	0.884	0.98	0.45	0.86
	2	HEA600	1589.0105	331.6725	3.978	0.14	0.50	0.884	0.96	0.78	0.57
	3	HEA600	1825.1404	82.0613	107.463	0.14	0.50	0.884	0.95	0.75	0.70
1 ^{ere} étage	1	HEA600	2500.7065	0.0463	99.2081	0.12	0.43	0.91	0.97	0.67	0.71
	2	HEA600	942.9254	-508.229	-5.7633	0.12	0.43	0.91	0.97	0.89	0.56
	3	HEA600	1103.7125	-154.753	-193.551	0.12	0.43	0.91	0.97	0.86	0.90
2 ^{eme} étage	1	HEA600	1316.7404	-50.6467	33.6633	0.12	0.43	0.91	1.01	0.85	0.39
	2	HEA600	552.363	-545.758	-46.0314	0.12	0.43	0.91	0.98	0.92	0.65
	3	HEA600	496.5927	-126.832	-168.240	0.12	0.43	0.91	0.98	0.92	0.72
Cage d'escaliers	1	HEA600	465.3758	-164.164	8.3229	0.12	0.42	0.92	0.98	0.94	0.21
	2	HEA600	290.9767	320.5004	-9.3697	0.12	0.42	0.92	0.99	1	0.32
	3	HEA600	444.6994	264.4185	23.7922	0.12	0.42	0.92	0.98	0.93	0.35

▪ **Vérification du déversement :**

On doit d'abord vérifier que $\bar{\lambda}_{L,T} < 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} ; \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.924$$

$$\text{D'où : } \lambda_{it} = \frac{k \times L / iz}{\sqrt{c_1 \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 + \left(\frac{1}{20} \left(\frac{k \times l / iz}{h / t_f} \right)^2 \right) \right]^{0.25}}} \quad (\text{formule simplifiée})$$

Avec : C_1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ; $K = K_w = 1$;

➤ **Exemple de calcul : (Niveau RDC)**

$$\varphi = -0.594 \quad \Rightarrow C_1 = 2.704 ; \text{ (Tabl.B.1.1)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1 \times 2090 / 70.5}{\sqrt{2.704} \times \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 + \left(\frac{1}{20} \times \left(\frac{1 \times 2090 / 70.5}{450 / 25} \right)^2 \right) \right]^{0.25}} = 17.99$$

$$\bar{\lambda}_{L,T} = 0.21 < 0.4 \quad \Rightarrow \text{Donc il n'y a pas de risque de déversement.}$$

Remarque : On a vérifié tous les poteaux les plus sollicités de notre structure et on a trouvé que leurs élancement réduit $\bar{\lambda}_{L;T} < 0.4$, dans ce cas il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

VI.3. Vérification des poutres principales :

a. Poutres principales (plancher courant) :

❖ **L=10m :**

Cette vérification se fait en phase finale

On prend un IPE500, la section est de classe 01

A l'aide du logiciel **ETABS**, On a obtenu les résultats suivants :

$$M_{sd} = 669.6418 \text{ kN.m} ; V_{sd} = 421.0418 \text{ kN}$$

1. Vérification de la résistance :

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = 669.6418 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 1031.878 \text{ KN.m (ch. III) La condition est vérifiée}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 421.0418 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 950.564 \text{ KN (ch. III) La condition est vérifiée}$$

3. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 475.282 \text{ kN} > V_{sd} \text{ La condition est vérifiée}$$

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

4. Vérification du déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

b. Poutres principales (plancher terrasse accessible) :

Tableau VI.6: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.

Poutre	Etage	M _{sd} (kN.m)	M _{pl,rd} (kN.m)	Condition	V _{sd} (KN)	V _{pl,rd} (KN)	0.5V _{plrd}	Condition
IPE500	Terrasse Accessible	545.3916	1031.878	Vérifier	374.9064	950.564	475.282	Vérifier

c. Poutres principales (plancher terrasse inaccessible) :

Tableau VI.7: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.

Poutre	Etage	M _{sd} (kN.m)	M _{pl,rd} (kN.m)	Condition	V _{sd} (KN)	V _{pl,rd} (KN)	0.5V _{plrd}	Condition
IPE500	Terrasse inaccessible	266.1775	1031.878	Vérifier	164.0933	950.564	475.282	Vérifier

▪ **Calcul des connecteurs :**

Le même que dans le (ch.III.2.2.3)

❖ **L=4m :**

a. Poutres principales (plancher courant) :

Cette vérification se fait en phase finale

On prend un IPE360, la section est de classe 01

A l'aide du logiciel **ETABS**, On a obtenu les résultats suivants :

$$M_{sd} = 66.1626 \text{ KN.m} ; V_{sd} = 83.6847 \text{ KN}$$

1. **Vérification de la résistance à la flexion :**

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{plrd}$

Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

$$b_{eff} = \inf \left\{ 2 \times \frac{4}{8}, 2 \right\} \rightarrow b_{eff} = 1 \text{ m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \rightarrow R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1000 \times 95)10^{-3} = 1353,75 \text{ KN} .$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a \rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 72,73 \times 10^2)10^{-3} = 1900,07 \text{ KN}$$

$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}} \longrightarrow$ L'axe neutre se trouve dans le profilé en acier

Donc calcule R_w

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w \quad \text{avec} \quad A_w : \text{La section de l'âme}$$

$$A_w = (h - 2 t_f) \times t_w = (360 - 2 \times 12,7) \times 8 \times 10^{-3} = 2,6768 \text{ m}$$

$$R_w = 0,95 \times 275 \times 2,6768 \rightarrow R_w = 699,314$$

$$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}} \quad \text{et} \quad R_{\text{béton}} > R_w$$

L'axe neutre est dans la semelle supérieure du profilé. Le moment plastique développé par la section mixte est

$$M_{\text{plrd}} = R_a \left(\frac{h_0}{2} \right) + R_b \left(\frac{hc}{2} + hp \right)$$

$$M_{\text{plrd}} = 1900,07 \times \left(\frac{360}{2} \right) + 1353,75 \times \left(\frac{95}{2} + 55 \right) \times 10^{-3} = 480,772 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 66,1626 \text{ KN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 480,772 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,rd}}$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{3514 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 557,922 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 83,6847 \text{ KN} < V_{\text{plrd}} = 557,922 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

3. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$$0,5 \times V_{\text{pl,rd}} = 278,961 \text{ kN} > V_{\text{sd}} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

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

4. Vérification du déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

b. Poutres principales (plancher terrasse accessible) :

Tableau VI.8: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.

Poutre	Etage	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	Condition n	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	$0.5V_{pl,rd}$	Condition
IPE360	Terrasse Accessible	48.3381	480.772	Vérifier	68.2548	557.922	278.961	Vérifier

c. Poutres principales (plancher terrasse inaccessible) :

Tableau VI.9: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.

Poutre	Etage	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	Condition n	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	$0.5V_{pl,rd}$	Condition
IPE360	Terrasse inaccessible	25.0386	480.772	Vérifier	26.0968	557.922	278.961	Vérifier

▪ Calcul des connecteurs :

Type goujon :

- Hauteur de connecteur : $h_{sc}=95\text{mm}$

- Diamètre de connecteur : $d=19\text{mm}$

▪ Détermination de P_{rd} (Résistance au cisaillement):

$$P_{rd} = \min \left\{ 0.8 f_u \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}; 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right\}$$

Nous avons : $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 6.33 > 4$

Application numérique

$$\rightarrow P_{rd} = \min \{81.656\text{KN}; 73.133\text{KN}\} = 73.133\text{KN}$$

- **Influence du sens du bac d'acier K_t :**

$$K_t = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0.70 \leq 1$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4

$$P_{rd} = P_{rd} \times k_t = 73.133 \times 0.70 = 51.1931 \text{ KN}$$

- **Détermination de R_L :**

$$R_L = \inf(R_{\text{béton}}, R_{\text{acière}})$$

$$R_L = \inf(1353.75; 1900.07) \rightarrow R_L = 1353.75 \text{ KN}$$

- **Nombre de connecteur : par demi-portée**

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1353.75}{51.1931} \rightarrow N_{br} = 26.44$$

Soit $N = 27$ goujons sur la demi-long de la solive ; c'est-à-dire **54 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive

- **L'espacement minimal :**

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

$$- E_{\max} > 6 \times h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$- E_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{4000}{54 - 1} = 75.47 \text{ mm}$$

$$E_{\min} < 75.47 < E_{\max} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc on prend **54 connecteurs** pour toute la portée de la poutre avec un espacement de **70 mm**

VI.4. Vérification des poutres secondaires :

- ❖ Poutre secondaire $L = 5 \text{ m}$ (et $L = 3.55 \text{ m}$)

a. Poutres secondaires (plancher courant) :

Cette vérification se fait en phase finale

On prend un IPE360, la section est de classe 01

Tableau VI.10: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant .

Poutre	Etage	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	Condition	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	$0.5V_{pl,rd}$	Condition
IPE360	Etage courant	158.7463	515.462	Vérifier	110.6759	557.922	278.961	Vérifier

b. Poutres secondaires (plancher terrasse accessible) :

Tableau VI.11: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.

Poutre	Etage	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	Condition	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	$0.5V_{pl,rd}$	Condition
IPE360	Terrasse Accessible	132.8996	515.462	Vérifier	111.4219	557.922	278.961	Vérifier

c. Poutres secondaires (plancher terrasse inaccessible) :

Tableau VI.12: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.

Poutre	Etage	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	Condition	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	$0.5V_{pl,rd}$	Condition
IPE360	Terrasse inaccessible	46.3851	515.462	Vérifier	54.0923	557.922	278.961	Vérifier

❖ Poutre secondaire L=7.5m (et L=6.45m)

a. Poutres secondaires (plancher courant) :

Cette vérification se fait en phase finale

On prend un IPE360, la section est de classe 01

Tableau VI.13: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.

Poutre	Etage	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	Condition	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	$0.5V_{pl,rd}$	Condition
IPE360	Etage courant	270.8262	559.463	Vérifier	233.9141	557.922	278.961	Vérifier

b. Poutres secondaires (plancher terrasse accessible) :**Tableau VI.14: Vérification de la résistance à la flexion et l'effort tranchant.**

Poutre	Etage	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	Condition	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	$0.5V_{pl,rd}$	Condition
IPE360	Terrasse Accessible	200.292	559.463	Vérifier	166.8503	557.922	278.961	Vérifier

VI.5. Vérification des palées de stabilité :

Le type de palée triangulée utilise dans cette étude et qui sont autorisée par les règlement parasismique algérien **RPA99/2003** est :

- **Palée en v** : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale, la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées.
- Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G + Q + 1,25E_{x,y}$$

Le profilé choisit 2UPN 400

Tableau.VI.15 : Caractéristiques du profilé croisé UPN400.

Section	Caractéristiques							
	$A \text{ cm}^2$	$I_y \text{ cm}^4$	$I_z \text{ cm}^4$	$W_{ply} \text{ cm}^3$	$W_{ely} \text{ cm}^3$	$W_{plz} \text{ cm}^3$	$W_{elz} \text{ cm}^3$	$i_y \text{ cm}$
91.5	20350	846	1240	1020	190	102	14.9	3.04

1. Suivant la direction X-X (double UPN 400) :**• Au niveau de RDC :**

- $N_{sd}^{max}=1470.8419\text{KN}(traction)$
- $N_{sd}^{max}=-1753.584\text{KN}(compression)$

a. Vérifications à la traction :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{td}$

Avec N_{trd} : Effort normal plastique.

$$N_{trd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{18300 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 4575 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^{\max} = 1470.8419 \text{ KN} < N_{trd} = 4575 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification à la compression :

Il faut vérifier que : $N_{sd}^{\max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Avec :

$$\beta_A = 1 ; \text{ Pour les sections classe 1 et 2 } ; \gamma_{m1} = 1.1 ; f_y = 275 \text{ MPA}$$

- La longueur de la barre :

$$L_0 = \frac{\sqrt{4.5^2 + 3.75^2}}{2} = 2.93 \text{ m} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

- *Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:*

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{293}{14.9} = 19.664 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{19.664}{93.91\varepsilon} = 0.23 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{293}{3.04} = 96.381 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{96.381}{93.91\varepsilon} = 1.11 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

on a $\bar{\lambda}_y < \bar{\lambda}_z \rightarrow$ le flambement se produit de l'axe z-z donc

Le choix de la courbe de flambement : (Tabl 5.5.3)

\Rightarrow {axe zz \rightarrow courbe de flambement c \rightarrow $\alpha_z = 0.49$ (Profile U)}

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \times [1 + 0.49(1.11 - 0,2) + 1.11^2] = 1.328$$

$$\text{Et} \quad \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1.328 + \sqrt{1.328^2 - 1.11^2}} = 0.486 < 1$$

$$\text{Donc } N_{\text{brd}} = 0,486 \times 1 \times 18300 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1.1} \rightarrow N_{\text{brd}} = 2223.45 \text{KN}$$

$$N_{\text{sd}}^{\text{max}} = 1753.584 \text{KN} < N_{\text{brd}} = 2223.45 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Suivant la direction Y-Y (double UPN 400) :

• Au niveau de RDC :

- $N_{\text{sd}}^{\text{max}} = 1138.3796 \text{KN}$ (traction)
- $N_{\text{sd}}^{\text{max}} = -1507.1955 \text{KN}$ (compression)

a. Vérifications à la traction :

Il faut vérifier que : $N_{\text{sd}} \leq N_{\text{trd}}$

Avec N_{trd} : Effort normal plastique.

$$N_{\text{trd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 4575 \text{KN}$$

$$N_{\text{sd}}^{\text{max}} = 1138.3796 < N_{\text{trd}} = 4575 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification à la compression :

La longueur de la barre

$$L_0 = \frac{\sqrt{4.5^2 + 5^2}}{2} = 3.37 \text{m}$$

• Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{337}{14.9} = 22.62 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{22.62}{93.91\epsilon} = 0.26 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{337}{3.04} = 110.86 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{110.86}{93.91\epsilon} = 1.28 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

on a $\bar{\lambda}_y < \bar{\lambda}_z \rightarrow$ le flambement se produit de l'axe z-z donc

Le choix de la courbe de flambement : (Tabl 5.5.3)

$$\Rightarrow \{\text{axe zz} \rightarrow \text{courbe de flambement c} \rightarrow \alpha_z = 0.49$$

$$\Phi_z = 1.58 \Rightarrow \chi_z = 0.399 < 1$$

$$\text{Donc } N_{\text{brd}} = 0,399 \times 1 \times 18300 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1.1} \rightarrow N_{\text{brd}} = 1825.425 \text{KN}$$

$$N_{\text{sd}}^{\text{max}} = 1507.1955 \text{KN} < N_{\text{brd}} = 1825.425 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VII
Les assemblages

VII.1. Introduction :

On appelle « assemblage » la zone d'interconnexion de deux éléments ou plus. Sa fonction principale est de transmettre correctement les efforts entre ces éléments. On distingue deux catégories d'assemblage :

- Contacts mécaniques.
- Les assemblages par procédés de soudage, qui assurent une continuité entre les pièces métalliques au niveau des joints.

La résistance d'un assemblage est déterminée sur la base de la résistance individuelle de ses composants. Dans le cas où les fixations possédant des rigidités différentes pour reprendre un effort de cisaillement, on dimensionne généralement la fixation possédant la plus grande rigidité.

La ruine d'un assemblage peut être due à un dépassement des valeurs maximales des efforts à transmettre ou du phénomène de fatigue.

Les différents types d'assemblage :

- Assemblages articulés : ils transmettent les efforts normaux et tranchants
- Assemblages encastrés : ils transmettent en plus les moments

VII.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

- **Le boulonnage :**

Le boulonnage, du fait de sa simplicité de mise en œuvre et de sa possibilité de réglage, est l'un des assemblages les plus utilisés en construction métallique. Les boulons ordinaires ne nécessitent pas de précaution particulière lors de la mise en œuvre la qualité d'un boulon est définie par son appartenance à des classes. Ces classes sont en fonction de la limite d'élasticité et de résistance à la traction ultime du boulon considéré.

Les caractéristiques des boulons sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.1: Caractéristiques des boulons.

Classe	46	4,8	5,6	5,8	6,6	6,8	8,8	10,9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Jeux des diamètres des trous en fonction de diamètre.

Tableau VII.2: Diamètres des trous.

Les boulons	M12.M14	M16.M24	M27
d_0	$d+1$	$d+2$	$d+3$

- **Fonctionnement par adhérence :**

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

- **Le soudage :**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs.

- **Coefficients partiels de sécurité :**

Résistance des boulons au cisaillement : = 1,25

Résistance des boulons à traction : = 1,50

- **Coefficient de frottement :**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul.

Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; De graissage, etc.

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D

Dans ce chapitre, (03) types d'assemblage seront traités :

- Assemblage poteau - poutre ;
- Assemblage poutre - solive ;
- Assemblage contreventement ;

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas. Nous avons utilisé comme références les cours de quatrième année (charpente métallique I) et d'autres documents, qui sont basés sur les normes des **EUROCODE 03**.

VII.3. Assemblage Poteau –Poutre (HEA600-IPE500) selon [EC-3] :(poutre 10m)

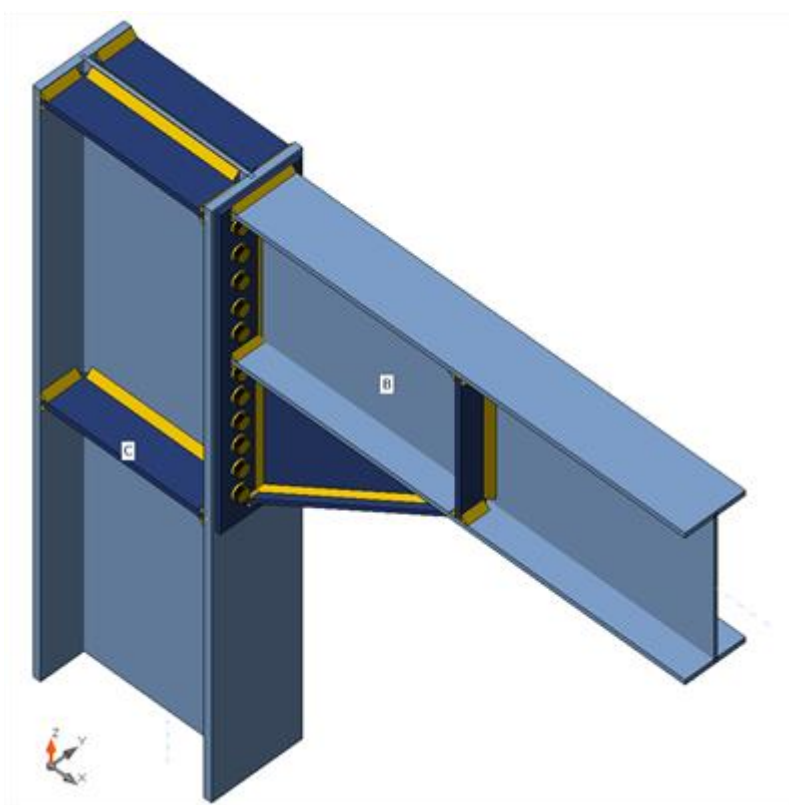


Figure VII.1: Assemblage poteau – poutre.

Tableau VII.3: Les caractéristiques du profilé (HEA600, IPE500) .

Profilé	Les caractéristiques (mm)				
	A(mm ²)	b(mm)	h(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
HEA600	22650	300	590	13	25
IPE500	11550	200	500	10,2	16

➤ **Efforts sollicitant :**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison :

- $M_{sd} = 637,2983 \text{KN. m}$
- $V_{sd} = 421,0418 \text{KN}$
- $N_{sd} = 0,0006 \text{KN}$

VII.3.1 Calcul de la soudure poutre IPE500 avec platine :

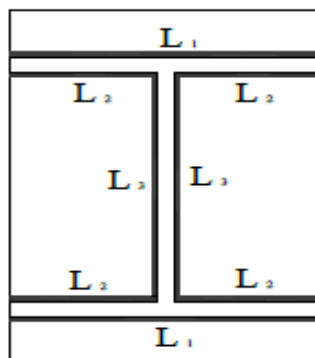
- **Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle selon [EC-3]:**

$$L_1 = b_s = 200 \text{mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 94,9 \text{mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 468 \text{mm}$$

La nuance d'acier utilisé est **S275** donc :

$$\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$


FigureVII.2 : Assemblage soudé poutres –platine.

- **Calcul de l'épaisseur du cordon sur Semelle :**

$$a_f \geq t_{fb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 16 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 7,99 \text{ mm}$$

- **Calcul de l'épaisseur du cordon sur L'âme :**

$$a_{fw} \geq t_{wb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_{fw} \geq 10,2 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}}$$

$$a_{fw} \geq 5,097 \text{ mm}$$

→ On prend : **$a_s = 15 \text{ mm}$** .

- **Les Vérifications :**

- **Vérification de la soudure :**

$$A_s = \sum l_i \times a_i = (2 \times L_1 \times a) + (4L_2 \times a) + (2L_3 \times a)$$

$$A_s = (2 \times 200 \times 15) + (4 \times 94,9 \times 15) + (2 \times 468 \times 15)$$

$$\rightarrow A_s = 22887 \text{ mm}^2$$

- **Vérification le moment et l'effort Normal (M et N) :**

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$I_{ys} = (2 \times a \times L_1 \times d_1^2) + (4 \times a \times L_2 \times d_2^2)$$

$$\text{Avec : } d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 275,5 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 226,5 \text{ mm}$$

$$I_{ys} = (2 \times 15 \times 200 \times 275,5^2) + (4 \times 15 \times 94,9 \times 226,5^2)$$

$$\rightarrow I_{ys} = 747,52 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sqrt{2 \left[\frac{0,0006 \times 10^3}{22887} + \left(\frac{637,2983 \times 10^6}{747,52 \times 10^6} \times \frac{500}{2} \right)^2 \right]} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

$$3\,01,422 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification l'effort tranchant et l'effort normal (V et N) :**

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 \times L_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \left(\frac{0,0006 \times 10^3}{22887} \right)^2 + 3 \left(\frac{421,0418 \times 10^3}{2 \times 468 \times 15} \right)^2} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

$$51,942 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des boulons HR :**
- **Choix de diamètre du boulon :**

Epaisseur de la platine : $e_p = 30 \text{ mm}$

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine $t = 30 \text{ mm}$ alors on prend : $d = 24 \text{ mm}$.

- **Dispositions constructives :**

On a l'épaisseur de la platine égale à 30 mm alors on prend deux files de 11 boulons HR de diamètre $d = 24 \text{ mm}$, classe 10.9

▪ **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = d + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \text{ mm} \leq e_1 \leq 360 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 60 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \rightarrow 57,2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \text{ mm} \leq e_2 \leq 360 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 80 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \rightarrow 78 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow p_2 = 150 \text{ mm}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} d_1 = 959 \text{ mm} \\ d_2 = 879 \text{ mm} \\ d_3 = 799 \text{ mm} \\ d_4 = 719 \text{ mm} \\ d_5 = 639 \text{ mm} \\ d_6 = 559 \text{ mm} \\ d_7 = 439 \text{ mm} \\ d_8 = 359 \text{ mm} \\ d_9 = 265 \text{ mm} \\ d_{10} = 171 \text{ mm} \\ d_{11} = 91 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \sum d_i^2 = 3997835 \text{ mm}^2$$

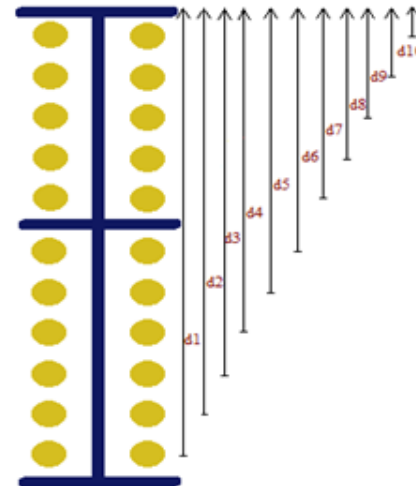


Figure VII.3 : Distribution des boulons.

$$F_{m1} = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{637,2983 \times 0,959}{3,997835} = 152,875 \text{ KN.}$$

Pour qu'il n'y ait pas décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulon soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd} \quad \text{avec} \quad F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Soit un boulon de diamètre $d = 24 \text{ mm}$ ($A_s = 353 \text{ mm}^2$)

D'où le choix du boulon HR : $d = 24 \text{ mm}$, classe 10.9

Donc : $F_{p,cd} = 0,7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3} = 247,1 \text{ kN}$.

Il faut vérifier que : $F_{m1} \leq n_0 F_{p,c,d}$

$n_0=2$ pour une rangée

Avec :

- F_p : l'effort de précontrainte autorisée dans les boulons.
- f_{ub} : la contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 Mpa pour les boulons HR 10.9.
- A_s : l'aire de la section du boulon.

$F_{m1} = 160,633 \text{ kN} \leq 2 \times 247,1 = 494,2 \text{ kN}$. \rightarrow **Condition vérifiée.**

VII.3.2. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{r,d} = \frac{N \times d_1^2}{d_1}$$

$N = F_{p,c,d} = 0,7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3} = 247,1 \text{ kN}$ \rightarrow Pour un boulon

Pour une rangée (de deux boulons) : $2 \times N = 2 \times 247,1 = 494,2 \text{ kN}$

D'où : $M_{r,d} = \frac{494,2 \times 3997835 \times 10^{-6}}{959 \times 10^{-3}} = 2060,198 \text{ kN.m}$

$M_{sd} = 637,2983 \text{ kN.m} < M_{r,d} = 2060,198 \text{ kN.m}$ \rightarrow **Condition vérifiée**

VII.3.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

L'effet tranchant par boulon : $V_{sd} = 421,0418 \text{ kN}$

- $K_s = 1$ pour des trous avec tolérances nominales normales.
- $\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- $n = 2$ nombre d'interfaces de frottement
- $\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU

Condition à vérifier: $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{421,0418}{22} = 19,138 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = \frac{K_s \times n_f \times \mu \times (F_{pc} - 0,8 \times F_{tsd})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

$$F_{tsd} = F_M - \frac{N}{n_{\text{boulon}}} = 152,875 - \frac{0,0006}{22} = 152,875 \text{ KN}$$

$$2 \times F_{pc} = 2 \times (0,7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3}) = 494,2 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3 \times (494,2 - 0,8 \times 152,875)}{1,25} = 178,512 \text{ KN.}$$

$$F_{vsd} = 19,138 \text{ kN} < F_{vrd} = 178,512 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.4. Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,rd}$

$$F_{t,rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec : - t_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau ($t_{wc} = 13 \text{ mm}$).

- b_{eff} : entraxe rangée des boulons ($p = 150 \text{ mm}$).

$$F_{t,rd} = 275 \times 13 \times \frac{150}{1} \times 10^{-3} = 536,25 \text{ KN.}$$

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

- h : la hauteur de profile (poteau).

- t_f : épaisseur de la semelle du poteau.

$$\text{Donc : } F_t = \frac{637,2983}{(590 - 25) \times 10^{-3}} = 1127,9616 \text{ kN}$$

$$F_t = 1127,9616 \text{ kN} > F_{t,rd} = 536,25 \text{ kN.} \quad \rightarrow \quad \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

- **Remarque** : on rajoute un raidisseur pour augmenter la résistance de l'âme de poteau.

VII.3.5. Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie):

On vérifie : $F_c \leq F_{C,Rd}$

$$\text{Avec : } F_{C,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

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

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}}$$

- σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.
- t_{fb} : Épaisseur semelle poutre IPE500=16mm
- t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEA600=25mm
- t_p : Épaisseur platine extrémité=30mm.
- r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{eff} = 16 + (2 \times 30) + 5 \times (25 + 27) = 336 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{421,0418}{226,5 \times 10^{-4}} + \frac{637,2983}{4787 \times 10^{-6}} = 151720,08 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{C,Rd} = \left[275 \times 13 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{151720,08 \times 10^{-3}}{275} \right) \times \frac{336}{1} \right] \times 10^{-3} = 1170,143 \text{ kN.}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{637,2983}{(590 - 25) \times 10^{-3}} = 1127,961 \text{ kN.}$$

$$F_c = 1127,961 \text{ kN} < F_{C,Rd} = 1170,143 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.6. Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_r$

$$V_r = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec : - h_p : la hauteur de profile (poteau) $h_p = 590 \text{ mm}$

- t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 13 \text{ mm}$

$$V_r = \frac{0,58 \times 275 \times 590 \times 13}{1} \times 10^{-3} = 1223,365 \text{ kN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h-t_f} = \frac{637,2983}{(590-25) \times 10^{-3}} = 1127,961 \text{ kN.}$$

$$F_v = 1127,961 \text{ kN} < V_r = 1223,365 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

→ Donc l'assemblage poteau poutre est vérifié

VII.4. Assemblage Poteau –Poutre (HEA600-IPE500) selon [EC-3] :(poutre 4m; poutre 3,55m)

- **Efforts sollicitant :**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison

- $M_{sd} = 85,9637 \text{ KN. m}$
- $V_{sd} = 74,6849 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 1,2207 \text{ KN}$

Par les mêmes calculs et les mêmes vérifications :

- $a_s = 8 \text{ mm}$ épaisseur de la soudure.
- $e_p = 20 \text{ mm}$ épaisseur de la platine.
- On prend deux files de 5 boulons HR de diamètre $d = 22 \text{ mm}$, classe 10.9
- Distance entre axe des boulons : $e_1 = 80 \text{ mm}$; $p_1 = 80 \text{ mm}$; $e_2 = 80 \text{ mm}$; $p_2 = 120 \text{ mm}$.

➤ **Les résultats des vérifications :**

- **Vérification le moment et l'effort Normal (M et N) :**

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow 82,92 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification l'effort tranchant et l'effort normal (V et N) :**

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 \times L_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow 17,276 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Risque décollement des pièces :**

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd} \Rightarrow F_{m1} = 89,034 \text{ KN} < 2 \times 212,1 = 424,2 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

<ul style="list-style-type: none"> • Moment résistant effectif de l'assemblage : $M_{sd} < M_{r,d} = \frac{N \times d_1^2}{d_1} \Rightarrow M_{sd} = 85,9637 \text{ kN.m} < M_{r,d} = 409,572 \text{ kN.m} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
<ul style="list-style-type: none"> • Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \Rightarrow F_{v,sd} = 7,46849 \text{ kN} < F_{v,rd} = 189,396 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
<ul style="list-style-type: none"> • Résistance de l'âme du poteau en traction : $F_t \leq F_{t,rd} \Rightarrow F_t = 152,148 \text{ kN} < F_{t,rd} = 536,25 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
<ul style="list-style-type: none"> • Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie) : $F_c \leq F_{c,Rd} \Rightarrow F_c = 152,148 \text{ kN} < F_{c,Rd} = 1368,467 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
<ul style="list-style-type: none"> • Résistance de l'âme de poteau au cisaillement : $F_v \leq V_r \Rightarrow F_v = 152,148 \text{ kN} < V_r = 1223,365 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

VII.5. Assemblage Poteau –Poutre (HEA600-IPE500) selon [EC-3] :(poutre 5m; poutre 6,45m)

- **Efforts sollicitant :**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison

- $M_{sd} = 158,7463 \text{ KN.m}$
- $V_{sd} = 110,6759 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 0,0071 \text{ KN}$

Par les mêmes calculs et les mêmes vérifications :

- $a_s = 8 \text{ mm}$ épaisseur de la soudure.
- $e_p = 20 \text{ mm}$ épaisseur de la platine.
- On prend deux files de 6 boulons HR de diamètre $d = 22 \text{ mm}$, classe 10.9
- Distance entre axe des boulons : $e_1 = 80 \text{ mm}$; $p_1 = 80 \text{ mm}$; $e_2 = 80 \text{ mm}$; $p_2 = 120 \text{ mm}$.

➤ **Les résultats des vérifications :**

<ul style="list-style-type: none"> • Vérification le moment et l'effort Normal (M et N) : $\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow 152,89 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
<ul style="list-style-type: none"> • Vérification l'effort tranchant et l'effort normal (V et N) : $\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 \times L_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow 25,60 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

<ul style="list-style-type: none"> • Risque décollement des pièces : $F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd} \Rightarrow F_{m1} = 116,082 \text{ kN} < 2 \times 212,1 = 424,2 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
<ul style="list-style-type: none"> • Moment résistant effectif de l'assemblage : $M_{sd} < M_{r.d} = \frac{N \times d_1^2}{d_1} \Rightarrow M_{sd} = 158,7463 \text{ kN.m} < M_{r.d} = 580,106 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
<ul style="list-style-type: none"> • Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant : $F_{v.sd} \leq F_{v.rd} \Rightarrow F_{v.sd} = 9,223 \text{ kN} < F_{v.rd} = 159,041 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
<ul style="list-style-type: none"> • Résistance de l'âme du poteau en traction : $F_t \leq F_{t.rd} \Rightarrow F_t = 280,967 \text{ kN} < F_{t.rd} = 429 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
<ul style="list-style-type: none"> • Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie) : $F_c \leq F_{c.Rd} \Rightarrow F_c = 280,967 \text{ kN} < F_{c.Rd} = 1333,974 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
<ul style="list-style-type: none"> • Résistance de l'âme de poteau au cisaillement : $F_v \leq V_r \Rightarrow F_v = 280,967 \text{ kN} < V_r = 1223,365 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

VII.6. Assemblage Poteau –Poutre (HEA600-IPE500) selon [EC-3]:(poutre 7,5m)

- **Efforts sollicitant :**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison

- $M_{sd} = 270,8262 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 217,7112 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 0,0147 \text{ kN}$

Par les mêmes calculs et les mêmes vérifications :

- $a_s = 15 \text{ mm}$ épaisseur de la soudure.
- $e_p = 25 \text{ mm}$ épaisseur de la platine.
- On prend deux files de 7 boulons HR de diamètre $d = 24 \text{ mm}$, classe 10.9
- Distance entre axe des boulons : $e_1 = 60 \text{ mm}$; $p_1 = 50 \text{ mm}$; $e_2 = 80 \text{ mm}$; $p_2 = 150 \text{ mm}$

➤ **Les résultats des vérifications :**

<ul style="list-style-type: none"> • Vérification le moment et l'effort Normal (M et N) : $\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow 128,093 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

<ul style="list-style-type: none"> • Vérification l'effort tranchant et l'effort normal (V et N) : $\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 \times L_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow 26,858 \text{ MPa} < 389,14 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- **Risque décollement des pièces :**

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd} \Rightarrow F_{m1} = 150,465 \text{ kN} < 2 \times 247,1 = 494,2 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_{sd} < M_{r.d} = \frac{N \times d_1^2}{d_1} \Rightarrow M_{sd} = 270,8262 \text{ kN.m} < M_{r.d} = 889,522 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd} \Rightarrow F_{v.sd} = 15,551 \text{ kN} < F_{v.rd} = 179,44 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction :**

$$F_t \leq F_{t.rd} \Rightarrow F_t = 479,34 \text{ kN} < F_{t.rd} = 536,25 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

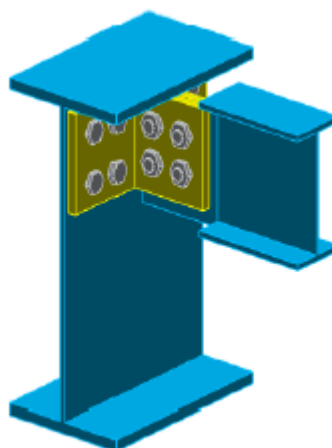
- **Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie) :**

$$F_c \leq F_{c,Rd} \Rightarrow F_c = 479,338 \text{ kN} < F_{c,Rd} = 1316,561 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :**

$$F_v \leq V_r \Rightarrow F_v = 479,338 \text{ kN} < V_r = 1223,365 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7. Assemblage Poutre –Solive (IPE500-IPE220) :



FigureVII.4 : Assemblage Poutre - Solive.

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

Tableau VII.4: Les caractéristiques du profilé (IPE500, IPE220).

Profile	Les caractéristiques (mm)				
	A(mm ²)	b(mm)	h(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
IPE500	11550	200	500	10,2	16
IPE220	3337	110	220	5,9	9,2

L'effort maximum à prendre $V_{sd} = 13,9741\text{KN}$

- **Le choix des boulons :**

On choisit 8 boulons de diamètre de 16mm (M16) de classe 4,8.

$$t=10\text{mm} \quad d=16\text{mm (M16)} \quad d_0=18\text{mm}$$

Disposition constructive des boulons :

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 27\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 30\text{mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm} \quad \rightarrow \quad p_1 = 60\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 27\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 50\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 54\text{mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm} \quad \rightarrow \quad p_2 = 60\text{mm}$$

- **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub} = 400 \text{N/mm}^2$$

- Section résistante en traction : $A_s = 157 \text{mm}^2$
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{mb} = 1,25$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 400 \times 157}{1,25} \times 10^{-3} = 30,144 \text{ KN}$$

Il y a 4 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 4 \times 30,144 = 120,576 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 13,9741 \text{ KN} < F_{v,rd} = 120,576 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

On a une cornière $120 \times 120 \times 10$

Il faut vérifier que : $F_1 > F_b$

$$F_b = \frac{2,5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$d = 16 \text{mm} ; d_0 = 18 \text{mm} ; t = 10 \text{mm} ; \gamma_{mb} = 1,25 ; f_u = 430 \text{N/mm}^2 ; e_1 = 30 \text{mm} ; p_1 = 60 \text{mm}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0} ; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = \min \{ 0,55 ; 0,86 ; 0,93 ; 1 \} = 0,55$$

$$F_b = \frac{2,5 \times 0,55 \times 430 \times 16 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 75,68 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a

$$F_{v,rd} = \frac{13,9741}{8} = 1,747 < F_b = 75,68 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

→ Donc l'assemblage poutre solive est vérifié.

VII.8. Assemblage du contreventement V inverse :

L'assemblage se fait avec l'élément le plus sollicité avec une section de 2UPN400.

VII.8.1. Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la base du portique :

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 8.8 et un diamètre de 20mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN400 : $V_{sd}^{max} = 1993kN$

- **Disposition constructive :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150mm) \rightarrow 26,4mm \leq e_1 \leq 150mm \rightarrow e_1 = 70mm$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(12t ; 400mm) \rightarrow 48,4mm \leq p_1 \leq 144mm \rightarrow p_1 = 100mm$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150mm) \rightarrow 33mm \leq e_2 \leq 180mm \rightarrow e_2 = 70mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200mm) \rightarrow 66mm \leq p_2 \leq 144mm \rightarrow p_2 = 100mm$$

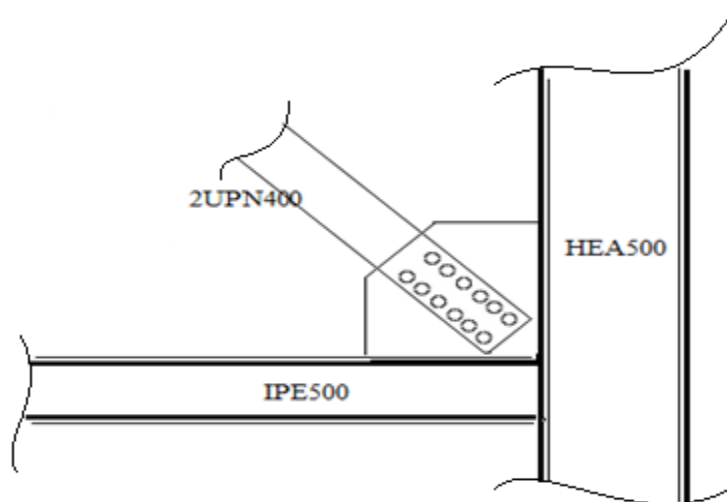


Figure VII.5: Assemblage gousset-contreventement.

- **Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN :**

$$\text{On sait que : } F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \rightarrow \frac{V_{sd}}{n} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$n = \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0,6 f_{ub} \times A_s} = \frac{996,5 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 245} \times 10^3 = 10,59 \quad \text{alors on prend : } n=12 \text{ pour 1UPN.}$$

• **Resistance a la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec : } \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25; \quad f_u = 430 \text{ N/mm}^2; \quad e_1 = 70 \text{ mm}; \quad p_1 = 100 \text{ mm}; \quad d_0 = 22 \text{ mm}; \quad t = 12 \text{ mm}; \quad d = 20 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \min \{1,06; 1,265; 1,86; 1\}$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times 1 \times 430 \times 20 \times \frac{12}{1,25} \times 10^{-3} = 206,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{1993}{12} = 166,083 \text{ kN} < F_{b,rd} = 206,4 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.8.2. Assemblage du gousset sur la base du portique :

On choisit un plat de gousset 600×600×12 et un cordon de soudure a= 15mm

L'effort de traction sollicité par le gousset se décompose suivant les deux sens :

- $N_{t,sd}^{x-x} = N_{t,sd} \cos \alpha$
- $N_{t,sd}^{y-y} = N_{t,sd} \sin \alpha$
- $\tan \alpha = \frac{4,5}{2,5} = 1,8 \rightarrow \alpha = 60,95^\circ.$
- $N_{t,sd}^{x-x} = N_{t,sd} \cos \alpha = 1993 \times \cos 60,95 = 967,746 \text{ kN}$
- $N_{t,sd}^{y-y} = N_{t,sd} \sin \alpha = 1993 \times \sin 60,95 = 1742,273 \text{ kN.}$

▪ **Suivant le sens X-X :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_u \sum I_a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 600 \times 15}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,3} \times 10^{-3} = 2022,032 \text{ kN}$$

$$N_{t,rd}^{x-x} = 2022,032 \text{ kN} > N_{t,sd}^{x-x} = 967,746 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Suivant le sens Y-Y :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_u \sum I_a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 600 \times 15}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,3} \times 10^{-3} = 2022,032 \text{ kN}$$

$$N_{t,rd}^{x-x} = 2022,032 \text{ kN} > N_{t,rd}^{y-y} = 1742,273 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

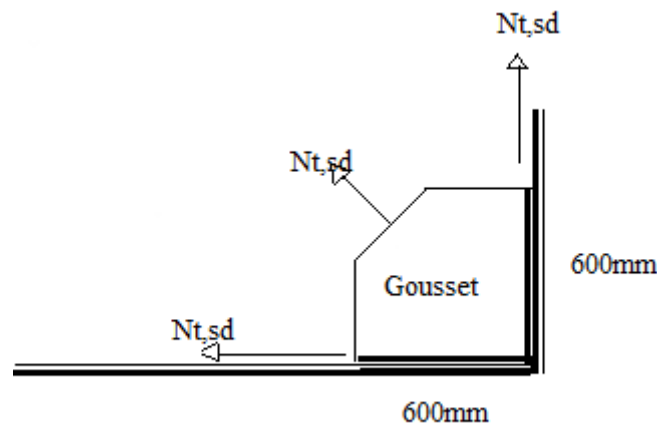


Figure VII.6: Assemblage gousset-base de portique par soudure.

VII.8.3. Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la poutre :

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 8.8 et un diamètre de 20 mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN400 : $V_{sd}^{max} = 1872 \text{ kN}$

- **Disposition constructive :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 70\text{mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(12t ; 400\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 144\text{mm} \quad \rightarrow \quad p_1 = 100\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 33\text{mm} \leq e_2 \leq 180\text{mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 70\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 66\text{mm} \leq p_2 \leq 144\text{mm} \quad \rightarrow \quad p_2 = 100\text{mm}$$

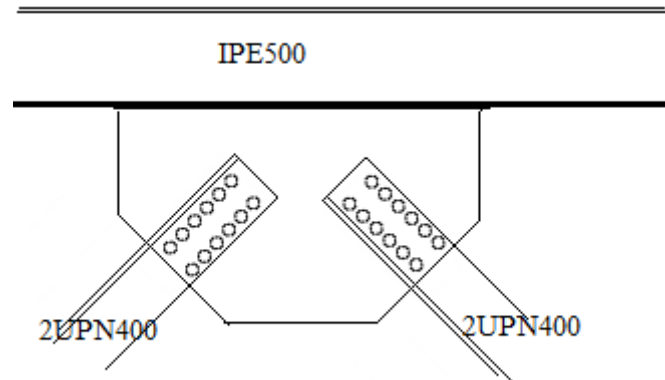


Figure VII.7: Assemblage gousset-contreventement du nœud du portique.

- **Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN :**

On sait que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \rightarrow \frac{V_{sd}}{n} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$

$$n = \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0,6 f_{ub} \times A_s} = \frac{996,5 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 245} \times 10^3 = 10,59 \quad \text{alors on prend : } n=12 \text{ pour 1UPN.}$$

- **Resistance a la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec : } \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25; \quad f_u = 430 \text{ N/mm}^2; \quad e_1 = 70 \text{ mm}; \quad p_1 = 100 \text{ mm}; \quad d_0 = 22 \text{ mm}; \quad t = 12 \text{ mm}; \quad d = 20 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \min \{1,06; 1,265; 1,86; 1\}$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times 1 \times 430 \times 20 \times \frac{12}{1,25} \times 10^{-3} = 206,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{1993}{12} = 166,083 \text{ kN} < F_{b,rd} = 206,4 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VIII
Les fondations

VIII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans ce présent chapitre on va dimensionner et ferrailer la fondation de notre bâtiment en déterminant les efforts sous les semelles par la méthode classique (manuellement).

VIII.2. Choix du type de fondations :

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- Contrainte du sol σ_{sol} .
- La classification du sol.
- Les efforts transmis à la base.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, à donner une contrainte admissible égale à 2 bars.

VIII.3. Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

VIII.4. Semelle isolée sous poteaux :**VIII.4.1. Calcul les dimensions A, B :**

Condition d'homothétie : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

$$A = \frac{a \times B}{b} \quad ; \quad B = \frac{A \times b}{a}$$

Pour les poteaux carrés $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=B^2$

$$\sigma_{\text{cal}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec: $\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{N}{S} = \frac{N}{A \times B} = \frac{N}{B^2}$$

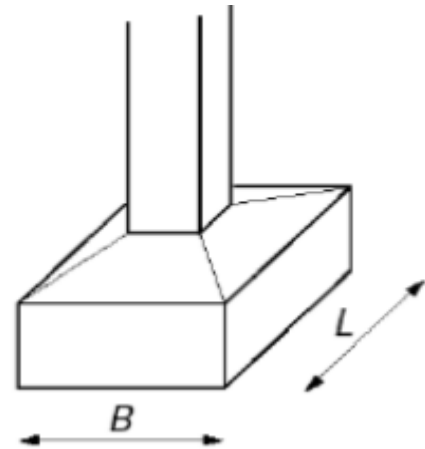


Figure VIII.1 : Semelle isolée.

- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

Selon logiciel ETABS et sous la combinaison à l'ELS (G+Q) :

$$N_{\text{ser}} = 2490 \text{ kN}$$

$$\frac{2490}{B^2} \leq 200 \quad \Rightarrow \quad B \geq \sqrt{\frac{2490}{200}} = 3,528 \text{ m}$$

On choisit : $B = 4 \text{ m}$ donc : $A = 4 \text{ m}$

VIII.4.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{\text{min}} \geq 1,5 \times B$

Avec : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

- B : Largeur maximum de la semelle ($B = 4 \text{ m}$).

On a $L_{\text{min}} = 3,45 \text{ m} < 1,5 \times 4 = 6 \text{ m} \quad \rightarrow \quad$ la condition non vérifiée.

- **Conclusion :**

La condition précédente n'est pas vérifiée, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VIII.5. Semelle filante :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$)

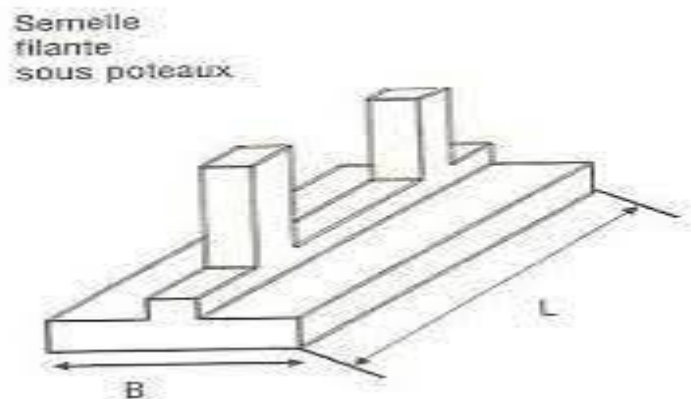


Figure VIII.2 : Semelle filante.

On doit vérifier que : $S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$

Tel que :

- $N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.
- $S = B \times L$.
- B : largeur de la semelle.
- L : longueur du fil considéré.

$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$ selon BAEL91

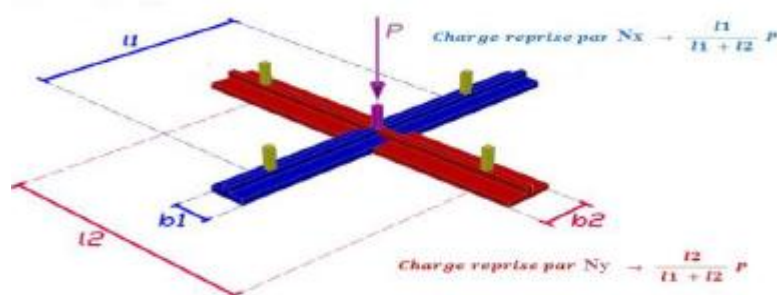


Figure VIII.3: Répartition des charges pour les poteaux centraux.

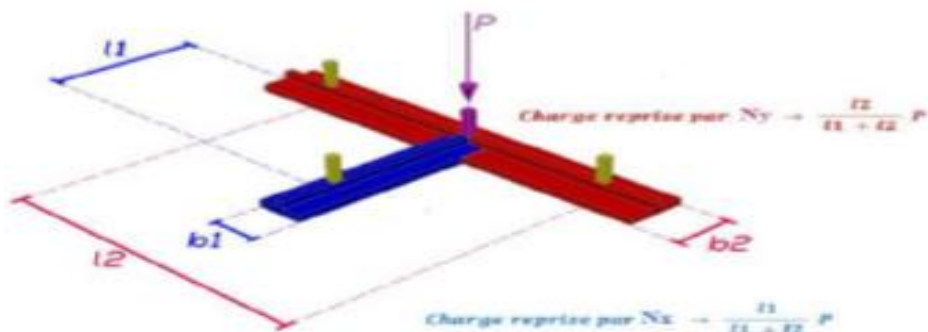


Figure VIII.4 : Répartition des charges pour les poteaux de rives.

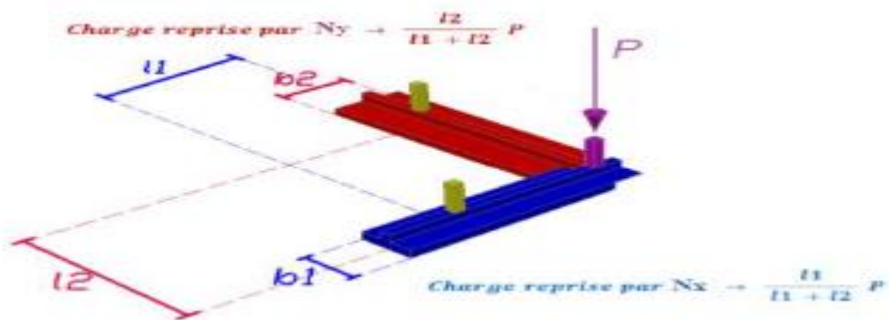


Figure VIII.5 : Répartition des charges pour les poteaux d'angles.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VIII.1 : Efforts à la base de la structure.

File	cob	N_s (kN)	L(m)	B(m)	B_{choisi}	S(m ²)
1	ELS	1756,5	27,06	0,173	1	27,06
2	ELS	1864,03	26,70	0,18	1	26,70
3	ELS	1993,65	26,34	0,196	1	26,34
4	ELS	2015,75	25,98	0,198	1	25,98
5	ELS	2235,00	25,63	0,22	1	25,63
6	ELS	2298,01	24,15	0,226	1	24,15
7	ELS	2419,69	24	0,24	1	24
8	ELS	2490,00	24	0,24	1	24
9	ELS	2332,06	24	0,23	1	24
S-Total						277,86

Surface de la semelle filante $S_{sem} = m^2$

$$\frac{S_{sem}}{S_{batiment}} = \frac{277,86}{867,74} = 32,02\% < 50\%.$$

- **Conclusion :**

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

- **La hauteur « h_t » :**

La hauteur de la semelle est : $h_t > d + 0,05$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_t > \frac{B-b}{4} + 0,05 = \frac{1,5-0,7}{4} + 0,05 = 0,25m$$

Avec : $b=0,7m$ pour les poteaux

On adopte : **$h_t=0,30m$.**

- **Dimensionnement de la poutre de libage :**

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{10}{15} = 0,66m \leq h \leq \frac{10}{10} = 1m$$

Donc : $h=0,8m$.

- **Condition de rigidité des semelles :**

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis-à-vis de la longueur élastique :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{Avec : } L_e = \left(\frac{4EI}{KB} \right)^{1/4}$$

- L_{max} : longueur max entre axe des poteaux.

- E : module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).
- K : coefficient de raideur du sol ($5\text{MPa/m} \leq K \leq 120\text{MPa/m}$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=5\text{MPa/m} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
 - $K=40\text{MPa/m} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne (la valeur prise dans notre cas).
 - $K=120\text{MPa/m} \rightarrow$ pour un très bon sol.
- I : moment d'inertie de la semelle ; $I = \frac{b \times h_N^3}{12}$
- **Calcul hauteur de nervure h_N :**

$$h_N \geq \left(\frac{48 k B l^4}{E b \pi^4} \right)^{1/3}$$

Pour la grande travée $l=10\text{m}$: $h_N \geq 2,764\text{m} \rightarrow h_N = 2,80\text{m}$.

VIII.6 Vérification de la stabilité de la semelle :

- **Vérification au renversement :**

Selon [1] (Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec : $M_r = V_0 h + M_0$.

Tableau VIII.2 : Vérification au renversement.

Sens	N_r	M_r	M_r / N_r	B/4	remarque
X-X	125001,24	201252,5	1,61	7,655	vérifie
Y-Y	125001,24	210502,3	1,68	12,69	vérifie

- **Vérification des contraintes sous la fondation :**

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

$$\frac{125001,24}{658,1} = 189,94 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.7 Vérification de la portance du sol:

$$\sigma_{structure} < \sigma_{sol}$$

VIII.7.1 Vérification contraintes a ELS :

Tableau VIII.3 : Vérification de la contrainte à ELS.

Files	N(kN)	S(m ²)	σ (kN/m ²)	σ_{sol}	Résultat
1	1756,5	27,06	64,91	200	Vérifiée
2	1864,03	26,70	69,81	200	Vérifiée
3	1993,65	26,34	75,69	200	Vérifiée
4	2015,75	25,98	77,59	200	Vérifiée
5	2235,00	25,63	87,20	200	Vérifiée
6	2298,01	24,15	95,156	200	Vérifiée
7	2419,69	24	100,82	200	Vérifiée
8	2490,00	24	103,75	200	Vérifiée
9	2332,06	24	97,169	200	Vérifiée

VIII.8 Calcul du ferrailage :

VIII.8.1 Calcul de ferrailage de la semelle :

➤ Exemple de calcul « A » :

On applique la méthode des bielles :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; B=150\text{cm} ;$$

$$h= 30\text{cm} , \quad d=0,9h = 27\text{cm}$$

À l'état limite ultime :

$$N_u = \sum N_{if} = 5268,052\text{kN}$$

$$P_u = \frac{N_u}{L_{sf}} = \frac{5268,052}{27,06} = 194,68\text{kN/ml.}$$

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \quad ; \quad d= 0,27\text{m}$$

$$A_s = \frac{194,68(1,5-0,7)}{8 \times 0,27 \times 348 \times 10^3} = 2,072\text{cm}^2. \quad \rightarrow \quad \text{Choix } \mathbf{4T10} \quad (A_s=3,14\text{cm}^2 \text{ avec : } e= 25\text{cm}).$$

Tableau VIII.4: Ferrailage pour les semelles.

Files	N _{ELU} (kN)	P _u (kN/m)	A _s (mm ²)	Choix	A _s (mm ²)
1	5268,052	194,68	2,072	4T10	3,14
2	7826,02	293,109	3,12	4T10	3,14
3	6254,17	237,44	2,53	4T10	3,14
4	4108,70	160,92	1,713	4T10	3,14
5	4148,20	161,85	1,72	4T10	3,14
6	3698,57	153,15	1,63	4T10	3,14
7	2985,26	124,38	1,324	4T10	3,14
8	2578,05	107,42	1,143	4T10	3,14
9	2245,69	93,57	0,995	4T10	3,14

VIII.8.2 Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s \times B}{4} = \frac{3,14 \times 1,5}{4} = 1,1775 \text{ cm}^2$$

Choix : **4T8** → A_s = 2,01 cm².

VIII.8.3 Ferrailage max en travée et sur appui de la nervure :

Tableau VIII.5 : Calcul des charges.

Files	N _{ELU} (kN)	P _u (kN/m)
1	5268,052	194,68
2	7826,02	293,109
3	6254,17	237,44
4	4108,70	160,92
5	4148,20	161,85
6	3698,57	153,15
7	2985,26	124,38
8	2578,05	107,42
9	2245,69	93,57

Comme les charges revenantes sont presque égales alors on prend la poutre la plus sollicité :

• Ferrailage longitudinal :

$$q_u = 256,68 \text{ kN/m.}$$

- $M_0 = ql^2/8$
- En travée $M_t = 0,85M_0$
- Sur appui $M_a = 0,5M_0$

Pour la travée (L=6,25m, nervure 90×150)

$$M_0 = 1253,32 \text{ kN.m} ; M_t = 1065,322 \text{ kN.m} ; M_a = 626,66 \text{ kN.m} ; b = 90 \text{ cm} ; d = 116 \text{ cm}$$

a. Travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{1065,322 \times 10^6}{900 \times 1160^2 \times 14,17} = 0,062$$

$$\mu_u = 0,062 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,062}) = 0,08.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 116(1 - 0,4 \times 0,08) = 112,288 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{1065,322 \times 10^6}{1122,88 \times 348} = 27,26 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **12T20** → A=37,70cm²

b. Appui :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{626,66 \times 10^6}{900 \times 1160^2 \times 14,17} = 0,036$$

$$\mu_u = 0,036 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}) = 0,093$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 116(1 - 0,4 \times 0,093) = 111,685 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{626,66 \times 10^6}{1116,85 \times 348} = 16,123 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **12T14** → A= 18,47cm²

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 900 \times 1160 \times \frac{2,1}{400} = 12,606 \text{ cm}^2 < 18,47 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

Tableau VIII.6 : Dimensionnement des armatures.

	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travee	37,70	12T20	48,91
Appui	18,47	12T14	25,70

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa})$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{256,68 \times 6,25}{2} = 802,125 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{802,125}{900 \times 1160} = 0,77 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- **Ferraillage transversal :**

- $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e}$ (K=1, pas de reprise de bétonnage).

- $S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

- $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$

- **RPA99 version 2003 :**

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 140\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

Avec : $\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 2,5\text{cm}$

$F_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=1,70\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $b=30\text{cm}$; $d=116\text{cm}$.

On trouve :

- $S_t = 15\text{cm}$Zone nodale.
- $S_t = 25\text{cm}$Zone courante.

$A_t \geq 4,50\text{cm}^2$.

On prend : **6T10** $\rightarrow A= 4,71\text{cm}^2$

Donc on prend : **4T12** $\rightarrow A= 4,52\text{cm}^2$.

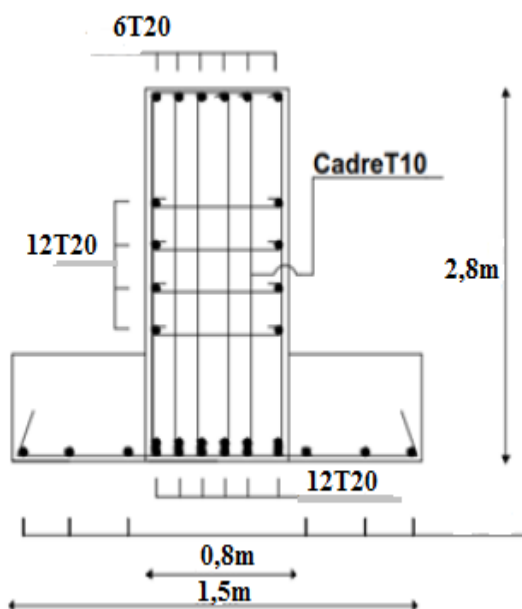


Figure VIII.6 : Ferrailage en appuis.

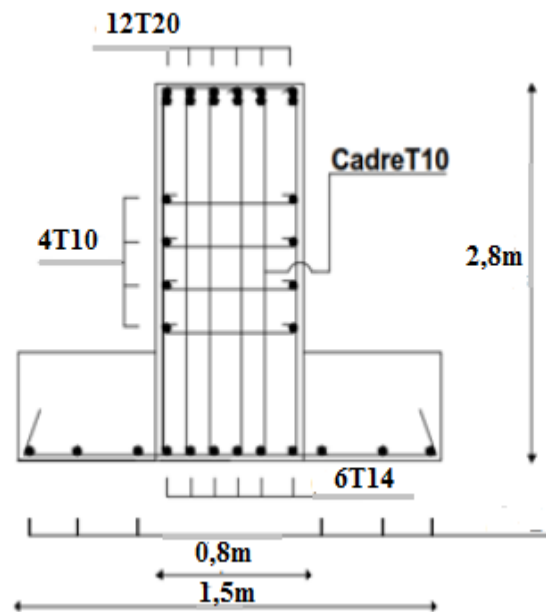


Figure VIII.7 : Ferrailage en travée

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'engager dans la vie professionnelle. Ce mémoire nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Les contraintes architecturales durant la disposition des palées de stabilité influent sur le comportement adéquat de la structure, ces derniers peuvent être évités si l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début du projet.
- Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul **ETABS**
- La disposition optimale des palées de stabilité de contreventement assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement
- La vérification des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par RPA99ver2003 et BAEL99.
- La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges pour notre cas la semelle filante croisé a vérifié tous les critères de sécurité imposé par les règlements en vigueur

Références bibliographiques

- Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- Document Technique Réglementaire Algérienne **D.T.R-C-2-47** ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », version 2013.
- Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).
- Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- EC4, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**.
- Cours charpente métallique 2, **Mr SETHI**.
- Université Saad Dahlab de Blida ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études**.