

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة سعد دحلب – البليدة 1

Université Saad Dahleb Blida 1



كلية التكنولوجيا

Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métalliques et mixtes

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+5 ETAGES EN CHARPENTE
METALLIQUE A USAGE BUREAU.

Etudié et réaliser par

BAKALEM Mohamed Amine & DAHOU Imad-Eddine

Devant le jury composé de :

Mr. RAHMANI.KH

U. Saad Dahleb-Blida

Président

Mme. HALFAYA. FZ

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

Mme. BADIS.W

U. Saad Dahleb-Blida

Promotrice

Blida, Juillet 2023.

REMERCIEMENTS

*Tout d'abord nous remercions **Allah** Le tout puissant de nous avoir donné la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre promotrice **madame BADIS** qui a contribué et assuré la direction de ce travail pour tout le soutien les orientations et la patience.*

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury, qui nous feront l'honneur d'estimer et juger notre travail.

Un grand remerciement aussi à l'ensemble des enseignants les travailleurs du département de l'université de Saad Dahlab «BLIDA ».

Nous remercions s'adresse aussi à tous les enseignants qui ont contribué à notre succès et réussite dans nos études.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études .Spécialement nos chers parents, qui ont toujours prié pour nous, qui n'ont pas cessé de nous encourager, de nous soutenir et qui ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui.

Dédicaces

À la source de mes efforts, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, à toi mon père.

À la lumière de mes jours, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que dieu te guérisse et te garde pour nous.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à mes frères sans oublier ma sœur, 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 et sans oublier mon binôme Mohamed Amine.

IMAD

Dédicaces

Je tiens à dédier ce modeste travail d'abord

Mes très chers parents qui ont sacrifié pour moi !

A ma très chère maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études. Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance. Je t'aime beaucoup maman.

À mon très cher père, son grand soutien et permanent encouragement pour donner le meilleur de moi-même, et qui m'a fourni les moyens d'être ce que je suis aujourd'hui ! Que dieu les protège et les garde pour moi.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à ma petite famille, mes frères Adel Islam Ayoub et Nazim sans oublier mes sœurs, à mes neveux Raed, Djawed, Ghaith et ma petite nièce Aylene, à toute la famille BAKALEM et MAZIGHI à mon grand-père que dieu te guérisse et te garde pour nous. À tous Mes tantes et oncles et à leurs filles et fils.

À tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès, à mon binôme Imad, et je souhaite à sa maman un bon établissement. à ma très chère amie Rym.

Mes frères Abdou, Walid, Imadou, Aissa Sari Youcef Basset Chakib

Et tous mes amis et mes collègues de prés et de loin sans exceptions

AMINE

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudiés un bâtiment à usage de bureaux, consiste d'un R+5étages.

La conception structurelle de ce bâtiment est en charpente métallique avec portiques poteaux poutres et des palées des stabilités triangulaires en X et en V

Cet immeuble est implanté dans la wilaya d'Alger (bir-khadem), qui est classée selon le RPA99 version 2003 comme zone de forte sismicité la zone III.

La pré-dimensionnement et la vérification des éléments résistants ont été faits conformément aux règlements Algériens (RPA99 V 2003, CCM97, EC3).

L'étude des charges (neige et vent) selon les normes RNV-2013 et le DTR 2.2

Ensuite, l'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS 2018. Après, la vérification des éléments structuraux a été effectuée à l'aide du logiciel précédent (ETABS 2018). On a pris l'étude des assemblages à l'aide des logiciels (IDEA Statica et ROBOT) selon les règlements en vigueur.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculs les fondations de notre structure après la consultation du rapport de sol et l'étude des charges du bâtiment.

Sommaire

REMERCIEMENTS

Dédicaces

Résumé

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Introduction Générale 1

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	5
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	5
I.3. Règlements utilisés	6
I.4. Système de contreventement.....	6
I.4.1. Les planchers.....	6
I.4.2. Les poteaux	10
I.4.3. Les poutres	10
I.4.4. Les fondations	10
I.4.5. Les assemblages	10
I.4.6. La maçonnerie	11
I.5. Les matériaux utilisés	11
I.5.1 Béton	11
I.5.2. Acier.....	11
I.6.3. Acier de Charpente métallique	12
I.6. Conclusion	12

Chapitre II :Pre-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	14
II.2. Evaluation des charges et surcharges	14
II.2.1. Plancher Terrasse Inaccessible	15
II.2.2. Plancher Terrasse et étage Courant.....	15
II.3. Prédimensionnement des solives	15
II.3.1. Prédimensionnement des solives du plancher terrasse inaccessible	16
II.3.2. Prédimensionnement des solives du plancher étage courant	22

II.4. Prédimensionnement des poutres secondaires.....	23
II.5. Prédimensionnement des poutres principales.....	23
II.5.1. Poutre principale planchers courant.....	30
II.6. Prédimensionnement des poteaux	31
II.7. Conclusion.....	36

Chapitre III :Etude climatique

III.1. Introduction	38
III.2. Etude de la neige	38
III.2.1. Introduction	38
III.2.2. Calcul des charges de la neige « S ».....	38
III.3. L'effet du vent.....	39
III.3.1. Introduction	39
III.3.2. Dimensionnement de l'ouvrage.....	39
III.3.4. Procédure de calcul.....	39
III.3.5. Principes du DTR RNV (version 2013)	40
III.3.6. Donnés relative au site.....	40
III.3.7. Les directions du vent.....	42
III.3.8. Détermination de la pression due au vent.....	43
III.4. Conclusions	56

Chapitre IV :Etude des éléments secondaires

IV.1. Acrotère.....	58
IV.1.1. Introduction	58
IV.1.2. Principe de calcul	58
IV.2. Prédimensionnement des escaliers.....	59
IV.2.1 le nombre de contre marche	60
IV.2.2. Prédimensionnement des éléments porteurs	60
IV.2.3 Prédimensionnement de la poutre palière	64
IV.3. Conclusion	64

Chapitre V :Etude dynamique en zone sismique

V.1. Introduction	66
V.2. Modélisation de la structure	66
V.2. 1. Modélisation de rigidité.....	66

V.2.2. Modélisation de la masse.....	66
V.3. Objectif de l'étude dynamique.....	67
V.4. La méthode de calcul.....	67
V.4 .1. Méthode statique équivalente	67
V.4 .2. Méthode dynamique modale spectrale.....	67
V.4 .3. Méthode dynamique par accélérogrammes.....	68
V.5. Classification selon le RPA99 version2003	68
V.5.1. Classification des zones sismique.....	68
V.5.2. Classification de l'ouvrage	68
V.5.3. Classification du site.....	68
V.6. Choix de la méthode de calcul.....	69
V.6.1. Méthode statique équivalente	69
V.6.2. Méthode d'analyse modale spectrale	70
V.6.3. Objectif de l'analyse spectrale	70
V.7. Résultats de l'analyse sismique	75
V .7.1. Model initial	75
V.7.2. Caractéristique dynamique propre du modèle initial.....	76
V .7.3. Model 2.....	76
V .7.4. Caractéristique dynamique propre du 2 ^{eme} modèle	77
V .7.5. Les vérifications du 2 ^{eme} modèle.....	78
V .7.6. Model final	79
V.7.8. Caractéristique dynamique propre du modèle final.....	81
V .7.9. Les vérifications du modèle final	81
V .8. Conclusion.....	82

Chapitre VI :Vérification de l'ossature

VI.1. Introduction.....	84
VI.2. Vérification des éléments structuraux.....	85
VI.2.1. Vérification des poteaux.....	86
VI.2.1.1. Hypothèse de calcul.....	86
VI.3. Vérification du déversement	95
VI .4. Vérification des poutres	96
VI .5. Vérification des palées de stabilité.....	96
VI .5.1. Suivant la direction X-X (double UPN160).....	96

VI .5.2. Suivant la direction Y-Y (double UPN160).....	97
VI .6. Conclusion :	98

Chapitre VII :Les Assemblages

VII.1. Introduction	100
VII .2. Les différents modes d’assemblages.....	100
VII.3. Vérification de l’assemblage poutre-solive (IPE360 – IPE 180.....	102
VII.4. Vérification de l’assemblage poteau-poutre principale	103
VII.4. 1. Vérification de l’assemblage poteau-poutre (HEA360 – IPE360)	103
VII.4. 2. Vérification de l’assemblage poteau-poutre (HEA400 – IPE360)	106
VII.5. Assemblage poteau-poutre secondaire	109
VII.6. Assemblages de contreventement.....	111
VII .7. Conclusion :	113

Chapitre VIII :Calcul des fondations

VIII.1. Introduction	115
VIII.2. Calcul des fondations	115
VIII.3. Choix de type de semelle	115
VIII.3.1. Semelles isolées	115
VIII .4. Dimensionnement de nervure.....	117
VIII .5. Vérification de la stabilité de la semelle	118
VIII .6. Vérification des contraintes sous la fondation	118
VIII .7. Vérification de la contrainte tangentielle du béton	122
VIII .8. Conclusion.....	124
Conclusion Générale.....	125

Références bibliographiques

Annexes

Liste des Figures

Figure I. 1: Schéma de la façade principale.....	5
Figure I. 2: Plan du RDC + étages courants.	6
Figure I. 3: Plancher collaborant.....	7
Figure I. 4: Coupe du plancher collaborant.	7
Figure I. 5: Bac d'acier type Hi-Bond55.	8
Figure I. 6: Goujons soudée.....	8
Figure I. 7: Les escaliers.....	9
Figure I. 8: Garde-corps.....	10
Figure II. 1: Schéma statique de la solive.....	16
Figure II. 2: Largeur participante de la dalle.	19
Figure II. 3: Schéma de position des connecteurs de solive.	22
Figure II. 4: Largeur participante de la dalle.	27
Figure II. 5: Schéma de position des connecteurs de poutre.	30
Figure II. 6: Schéma statique du poteau pour les RDC et EC	34
Figure III. 1: Les direction du vent.....	43
Figure III. 2: Hauteur de référence Z_e	43
Figure III. 3: Légende pour les parois verticales-sens V1, V3.	47
Figure III. 4: Valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale sens V1, V3.	48
Figure III. 5: Légende pour les toitures plates.	48
Figure III. 6: Valeurs de C_{pe} pour la toiture - direction V1, V3 du vent.	49
Figure III. 7: Les ouvertures dans notre structure.....	50
Figure III. 8: Légende pour les parois verticales-sens V2, V4.	51
Figure III. 9: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales-sens V2.....	52
Figure IV. 1: Dimension de l'acrotère.....	58
Figure IV. 2: Sollicitations de l'acrotère.	59
Figure IV. 3: Schéma d'une marche.	60
Figure IV. 4: Les charges sur la cornière.....	60

Figure V. 1: Spectre de répons.....	71
Figure V. 2: Vue 3D du modèle initial.	75
Figure V. 3: Vue 3D du 2eme modèle.	77
Figure V. 4: Disposition des contreventements pour le modèle final.....	80
Figure VI. 1: Phénomène du flambement.....	85
Figure VI. 2: Phénomène de déversement.	85
Figure VI. 3: La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.....	87
Figure VII. 1: Exemples des assemblages boulonnés.....	101
Figure VII. 2: Exemples des assemblages soudés.	101
Figure VII. 3: Schéma de l'assemblage poutre – solive.	102
Figure VII. 4: Assemblage poutre platine.....	104
Figure VII. 5: Vue « 3D » de l'assemblage Poteau – Poutre.....	106
Figure VII. 6:Assemblage poutre platine.....	107
Figure VII. 7: Vue « 3D » de l'assemblage Poteau – Poutre.....	109
Figure VIII. 1: Dimensions de la semelle isolée.....	115
Figure VIII. 2: Ferrailage en appuis.	124
Figure VIII. 3: Ferrailage en travée.	124

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier.....	12
Tableau II. 1: Caractéristiques du profilé IPE180.....	16
Tableau II. 2: Résumé des résultats solive 4.3m phase finale.....	23
Tableau II. 3: Caractéristiques du profilé IPE 300.....	24
Tableau II. 4: Solives de plancher courant.....	30
Tableau II. 5: Poutre principale planchers courant.....	31
Tableau II. 6: Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	33
Tableau II. 7: La descente de charges permanentes et charges d'exploitation.....	33
Tableau II. 8: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	34
Tableau II. 9: Les vérifications du flambement pour poteau central.....	35
Tableau II. 10: Choix de profiles.....	36
Tableau III. 1: Résumé des étapes de calcul.....	40
Tableau III. 2: La pression dynamique de référence $q_{réf}$	41
Tableau III. 3: La vitesse de référence de vent $V_{réf}$	41
Tableau III. 4: Définition des catégories de terrain.....	42
Tableau III. 5: : Définition catégorie de terrain.....	42
Tableau III. 6: Coefficient de rugosité et indice de turbulence.....	44
Tableau III. 7: Coefficient d'exposition et pression de C_e et q_p (Z_e).....	45
Tableau III. 8: Résultat des différents coefficients en fonction de Z_e (m).....	46
Tableau III. 9: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sens V1, V3.....	47
Tableau III. 10: Les surface et les valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse inaccessible-sens (V1, V3).....	49
Tableau III. 11: Les résultants de $W(Z_j)$, Paroi verticale (senseV1, V3).....	51
Tableau III. 12: Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse inaccessible (senseV1, V3).....	51
Tableau III. 13: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales-sens V2, V4.....	52
Tableau III. 14: Les surface et les valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse-sens V2, V4.....	53
Tableau III. 15: Les résultants de $W(Z_j)$, Paroi verticale (senseV2, V4).....	53
Tableau III. 16: Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse inaccessible (senseV2, V4).....	54

Tableau III. 17: Les résultants de Fw, Paroi verticale (senseV1, V3)	54
Tableau III. 18: Les résultants de Fw, Terrasse inaccessible (senseV1, V3).....	54
Tableau III. 19: Les résultants de Fw, Paroi verticale (senseV2, V4)	55
Tableau III. 20: Les résultants de Fw, Terrasse inaccessible (senseV2, V4).....	55
Tableau IV. 1: Caractéristiques du profilé L30×30×3	61
Tableau IV. 2: Caractéristiques du profilé L40×40×4.....	62
Tableau V. 1: Valeurs du facteur de qualité	74
Tableau V. 2: Caractéristique de la force sismique	74
Tableau V. 3: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	76
Tableau V. 4: Période et facteurs de participation massique du 2 ^{ème} modèle.....	77
Tableau V. 5: Vérification de la force sismique totale V du 2 ^{ème} model	78
Tableau V. 6: Vérification des déplacements inter étages du 2 ^{ème} model	79
Tableau V. 7: Période et facteurs de participation massique du modèle finale	81
Tableau V. 8: Vérification de la force sismique totale V du model finale	82
Tableau VI. 1: Efforts internes des poteaux sous N max pour chaque niveau	87
Tableau VI. 2: Résultats de la vérification des poteaux 1 ^{ère} étage + 2 ^{ème} étage 2 ^{ème} cas ...	89
Tableau VI. 3: Résultats de la vérification des poteaux Niveau RDC+ 1 ^{ère} étage 3 ^{ème} cas .	90
Tableau VI. 4: Caractéristiques du profilé croisé HEA360	90
Tableau VI. 5: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage 1 ^{er} cas ...	91
Tableau VI. 6: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage 1 ^{er} cas ...	91
Tableau VI. 7: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage 2 ^{ème} cas .	92
Tableau VI. 8: Caractéristiques du profilé croisé HEA300	92
Tableau VI. 9: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage 1 ^{er} cas ...	93
Tableau VI. 10: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage 2 ^{ème} cas	93
Tableau VI. 11: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage 2 ^{ème} cas	94
Tableau VI. 12: Résultats de la vérification des poteaux	94
Tableau VII. 1: Caractéristiques des boulons.	100
Tableau VII. 2: Caractéristique des profilés assemblés	111
Tableau VIII. 1: Sections des semelles filantes.	116

Tableau VIII. 2: Vérification au renversement	118
Tableau VIII. 3: Vérification de la contrainte à ELS.....	119
Tableau VIII. 4: Ferrailage pour les semelles.....	120
Tableau VIII. 5: Calcul des charges.....	120
Tableau VIII. 6: Dimensionnement des armatures	122

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 : Modulus 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_t : 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.
- \emptyset : 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_c : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_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.
- T_u : 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 sismiques.

Introduction Générale

Introduction générale

Construire a toujours été l'une des plus grandes préoccupations de l'humanité et l'une de ses professions préférées. La construction d'ouvrages a fait l'objet de nombreuses interrogations portant principalement sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement, ces projets bâtiments sont toujours endommagés par des catastrophes naturelles, telles que : tremblements de terre, cyclones, volcans, etc.

Par conséquent, les ingénieurs sont appelés à concevoir des structures avec une bonne rigidité et une résistance suffisante pour sauver des vies humaines. Il faut donc suivre de nouvelles techniques de construction

L'une de ces nouvelles technologies est la construction parasismique, qui est sans doute le moyen le plus fiable de prévenir les risques sismiques. Elle nécessite le respect préalable des règles normales de bonne construction, mais elle repose également sur des principes spécifiques dus à la nature particulière des sollicitations sismiques. Ces principes et leur mode d'application sont généralement plus ou moins contenus dans le code sismique. Règlement parasismique algérien « **RPA99** édition **2003** », le but de ce règlement est d'assurer une protection acceptable de la vie humaine et des bâtiments.

Le projet de fin d'étude consiste l'étude d'un bâtiment à ossature métallique (R+5) à Alger, une zone de forte activité sismique "Zone **III**", destinée à usage (bureau). En appliquant le Règlement Technique "**DTR**" en vigueur, le Code Antisismique Algérien **RPA** et le Code **CM97** pour la Conception et le Calcul des Structures à Ossatures d'Acier

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

- ❖ Le 1^{ère} chapitre comprend une introduction au projet, couvrant les caractéristiques géométriques du bâtiment ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux destinés à le réaliser.
- ❖ Dans Le 2^{ème} chapitre nous intéressons aux recherches sur le climat qui peuvent avoir un impact sur le comportement de nos structures
- ❖ Le 3^{ème} chapitre couvrira 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 réalisée 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).

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage (Bureaux), implantée à **Bir-khadem** la wilaya d'**Alger**. La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 5 étages.

- Hypothèses climatiques : Zone B pour la neige
Zone I pour le vent (selon le RNV2013)

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**)

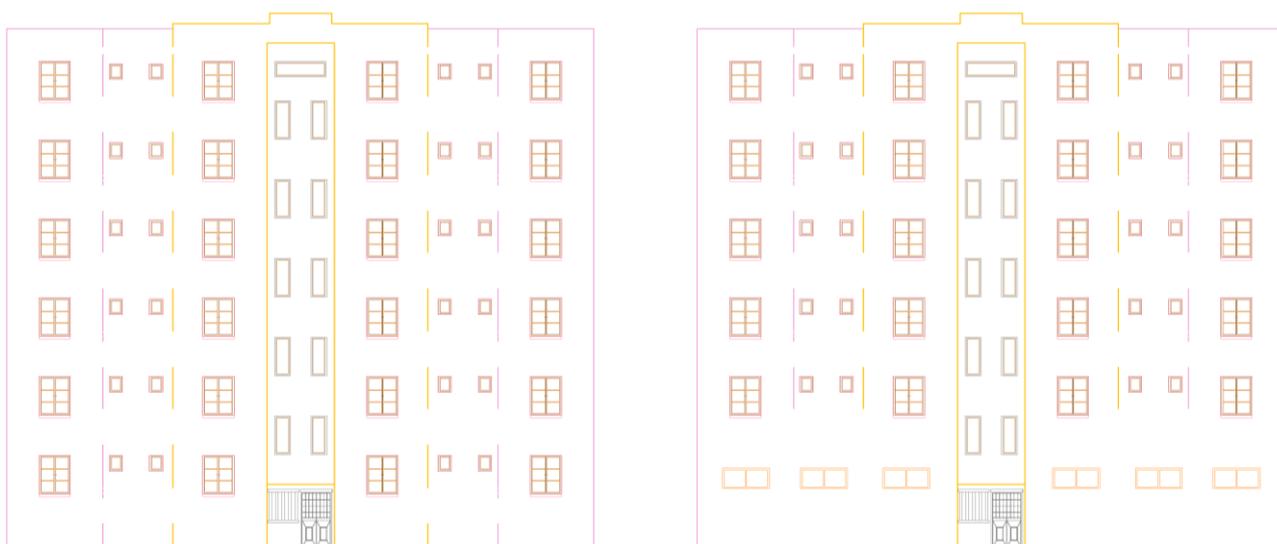


Figure I. 1: Schéma de la façade principale.

I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

- **Dimension en élévation :**

- Hauteur de RDC.....3,06m
- Hauteur des étages courants.....3,06m
- Hauteur totale du bâtiment.....21m

- **Dimension en plan :**

- La longueur de bâtiment.....21m
- La largeur de bâtiment.....23m

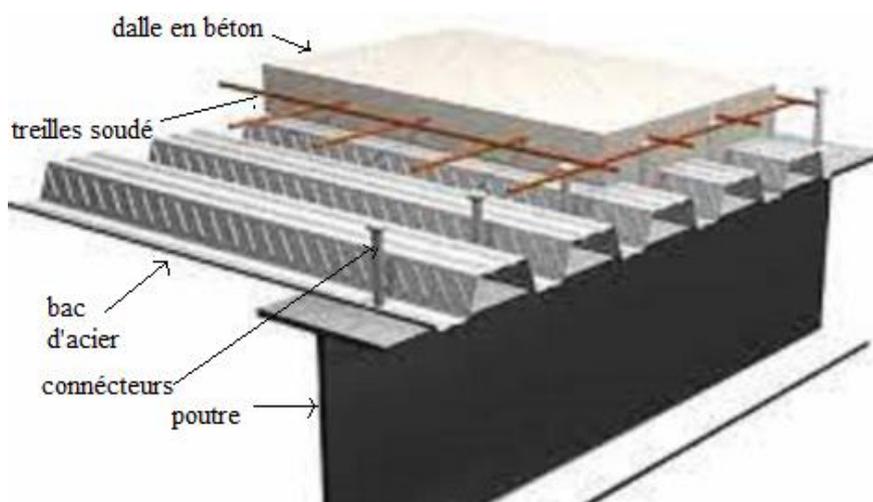


Figure I. 3: Plancher collaborant.

a. Dalle en béton :

Selon l'**EUROCODE4**, l'épaisseur totale h_t des panneaux composites doit être d'au moins 80 mm. L'épaisseur de béton h_c au-dessus du plan principal du dessus de la nervure ne doit pas être inférieure à 40 mm. Si la dalle a un effet mixte avec la poutre ou est utilisée comme cloison, h_t doit être d'au moins 90 mm et h_c ne doit pas être inférieure à 50 mm.

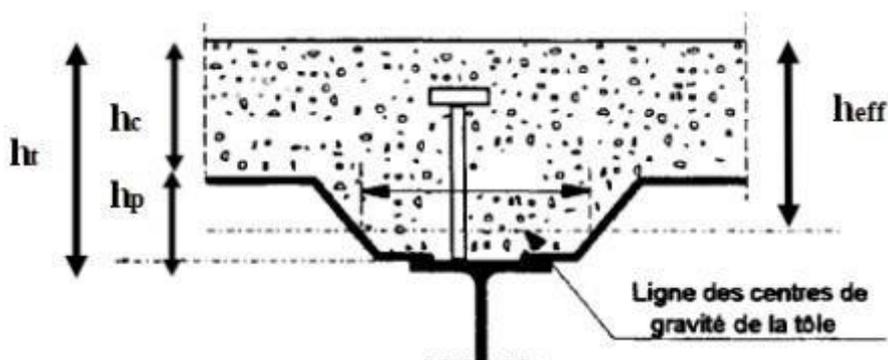


Figure I. 4: Coupe du plancher collaborant.

b. Bac d'acier :

Le tablier en acier est de type Hi-Bond55. Cet élément forme le coffrage de la dalle béton, ce qui permet :

- Assure un coffrage efficace et étanche en éliminant les opérations de décoffrage.
- Construire une plate-forme de travail avant la mise en œuvre.

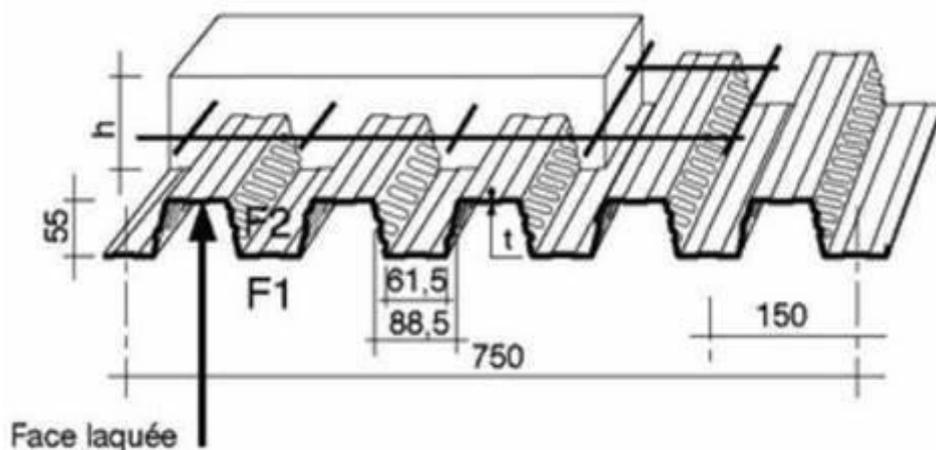


Figure I. 5: Bac d'acier type Hi-Bond55.

c. Les connecteurs :

Les assemblages acier-béton sont constitués de connecteurs qui permettent un comportement hybride entre les poutres en acier et le béton. La conception de l'assemblage vise essentiellement à résister aux forces de cisaillement horizontales. Dans notre cas nous utilisons des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudure.

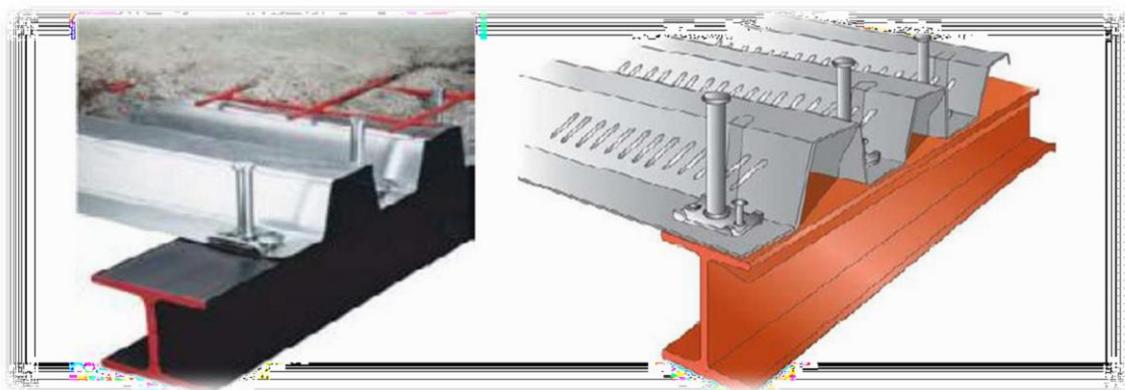


Figure I. 6: Goujons soudée.

d. Escalier :

Un escalier est une structure constituée d'une suite régulière de niveaux (marches et paliers) qui permet de se déplacer d'un niveau d'un bâtiment à un autre. La structure ne contient que des escaliers en acier.

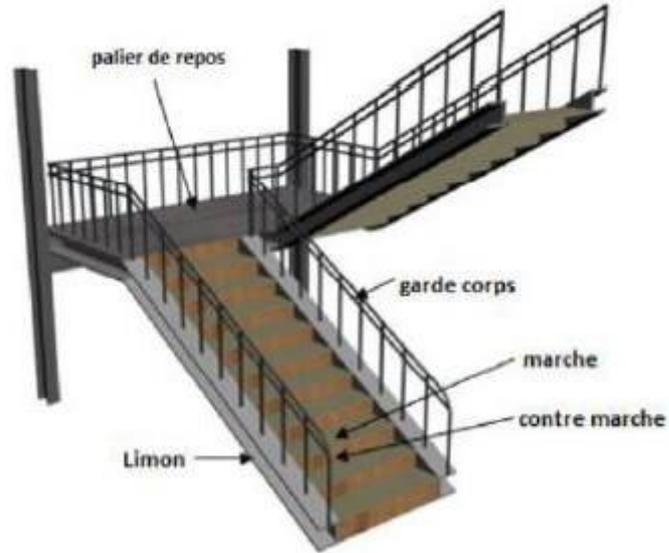


Figure I. 7: Les escaliers.

e. Les garde-corps métalliques :

L'acier peut être utilisé pour différentes parties du garde-corps :

- Mains courantes.
- Montant pouvant être constitué :
- Supports ou remplissages instables pour les garde-corps, qui peuvent être constitués de panneaux perforés ou pleins en acier ou en métal déployé.
- Les rails de protection intermédiaires peuvent être constitués de côtés pleins ou de câbles inox ronds, à tige ou tendus.

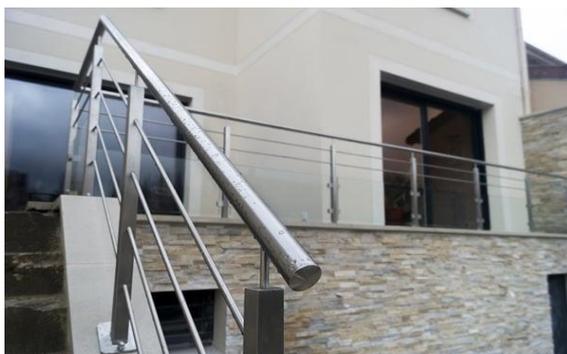


Figure I. 8: Garde-corps.

I.4.2. Les poteaux

Il s'agit d'éléments de charpente métallique, généralement en profilés HEA.

I.4.3. Les poutres

Ce sont des éléments de charpente métallique, généralement en profilés IPE. Il existe deux types de poutres (poutres principale et poutres secondaires).

I.4.4. 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.4.5. Les assemblages

Les assemblages principaux structuraux assurant la stabilité sont :

- **Assemblage par soudure :**

En charpente métallique, les assemblages sont effectivement plus rigides par rapport à d'autres méthodes de construction. Cela est dû à la nature des matériaux utilisés, tels que l'acier, qui offre une résistance élevée.

En ce qui concerne les moyens de chauffage utilisés pour élever la température de fusion des pièces métalliques à assembler, deux méthodes couramment utilisées sont le soudage à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique.

- **Assemblage boulonné**

Le boulonnage est l'un des moyens d'assemblage les plus couramment utilisés en construction métallique. Il offre plusieurs avantages, notamment sa facilité de mise en œuvre et les possibilités de réglage qu'il permet sur site.

Nous avons choisi d'utiliser des boulons de haute résistance (HR). Ces boulons HR sont composés d'une tige filetée, d'une tête portée hexagonale ou carrée et d'un écrou en acier.

I.4.6. La maçonnerie

Les murs de notre structure seront réalisés en utilisant des briques creuses et du Placoplatre BA13, L'utilisation de briques creuses et de Placoplatre BA13 permettra de construire des murs solides et durables

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

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

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

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

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

I.5. Les matériaux utilisés

I.5.1 Béton

Le béton est un matériau de construction largement utilisé, composé de différents éléments mélangés dans des proportions spécifiques. Selon les informations que vous avez fournies, voici la proportion des matériaux dans 1 m³ de béton :

Ciment (type C.E.M) : 350 kg/m³

Gravier : 700 litres/m³

Sable : 500 litres/m³

Eau : 175 litres/m³

I.5.2. Acier

Les caractéristiques différentes mécaniques de l'acier sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E_a = 210\,000\text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement : $G_a = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$
- Coefficient de poisson : $\nu_a = 0,3$
- Masse volumique : $\rho = 78,5\text{ KN/m}^3$

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nomina

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier.

Nuance nominale de l'acier	Epaisseur t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	460
Fe 510	355	510	335	490

I.6.3. Acier de Charpente métallique

- D'après les informations fournies, voici les caractéristiques de l'acier S275 :
- Limite élastique : $f_y = 275$ MPa (méga pascals)
- Résistance à la traction : $f_u = 430$ MPa
- Densité volumique : $\rho = 7850$ kg/m³ (kilogrammes par mètre cube)
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000$ MPa
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000$ MPa
- Coefficient de Poisson : $\mu = 0.3$

I.6. 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 construction. Nous avons ensuite défini les éléments structuraux d'un bâtiment en général et déterminé les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la charpente métallique.

Chapitre II

Pre-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs de la structure, tels que les poteaux et les poutres, est réalisé en se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers. Ces charges sont ensuite transmises aux éléments porteurs qui les transmettent à leur tour aux fondations. Pour effectuer cette estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs, les règles de calcul utilisées sont celles définies dans les normes [DTR2.2, EC3 et EC4]

➤ **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.

II.2. 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.

II.2.1. Plancher Terrasse Inaccessible• **Charges permanentes**

1-	Protection en gravillon (e=0,5cm)	0,85kN/m ²
2-	Etanchéité multicouches.....	0,12kN/m ²
3-	Forme de pente (emoy=10cm).....	2,00kN/m ²
4-	Isolation thermique (liège) (e=4cm).....	0,16kN/m ²
5-	Dalle en béton arme(e=12cm)	2,13kN/m ²
6-	Bac d'acier (HIBON55 e=0,88mm).....	0,11kN/m ²
7-	Faux plafond	0,2kN/m ²

 $G=5.57N/m^2$ • **Surcharge d'exploitation**Terrasse inaccessible..... **$Q=1,00kN/m^2$** **II.2.2. Plancher Terrasse et étage Courant**• **Charges permanentes:**

1-	Dalle de sol	0,41kN/m ²
2-	Mortier de pose (e=2cm ; $\rho=20kN/m^3$).....	0,40kN/m ²
3-	Lit de sable (e=3cm ; $\rho=18kN/m^3$).....	0,54kN/m ²
4-	Dalle en béton arme(e=12cm)	2,13kN/m ²
5-	Bac d'acier (HI-BOND55).....	0,11kN/m ²
6-	Climatisation	0,3kN/m ²
7-	Faux plafond	0,1kN/m ²
8-	Cloison de réparation(e=10cm)	1kN/m ²

 $G=4.99KN/m^2$ • **Surcharge d'exploitation:**

Usage de bureau

2.5KN/m²**II.3. 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.

On pré-dimensionnera la solive qui a une portée égale à $L=4.3\text{m}$ avec un espacement de 2.6m.

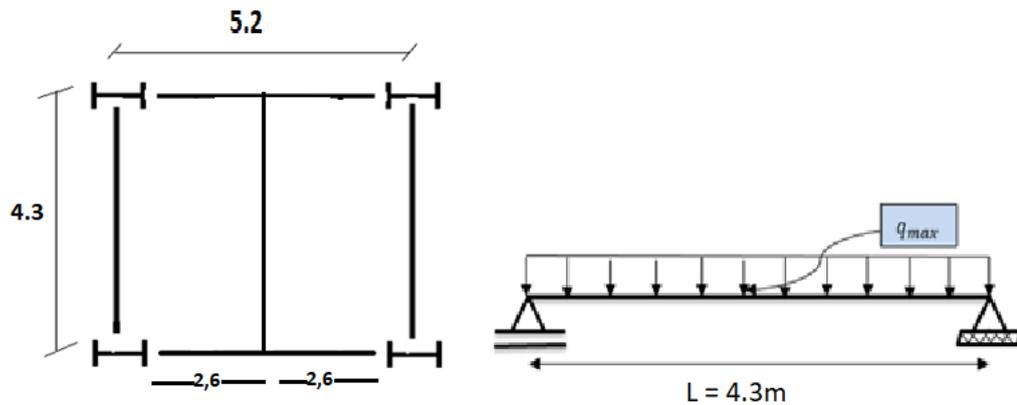


Figure II. 1: Schéma statique de la solive.

II.3.1. Prédimensionnement des solives du plancher terrasse inaccessible

On prend IPE 180 dont les caractéristiques suivantes :

Tableau II. 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 _{nb} (cm ³)	W _{nlr} (cm ³)	i _y (cm)	i _x (cm)	A _{ax} (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..... gp = 0.188KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....Gb =2.13 KN/m²
- Poids du bac d'acier (HB55)gbac=0,11 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier)QC= 0,75KN/m²
- L'entraxe entre les solives est de 2.6 m.

- **Combinaisons des charges :**

- **E.L.U:**

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

$$q_u = 1,35 \times [(0,188 + (2,13 + 0,11) \times 2,6)] + 1,5 \times 0,75 \times 2,6$$

$$q_u = 11,041 \text{ KN/ml}$$

- **E.L.S :**

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

$$q_{ser} = 0,188 + (2,13 + 0,11 + 0,75) \times 2,6$$

$$q_{ser} = 7,962 \text{ KN/ml}$$

- **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 : $M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11,041 \times 4,3^2}{8} = 25,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166,4 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 41,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{25,52}{41,6} = 0,613$$

- **Vérification de la résistance à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad \text{Avec } A_v = 1125 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{1125 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 162,38 \text{ KN}$$

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,041 \times 4,3}{2} = 23,74 \text{ KN}$$

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

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

$$V_{sd} = 23.74 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 81.19 \text{ KN}$$

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 vérifier que : $f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{4300}{250} = 17.2 \text{ mm}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7.962 \times 4300^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 12.81 \text{ mm}$$

→ $f < f_{adm}$ La Condition est Vérifié

- **Vérification au déversement :**

On considère que Le bac d'acier (**HB55** est un maintien latéral)

➤ **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..... $G = 5.57 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.
- L'entraxe entre les solives est de 2.6 m.

- **Combinaisons des charges :**

- **E.L.U:**

$$q_u = 1.35 \times [(0.188 + (5.57 \times 2.6))] + 1.5 \times 1 \times 2.6$$

$$q_u = 23.7 \text{ KN/ml}$$

- **E.L.S**

$$q_{ser} = 0.188 + (5.57 + 1) \times 2.6$$

$$q_{ser} = 17.27 \text{ KN/ml}$$

▪ **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 :

$$b_{eff} = \min \begin{cases} 2 L/8 = 1.075m \\ e = 2.6m \end{cases} \quad b_{eff} = 1.075 \rightarrow \mathbf{b_{eff} = 1.075m}$$

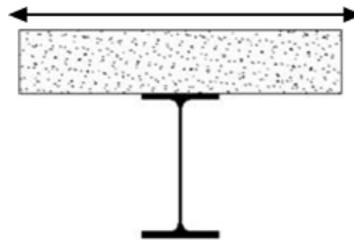


Figure II. 2: Largeur participante de la dalle.

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

$$R_{béton} = 0.57 \times 25 \times 1075 \times 95 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad R_{béton} = 1455.28 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 2395 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad R_{acier} = 625.69 \text{ KN}$$

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

▪ **Les vérifications :**

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

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

$$M_{plrd} = 625.69 \left\{ \frac{180}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{625.69 \times 95}{2 \times 1455.28} \right) \right\} = 137.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{23.7 \times 4.3^2}{8} = 54.78 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 54.78 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 137.4 \text{ KN.m} \rightarrow$ La condition de la résistance est vérifiée

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{54.78}{137.4} = 0.4$$

➤ **Vérification de la résistance à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \text{ Avec } A_v = 1125 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{1125 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 162.38 \text{ KN}$$

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{23.7 \times 4.3}{2} = 50.95 \text{ KN}$$

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

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

$$V_{sd} = 50.95 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 81.19 \text{ KN}$$

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

• **Vérification de la rigidité :**

$$\text{Il faut vérifier que : } f^{max} < f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{4300}{250} = 17.2 \text{ mm}$$

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2395}{1075 \times 95} = 0.0235$$

$$I_c = \frac{2395 \times [95 + (2 \times 55) + 180]^2}{4[1 + (15 \times 0.0235)]} + \frac{1075 \times 95}{15 \times 12} + (1317 \times 10^4) = 78.79 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 17.27 \times 4300^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 78.79 \times 10^6} = 0.178 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 4.65 \text{ mm} \rightarrow f^{max} < f_{adm} \quad \text{La Condition est Vérifiée}$$

• **Vérification du déversement :**

On considère que les poutres sont maintenues 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):**

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

- 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

$$\gamma_v = 1.25 \text{ et } \begin{cases} \alpha = \left(0.2 \frac{h}{d}\right) + 1 & \text{si: } 3 < \frac{h}{d} < 4 \\ \alpha = 1 & \text{si : } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

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

Application numérique

$\text{Prd} = \min (81.656\text{KN} ; 73.133\text{KN}) \rightarrow \text{Prd}=73.133\text{KN}$

• **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 :

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \frac{h_c}{h_p} - 1$$

- 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 :**

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

$$RL = \inf (1455.28; 624.3875) \rightarrow RL = 624.3875 \text{KN}$$

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

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

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

L'espace minimal :

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

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

$$Esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{4300}{22-1} = 204.76 \text{ mm} \quad E_{min} < 204.76 < E_{max} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc on prend **22 connecteurs** pour toute la portée de la solive avec un espacement de **205mm**

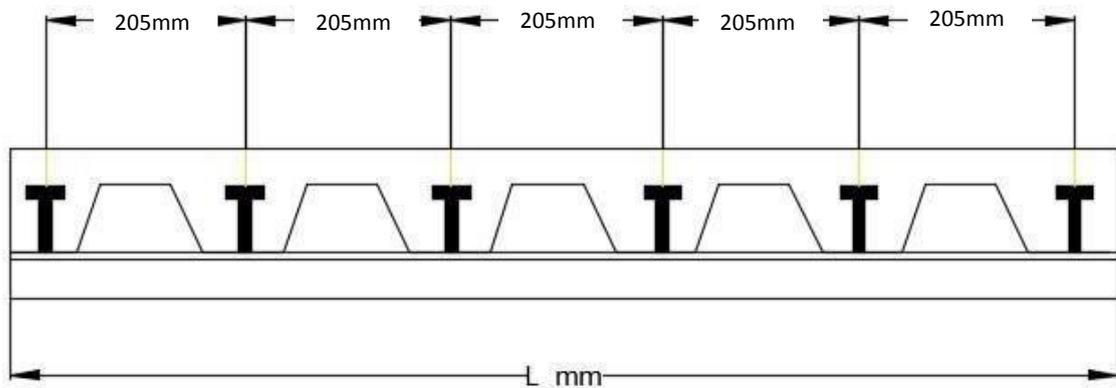


Figure II. 3: Schéma de position des connecteurs de solive.

II.3.2. Prédimensionnement des solives du plancher étage courant

❖ **Pour Solive L=4.3m :** On prend IPE 180

➤ **Phase de construction :**

La même vérification que dans la solive (4.3m) de terrasse inaccessible (III.4.1)

➤ Phase finale :

Tableau II. 2: Résumé des résultats solive 4.3m phase finale.

Vérification du profilé en phase de construction		
Combinaisons des charges:	$q_u=27.52\text{KN/ml}$	$q_s=19.66\text{KN/ml}$
Vérification de la résistance à la flexion		
$M_{sd}=63.61\text{ KN.m}$	141.407KN.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		
$f_{\max}=8.81\text{ mm}$	$f_{adm}=17.2\text{mm}$	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 (4.3m).

II.4. Prédimensionnement des poutres secondaires

Les mêmes étapes de calcul des solives ont été suivies pour le calcul des poutres secondaires alors la poutre secondaire ont la même section des solives

II.5. Prédimensionnement des poutres principales

La poutre la plus sollicitée a une portée de 5.2 m

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h: \text{ la hauteur du profile} \\ L: \text{ la longueur de la poutre} \end{array} \right.$$

$$\frac{5200}{25} \leq h \leq \frac{5200}{15} \rightarrow 208\text{mm} \leq h \leq 346.67\text{mm}$$

On choisit un **IPE 300** qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau II. 3: Caractéristiques du profilé IPE 300.

DESIGNATION	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 300	42.2	53.81	300	150	7.1	10.7	8356	603.8	628.4	12.45	3.35

➤ **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 = 0.422KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G_b =2.13KN/m².
- Poids du bac d'acier (HB55)..... g_{bac}=0,11 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier)..... Q_C= 0,75KN/m²

▪ **Calcul des réactions des solives :**

On utilise la formule suivante pour le calcul :

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

❖ **Solive de porte 4.3m :**

- **E.L.U :**

$$R_u = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2} = \frac{11.041 \times 4.3}{2} = 23.74 \text{ KN} \rightarrow 2R_u=47.48\text{KN}$$

- **E.L.S:**

$$R_{ser solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2} = \frac{7.962 \times 4.3}{2} = 17.12\text{KN} \rightarrow 2R_{ser}=34.24\text{KN}$$

• **Combinaisons des charges :**

- **E.L.U:**

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

$$q_u = 1.192 \text{ KN/ml}$$

- E.L.S :

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

$$q_{ser} = 0.871 \text{ KN/ml}$$

▪ 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 :
$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1.192 \times 5.2^2}{8} + \frac{47.48 \times 5.2}{2} = 127.477 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628.4 \times 275}{1.1} = 157.1 \text{ KN.m}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{127.477}{157.1} = 0.81$$

➤ Vérification de la résistance à l'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \text{ Avec } A_v = 2568 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{2568 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} = 370.66 \text{ KN}$$

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{R_u \times 3}{2} = \frac{1.192 \times 5.2}{2} + \frac{47.48 \times 3}{2} = 72 \text{ KN}$$

• Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = 72 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 185.33 \text{ KN}$$

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 vérifier que : $f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5200}{250} = 20.8\text{mm}$

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

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.871 \times 5200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 8365 \times 10^4} = 0.47\text{mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 34.24 \times 10^3 \times 5200^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 8365 \times 10^4} = 13.56\text{mm}$$

$f^{max} = 0.47 + 13.56 = 14.03 \text{ mm} \rightarrow f^{max} < f_{adm}$ La Condition est Vérifié

- **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.....gp = 0.422KN/m.
- Charge permanente.....G = 5.57KN/m²
- Surcharge d'exploitation.....Q = 1KN/m².
- L'entraxe entre les solives est de 2.6 m.

- **Calcul des réactions des solives**

$$\text{ELU : } R_{usolive} = \frac{q_{usolive} \times L_{solive}}{2} = \frac{23.74 \times 5.2}{2} = 61.62 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_{s solive} = \frac{q_{s solive} \times L_{solive}}{2} = \frac{17.12 \times 5.2}{2} = 44.51 \text{ KN}$$

- **Combinaisons des charges :**

- **E.L.U:**

$$q_u = 1,35 \times [(0.422 + (5.57 \times 0.11))] + 1,5 \times 1 \times 0,11$$

$$q_u = 1.56 \text{ KN/ml}$$

- E.L.S :

$$q_{ser} = 0.422 + (5.57 + 1) \times 0,11$$

$$q_{ser} = 1.145 \text{ KN/ml}$$

▪ **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 :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2 \times L_0}{8}, \frac{2 \times 5.2}{8}, 2.6 \right\} \rightarrow b_{eff} = 1.3 \text{ m}$$

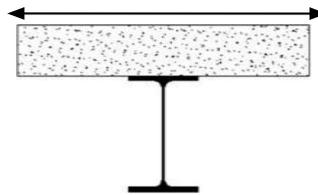


Figure II. 4: Largeur participante de la dalle.

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

$$R_{béton} = 0.57 \times 25 \times 1300 \times 95 \times 10^{-3} \rightarrow R_{béton} = 1759.88 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} \rightarrow R_{acier} = 1405.79 \text{ KN}$$

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

▪ **Les vérifications :**

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

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

$$M_{plrd} = 1405.79 \left\{ \frac{300}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1405.79 \times 95}{2 \times 1759.88} \right) \right\} = 368.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1.56 \times 5.2^2}{8} + \frac{61.62 \times 5.2}{2} = 165.49 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 165.49 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 368.4 \text{ KN.m} \rightarrow$ La condition de la résistance est vérifiée

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{165.49}{368.4} = 0.45$$

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

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad \text{Avec } A_v = 4305 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{4305 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 521.37 \text{ KN}$$

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{R_u \times 3}{2} = \frac{1.56 \times 5.2}{2} + \frac{61.62 \times 3}{2} = 96.49 \text{ KN}$$

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

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

$$V_{sd} = 96.49 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 310.68 \text{ KN}$$

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 vérifier que : $f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5200}{250} = 20.8 \text{ mm}$

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

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{5381}{1300 \times 95} = 0.0436$$

$$I_c = \frac{5381 \times [95 + (2 \times 55) + 300]^2}{4[(1 + (15 \times 0.0436))]} + \frac{1300 \times 95}{15 \times 12} + (8356 \times 10^4) = 290.98 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.145 \times 5200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 290.98 \times 10^6} = 0.178 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 44.51 \times 10^3 \times 5200^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 290.98 \times 10^6} = 5.06 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0.178 + 5.06 = 5.25 \text{ mm} \rightarrow f^{max} < f_{adm} \quad \text{La Condition est Vérifié}$$

• **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 : $hsc=95\text{mm}$
 - Diamètre de connecteur : $d=19\text{mm}$

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

➤ Détermination de Prd (Résistance au cisaillement) :

• Influence du sens du bac d'acier K_t :

K_t 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

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

• Détermination de RL :

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

$$RL = \inf (1759.88; 1405.79) \rightarrow RL = 1405.79\text{KN}$$

• Nombre de connecteur : par demi-portée

$$\frac{R_L}{Prd} = Nbr = \frac{1405.79}{51.1931} = 27.46$$

Soit $N=28$ goujons sur le demi-long de la poutre ; c'est-à-dire **56 connecteurs** sur toute la longue totale de la poutre.

- **L'espace minimal :**

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

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

$$Esp = \frac{L}{Nbr - 1} = \frac{5300}{56 - 1} = 96.36mm$$

$$E_{min} < 96.36 < E_{max} \rightarrow \text{verifier}$$

Donc on prend **86 connecteurs** pour toute la portée de la poutre avec un espacement de **95mm**.

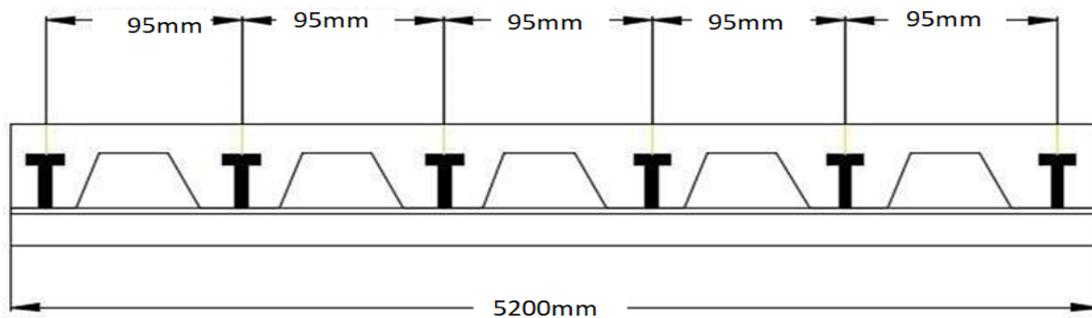


Figure II. 5: Schéma de position des connecteurs de poutre.

II.5.1. Poutre principale planchers courant

- **Phase de construction**

On suit les mêmes étapes que précédemment :

$$G = 2,13KN/m^2$$

$$\text{Plancher courant avec : } \{ Q = 0,75KN/m^2$$

Tableau II. 4: Solives de plancher courant.

Plancher courant		
Msd = 64. 31kN.m	Mpl,rd = 140.08kN.m	Ratio : 46%
Vsd = 45.94kN	Vpl,rd = 178.64kN	Ratio : 25.71%
f max = 9.84mm	fadm = 11.25mm	Ratio : 87.46%

- **Phase finale**

On suit les mêmes étapes que précédemment :

$$\text{Plancher courant avec : } \{ G= 4.99KN/m^2$$

$$Q = 2.5KN/m^2$$

Tableau II. 5: Poutre principale planchers courant.

Planchers courant		
Msd =132.07kN.m	Mpl,rd = 452.65 kN.m	Ratio : 29.17 %
Vsd = 97.92 kN	Vpl,rd = 489.17 kN	Ratio : 20 %
$f_{max} = 18.18\text{mm}$	$f_{adm} = 24 \text{ mm}$	Ratio : 75.75 %

II.6. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression.

Leur section doit présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux.

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

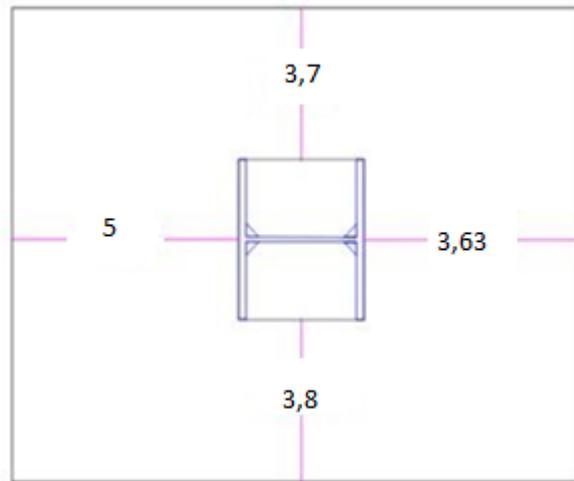
1. De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré à l'E.L.U qui sollicite le poteau. $N_s = 1,35G + 1,5Q$
 G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.
 Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.
2. On calcul la section minimale du profilé d'acier aux E.L.U selon le CCM97.

- **Poteau central :**

Le poteau le plus sollicité (poteau central) reprend une section de 16,18 m², il est représenté dans le schéma ci-dessous :

Calcul de la surface :

$$S=16,18 \text{ m}^2$$



Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

• **Les charges permanentes :**

Poids du plancher terrasse inaccessible5,57×16,18 = **90,122 kN.**

Poids du plancher courant.....4,99×16,18 = **80,738 kN.**

Poids des poutres porteuses (IPE 300).....(0,422×2,5) + (0,422×1,815) = **1,820 kN**

Poids des poutres non porteuses (IPE 180) (0,188×1,75)+(0,188×1,9) = **0,686 kN**

Poids des solive (IPE180) (0,188×1,75)+(0,188×1,9) = **0,686kN**

• **Les charges d’exploitation :**

Plancher terrasse.....1,0 ×16,18= **16,18 kN**

Plancher courant (bureau).....2 ,5 ×16,18= **40,45KN**

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

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

Tableau II. 6: Loi de dégression de la surcharge d'exploitation

$\Sigma 0=Q0$
$\Sigma 1=Q0+Q1$
$\Sigma 2=Q0+0,9(Q1+Q2)$
$\Sigma 3=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3)$
$\Sigma 4=Q0+0,7(Q1+Q2+Q3+Q4)$
$\Sigma 5=Q0+0,6(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$
$\Sigma 6=Q0+0,5(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$

Tableau II. 7: La descente de charges permanentes et charges d'exploitation.

Niveaux	G(KN)	Q(KN)	Gcumuler	Nu (KN)
Terrasse	93.31	16.18	93.1	150.24
5eme étage	83.93	56.63	177.24	324.22
4eme étage	83.93	93.03	261.17	492.13
3eme étage	83.93	125.39	345.10	653.98
2eme étage	83.93	153.71	429.03	809.76
1eme étage	83.93	177.98	512.96	959.47
RDC	83.93	198.21	596.89	1103.11

➤ Pré-dimensionnement

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

➤ Poteau centrale

Poteau du RDC

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1103.114 \times 10^3 \times 1.1}{275} \times 10^{-2} = \mathbf{44,12 \text{ cm}^2}$$

Profilé choisi **HEA200= 53,8cm²**

Tableau II. 8: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.

Niveaux	Nu(KN)	A (cm ²)	Profilé
5 ^{eme} étage	324.224	12.96	HEA120
4 ^{eme} étage	492.137	19.68	HEA120
3 ^{eme} étage	653.982	26.16	HEA140
2 ^{eme} étage	809.760	32.39	HEA160
1 ^{eme} étage	959.471	38.37	HEA180
RDC	1103.144	44.12	HEA200

❖ **Vérification du flambement**

- **Poteau central**
- **Poteaux HEA200 (RDC)**

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

Avec :

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

$\gamma_{M1} = 1,1$

χ : Facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 275$ MPa

$$l_{fy} = 0,7l_0 = 2,142m$$

$$l_{fz} = l_0 = 3,06m$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2142}{82,8} = 25,86$$

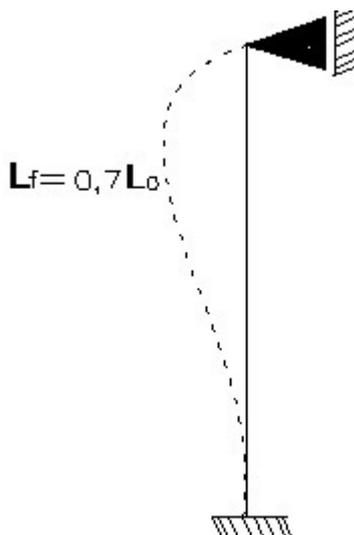


Figure II. 6: Schéma statique du poteau pour les RDC

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{3060}{49,8} = 61,44$$

$$\lambda = \max\{\lambda_y; \lambda_z\} = \max\{25,86; 61,44\} = 61,44$$

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0,95 < 1,2$$

$$t_f = 10\text{mm} < 100\text{mm}$$

⇒ Courbe de flambement b ⇒ $\alpha = 0,49$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{61,44}{93,91 \times 0,92} \times \sqrt{1} = 0,71 > 0,2$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon$$

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

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,71 - 0,2) + 0,71^2] = 0,877$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

$$\chi = \frac{1}{0,877 + \sqrt{0,877^2 - 0,71^2}} = 0,718$$

$$N_{sd} = 1103,144\text{KN} > N_{brd} = 965,71\text{KN} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Remarque

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

Tableau II. 9: Les vérifications du flambement pour poteau central.

Niveau étage	Profilé	χ	Nsd (KN)	Nbrd(KN)	Ratio	Condition
5 ^{ème}	HEA 120	0,79	1937,44	1714,69	1,12	N Vérifiée
4 ^{ème}	HEA 120	0,81	2228,06	1969,51	1,13	N Vérifiée
3 ^{ème}	HEA 140	0,83	2518,52	2334,37	1,07	N Vérifiée
2 ^{ème}	HEA 160	0,83	2809,00	2334,37	1,20	N Vérifiée
1 ^{er}	HEA 180	0,83	3113,97	2770,12	1,12	N Vérifiée
RDC	HEA 200	0,718	3418,90	2784,60	1,22	N Vérifiée

Les barres choisit ne vérifie pas vis-à-vis de flambement, on doit augmenter la section des profiles.

Tableau II. 10: Choix de profiles.

Niveau étage	Nsd (KN)	N_{brd}(KN)	Condition	Poteau
5 ^{ème}	324.22	563,63	vérifier	HEA140
4 ^{ème}	492.13	563.63	vérifier	HEA140
3 ^{ème}	653.98	696.46	vérifier	HEA160
2 ^{ème}	809.76	813,13	vérifier	HEA180
1 ^{er}	959.47	965,71	vérifier	HEA200
RDC	1103.14	1154.18	vérifier	HEA220

II.7. Conclusion

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

Chapitre III

Etude climatique

III.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.

III.2. Etude de la neige

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/m²) 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/m²) La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige(annexe 1)

III.2.2. Calcul des charges de la neige « S »

Notre structure se situe à Bir Khadem classée en Zone B d'après le RNV 2013

$$S_k = \frac{0.4 \times H + 10}{100}$$

H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer H =140m

Application numérique :

$$S_k = \frac{0.4 \times 140 + 10}{100} = 0,156 \text{KN/m}^2$$

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

Donc : $S = \mu \times S_k = 0,8 \times 0,156 \rightarrow S = 0,125 \text{KN/m}^2$.

III.3. L'effet du vent**III.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.

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).

III.3.2. Dimensionnement de l'ouvrage

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

- Hauteur H = 21 m.
- Largeur B = 23m.
- Longueur L = 21m.

III.3.4. Procédure de calcul

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

Tableau III. 1: Résumé des étapes de calcul

Paramètre	Symbole	Renvoi
- 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 intérieure	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieure	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

III.3.5. 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).

III.3.6. Données relative au site

Notre projet se situe 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 donnée par le tableau §2.2 en fonction de la zone

du vent :

Tableau III. 2: La pression dynamique de référence $q_{\text{réf}}$.

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

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

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

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

Tableau III. 3: La vitesse de référence de vent $V_{\text{réf}}$

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

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

c. Coefficient de topographie $C_t(z)$:

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 isolées.

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

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

d. Catégorie de terrain :

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 III. 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 III. 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 isolés séparés d'une plus fois leur hauteur	0,215	0,3	5	0,61

III.3.7. 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.

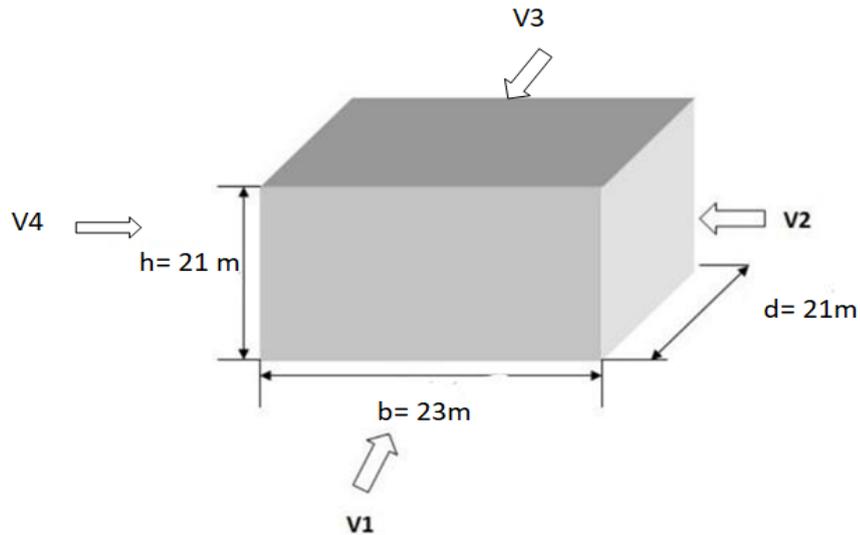


Figure III. 1: Les directions du vent.

III.3.8. Détermination de la pression due au vent

❖ Hauteur de référence Z_e :

On a : $\begin{cases} h= 21m \\ B= 23m \end{cases} \rightarrow$ On a appliqué **1er cas**

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

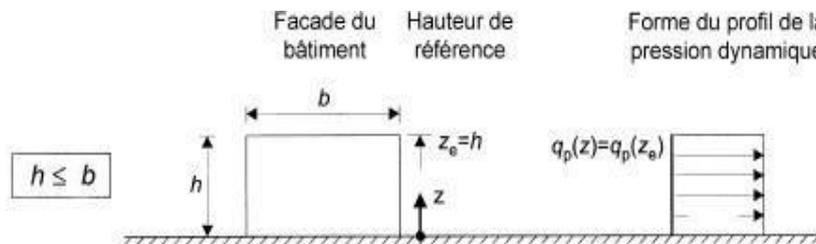


Figure III. 2: Hauteur de référence Z_e .

Coefficient de rugosité :

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 1 la hauteur au-dessus du niveau du sol et à 1 la rugosité du terrain en amont de la construction, dans la direction du vent en question.

Il est défini par la loi logarithmique suivante :

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

Où ;

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

• **Paroi verticale :**

$$Z_{min} = 5m < Z = 21m < 200m \rightarrow Cr(z) = 0.215 \times \ln\left[\frac{21.6}{0.3}\right] \rightarrow Cr(z) = 0.913$$

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

$$Z_{min} = 5m < Z = 16.5m < 200m \rightarrow Cr(z) = 0.215 \times \ln\left[\frac{21}{0.3}\right] \rightarrow Cr(z) = 0.919$$

❖ **Intensité de turbulence $I_v(Z)$:**

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 :

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

• **Paroi verticale :**

$$Z = 21m > Z_{min} = 5m \quad I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}} = \frac{1}{1 \times \ln \frac{21}{5}} \quad I_v(z) = 0.235$$

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

$$Z = 21.6m > Z_{min} = 5m \quad I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}} = \frac{1}{1 \times \ln \frac{21.6}{5}} \quad I_v(z) = 0.233$$

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

Z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$
$Z_e = 21m$	0.913	0.235
$Z_e = 21.6m$	0.919	0.233

❖ **Coefficient d'exposition :**

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 :**

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.913^2 \times (1 + 7(0.235)) \quad \rightarrow \quad C_e(z) = 2.205$$

• **Toiture plate (hp=0.6m) :**

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.919^2 \times (1 + 7(0.233)) \quad \rightarrow \quad C_e(z) = 2.222$$

❖ **La pression de pointe :**

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 :**

$$Z_e = 21 \text{ m} \quad \rightarrow \quad q_p(Z_e) = 375 \times 2.205 \quad \rightarrow \quad q_p(Z_e) = 826.875 \text{ N/m}^2$$

• **Toiture plate (hp=0,6m) :**

$$Z_e = 21.6 \text{ m} \quad \rightarrow \quad q_p(Z_e) = 375 \times 2.222 \quad \rightarrow \quad q_p(Z_e) = 833.25 \text{ N/m}^2$$

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

Z_e	$C_e(z)$	$q_p(Z_e)$
$Z_e = 21 \text{ m}$	2.205	826.875
$Z_e = 21.6 \text{ m}$	2.222	833.25

❖ **Le coefficient dynamique C_d :**

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 dû 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.

$$\text{On a } \begin{cases} h = 21 < 100m \\ h = 21m < 4b = 92 \end{cases}$$

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

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

$Z_e(m)$	$C_r(z)$	$C_t(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(Z_e)N/m^2$	$C_d(z)$
Ze=21m	0.913	1	0.235	2.205	826.875	1
Ze=21.6m	0.919	1	0.233	2.222	833.25	1

❖ **La pression extérieure $C_{pe}(Z)$:**

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 :

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

Avec : S : désigne la surface de la paroi considérée

1. Vent perpendiculaire au pignon, La direction de vent V1, V3 ($\theta=0^\circ$) :

- **Paroi verticale** : Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées

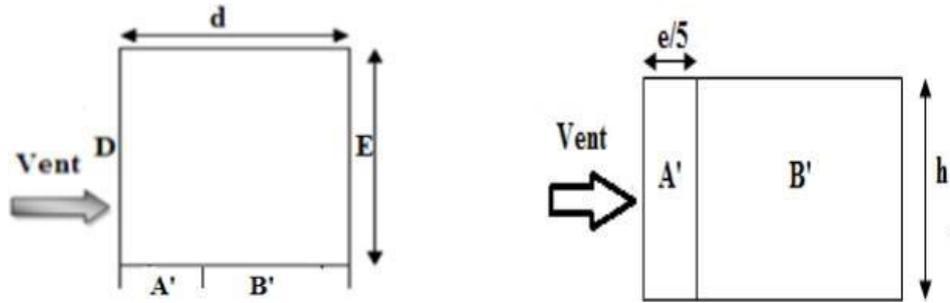


Figure III. 3: Légende pour les parois verticales-sens V1, V3.

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1, V3 → b = 23 m.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1, V3 → d = 21 m.

$e = \min [b ; 2h] = \min [23 ; 2 \times 42] \rightarrow e = 23 \text{ m.}$

On est dans le cas où $d \leq e$

Calcul l'aire des parois verticales :

- Aire de la Zone A' : $A_{A'} = e/5 \times h = 23/5 \times 21 = 96.6 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone B' : $A_{B'} = (d - e/5) \times h = (21 - 23/5) \times 21 = 344.4 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone D : $A_D = b \times h = 23 \times 21 = 483 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone E : $A_E = (b \times h) = (23 \times 21) = 483 \text{ m}^2$

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 III. 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)	96.6	344.4	483	483
$C_{pe,10}$	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

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

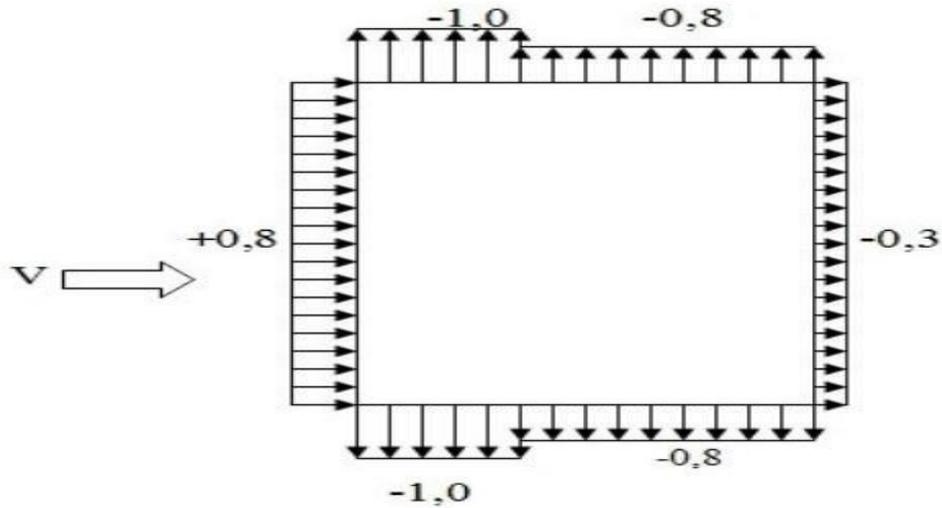


Figure III. 4: Valeur de Cpe pour chaque paroi verticale sens V1, V3.

- 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 :

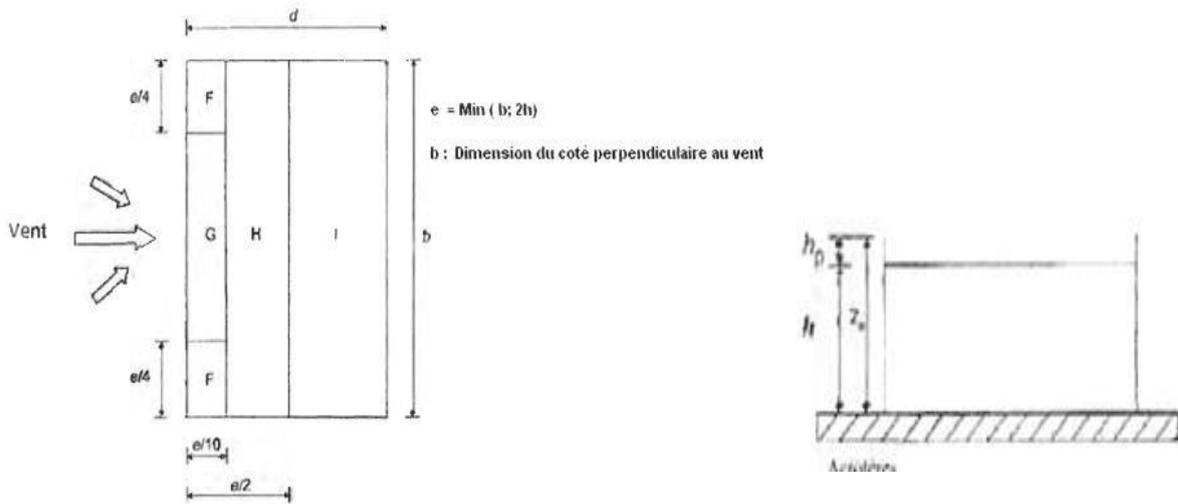


Figure III. 5: Légende pour les toitures plates.

La hauteur de l'acrotère **hp=0.6m** nous avons une toiture plate .

$$e = \min [b ; 2h] = \min [23 ; 2 \times 21.6] \quad \rightarrow \quad e = 23\text{m.}$$

- $e/2 = 11.5$
- $e/4 = 5.75$
- $e/10 = 2.3$

- Aire de la Zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = 5.75 \times 2.3 = 13.225 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone G : $A_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (23 - 2 \times (5.75)) \times 2.3 = 26.45 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone H : $A_H = (e/2 - e/10) \times b = (11.5 - 2.3) \times 23 = 211.6 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone I : $A_I = (d - e/2) \times b = (21 - 11.5) \times 23 = 218.5 \text{ m}^2$

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

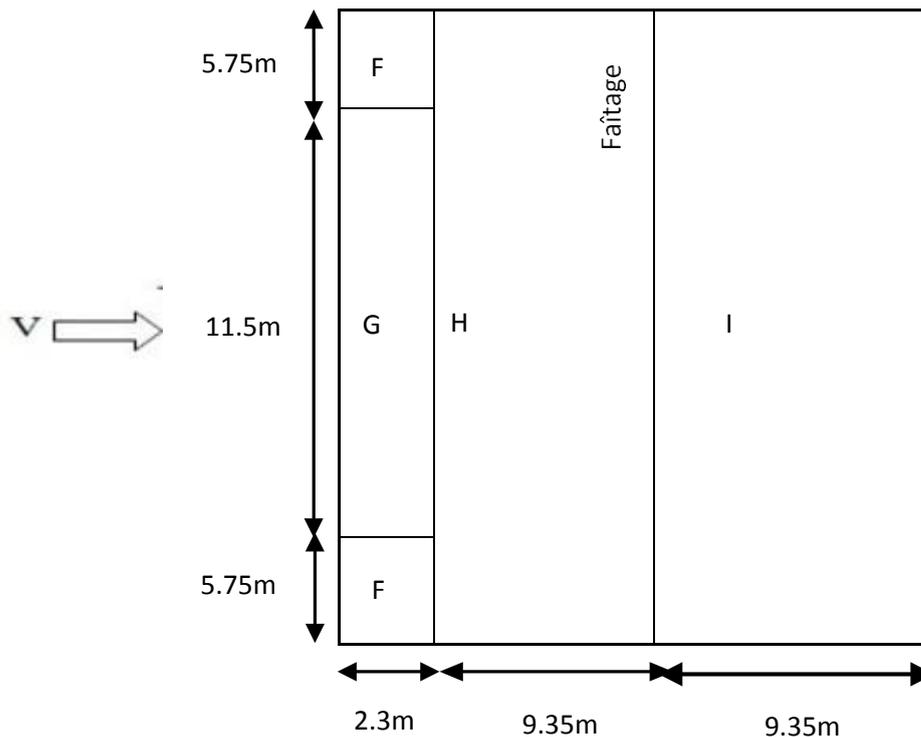


Figure III. 6: Valeurs de C_{pe} pour la toiture - direction V1, V3 du vent.

Dans notre cas $\frac{hp}{h} = \frac{0,6}{21} = 0,0286 \rightarrow$ interpolation

Les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III. 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)	13.225	26.45	211.6	218.5
$C_{pe,10}$	-1.49	-0.95	-0.7	± 0.2

❖ Coefficient de pression intérieur Cpi :

✓ 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.

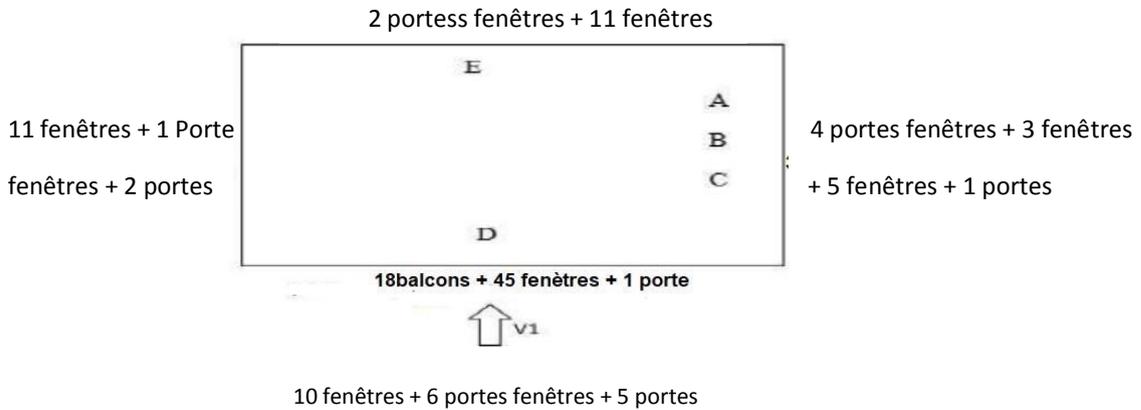


Figure III. 7: Les ouvertures dans notre structure.

Dimension de fenêtre (1) :(1,6m ; 1,116m) S=1,787m²

Dimension de fenêtre (2) :(1.5m ; 0,6m) S=0.9m²

Dimension de fenêtre (3) :(0,6m ; 0,5m) S=0.3m²

Dimension de fenêtre (4) :(1,8m ; 0.8m) S=1.44m²

Dimension de fenêtre (5) :(1,6m ; 1,116m) S=1,787m²

Dimension de fenêtre (6) :(0,6m ;0,5m) S=0.3m²

Dimension de la porte :(2,25m ;1,2m) S=2.7m²

Donc :

20fenêtres1=35.74m² 11fenetres2=9.9m² 20fenetres3=6m²

6fenetres4=8.64m² 30fenetres5=53.61m² 12fenetres6=3.6m²

1porte=2.7m²

On a V1→S=119.898m² St=182.878m²

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV) on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :H/d=1m

$$\mu_p = \frac{119.898}{182.878} = 0,655 \rightarrow \text{DONC : Cpi= -0.11}$$

• Calcul des pressions aérodynamique du vent :

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

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

Les résultants de $W(Z_j)$ [N/m^2] sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

- **Paroi verticale :**

Tableau III. 11: Les résultants de $W(Z_j)$, Paroi verticale (senseV1, V3)

Zone	Z_e (m)	$q_p(z_e)$ [N/m^2]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m^2]]
A'	21	826.875	-1.00	-0.11	-935.918
B'	21	826.875	-0.8	-0.11	-570.543
D	21	826.875	+0.8	-0.11	570.523
E	21	826.875	-0.3	-0.11	-157.106

- **Toiture Plate :**

Tableau III. 12: Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse inaccessible (senseV1, V3)

Zone	Z_e (m)	$q_p(z_e)$ [N/m^2]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m^2]
F	21.6	833.25	-1.6	-0.11	-1241.542
G	21.6	833.25	-1.1	-0.11	-824.917
H	21.6	833.25	-0.7	-0.11	-491.617
I	21.6	833.25	-0.2	-0.11	-74.992

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

- **Paroi verticale :**

$b = 21 \text{ m}, d=23 \text{ m}.$

$e = \min [b ; 2h] = \min [21; 2 \times 21] \rightarrow e = 21\text{m}.$

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

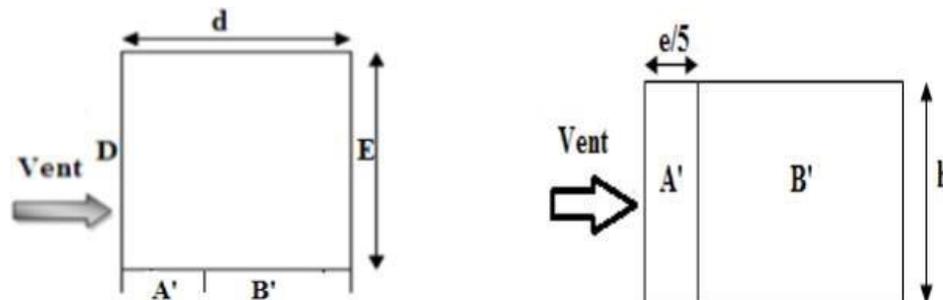


Figure III. 8: Légende pour les parois verticales-sens V2, V4.

• **Calcul l'aire des parois verticales :**

- Aire de la Zone A : $A_A = e/5 \times h = 21/5 \times 21 = 88.2m^2$
- Aire de la Zone B : $A_B = (e - e/5) \times h = (21 - 21/5) \times 21 = 352.8 m^2$
- Aire de la Zone D : $A_D = b \times h = 21 \times 21 = 441 m^2$
- Aire de la Zone E : $A_E = b \times h = 21 \times 21 = 441 m^2$

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

Tableau III. 13: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales-sens V2, V4

Zone (m ²)	A	B	D	E
S (m ²)	88.2	352.8	441	441
C _{pe,10}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

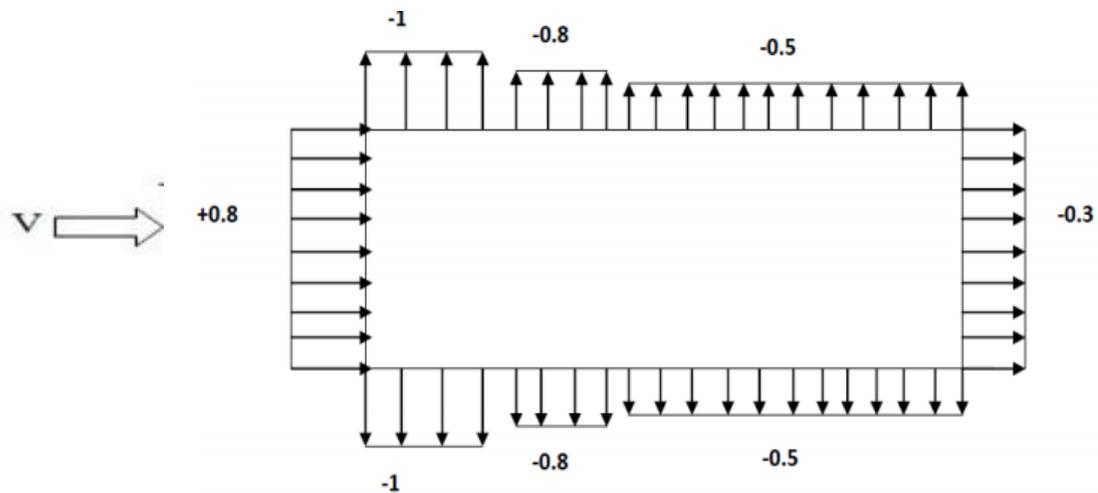


Figure III. 9: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales-sens V2.

• **Toiture plate :**

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

$$e = \min [b ; 2h] = \min [21 ; 2 \times 21.6] \rightarrow e = 21 \text{ m.}$$

- $e/2 = 10.5$
- $e/4 = 5.25$
- $e/10 = 2.1$
- Aire de la Zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = 5.25 \times 2.1 = 11.025 m^2$
- Aire de la Zone G : $A_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (21 - 2 \times (5.25)) \times 2.1 = 22.05 m^2$
- Aire de la Zone H : $A_H = (e/2 - e/10) \times b = (10.5 - 2.1) \times 21 = 176.4 m^2$
- Aire de la Zone I : $A_I = (d - e/2) \times b = (23 - 10.5) \times 21 = 262.5 m^2$

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

$$\text{Dans notre cas } \frac{hp}{h} = \frac{0,6}{21} = 0,0286 \rightarrow \text{interpolation}$$

Tableau III. 14: 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)	11.025	22.05	176.4	262.5
$C_{pe},10$	-1.49	-0.95	-0.7	± 0.2

• **Coefficient de pression intérieur \bar{C}_{pi} :**

Dimension de fenêtre (1) : (1,6m ; 1,116m) $S = 1,787m^2$

Dimension de fenêtre (2) : (1.5m ; 0,6m) $S = 0.9m^2$

Dimension de fenêtre (3) : (0,6m ; 0,5m) $S = 0.3m^2$

Dimension de fenêtre (4) : (1,8m ; 0.8m) $S = 1.44m^2$

Dimension de fenêtre (5) : (1,6m ; 1,116m) $S = 1,787m^2$

Dimension de fenêtre (6) : (0,6m ; 0,5m) $S = 0.3m^2$

Dimension de la porte : (2,25m ; 1,2m) $S = 2.7m^2$

Donc :

20fenêtres1=35.74m² 11fenêtres2=9.9m² 20fenêtres3=6m²

6fenêtres4=8.64m² 30fenêtres5=53.61m² 12fenêtres6=3.6m²

1porte=2.7m²

On a $V1 \rightarrow S = 125.668m^2$ $S_t = 182.878m^2$

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV) on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} : $H/d = 1m$

$$\mu_p = \frac{119.898}{182.878} = 1.45 \text{ on prend } \mu_p = 1 \rightarrow \text{DONC : } C_{pi} = -0.5$$

• **Calcul des pressions aérodynamique du vent :**

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

• **Paroi verticale :**

Tableau III. 15: 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'	21	826.875	-1.0	-0.5	-413.437
B'	21	826.875	-0.3	-0.5	165.375
D	21	826.875	+0.8	-0.5	1074.937
E	21	826.875	-0.3	-0.5	165.375

• Toiture Plate :

Tableau III. 16: Les résultants de $W(z_j)$, terrasse inaccessible (senseV2, V4)

Zone	Z_e (m)	$q_p(z_e)$ [N/m^2]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m^2]
F	21.6	833.25	-1.49	-0.5	-824.917
G	21.6	833.25	-0.95	-0.5	-374.962
H	21.6	833.25	-0.7	-0.5	-166.65
I	21.6	833.25	-0.2	-0.5	-249.975

• 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 :

$$F_w = W(z_j) \times A_{ref} [N]$$

Avec :

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

▪ Sens V1, V3 :

• Paroi verticale :

Tableau III. 17: Les résultants de F_w , Paroi verticale (senseV1, V3)

Zone	A_{ref} (m^2)	$W(z_j)$ [N/m^2]	F_w (KN)
A'	96.6	-935.918	-90.409
B'	344.4	-570.543	-196.495
D	483	570.523	275.310
E	483	-157.106	-75.882

• Toiture Plate (Terrasse inaccessible) :

Tableau III. 18: Les résultants de F_w (senseV1, V3)

Zone	A_{ref} (m^2)	$W(z_j)$ [N/m^2]	F_w (KN)
F	13.225	-1241.542	-16.419
G	26.45	-824.917	-21.819
H	211.6	-491.617	-104.026
I	218.5	-74.992	-16.385

- **Sens V2, V4 :**

- **Paroi verticale :**

Tableau III. 19: Les résultants de Fw, Paroi verticale (senseV2, V4)

Zone	A _{ref} (m ²)	W _(zj) [N/m ²]	F _w (KN)
A	88.2	-413.437	-36.465
B	352.8	165.375	-58.344
D	441	1074.937	474.047
E	441	165.375	72.930

- **Toiture Plate :**

Tableau III. 20: Les résultants de Fw (senseV2, V4)

Zone	A _{ref} (m ²)	W _(zj) [N/m ²]	F _w (KN)
F	11.025	-824.917	-9.094
G	22.05	-374.962	-8.267
H	176.4	-166.65	-29.397
I	262.5	-249.975	-65.618

- ❖ **Calcul des forces de frottement :**

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

- **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 :**

$$2(21 \times 21) \leq 4(2(23) \times 21)$$

$$882 \leq 3864 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

▪ Direction V2, V4 :

$$2(23 \times 21) \leq 4(2(21) \times 21)$$

$$966 \leq 3528 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

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

III.4. Conclusions

Effectivement, lors de l'étude climatique d'une structure, il est important de prendre en compte l'effet du vent et de la neige. Ces deux facteurs peuvent exercer des charges horizontales sur la structure, qui doivent être prises en considération lors de la conception et du dimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

IV.1. Acrotère**IV.1.1. Introduction**

Le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003" est une norme qui établit les exigences de conception et de calcul des structures en Algérie afin de les rendre résistantes aux séismes, 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.

- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

1.1 Calcul des charges sollicitant l'acrotère :

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

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

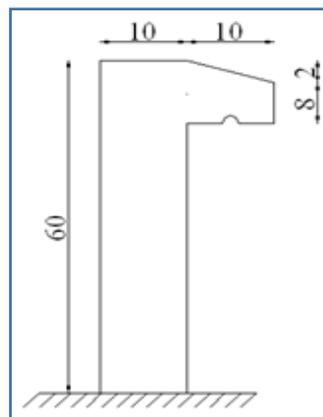


Figure IV. 1: Dimension de l'acrotère.

IV.1.2. 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 (Wp)
- $Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp$

Un moment dû à la force horizontale F , avec : $F = \max (Q = 1\text{kN/ml})$

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.

➤ **Evaluation des charges :**

Charge d'exploitation : $Q=1\text{KN/ml}$

Charge permanentes : le poids propre de l'acrotère pour 1m de largeur est égal à =

$$G = \rho \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$$\text{Surface de l'acrotère : } S = [(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{0,1 \times 0,02}{2}] = 0,069\text{m}^2$$

Le poids volumique tel que : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$\text{Poids propre de l'acrotère : } G_{pp} = \rho \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment :

$$\rho = 14 \text{ kN/m}^3 \text{ et } e = 2\text{cm}$$

$$G_{R.C} = \rho \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,2 \times (0,6 + 0,1 + 0,102 + 0,08 + 0,5) = 0,39 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_{pp} + G_{R.C} = 2,11 \text{ kN/ml.}$$

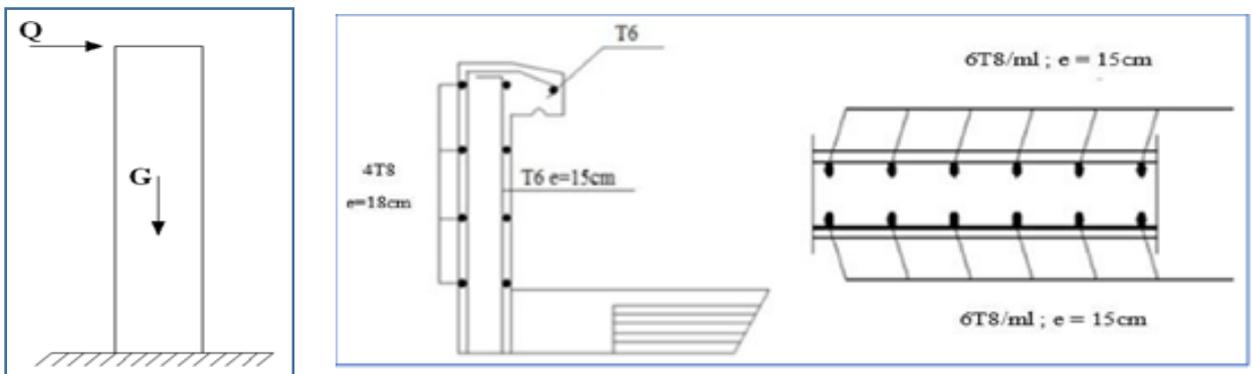


Figure IV. 2: Sollicitations de l'acrotère.

IV.2. Prédimensionnement des escaliers

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

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

h : Varie de 14.5 cm à 18 cm.

g : Varie de 22 cm à 30 cm.

Hauteur d'étage 3,06 m → On prend : h = 17 cm et g = 30 cm.

➤ **Vérification de la condition de BLONDEL**

$$59 \leq (30 + 2(17)) \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.1 le nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad (\text{pour 2 volée RDC}).$$

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

- **La longueur de la ligne de foulée**
- $L = g (n - 1) = 30(9 - 1) = 240 \text{ cm.}$
- **Angle d'inclinaison de la volée**
- $\alpha = \arctg (1.53/2.4) = 29.35^\circ \quad (\text{pour 2 volée RDC}).$
- **La longueur de la volée**

$$LV = 1.53 / \sin (\alpha) = 3.12 \text{ m} \quad (\text{pour 2 volée RDC}).$$

IV.2.2. Prédimensionnement des éléments porteurs

Volée : $G = 1.25 \text{ kN/m}^2$; Palier : $G = 2,5 \text{ kN/m}^2$; Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

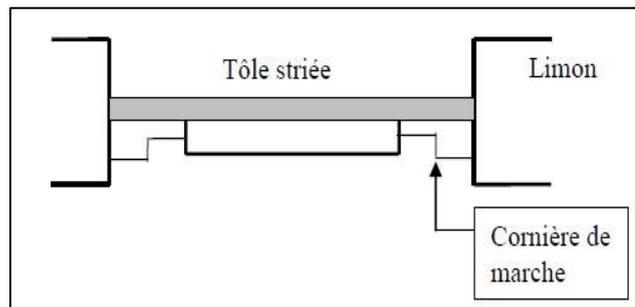


Figure IV. 3: Schéma d'une marche.

a- Pré dimensionnement des supports de marche:

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

$$q = (G + Q) \times g = (1,25 + 2,50) \times 0,3 = 1,12 \text{ kN/ml}$$

q

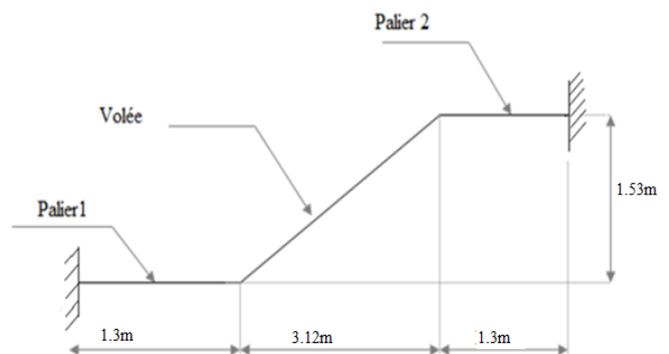
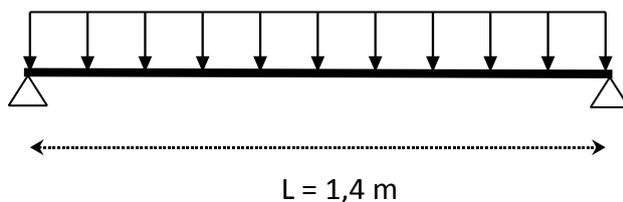


Figure IV. 4: Les charges sur la cornière.

Le prédimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante : (Tab 4-1, EC3)

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{max} = \frac{L}{300} \Rightarrow l > \frac{5 \times q_s \times 300 \times L^3}{384 \times E} = 2.879 \text{ cm}^4$$

Condition de la résistance : $M_{sd} \leq M_{crd}$

$$M_{sd} \leq M_{crd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{crd} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{F_y}$$

Avec : profilé de classe 1 : $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$

Calcul de moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} \quad M_{sd} = \frac{0.818 \times 1.4^2}{8} = 0.2004 \text{ KN.m}$$

$$W_{crd} \geq \frac{0.2004 \times 10^6 \times 1.1}{275} = 0.802 \text{ cm}^3$$

On adopte pour une cornière à ailes égales **L 30×30×3**

Tableau IV. 1: Caractéristiques du profilé L30×30×3

Désignation	Poids	Section A (cm ²)	Dimensions			Caractéristiques	
	G (kg/m)		h = b (mm)	tf (mm)	I _y = I _z (cm ⁴)	W _{el-y} = W _{elz} (cm ³)	I _y = I _z (cm)
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

$$q_u' = q_u + 1.35g_p$$

$$q_u' = 0.818 + 1.35 \times 0.0137$$

$$q_u' = 0.8365 \text{ KN.m}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.8465 \times 1.4^2}{8} = 0.2049 \text{ KN.m}$$

$$M_{elrd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.65 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 0.1625 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 0.2049 \text{ KN.m} \leq M_{el,Rd} = 0.1625 \text{ KN.m}$ vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

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

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1400}{300} = 4.67\text{mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s' \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Avec : $q_s' = q_s + g_p$

$$q_s' = 0.564 + 0.0137 \quad q_s' = 0.577\text{KN.m}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 0.577 \times 1400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.4 \times 10^4} \quad f_{max} = 9.829\text{mm}$$

$f_{max} = 9.829\text{mm} \geq f_{adm} = 4.67\text{mm}$ condition non vérifiée

On doit augmenter la section pour une cornière à ailes égales **L40×40×4**

Tableau IV. 2: Caractéristiques du profilé L40×40×4

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques	
	G (kg/m)	A (cm ²)	h = b (mm)	tf (mm)	I _y = I _z (cm ⁴)	W _{el-y} = W _{el-z} (cm ³)	I _y = I _z (cm)
L 40×40×4	2.42	3.08	40	4	4.47	1.55	1.21

❖ Vérification :

➤ Vérification de la résistance :

On ajoute le poids propre de profilé au calcul de la vérification L30×30×3

$$q_u' = q_u + 1.35g_p$$

$$q_u' = 0.818 + 1.35 \times 0.0242$$

$$q_u' = 0.851\text{KN.m}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.851 \times 1.4^2}{8} = 0.208\text{KN.m}$$

$$M_{elrd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.55 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 0.3785\text{KN.m}$$

$M_{sd} = 0.208\text{KN.m} \leq M_{el.Rd} = 0.3785\text{KN.m}$ vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1400}{300} = 4.67 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s' \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Avec : $q_s' = q_s + g_p$

$$q_s' = 0.564 + 0.0242 \quad q_s' = 0.588 \text{ kN.m}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 0.588 \times 1400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 4.47 \times 10^4} \quad f_{max} = 3.13 \text{ mm}$$

$f_{max} = 3.13 \text{ mm} \geq f_{adm} = 4.67 \text{ mm}$ condition est vérifiée

b- Calcul du limon :

Volée : $G = 1.25 \text{ kN/m}^2$; Palier : $G = 2,5 \text{ kN/m}^2$; Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

$$q_1 = 0.8(1.25 + 2,5) = 3 \text{ kN/ml} \quad q_2 = 0.8(2,5 + 2,5) = 4 \text{ kN/ml}$$

➤ **Condition de flèche**

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{max} = \frac{L}{250} \quad I_y \geq \frac{5qL^3 \times 250}{384E}$$

Avec $L = 2,4 \text{ m}$ $q = 4 \text{ kN/ml}$

Donc $I \geq 85,71 \text{ cm}^4$

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

Remarque : Le même profilé du limon est adopté pour l'escalier de l'RDC et les étages courants mais par construction on a choisi UPN 160.

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

$$q_{11} = \frac{1,4}{2}(1,35 \times 1.25 + 1,5 \times 2,5) = 4.35 \text{ kN/ml} \quad q_2 = \frac{1,4}{2}(1,35 \times 2,5 + 1,5 \times 2,5) = 5.7 \text{ kN/ml}$$

La charge équivalente

$$q_{eq} = (q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2) / (L_1 + L_2) = (4.35 \times 3,21 + 5,7 \times 1,3) / (3,21 + 1,3) = 4,73 \text{ kN/ml}$$

Avec $L_1 = 3,21 \text{ m}$; $L_2 = 1,3 \text{ m}$

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pLRd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.73 \times 2.4^2}{8} = 3,4kN.m$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{31.8 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 7.95kN.m$$

$M_{sd} = 3,4kN.m \leq M_{pl.Rd} = 7.95kN.m$ La condition est vérifiée.

IV.2.3 Prédimensionnement de la poutre palière

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

$$G_{volée} = 1.25 \times \frac{3.12}{2} = 1.95kN/ml.$$

$$G_{palier} = 2,5 \times \frac{1.3}{2} = 1,62kN/ml. \quad G_{total} = G_{volée} + G_{palier}$$

$$G_{Total} = 3.57kN/ml.$$

$$Q = 2,50 \times \frac{1.35+3.1}{2} = 5.53kN/ml. ; \quad q = (G_{total} + Q) = 3.57 + 5,53 = 9.1kN/ml.$$

➤ Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{max} = \frac{L}{250} \quad I_y \geq \frac{5qL^3 \times 250}{384E}$$

Donc

$$I \geq 1218.05 \text{ cm}^4 \text{ On choisit un IPE 180 } I_y = 1317 \text{ cm}^4$$

• Vérification de la résistance

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pLRd}$

Poids propre du profilé choisit : $P_p = 0,118kN/m$.

$$q_u = 1,35 \times (3.57 + 0.188) + 1,5 \times 5.53 = 13.36kN/m$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{13.36 \times 4.42^2}{8} = 32.62kN.m$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{1.1} = \frac{166 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 41.5 \quad M_{sd} = 32.62 < M_{pLRd} = 41.5 \quad \text{condition est vérifiée}$$

IV.3. Conclusion

Calculer les éléments secondaires d'un bâtiment en charpente métallique est que ces éléments sont essentiels pour assurer la stabilité, la fonctionnalité et la durabilité du bâtiment.

Chapitre V

Etude dynamique en zone sismique

V.1. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques essentiellement horizontales imposées aux fondations, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques. Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du **ETABS 2018** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

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 modélisé 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 de l'acier à savoir 78.5 kN/m^3
- 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 constructionnelle 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 version2003** 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 ou 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 la carte 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 bureaux, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne, **groupe 2**

V.5.3. Classification du site

Selon le **RPA99V2003** 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'actionsismique.

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, satisfait 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	{	groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
		groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
		groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

✓ Note :

Pour notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable vu la non régularité de la structure en plan.

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 des participations 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 dimensionnel analysais of building Systèmes).

- **Analyse spectrale :**

- ❖ **Utilisation des spectres de réponse :**

- La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le changement sismique par un spectre de réponse.
- Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure a une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).
- Donc pour des accélérogrammes 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \dots\dots[4.13 - RPA99V2003] \\ 1.25\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

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

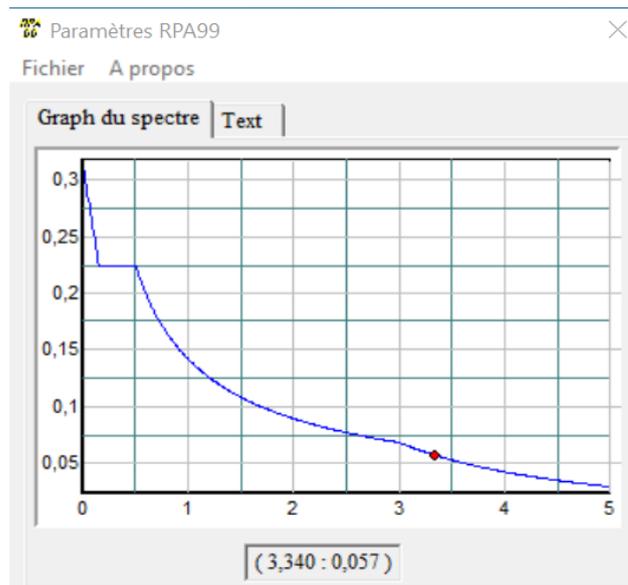


Figure V. 1: Spectre de répons.

➤ **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 « *Vt* » 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 total

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

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

$$\xi = 5\% \quad \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{alors } \eta = 1.$$

- **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 contreventée par palées triangulées en X et V donc $\longrightarrow R = 4$

- **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).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \end{cases} \quad \text{.....[4.2 RPA99V2003]}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$$\text{Catégorie S3} \Rightarrow \begin{cases} T1 = 0.15 \text{ Sec} \\ T2 = 0.50 \text{ Sec} \end{cases}$$

- **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 :

$$(T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

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**

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, h_N = 21m.

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} Dx = 23m \\ Dy = 21m \end{cases}$$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \times \frac{21}{\sqrt{23}} = 0.39 \text{ s}$$

- **Suivant la direction (x - x) : T_x = min { C_T × h_N^{3/4} = 0.050 × 21^{3/4} = 0.49 s**

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times \frac{21}{\sqrt{21}} = 0.41 \text{ s}$$

- **Suivant la direction (y - y) : T_y = min { C_T × h_N^{3/4} = 0.050 × 21^{3/4} = 0.49 s**

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = 0.39s \\ T_y = 0.41s \end{cases}$$

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) :

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

Avec :

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. sa valeur est donnée au tableau

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	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle des qualités des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	0
	Pq _x = 1.15	Pq _y = 1.15

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	T ₁	Site meuble	0,15
	T ₂		0,50
Choix de la période fondamentale	1,3T	$C_{T_N} \cdot h^{3/4}$	0.637
	1,3T_x		0.507
	1,3T_y	$0,09 h_N/\sqrt{D_{x,y}}$	0.533
Facteur de qualité	Pq _x	$1 + \sum_1^6 P_q$	1,15
	Pq _y		1,15
Coefficient de comportement de la structure	R	Mixte portique /palées triangulées en V	4

V.7. Résultats de l'analyse sismique

V.7.1. Model initial

Pour ce modèle on a gardé les dimensions telles que calculées dans le prédimensionnement.

- **Les dimensions des éléments utilisés :**
 - Poutre principale : **IPE300** (L=5.2m)
 - Poutre secondaire : **IPE200** (L=4.3m)
 - Solive : **IPE180** (L=4.3m)
 - Poteaux : RDC+ 1^{ère} étage (Poteaux) HEA 300
 - Poteaux : 2^{ème} étage +3^{ème} (HEA280)
 - Poteaux : 4^{ème} étage +5^{ème} étage (HEA260)

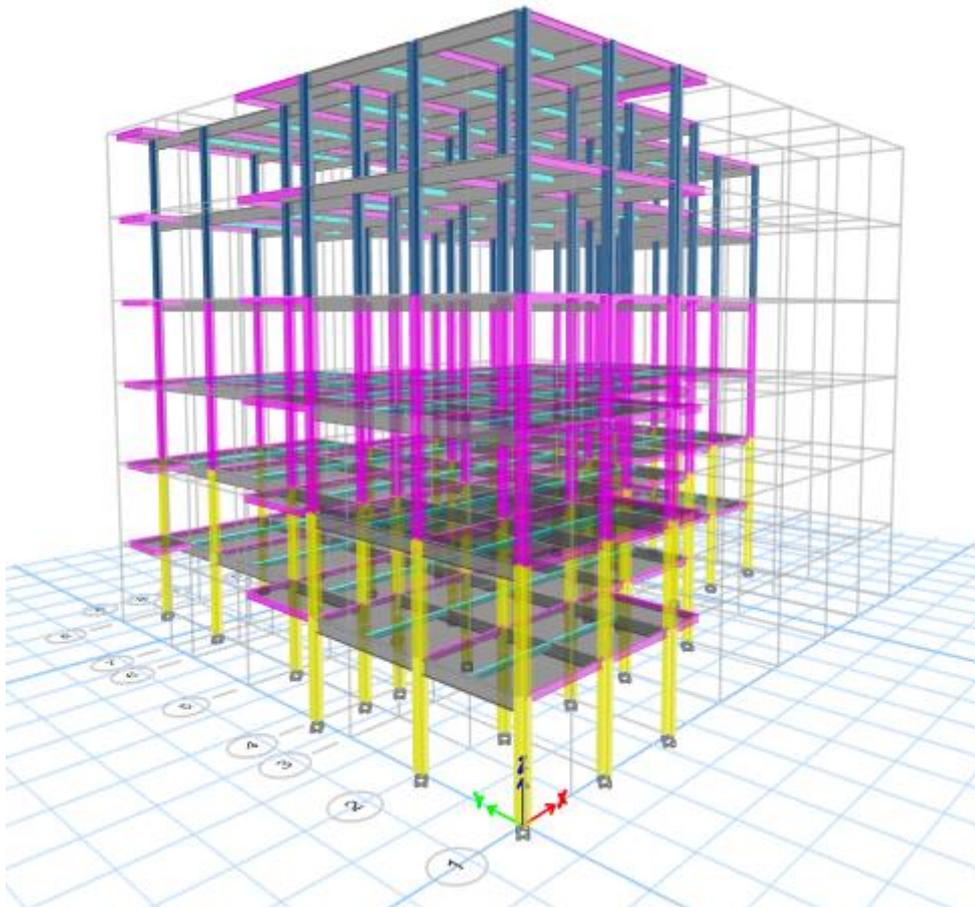


Figure V. 2: Vue 3D du modèle initial.

V.7.2. 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	ΣU _x	ΣU _y
1	1,771	0,7979	1,017E-06	0,7979	1,017E-06
2	0,903	0,0004	0,0007	0,7983	0,0007
3	0,82	0	0,8094	0,7983	0,8101
4	0,57	0.1088	0	0,9071	0,8101
5	0,312	0.0459	0	0,953	0,8101
6	0,302	0,0002	0,0003	0,9531	0,8104
7	0,277	0	0,1125	0,9531	0,9229
8	0,205	0,0209	0	0,9761	0,9229
9	0,174	4,511E-05	0,0004	0,9761	0,9233
10	0,161	0	0,0422	0,9761	0,9655
11	0,15	0,0135	0	0,9896	0,9655
12	0,121	1,178E-05	0,0004	0,9896	0,9659

➤ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.77\text{sec}$
- 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% à partir du 4^{ème} mode selon X-X et du 7^{ème} mode selon Y-Y

V .7.3. Model 2

Pour ce modèle on a changé les sections des différents éléments (Poteaux, Poutres), et après plusieurs essais, on a eu :

- Poutre principale : **IPE400** (L=5,2m) ;
- Poutre secondaire : **IPE300**
- Poteaux : RDC+ 1^{ère} étage (poteaux) HEA 450
- Poteaux : 2^{ème} étage +3^{ème} (HEA400)
- Poteaux : 4^{ème} étage +5^{ème} étage (HEA300)

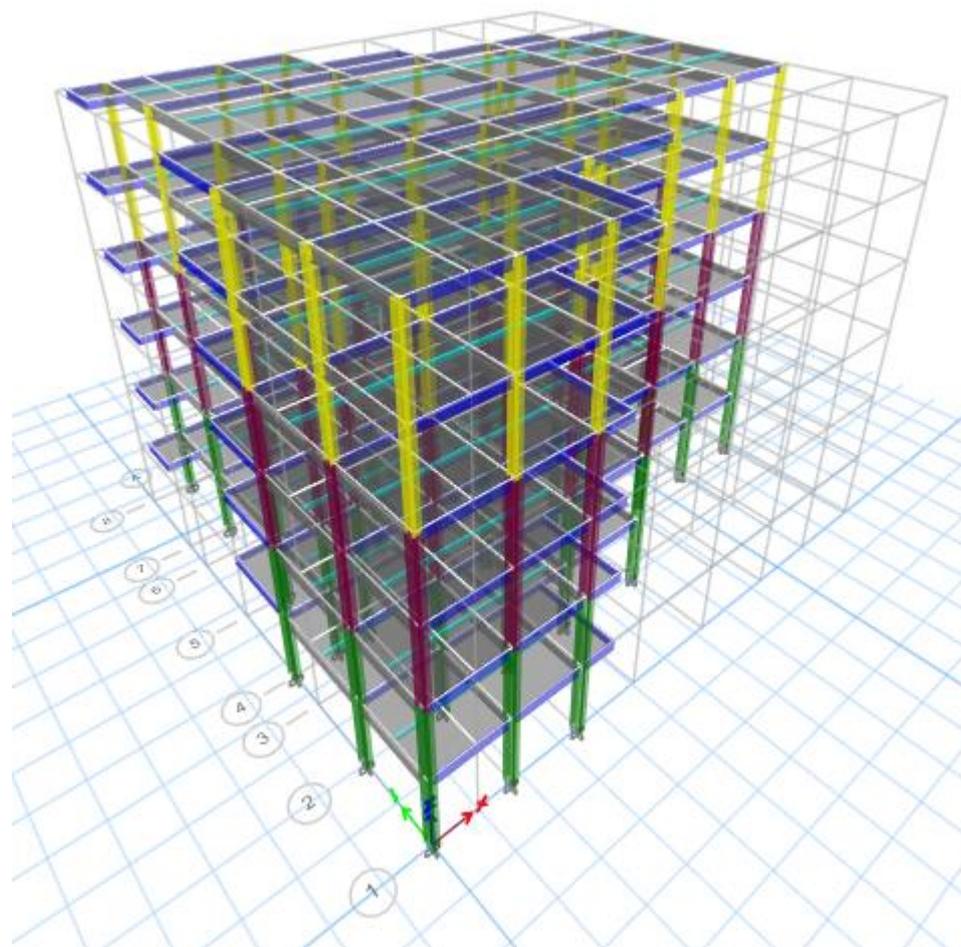


Figure V. 3: Vue 3D du 2eme modèle.

V .7.4. Caractéristique dynamique propre du 2^{eme} modèle

Tableau V. 4: Période et facteurs de participation massique du 2^{eme} modèle

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		U _x	U _y	ΣU _x	ΣU _y
1	1,089	0,8284	3,657E-06	0,8284	3,657E-06
2	0,682	0,001	0,0008	0,8294	0,0008
3	0,641	1,281E-06	0,8001	0,8294	0,801
4	0,352	0,1017	7,042E-07	0,9312	0,801
5	0,212	0,0003	0,0003	0,9315	0,8013
6	0,202	0,0377	8,22E-07	0,9692	0,8013
7	0,198	1,576E-06	0,113	0,9692	0,9143
8	0,139	0,0188	0	0,988	0,9143
9	0,116	2,90E-05	0,0005	0,988	0,9148
10	0,107	1,567E-06	0,0448	0,988	0,9596
11	0,106	0,0091	2,783E-06	0,9972	0,9596
12	0,091	0,0028	0	1	0,9596

➤ **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.08\text{sec}$
- 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 Y
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe 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.7.5. 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)

$$W = 12071.8 \text{ KN}$$

D'après le logiciel **ETABS** on obtient : $\{Vt_x = 1368.13\text{KN}$

$$Vt_y = 1865.391\text{KN}$$

$\beta = 0,2 \Rightarrow$ Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés. (Tableau **4.5 RPA99V2003**)

- **La force sismique totale V :**

$$\text{On a } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow \{ V_x = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 12071.8 = 2169.15\text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 12071.8 = 2169.15\text{KN}$$

Donc :

Tableau V. 5: Vérification de la force sismique totale V du 2^{ème} modèle

	Vt(KN)	Vstq(KN)	80% Vstq	Observation	$r = 0,8V_{st}/V_{tx}$
Sense X	1368.13	2169.15	1735.32	Non Vérifiée	$1.26 > 1$
Sense Y	1865.391	2169.15	1735.32	Vérifiée	$0.93 < 1$

2) Vérification des déplacements inter étages :

Selon le *RPA99 version 2003*, il faut vérifier la condition suivante : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

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 (mm)	δ_{eK}^y (mm)	Δ_K^x (mm) K	Δ_K^y (mm) K	1%h étage(m)	Obs	Obs
18.36	50.226	25.159	14.708	9.168	30.6	V	V
15.3	46.549	22.867	25.768	14.068	30.6	V	V
12.24	40.125	19.35	36.072	19.744	30.6	NV	V
9.18	31.107	14.414	43.828	22.844	30.6	NV	V
6.12	20.15	8.643	46.832	21.584	30.6	NV	V
3.06	8.442	3.247	33.768	12.988	30.6	NV	V

➤ **Constatation :**

Les déplacements inter étages ne sont pas vérifiés, donc nous devons ajouter des contreventements dans le sens X et Y.

V .7.6. Model final

- On ajout des contreventements en V et X dans les deux direction X-Y pour stabilisé notre structure et on a changé les sections telles que le modèle précédent, après plusieurs essais on opte ce model final :
 - Poutre principale : **IPE360**
 - Poutre secondaire : **IPE270**
 - Poteaux : RDC + 1^{ère} étage (**HEA 400**)
 - Poteaux : 2^{ème} étage 3^{ème} étage (**HEA360**)
 - Poteaux : 4^{ém} étage 5^{ème} étage (**HEA300**)
 - Palées triangulées en X et Y : Profilée **Double UPN 160**

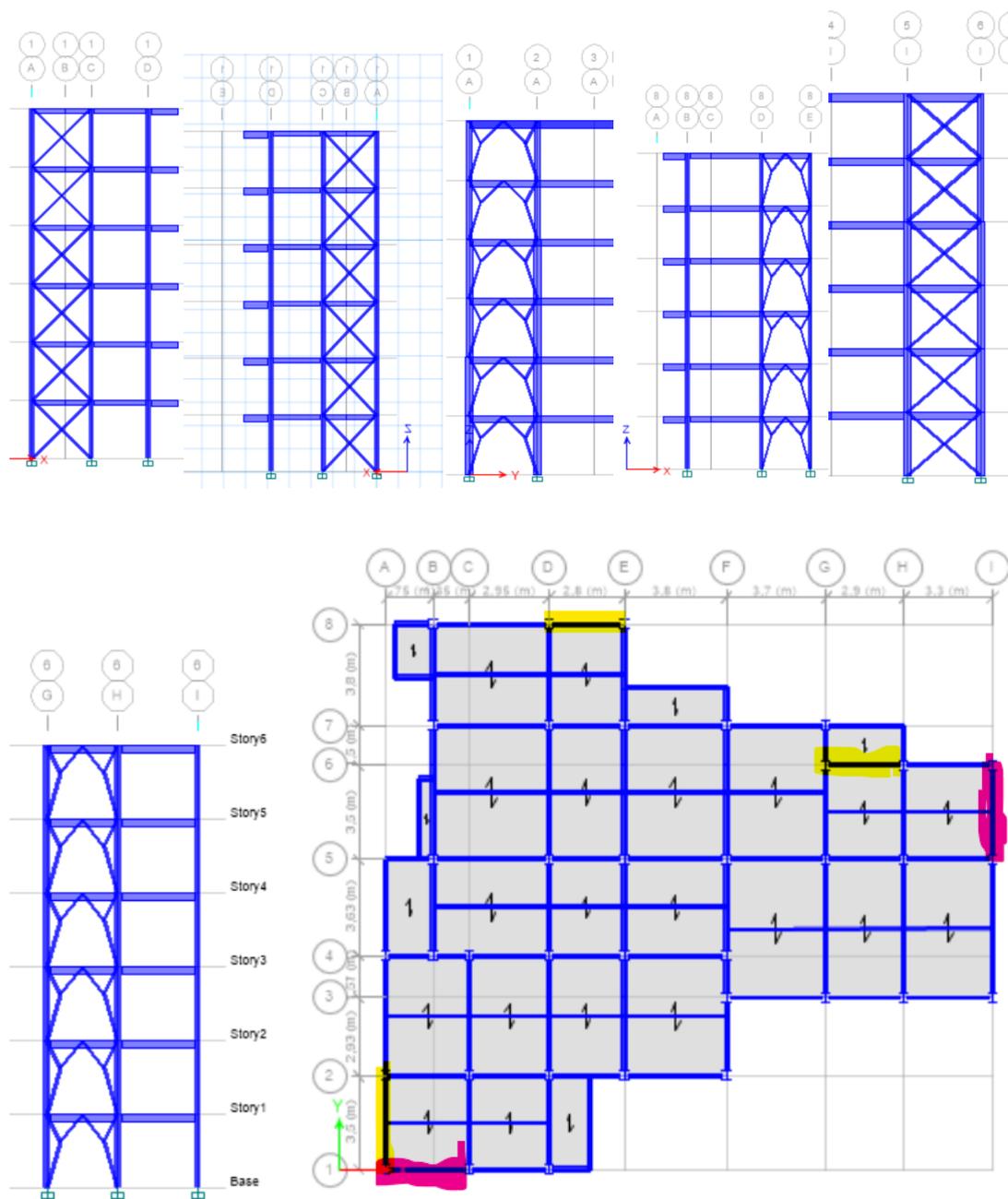


Figure V. 4: Disposition des contreventements pour le modèle final.

V.7.8. 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	ΣU _x	ΣU _y
Modal 1	0,738	0,7394	0,0263	0,7394	0,0263
Modal 2	0,61	0,0259	0,7346	0,7653	0,7609
Modal 3	0,438	0,0036	0,0057	0,769	0,7665
Modal 4	0,24	0,15	0,0047	0,9189	0,7713
Modal 5	0,194	0,0072	0,1352	0,9262	0,9065
Modal 6	0,132	0,0091	0,0001	0,9353	0,9066
Modal 7	0,128	0,0327	0,0086	0,968	0,9152
Modal 8	0,105	0,0035	0,0406	0,9715	0,9558
Modal 9	0,09	0,0133	0,0021	0,9849	0,9579
Modal 10	0,074	0,0081	0,0056	0,993	0,9635
Modal 11	0,07	0,0022	0,0087	0,9952	0,9722
Modal 12	0,066	0,0009	0,0051	0,9961	0,9772

➤ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=0.734$ 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 rotation autour de Z
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4^{ème} mode selon X-X et du 5^{ème} mode selon Y-Y

V.7.9. Les vérifications du modèle final**1) Vérification de l'effort tranchant à la base :**

$$W = 11244 \text{ KN}$$

D'après le logiciel **ETABS** on obtient : $\{Vt_x = 1530.23 \text{ KN}$

$$Vt_y = 1705.34 \text{ KN}$$

▪ **La force sismique totale V :**

$$\text{On a } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \implies \{ V_x = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 11244 = 2020.16 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 11244 = 2020.16 \text{ KN}$$

Donc :

Tableau V. 8: Vérification de la force sismique totale V du model finale

	Vt(KN)	Vstq(KN)	80% Vstq	Observation	r=0,8Vst/Vt x
Sense X	1530.23	2020.16	1616.125	Non Vérifiée	1,056 > 1
Sense Y	1705.34	2020.16	1616.125	Vérifiée	0,95 < 1

2) **Vérification des déplacements inter étages :**

Tableau.V.9 : Vérification des déplacements inter étages du model final.

Niveau	δx_k (mm)	δy_k (mm)	Δx (mm) K	Δy (mm) K	1%hétage (mm)	Obs x	Obs y
18.36	30,582	23,899	17,612	13,72	30.6	V	V
15.3	26,179	20,469	21,816	17,68	30.6	V	V
12.24	20,725	16,049	23,364	18,244	30.6	V	V
9.18	14,884	11,488	23,632	18,9	30.6	V	V
6.12	8,976	6,763	21,524	16,8	30.6	V	V
3.06	3,595	2,562	21,524	16,8	30.6	V	V

➤ **Constatation :**

Les déplacements inter étages sont vérifiés

• **Remarque :**

Notre structure R+5, Donc nous n'avons pas besoin de vérifier l'effet P-Δ

V.8. 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} rotation 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 $(0,8V_{st} / V_{dx})$
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.

Chapitre VI

Vérification de l'ossature

VI.1. Introduction

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis.

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deca des limites admissibles.

Deux cas de figures se présentent :

- Le cas des petites déformations :

On admet que les sollicitations ne varient pas sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

- Le cas des grandes déformations :

Dans ce cas les déformations modifient considérablement les sollicitations et affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter 2 types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

➤ **Le flambement :**

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

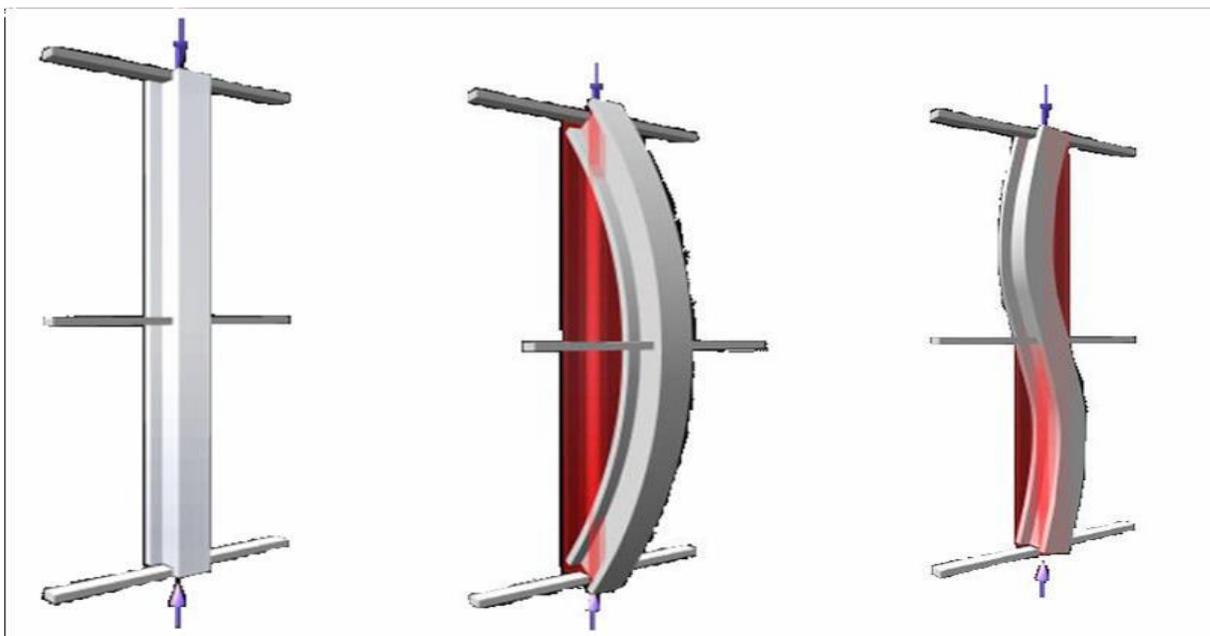


Figure VI. 1: Phénomène du flambement.

➤ **Le déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

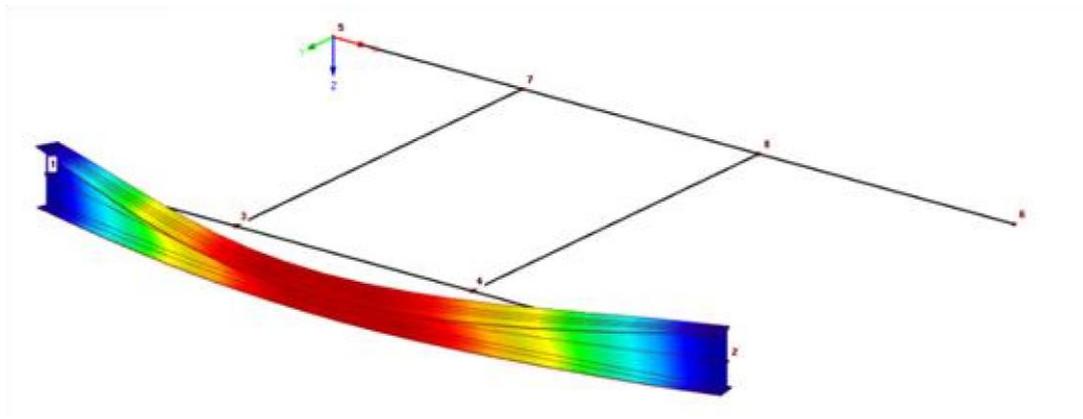


Figure VI. 2: Phénomène de déversement.

VI.2. Vérification des éléments structuraux

La vérification des éléments structuraux est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel **ETABS 2018**

VI.2.1. Vérification des poteaux

VI.2.1.1. Hypothèse de calcul

- **Vis-à-vis du flambement :**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal N_{sd} et deux moments fléchissant M_y et M_z .

La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul est:

- $G + Q + E$
- $1,35 G + 1,5 Q$
- $0,8G+E$

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 2 : Un moment $M_{y, sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 3 : Un moment $M_{z, sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y, sd}$ correspondant.

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Pour les sections de classe 3 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{el, y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{el, z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5 \text{ Ou } \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M, y} - 4) + \left(\frac{W_{pl, y} - W_{el, y}}{W_{el, y}} \right) ; \mu_y \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5 \text{ Ou } \mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M, z} - 4) + \left(\frac{W_{pl, z} - W_{el, z}}{W_{el, z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$$

$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$ Sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement

$\beta_{M, y}$ et $\beta_{M, z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

Détermination de la longueur de flambement :

Mode d'instabilité à nœuds fixes

$$\frac{Lk}{L0} = \left[\frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364 \times (\eta_1 - \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \right]$$

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

Les efforts internes du logiciel ETABS2018 sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1: Efforts internes des poteaux sous N max pour chaque niveau

Niveau	Numéro	Combinaison	Nmax	Msd,y	Msd,z
5 ^{ème} +4 ^{ème}	332	ELU	254,45	9,57	5,34
3 ^{ème} +2 ^{ème}	383	G+Q+EY	589,471	14,025	9,553
1 ^{er} + RDC	24	G+Q+EX	1402,86	24,374	25,047

Vérification pour les poteaux RDC

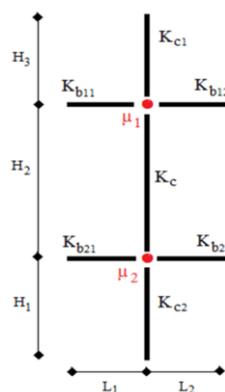


Figure VI. 3: La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.

Détermination de la longueur de flambement

Sens Y-Y	Sens Z-Z
$K_c HEA400 = \frac{I_y}{H} = \frac{45070}{306} = 147,29cm^3$	$K_c HEA400 = \frac{I_z}{H} = \frac{8564}{306} = 27,98cm^3$
$K_{c1} HEA400 = \frac{I_y}{H} = \frac{45070}{306} = 147,29cm^3$	$K_{c2} HEA400 = \frac{I_z}{H} = \frac{8564}{306} = 27,98cm^3$
$K_{b11} IPE360 = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{350} = 46,48cm^3$	$K_{b11} IPE270 = \frac{I_z}{L} = \frac{420}{605} = 0,69cm^3$
$\eta_1 = \frac{147,29+147,29}{147,29+147,29+(46,48)} = 0,863$	$\eta_1 = \frac{27,98 + 27,98}{27,98 + 27,98 + (2 \times 0,69)} = 0,975$
$\eta_2 = 0$ (encastrement)	$\eta_2 = 0$ (encastrement)
$L_{fy} = \frac{1+0,145(\eta_1+\eta_2)-0,265 \times \eta_1 \eta_2}{2-0,364(\eta_1+\eta_2)-(0,247 \times \eta_1 \times \eta_2)} \times H$	$L_{fz} = \frac{1+0,145(\eta_1+\eta_2)-0,265 \times \eta_1 \eta_2}{2-0,364(\eta_1+\eta_2)-(0,247 \times \eta_1 \times \eta_2)} \times H$
$L_{fy} = \frac{1+0,145(0,863+0)}{2-0,364(0,863+0)} \times 3,06 = 2,043m$	$L_{fz} = \frac{1+0,145(0,975+0)}{2-0,364(0,975+0)} \times 3,06 = 2,123m$
$L_{fy} = 2043mm$	$L_{fz} = 2123mm$

Calcul de χ_{min} :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{204,3}{24,97} = 8,169$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{212,3}{7,05} = 30,11$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \text{ Ou } \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 92.91 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \lambda_1 = 85,84$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{8,169}{85,84} = 0,095$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{30,11}{85,84} = 0,35$$

$\bar{\lambda}_y < 0.2$ Pas de risque de flambement

$\bar{\lambda}_z > 0.2$ Il y'a risque de flambement

$$\Phi_y = 0.5 \times [1 + a_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad \Phi_z = 0.5 \times [1 + a_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\Phi_y = 0,49$$

$$\Phi_z = 0,571$$

Avec : Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 1,03 > 1 \text{ donc } \chi_y = 1$$

$$\chi_z = 0.958$$

$$\chi_{min} = \text{Min} (0.99 ; 0.92) \Rightarrow \chi_{min} = 0.92$$

Calcul de K_y et K_z :

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7\phi \text{ Avec } \phi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

$$\phi_y = \frac{-5,05}{-24,38} = 0,207 \dots\dots\dots \beta_{M_y} = 1,655$$

$$\phi_z = \frac{-9,35}{-25,05} = 0,373 \dots\dots\dots \beta_{M_z} = 1,539$$



$$K = 1 - \frac{\mu * N_{sd}}{x * A * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1.5 \quad \text{Avec } \mu = \lambda_i * (2 * \beta_M - 4) + \left(\frac{W_{pl} - W_{EL}}{w_{EL}} \right) \leq 0.9$$

$$\mu_y = 0,034 < 0,90$$

$$\mu_z = 0,234 < 0,90$$

$$K_y = 0,98 < 1,5$$

$$K_z = 0,913 < 1,5$$

$$\frac{1402,86 \times 10^3}{0,958 \times 15900 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,98 \times 24,374 \times 10^6}{2562000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,913 \times 25,047 \times 10^6}{872900 \times \frac{275}{1,1}} = 0,510 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Niveau RDC + 1^{ère} étage : (h=3.06m)

2^{ème} cas : N_{sd}^{MAX} ; $M_{y.sd}^{corr}$; $M_{z.sd}^{corr}$

$$M_y^{max} = 137.976 \text{ KN.m}, N_{sd}^{corr} = 412.976 \text{ KN}, M_z^{corr} = 2.576 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 2: Résultats de la vérification des poteaux 1^{ère} étage + 2^{ème} étage 2^{ème} cas

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEA400} = K_{C,1}^{HEA400} = 147.29 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{HEA400} = K_{C,1}^{HEA400} = 27.98 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{HEA400} = 147.29 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{HEA400} = 27.98 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{IPE270} = 12.32 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{IPE360} = K_{b1,2}^{IPE360} = 1.303 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{IPE360} = K_{b2,2}^{IPE360} = 0$		$K_{b2,1}^{IPE360} = K_{b2,2}^{IPE360} = 0$
$L_{fy} = 2.112 \text{ m}$		$L_{fz} = 2.108 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0.098 < 0.2$ alors ; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_z = 0.348 > 0.2$ alors ; y a de risque de flambement	
$\beta_{M_y} = 1.329$		$\phi_z = 0.585$	
$\mu_y = 0.022 < 0.9$		$\beta_{M_z} = 2.135$	
$K_y = 0.997 < 1.5$		$\mu_z = 0.623 < 0.9$	
		$K_z = 0.890 < 1.5$	
Vérification du flambement composé : $0.35 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

❖ Niveau RDC + 1^{ère} étage : (h=3.06m)

3^{ème} cas : $M_{z.sd}^{MAX}$; $M_{y.sd}^{corr}$; N_{sd}^{corr}

$$M_z^{max} = 32.786 \text{ KN.m}, N_{sd}^{corr} = 630.244 \text{ KN}, M_y^{corr} = 22.965 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 3: Résultats de la vérification des poteaux Niveau RDC+ 1^{ère} étage 3^{ème} cas

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEA400} = K_{C,1}^{HEA400} = 147.29 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{HEA600} = K_{C,1}^{HEA600} = 27.98 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{HEA600} = 147.29 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{HEA550} = 27.98 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{IPE360} = K_{b1,2}^{IPE360} = 18.48 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{IPE270} = K_{b1,2}^{IPE270} = 0.591 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{IPE270} = K_{b2,2}^{IPE270} = 0$		$K_{b2,1}^{IPE360} = K_{b2,2}^{IPE360} = 0$
$L_{fy} = 2.06 \text{ m}$		$L_{fz} = 2.126 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0.096 < 0,2$ alors; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_z = 0.35 > 0,2$ alors; y a de risque de flambement	
		$\phi_z = 0.577$	
$\chi_y = 1$		$\chi_z = 0,966 < 1$	
$\beta_{Mw} = 2.100$		$\beta_{Mw} = 2.215$	
$\mu_y = 0.127 < 0,9$		$\mu_z = 0.679 < 0,9$	
$K_y = 0.979 < 1,5$		$K_z = 0.888 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0.33 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

❖ Niveau 2^{ème} et 3^{ème} étage : (h=3,06 m)

Les efforts internes :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes : G+ Q ± E ; 0,8G ± E

$$1.35G + 1.5Q$$

$$N_{sd}^{max} = 598,47 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{cor} = 14,024 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{cor} = 9,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y}^{max} = 103,242 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{cor} = 161,4385 \text{ KN} ; M_{sd,z}^{cor} = 2,614 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,z}^{max} = 30,051 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{cor} = 416,3552 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{cor} = 13,0225 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 4: Caractéristiques du profilé croisé HEA360

Section	Caractéristiques							
	$I_y \text{ cm}^4$	$I_z \text{ cm}^4$	$W_{ply} \text{ cm}^3$	$W_{ely} \text{ cm}^3$	$W_{plz} \text{ cm}^3$	$W_{elz} \text{ cm}^3$	$i_y \text{ cm}$	$i_z \text{ cm}$
142,8	33090	7887	2088	1891	802,3	525.8	15.22	7.43

{ Poteau : HEA 360 Profilé de classe 1
 { Poutre : IPE 360

❖ Niveau 2^{ème} + 3^{ème} étage : (h=3.06m)

1^{er} cas : $N_{sd}^{MAX} ; M_{y,sd}^{corr} ; M_{z,sd}^{corr}$

$$N_{sd}^{max} = 598,47 \text{ KN} ; M_z^{corr} = 9,55 \text{ KN.m}, M_y^{corr} = 14,03 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 5: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 2^{ème} + 3^{ème} étage 1^{er} cas

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEA360} = K_{C,1}^{HEA360} = 108.137\text{cm}^3$	Poteau	$K_C^{HEA360} = K_{C,1}^{HEA600} = 25.77\text{cm}^3$
	$K_{C,2}^{HEA360} = 108.137\text{cm}^3$		$K_{C,2}^{HEA360} = 25.77\text{cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{IPE360} = 41,37\text{cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{IPE270} = 37.56\text{cm}^3$
	$K_{b2,1}^{IPE270} = K_{b2,2}^{IPE270} = 0$		$K_{b2,1}^{IPE360} = K_{b2,2}^{IPE360} = 0$
$L_{fy} = 2.026\text{ m}$		$L_{fz} = 1.85\text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0.015 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_z = 0.285 > 0,2$ alors ; y a de risque de flambement	
		$\phi_z = 0.547$	
$\chi_y = 1$		$\chi_z = 0,987 < 1$	
$\beta_{Mw} = 1.409$		$\beta_{Mw} = 1.54$	
$\mu_y = 0.087 < 0,9$		$\mu_z = 0.27 < 0,9$	
$K_y = 0.985 < 1,5$		$K_z = 0.999 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0.25 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

❖ Niveau 2^{ème} + 3^{ème} étage : (h=3.06m)

2^{ème} cas : $M_{y.sd}^{MAX}$; N_{sd}^{corr} $M_{z.sd}^{corr}$

$$M_y^{max} = 103,25\text{ KNm} \quad N_{sd}^{corr} = 161,44\text{ KN} \quad M_z^{corr} = 2,614\text{ KN.m}$$

Tableau VI. 6: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 2^{ème} + 3^{ème} étage 1^{er} cas

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEA360} = K_{C,1}^{HEA360} = 108.137\text{cm}^3$	Poteau	$K_C^{HEA360} = K_{C,1}^{HEA600} = 25.77\text{cm}^3$
	$K_{C,2}^{HEA360} = 108.137\text{cm}^3$		$K_{C,2}^{HEA360} = 25.77\text{cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{IPE360} = K_{b1,2}^{IPE360} = 20.33\text{cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{IPE270} = 3.364\text{cm}^3$
	$K_{b2,1}^{IPE270} = K_{b2,2}^{IPE270} = 0$		$K_{b2,1}^{IPE360} = K_{b2,2}^{IPE360} = 0$
$L_{fy} = 1.920\text{ m}$		$L_{fz} = 1.747\text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0.155 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_z = 0.290 > 0,2$ alors ; y a de risque de flambement	
		$\phi_z = 0.564$	
$\chi_y = 1$		$\chi_z = 0,955 < 1$	
$\beta_{Mw} = 1.416$		$\beta_{Mw} = 1.54$	
$\mu_y = 0.087 < 0,9$		$\mu_z = 0.27 < 0,9$	
$K_y = 0.985 < 1,5$		$K_z = 0.999 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0.25 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

❖ Niveau 2^{ème} + 3^{ème} étage : (h=3.06m)

3^{ème} cas : $M_{z.sd}^{MAX}$; $M_{y.sd}^{corr}$ N_{sd}^{corr}

$M_z^{max}=30.015\text{KN.m}$, $N_{sd}^{corr}=416.355\text{KN}$, $M_{y}^{corr}=13.022\text{KN.m}$

Tableau VI. 7: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 2^{ème} + 3^{ème} étage 2^{ème} cas

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEA360} = K_{C,1}^{HEA360} = 108.137\text{cm}^3$	Poteau	$K_C^{HEA360} = K_{C,1}^{HEA600} = 25.77\text{cm}^3$
	$K_{C,2}^{HEA360} = 108.137\text{cm}^3$		$K_{C,2}^{HEA360} = 25.77\text{cm}^3$
Poutre	$K_{b,1,1}^{IPE360} = 41,37\text{cm}^3$	Poutre	$K_{b,1,1}^{IPE270} = 37.56\text{cm}^3$
	$K_{b,2,1}^{IPE270} = K_{b,2,2}^{IPE270} = 0$		$K_{b,2,1}^{IPE360} = K_{b,2,2}^{IPE360} = 0$
$L_{fy}=2.026\text{ m}$		$L_{fz}=1.85\text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0.017 < 0,2$ alors; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_z = 0.286 > 0,2$ alors; y a de risque de flambement	
$\chi_y = 1$		$\chi_z = 0,988 < 1$	
$\beta_{Mw} = 1.409$		$\beta_{Mw} = 2.401$	
$\mu_y = 0.086 < 0,9$		$\mu_z = 0.75 < 0,9$	
$K_y = 0.99 < 1,5$		$K_z = 0.999 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0.29 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

❖ Niveau 4^{ème} + 5^{ème} étage : (h=3.06m)

Tableau VI. 8: Caractéristiques du profilé croisé HEA300

Section	Caractéristiques							
	$A\text{ cm}^2$	$I_y\text{ cm}^4$	$I_z\text{ cm}^4$	$W_{ply}\text{ cm}^3$	$W_{ely}\text{ cm}^3$	$W_{plz}\text{ cm}^3$	$W_{elz}\text{ cm}^3$	$i_y\text{ cm}$
112,5	18260	6310	1383	1260	641,2	420.6	12.47	7.49

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poteau : HEA 300 Profilé de classe 1} \\ \text{Poutre : IPE 360} \end{array} \right.$

1^{er} cas : N_{sd}^{MAX} ; $M_{y.sd}^{corr}$ $M_{z.sd}^{corr}$

$N_{sd}^{max} = 254,45\text{ KN}$ $M_z^{corr} = 5,34\text{ KN.m}$, $M_y^{corr} = 9,57\text{ KN.m}$

Tableau VI. 9: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 4^{ème} + 5^{ème} étage 1^{er} cas

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEA300} = K_{C,1}^{HEA300} = 59.67\text{cm}^3$	Poteau	$K_C^{HEA300} = K_{C,1}^{HEA300} = 20.62\text{cm}^3$
	$K_{C,2}^{HEA360} = 108.137\text{cm}^3$		$K_{C,2}^{HEA360} = 25.77\text{cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{IPE360} = K_{b1,2}^{IPE360} = 18.48\text{cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{IPE270} = K_{b1,2}^{IPE270} = 1.47\text{cm}^3$
	$K_{b2,1}^{IPE270} = K_{b2,2}^{IPE270} = 0$		$K_{b2,1}^{IPE360} = K_{b2,2}^{IPE360} = 0$
$L_{fy} = 2.002 \text{ m}$		$L_{fz} = 2.1 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0.187 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_z = 0.326 > 0,2$ alors; y a de risque de flambement	
		$\phi_z = 0.584$	
$\chi_y = 1$		$\chi_z = 0,936 < 1$	
$\beta_{Mw} = 2.395$		$\beta_{Mw} = 2.303$	
$\mu_y = 0.245 < 0,9$		$\mu_z = 0.722 < 0,9$	
$K_y = 0.977 < 1,5$		$K_z = 0.930 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0.155 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

❖ Niveau 4^{ème} + 5^{ème} étage : (h=3.06m)

2^{ème} cas : $M_{y.sd} \text{ MAX} ; N_{sd} \text{ corr} M_{z.sd} \text{ corr}$

$M_y^{\text{max}} = 57,807 \text{ KNm}, N_{sd}^{\text{corr}} = 162,62 \text{ KN} \quad M_z^{\text{corr}} = 2,437 \text{ KN.m}$

Tableau VI. 10: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 4^{ème} + 5^{ème} étage 2^{ème} cas

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEA300} = K_{C,1}^{HEA300} = 59.67\text{cm}^3$	Poteau	$K_C^{HEA300} = K_{C,1}^{HEA300} = 20.62\text{cm}^3$
	$K_{C,2}^{HEA360} = 108.137\text{cm}^3$		$K_{C,2}^{HEA360} = 25.77\text{cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{IPE360} = K_{b1,2}^{IPE360} = 20,33\text{cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{IPE270} = 1.354 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{IPE270} = K_{b2,2}^{IPE270} = 0$		$K_{b2,1}^{IPE360} = K_{b2,2}^{IPE360} = 0$
$L_{fy} = 2.001 \text{ m}$		$L_{fz} = 2.12 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0.186 < 0,2$ alors; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_z = 0.330 > 0,2$ alors; y a de risque de flambement	
		$\phi_z = 0.581$	
$\chi_y = 1$		$\chi_z = 0,801 < 1$	
$\beta_{Mw} = 1.416$		$\beta_{Mw} = 1.511$	
$\mu_y = -0.119 < 0,9$		$\mu_z = 0.201 < 0,9$	
$K_y = 0.993 < 1,5$		$K_z = 0.999 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0.239 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

❖ Niveau 4^{ème} + 5^{ème} étage : (h=3.06m)

3^{ème} cas : $M_{z.sd}^{MAX}$; $M_{y.sd}^{corr}$ N_{sd}^{corr}

$M_z^{max}=24.189KN.m$, $N_{sd}^{corr}=46.76KN$, $M_y^{corr}=1.937 KN.m$

Tableau VI. 11: Résultats de la vérification des poteaux Niveau 4^{ème} + 5^{ème} étage 2^{ème} cas

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEA300} = 59.67cm^3$	Poteau	$K_C^{HEA300} = 20.62cm^3$
	$K_{C,2}^{HEA360} = 59.67cm^3$		$K_{C,2}^{HEA360} = 20.62cm^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{IPE360} = 46,48m^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{IPE270} = 12.86 cm^3$
	$K_{b2,1}^{IPE270} = K_{b2,2}^{IPE270} = 0$		$K_{b2,1}^{IPE360} = K_{b2,2}^{IPE360} = 0$
$L_{fy}=1.944 m$		$L_{fz}= 1.97 m$	
$\bar{\lambda}_y = 0.181 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_z = 0.306 > 0,2$ alors ; y a de risque de flambement	
		$\phi_z = 0.676$	
$\chi_y = 1$		$\chi_z = 0,782 < 1$	
$\beta_{Mw} = 1.669$		$\beta_{Mw} = 1.391$	
$\mu_y = -0.022 < 0,9$		$\mu_z = 0.152 < 0,9$	
$K_y = 1.005 < 1,5$		$K_z = 0.996 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0.172 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

Tableau VI. 12: Résultats de la vérification des poteaux

NIV	Cas	Profilé	Nsd KN	Msd _y KN.m	Msd _z KNm	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	K _y	K _z	Note < 1
RDC	1	HEA400	1402,9	24,374	25,04	0,095	0,35	0.92	0.98	0.93	0.51
ET 1 ^{er}	2	HEA400	412,7	137,9	2,576	0,098	0,348	0.93	0.89	0.89	0.35
	3	HEA400	630,2	22,96	32,78	0,096	0,35	0.96	0.97	0.88	0.33
2 ^{ème}	1	HEA360	598.47	14.024	9.55	0,015	0,285	0.987	0.98	0.99	0.25
ET 3 ^{ème}	2	HEA360	161.44	103.24	2.614	0.155	0.290	0.955	0.98	0.996	0.25
	3	HEA360	416.36	13.023	30.051	0.017	0.286	0.988	0.99	0.999	0.29
4 ^{ème}	1	HEA300	254.45	9.57	5.34	0.187	0.326	0.936	0.977	0.930	0.155
ET +5 ^{ème}	2	HEA300	162.62	57.807	2.437	0.186	0.33	0.801	0.993	0.999	0.239
	3	HEA300	46.76	1.937	24.189	0.181	0.306	0.782	1.01	0.996	0.172

VI.3. Vérification du déversement**Calcul de λ_{LT} : RDC + 1^{er} étage (HEA400)**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}; \lambda_{LT} = 93,91\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C_1 \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{L}{hf}}\right)^2\right)^{0.25}}} \quad \text{Avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{2126}{73.4}}{\sqrt{1.132 \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{2126}{73.4}}{\frac{2126}{390}}\right)^2\right)^{0.25}}} = 26.61$$

 $\bar{\lambda}_{Lt} = 0.306 < 0.4 \Rightarrow$ **Donc pas de risque de déversement.**
Calcul de λ_{LT} : 2^{ème} + 3^{ème} étage (HEA360)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C_1 \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{L}{hf}}\right)^2\right)^{0.25}}} \quad \text{avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{2026}{74.3}}{\sqrt{1.132 \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{2026}{74.3}}{\frac{2026}{350}}\right)^2\right)^{0.25}}} = 25.06$$

 $\bar{\lambda}_{Lt} = 0.288 < 0.4 \Rightarrow$ **Donc pas de risque de déversement.**
Calcul de λ_{LT} : 4^{ème}+5^{ème} étage (HEA300)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C_1 \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{L}{hf}}\right)^2\right)^{0.25}}} \quad \text{Avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{2120}{74.9}}{\sqrt{1.132 \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{2120}{74.9}}{\frac{2120}{290}}\right)^2\right)^{0.25}}} = 26.51$$

 $\bar{\lambda}_{Lt} = 0.30 < 0.4 \Rightarrow$ **Donc pas de risque de déversement.**
VI.4. Vérification des poutres

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

• **Poutre principale :**

Vérification de poutre **IPE360**.

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la combinaison la plus défavorable G+Q+EY

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = -148.265 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 80.33 \text{ KN}$$

- **Vérification de la résistance** On doit vérifier que $M_{sd} < M_{pld}$

$$M_{pld} = 395.065 \text{ KN.m (déjà calculer)}$$

$$M_{sd} = 148.265 \text{ kN.m} < M_{pld} = 395.065 \text{ KN.m} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

1- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{plrd} = 407.78 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 80.33 < V_{plrd} = 489.17 \text{ kN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$V_{sd} = 80.33 < 0.5 v_{plrd} = 244.585 \text{ KN}$$

VI.5. Vérification des palées de stabilité

Les vérifications doivent être faites sous la combinaison G+ Q ± 1.25 E.

VI.5.1. Suivant la direction X-X (double UPN160)

$$N_{sd}^{max} = 577.35 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd}^{max} = 627.69 \text{ KN (compression)}$$

- **Vérification à la traction**

$$N_{sd}^{max} = 577.35 \text{ KN} \quad \text{et} \quad N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2 \times 4800 \frac{275}{1.1} = 2400$$

$N_{sd} < N_{trd} \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$

- **Vérification de la compression :**

$$N_{sd} < N_{b,rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

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

La longueur de la barre :

$$L_0=2\text{m} \quad \text{et} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$$

- **Exemple de calcul :**

$$N_{Sd}^{max} = 627.69 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$l_{fy} = L_0 = 2\text{m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2000}{62.1} = 28.77 \quad \bar{\lambda}_y = 0.33 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2000}{18.9} = 105.82 \quad \bar{\lambda}_z = 1.22 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

$$h/b = 2.46 > 1.2$$

$$t_f = 10.5\text{mm} < 40\text{mm} \text{ donc } z_z \longrightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$\phi = 0.5[1 + 0.34(1.22 - 0.2) + 1.22^2] = 1.42$$

$$X = 0.46 < 1$$

$$N_{b,rd} = 0.46 \times 2 \times 1 \times 4800 \times \frac{275}{1.1} = 1104\text{KN} \quad , \quad N_{sd} < N_{b,rd} \text{ La condition est vérifiée.}$$

VI .5.2. Suivant la direction Y-Y (double UPN160)

$$N_{Sd}^{max} = 499.51 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 546.33 \text{ KN (compression)}$$

- **Vérification à la traction**

$$N_{Sd}^{max} = 499.51 \text{ KN} \quad \text{et} \quad N_{trd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2 \times 4800 \times \frac{275}{1.1} = 2400$$

$N_{sd} < N_{trd} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

- **Vérification de la compression :**

$$N_{sd} < N_{b,rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad \phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

La longueur de la barre :

$$L_0=2\text{m} \quad \text{et} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$$

- Exemple de calcul :

$$N_{Sd}^{max} = 546.33 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$l_{fy} = L_0 = 2\text{m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2000}{62.1} = 28.77$$

$\bar{\lambda}_y = 0.33 > 0.2$ il y a un risque de flambement

$$\lambda_y = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2000}{18.9} = 105.82$$

$\bar{\lambda}_z = 1.22 > 0.2$ il y a un risque de flambement

$$h/b = 2.46 > 1.2$$

$$t_f = 10.5\text{mm} < 40\text{mm} \text{ donc } \alpha_z \longrightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$\phi = 0.5[1 + 0.34(1.22 - 0.2) + 1.22^2] = 1.42$$

$$\chi = 0.46 < 1$$

$$N_{b,rd} = 0.46 \times 2 \times 1 \times 4800 \times \frac{275}{1.1} = 1104\text{KN} \quad , \quad N_{sd} < N_{b,rd} \text{ La condition est vérifiée.}$$

VI .6. Conclusion :

La vérification de l'ossature des bâtiments en charpente métallique confirme que la structure est conforme aux normes, capable de supporter les charges prévues et présente une durabilité adéquate.

Chapitre VII

Les Assemblages

VII.1. Introduction

Un assemblage est un moyen de réunir des éléments métalliques dans le but d'assurer leur continuité et leur liaison structurelle. Il existe plusieurs méthodes pour réaliser un assemblage, les plus courantes étant le boulonnage et la soudure, qui peuvent également être utilisés conjointement dans certains cas.

Les assemblages métalliques ont plusieurs fonctions essentielles :

- Transmission des efforts
- Création d'une liaison de continuité
- Adaptation au type de liaison adéquat

VII .2. Les différents modes d'assemblages

Dans la construction métallique, les modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

- **Le boulonnage :**

Le boulonnage est un procédé d'assemblage mécanique couramment utilisé pour relier des éléments métalliques entre eux de manière démontable. Il repose sur l'utilisation de boulons, qui sont des pièces filetés spécifiques conçues à cet effet.

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

Fonctionnement des assemblages :

- **Fonctionnement par obstacle**

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

- **Fonctionnement par adhérence**

La transmission des efforts par adhérence des surfaces des pièces en contact est un mécanisme couramment utilisé dans le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.



Figure VII. 1: Exemples des assemblages boulonnés.

- **Le soudage :**

La soudure est un moyen d'assemblage très couramment utilisé dans l'industrie et l'atelier pour la fabrication de pièces métalliques. Elle permet de joindre deux éléments métalliques en utilisant la chaleur pour faire fondre les surfaces à assembler, puis en utilisant un matériau d'apport, tel qu'un fil de soudure, pour créer une liaison solide entre les pièces.

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités :

- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage contreventement.



Figure VII. 2: Exemples des assemblages soudés.

VII.3. Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE360 – IPE 180)

La hauteur $h_p \geq 0,6 h_{b1} = 0,6 \times 180 = 108 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 110 \text{ mm}$.

L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12 \text{ mm}]$ alors on prend $t_p = 12 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : $130 \times 130 \times 12 \text{ m}$

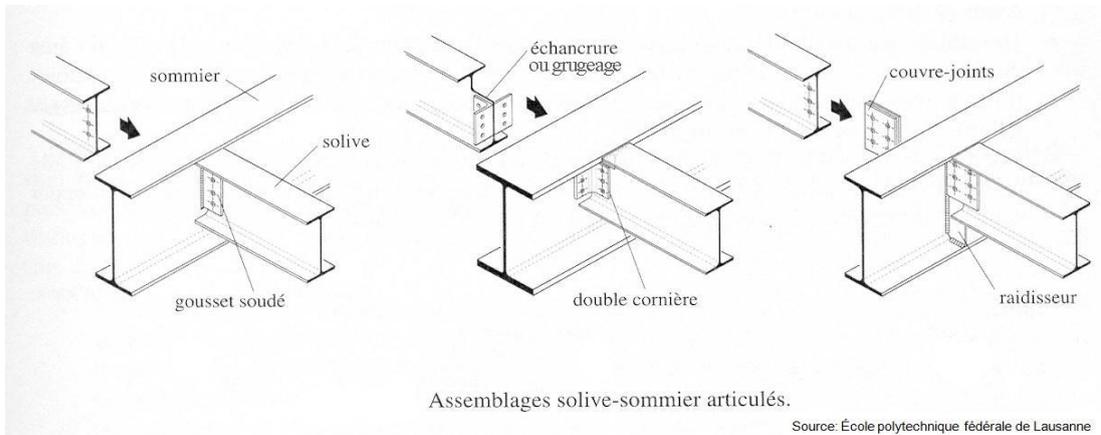


Figure VII. 3: Schéma de l'assemblage poutre – solive.

On choisit 6 boulons ordinaires de diamètre 16 mm (M16) et de classe 4.6

$$M16 \quad \rightarrow \quad d = 16 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d_0 = 18 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_s = 157 \text{ mm}^2$$

Disposition constructive :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 21,60 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 35 \text{ mm}.$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 21,60 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 35 \text{ mm}.$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 168 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad P_1 = 70 \text{ mm}.$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 168 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad P_2 = 70 \text{ mm}.$$

- Vérification de la solive :

Résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,sd} = 47.42 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = 0,6 \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,rd} = 0,6 \times 400 \times \frac{157}{1,3} \times 6 \quad \rightarrow \quad F_{v,rd} = 173.9 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 173.9 \text{ KN} > F_{v,sd} = 47.42 \text{ KN}$$

Résistance à la pression diamétrale :

- Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \alpha f_u d_t}{\gamma_{mb}} \text{ avec : } \alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_u}{f_{ub}} ; 1\right]$$

$f_u = 430 \text{ MPa}$; $d = 16 \text{ mm}$; $d_0 = 18 \text{ mm}$; $t = 12 \text{ mm}$; $\gamma_{mb} = 1,3$;

$$e_1 = 35 \text{ mm} ; \quad P_1 = 70 \text{ mm.} \quad \alpha = \min \left[0,64 ; 1,05 ; 0,93 ; 1 \right]$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.64 \times 430 \times 16 \times 12}{1.3} = 101.612 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{6} = 7.903 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 7.903 \text{ KN} < F_{b,rd} = 101.612 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$

VII.4. Vérification de l'assemblage poteau-poutre principale

VII.4. 1. Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA360 – IPE360)

- Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

$F_u = 430 \text{ Mpa}$; $\gamma_{MW} = 1.30$; $\beta_w = 0.85$

- **Poutre HEA360 :**

$h = 350 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t_f = 17.5 \text{ mm}$; $t_w = 10 \text{ mm}$; $A = 142.8 \text{ cm}^2$

- **Poteau IPE 360 :**

$h = 360 \text{ mm}$; $b = 170 \text{ mm}$; $t_f = 12.7 \text{ mm}$; $t_w = 8 \text{ mm}$; $A = 72.73 \text{ cm}^2$

Efforts internes :

$M_{sd} = 180.59 \text{ kN.m}$

$V_{sd} = 61.84 \text{ kN}$

- **Assemblage poutre-platine (soudure) :**

Cet assemblage est réalisé en reliant la poutre et la platine à l'aide de la soudure. On fixe le

Cordon de soudure $a = 8 \text{ mm}$. $l_1 = b = 170 \text{ mm}$

$$l_2 = \frac{bs - tw}{2} = 81 \text{ mm} \qquad l_3 = h - 2t_f = 334.6 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3) a = 10665.6 \text{ mm}^2$$

$$I_s / y_y = 2[(a l_1 d_1^2) + (2 a l_2 d_2^2)]$$

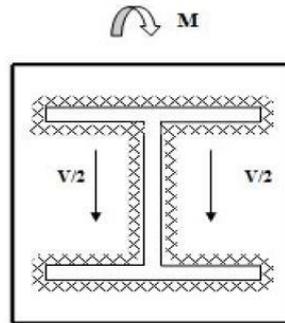


Figure VII. 4: Assemblage poutre platine.

$$d1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 184 \text{ mm}$$

$$d2 = \frac{h}{2} - tf - \frac{a}{2} = 163.3 \text{ mm}$$

$$I_{s/yy} = 2I_1 a d1^2 + 4I_2 a d2^2 = 161.21 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- Vérification de la résistance :

Effet de **N_{sd}** et **V_{sd}** :

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 I_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{mw}} \Rightarrow 34.65 \text{ kN} \leq 389,14 \text{ kN} \dots \text{ CV}$$

Effet de **N_{sd}** et **M_{sd}** :

$$\sqrt{2 \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2} \right]} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{mw}} \Rightarrow 201.64 \text{ kN} \leq 389,14 \text{ kN} \dots \text{ CV}$$

- Assemblage poteau-platine (boulonnage) :

Disposition constructive :

On choisit d'utiliser 10 boulons HR de diamètre 22mm et de classe 10.8:

$$M22 \Rightarrow d = 22 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 24 \text{ mm} \Rightarrow AS = 303 \text{ mm}^2$$

$$1,5d_0 \leq e1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 36 \text{ mm} \leq e1 \leq 168 \text{ mm} \Rightarrow e1 = 80 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 36 \text{ mm} \leq e2 \leq 168 \text{ mm} \Rightarrow e2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 52,8 \text{ mm} \leq P1 \leq 196 \text{ mm} \Rightarrow P1 = 70 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 72 \text{ mm} \leq P2 \leq 196 \text{ mm} \Rightarrow P2 = 140 \text{ mm.}$$

Détermination des efforts dans le boulon :

Ces efforts sont obtenus par la formule : $N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 180.59 \text{ KN.m}$

d5=410mm	N5=224.71KN
d4=290mm	N4=158.94 KN
d3=220mm	N3= 120.57KN
d2=150mm	N2= 82.21KN
d1=80mm	N1= 60.32KN

$$\sum d^2_i = 329500 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que :

$$N5 \leq n_0 F_p$$

Avec :

F_p : L'effort de précontrainte autorisé 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.

$$A_s = 303 \text{ mm}^2$$

$$N = F_p = 0.7 \times 303 \times 1000 = 212.1 \text{ KN} \rightarrow \text{pour un boulon}$$

-Résistance des boulons :

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{61.84}{10} = 6.18 \text{ KN}$$

$$F_{tr} = \frac{M \times d_5}{2 \times \sum d_i^2} = \frac{180.59 \times 10^3 \times 410}{659000} = 112.35 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times m \mu (F_p - 0.8 F_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 (212.1 - 0.8 \times 112.35)}{1.25} = 29.33 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 6.18 \text{ KN} < F_{s,rd} = 29.33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,rd}$

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{180.59}{350 - 17.5} = 541.35 \text{ KN}$$

$$F_t = 541.35 \text{ KN} < F_{t,rd} = t_w s \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} = 10 \times 180 \times \frac{275}{1.1} = 495 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

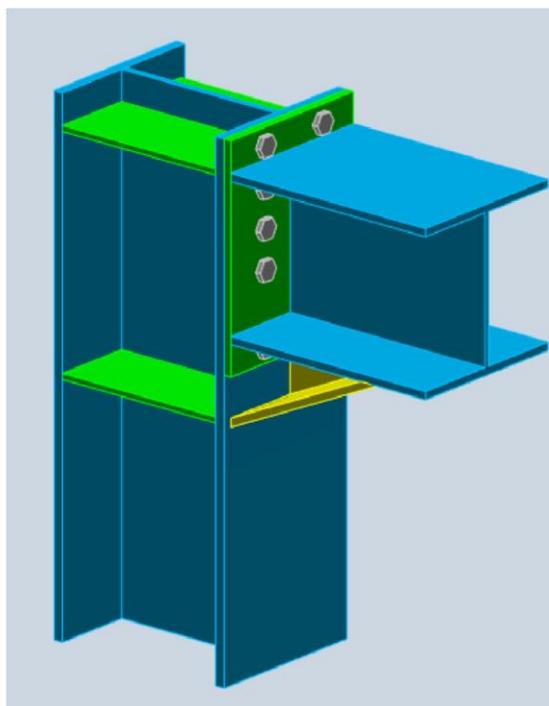


Figure VII. 5: Vue « 3D » de l'assemblage Poteau – Poutre.

VII.4. 2. Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA400 – IPE360)

➤ **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :**

$$F_u = 430 \text{ MPa} ; \gamma_{mw} = 1.30 ; \beta_w = 0.85$$

- **Poutre HEA400 :**

$$h = 390 \text{ mm} ; b = 300 \text{ mm} ; t_f = 19 \text{ mm} ; t_w = 11 \text{ mm} ; A = 159 \text{ cm}^2 -$$

- **Poteau IPE 360 :**

$$h = 360 \text{ mm} ; b = 170 \text{ mm} ; t_f = 12.7 \text{ mm} ; t_w = 8 \text{ mm} ; A = 72.73 \text{ cm}^2$$

Efforts internes :

$$M_{sd} = 125.35 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 45.5 \text{ kN}$$

- **Assemblage poutre-platine (soudure) :**

Cet assemblage est réalisé en reliant la poutre et la platine à l'aide de la soudure. On fixe le Cordon de soudure $a = 7 \text{ mm}$. $l_1 = b = 170 \text{ mm}$

$$l_2 = \frac{bs - tw}{2} = 81 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2t_f = 334.6 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3)a = 9332.4 \text{ mm}^2$$

$$I_s / y_y = 2[(a l_1 d l_2) + (2 a l_2 d^2)]$$

$$d1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 183.5 \text{ mm}$$

$$d2 = \frac{h}{2} - tf - \frac{a}{2} = 163.8 \text{ mm}$$

$$I_{s/yy} = 2l_1 a d_1^2 + 4l_2 a d_2^2 = 140.99 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

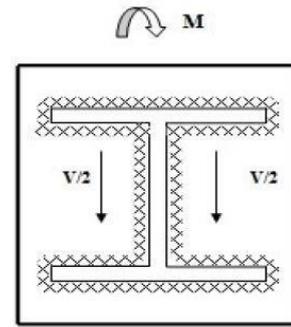


Figure VII. 6: Assemblage poutre platine.

- Vérification de la résistance :

Effet de N_{sd} et V_{sd} :

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{mw}} \Rightarrow 16.82 \text{ kN} \leq 389,14 \text{ kN} \dots \text{ CV}$$

Effet de N_{sd} et M_{sd} :

$$\sqrt{2 \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2} \right]} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{mw}} \Rightarrow 160.032 \text{ kN} \leq 389,14 \text{ kN} \dots \text{ CV}$$

➤ Assemblage poteau-platine (boulonnage) :

- Disposition constructive :

On choisit d'utiliser 10 boulons HR de diamètre 20mm et de classe 10.9 :

$$M20 \Rightarrow d = 20 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 22 \text{ mm} \Rightarrow A_S = 245 \text{ mm}^2$$

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 70 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 130 \text{ mm.}$$

- Détermination des efforts dans le boulon :

Ces efforts sont obtenus par la formule : $N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 125.35 \text{ KN.m}$

d5=310mm	N5=168.364KN
d4=270mm	N4=146.639 KN
d3=200mm	N3= 108.622KN
d2=130mm	N2= 70.604KN
d1=70mm	N1= 30.017KN

$$\sum d_i^2 = 230800 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que :

$$N_5 \leq n_0 F_p$$

Avec :

F_p : L'effort de précontrainte autorisé 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.

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$N = F_p = 0.7 \times 245 \times 1000 = 171.50 \text{ KN} \rightarrow \text{pour un boulon}$$

Pour une rangée (de deux boulons) :

$$2 \times N = 171.50 \times 2 = 343 \text{ KN}$$

$$N_5 = 168.36 \text{ KN} < 343 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification du moment effectif de l'assemblage** : Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{rd}$

Avec :

M_{sd} : moment résistant maximal,

$$M_{rd} : \text{moment résistant effectif, } M_{rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_5}$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,50 \text{ KN (pour un boulon)}$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 171.50 \times 230800}{310} \times 10^{-3} = 255.37 \text{ KN.m} > M_{sd} = 125.35 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{45.5}{10} = 4.55 \text{ KN}$$

$$F_{tr} = \frac{M \times d_5}{2 \times \sum d_i^2} = \frac{125.35 \times 10^3 \times 310}{461600} = 84.18 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times m \mu (F_p - 0.8 F_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 (171.50 - 0.8 \times 84.18)}{1.25} = 24.99 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 4.55 \text{ KN} < F_{s,rd} = 24.99 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,rd}$

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{125.35}{390 - 19} = 337.87 \text{ KN}$$

$$F_t = 337.87 \text{ kN} < F_{trd} = t_{ws} \times b \times f_f \times \frac{F_y}{\gamma_{m_0}} = 11 \times 180 \times \frac{275}{1.1} = 495 \text{ kN} \dots \text{CV}$$

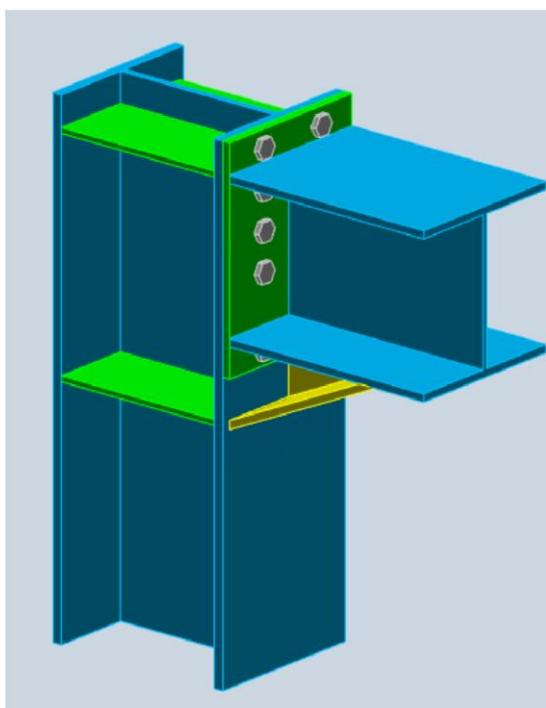


Figure VII. 7: Vue « 3D » de l'assemblage Poteau – Poutre.

VII.5. Assemblage poteau-poutre secondaire

Assemblage Poteau HEA400-Poutre secondaire IPE270 :

Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

Poteau HEA 400 :

$h = 390 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t_f = 19 \text{ mm}$; $t_w = 11 \text{ mm}$; $A = 159 \text{ cm}^2$

Poutre IPE 270 :

$h = 270 \text{ mm}$; $b = 135 \text{ mm}$; $t_f = 10.2 \text{ mm}$; $t_w = 6.6 \text{ mm}$; $A = 45.95 \text{ cm}^2$

On tire les valeurs suivantes à partir du ETABS 18:

$M_{sd} = 48.96 \text{ kN.m}$

$V_{sd} = 27.97 \text{ kN}$

Choix des boulons :

On choisit 8 boulons de diamètre de 20mm (M20) de classe HR.10.9

M20 $\Rightarrow d = 20 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 22 \text{ mm}$

Dispositions constructives des boulons :

$$26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 210 \text{ mm} \quad e_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned}
 33\text{mm} \leq e_2 \leq 230 \text{ mm} & \quad e_2 = 70\text{mm}. \\
 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} & \quad P_1 = 70\text{mm}. \\
 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} & \quad P_2 = 140
 \end{aligned}$$

Détermination des efforts dans le boulon :

Ces efforts sont obtenus par la formule : $N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d^2_i}$

Avec : $M_{sd} = 48.96 \text{ KN.m}$

d4=230mm	N4=54.164 KN
d3=190mm	N3= 44.744 KN
d2=150mm	N2= 35.324KN
d1=80mm	N1= 18.839KN

$$\sum d^2_i = 117900 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que :

$$N_5 \leq n_0 F_p$$

Avec :

F_p : L'effort de précontrainte autorisé 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.

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$N = F_p = 0.7 \times 245 \times 1000 = 171.50 \text{ KN} \rightarrow \text{pour un boulon}$$

Pour une rangée (de deux boulons) :

$$2 \times N = 171.50 \times 2 = 343 \text{ KN}$$

$$N_5 = 70.64 \text{ KN} < 343 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification du moment effectif de l'assemblage : Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{rd}$

Avec :

M_{sd} : moment résistant maximal,

$$M_{rd} : \text{moment résistant effectif, } M_{rd} = \frac{n F_p \sum d^2_i}{d_4}$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,50 \text{ KN (pour un boulon)}$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 171.50 \times 117900}{230} \times 10^{-3} = 175.82 \text{ KN.m} > M_{sd} = 48.96 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{27.97}{8} = 3.49 \text{ KN}$$

$$F_{tr} = \frac{M \times d_4}{2 \times \sum d^2 i} = \frac{48.96 \times 10^3 \times 230}{235800} = 47.75 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times m \mu (F_p - 0.8 F_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 (171.50 - 0.8 \times 47.75)}{1.25} = 31.99 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 3.49 \text{ KN} < F_{s,rd} = 31.99 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,rd}$

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{48.96}{390 - 19} = 131.967 \text{ KN}$$

$$F_t = 131.967 \text{ KN} < F_{t,rd} = t_{ws} \times beff \times \frac{F_y}{\gamma_{m_0}} = 11 \times 140 \times \frac{275}{1.1} = 385 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.6. Assemblages de contreventement

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII.2. : Caractéristique des profilés assemblés.

Tableau VII. 2: Caractéristique des profilés assemblés

Profilé	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	A(mm ²)
HEA400	390	300	19	11	159
2*UPN160	160	65	10.5	7.5	24

Données de calcul :

L'assemblage ci-dessous est sollicité par : Un effort tranchant ; $V_{sd} = 347.25 \text{ kN}$

$K_S = 1$; trous nominaux, $\gamma_{MS} = 1.3$

L'assemblage est assuré par des boulons HR de diamètre 20 mm (M20) de classe 8.8

Nombre des boulons nécessaire :

Pour calculer le nombre des boulons on a :

$$F_{V,Rd} \geq F_{v,sd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n_b} \quad \text{et} \quad F_{v,rd} = \frac{A_s \times 0.6 \times F_{ub}}{\gamma_{MS}}$$

n_b : nombre de boulon

On a deux plans de cisaillement, $n = 2$

$$F_{v,rd} = 2 \frac{159 \times 0.6 \times 800}{1.3} = 117.50 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n_b}, n = \frac{347.25}{117.50} = 2.95$$

On opte pour 4 boulons de M 20 de classe 8.8 et de section $A_s = 159 \text{ mm}^2$

Disposition constructive :

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Euro-code 3 est calculer comme suite :

La disposition	La méthode de calcul	Le calcule	Choix [mm]
e_1	$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$26.4 \leq e_1 \leq 150$	70
P_1	$2.2d_0 \leq P_1 \leq \max(14t, 200\text{mm})$	$48.4 \leq P_1 \leq 200$	90
e_2	$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$33 \leq e_2 \leq 180$	50
P_2	$3d_0 \leq P_1 \leq \max(14t, 200\text{mm})$	$66 \leq P_1 \leq 200$	110

Avec :

d_0 = diamètre du trou, $d_0 = d + 2 = 22 \text{ mm}$

t : épaisseur de cornières : $t = 7.5 \text{ mm}$

Vérification de la pression diamétrale :

La vérification à la pression diamétrale tient compte des dimensions géométriques des pièces assemblées aux voisinages du boulon : $F_{b,Rd} \geq F_{Sd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_u}{f_{ub}} ; 1 \right], \alpha = 0.53$

d = diamètre du boulon, $d = 20 \text{ mm}$

d_0 = diamètre du trou, $d_0 = 22 \text{ mm}$

t : épaisseur de cornières : $t = 7.5 \text{ mm}$

e_1 : pince longitudinale, $e_1 = 70 \text{ mm}$

P_1 : entraxe des boulons, $P_1 = 90 \text{ mm}$

f_{ub} : résistance à la traction des boulons, $f_{ub} = 800\text{MPa}$

f_u : résistance à la traction de la pièce S275, $f_u=430\text{ MPa}$

on trouve : $\alpha=0.53$

Donc :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.53 \times 430 \times 20 \times 7.5}{1.3} = 65.740\text{ KN}$$

Augmenter le nombre de boulon

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = 57.88\text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 57.88\text{ KN} < F_{b,Rd} = 65.740\text{ KN}$$

VII .7. Conclusion :

L'étude des assemblages de bâtiments en charpente métallique est un domaine complexe mais essentiel pour garantir des structures robustes et fiables.

Chapitre VIII

Calcul des fondations

VIII.1. Introduction

Une fondation est une structure utilisée pour transférer les charges de la superstructure (bâtiment, pont, etc.) vers le sol de manière sécurisée. Le calcul de la fondation dépend à la fois des charges de la superstructure et de la capacité portante du sol.

VIII.2. 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 : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars

$S_{néc}$: Surface de la fondation;

N_{ser} Effort normal appliqué sur la fondation.

VIII.3. Choix de type de semelle**VIII.3.1. Semelles isolées**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a b

Rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}\right)$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2$ bars

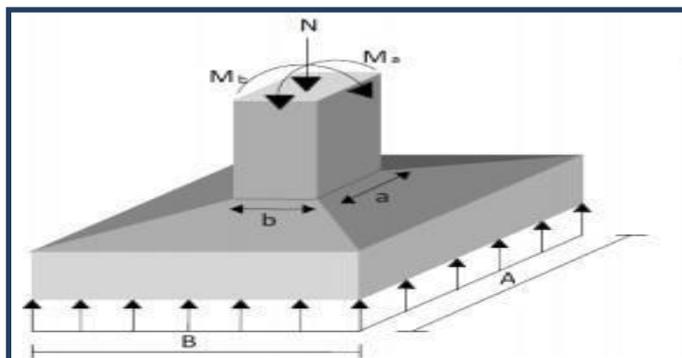


Figure VIII. 1: Dimensions de la semelle isolée.

On prend le poteau de section (50x50) avec :

$$N_{maxser} = 550.79 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$AN : \frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{550.79}{200}} = 1.65 \text{ m}$$

On prend : A= 2 m

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles**

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1,5 \times A$

Tel que : L_{min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximale de la semelle (A=4 m).

On a $L_{min} = 1.57\text{m} < 1.5 \times 2 = 3 \text{ m}$ Non vérifié

- **Constataion**

Non vérifié D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Tableau VIII. 1: Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	Bchoisie(m)	S (m ²)
A	512,78	8	0,146	1	8
B	1252,58	12.43	0,298	1	12.43
C	681,65	8	0,163	1	8
D	2510,5	20.43	0,599	1	20.43
E	1797,35	16.93	0,428	1	16.93
F	1577,34	13.13	0,376	1	13.13
G	1166,57	10.2	0,278	1	10.2
H	955,25	8.7	0,27	1	8.7
I	476,09	8.7	0,113	1	8.7

Surface de la semelle filante $S_{sem} = 106.52 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{sem}}{S_{bat}} = \frac{106.52}{459,68} = 23\% < 50\%$$

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

On prend: $B=1,5\text{m}$

• **La hauteur « h_t » :**

La hauteur de la semelle est : $h_t > d$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$ht \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 = \frac{1.3-0.5}{4} + 0.05 = 0.3\text{m}$$

Avec :

b : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

$b = 0,5\text{m}$ pour les poteaux.

$ht = 0.3\text{m}$

VIII .4. Dimensionnement de nervure

➤ **Dimensionnement de la poutre de libage :**

a/ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{520}{8} \leq h \leq \frac{520}{5} \rightarrow 65 \leq h \leq 104$$

Donc $h = 70\text{cm}$

b/ 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 :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a \quad \text{Où :} \quad L_e = \left(\frac{4EI}{KB} \right)^{1/4}$$

- 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 (MPa/m) → pour un très mauvais sol.
- K=40 (MPa/m) → pour un sol de densité moyenne. (la valeur prise dans notre cas)
- K=120 (MPa/m) → pour un très bon sol.

- I : moment d'inertie de la semelle $I = \frac{B \cdot h^3}{12} + [S \times (y - Y_g)^2]$.

Calcul hauteur de nervure hN :

$$h_N \geq \left(\frac{48 k B l^4}{E b \pi^4} \right)^{1/3}$$

Pour la grande travée l = 5.2m : hN ≥ 1,06m → hN = 1,10m.

$$b_n = \frac{h}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

On prend bn = 0.6 m

VIII.5. 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.

$$e = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec : Mr = V0h + M0.

Tableau VIII. 2: Vérification au renversement

Sens	Nr	Mr	Mr / Nr	B/4	Remarque
X-X	10930,11	23084,91	2,11	5,625	Vérifie
Y-Y	10930,11	26052,3	1,38	5,1075	Vérifie

VIII.6. Vérification des contraintes sous la fondation

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{10930,11}{106,52} = 102,62 \leq 200 \text{ /m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la portance du sol :

$$\sigma_{structure} < \sigma_{sol}$$

- 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	512,78	8	64,091	200	Vérifiée
2	1252,58	12.43	100,77	200	Vérifiée
3	681,65	8	85,21	200	Vérifiée
4	2510,5	20.43	122,59	200	Vérifiée
5	1797,35	16.93	106,16	200	Vérifiée
6	1577,34	13.13	120,13	200	Vérifiée
7	1166,57	10.2	114,36	200	Vérifiée
8	955,25	8.7	109,79	200	Vérifiée
9	476,09	8.7	54,72	200	Vérifiée

- Calcul du ferrailage :

➤ Calcul de ferrailage de la semelle :

• Exemple de calcul « A » :

On applique la méthode des bielles :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_c=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $B=110\text{cm}$; $h=30\text{ cm}$, $d=0,9h = 27\text{ cm}$

À l'état limite ultime :

$$N_u = \sum N_{if} = 4201,65 \text{ KN}$$

$$P_u = \frac{N_u}{L_{sf}} = \frac{4201,65}{20,43} = 205,66 \text{ KN/ml}$$

$$A_S = \frac{P_u}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = 348\text{MPa}; d = 0,27\text{m}$$

$$A_S = \frac{205,66}{8 \times 0,27 \times 348 \times 10^3} = 2,74\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Choix } \mathbf{4T10} \quad (A_s=3,14\text{cm}^2 \text{ avec : } e=20\text{cm}).$$

Tableau VIII. 4: Ferrailage pour les semelles.

Files	N _{ELU} (kN)	P _u (kN/m)	A _s (mm ²)	Choix	A _s (mm ²)
A	690,41	33,79	0,385	4T10	3,14
B	1692,98	82,86	0,945	4T10	3,14
C	921,41	45,10	0,51	4T10	3,14
D	4201,65	205,66	2,74	4T10	3,14
E	2426,761	118,785	1,58	4T10	3,14
F	2128,42	153, 15	1,75	4T10	3,14
G	2985,26	104,23	1,19	4T10	3,14
H	794,01	38,86	0,443	4T10	3,14
I	679,35	33,25	0,379	4T10	3,14

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s \times B}{4} = \frac{3,14 \times 1,5}{4} = 1,1775 \text{ cm}^2$$

$$A_r \geq \frac{A_s \times B}{4} = \frac{3,14 \times 1,5}{4}$$

Choix : **4T8** → A_s = 2,01 cm².

- **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	690,41	33,79
2	1692,98	82,86
3	921,41	45,10
4	4201,65	205,66
5	2426,761	118,785
6	2128,42	153, 15
7	2985,26	104,23
8	794,01	38,86
9	679,35	33,25

Comme les charges revenantes sont presque égales alors on prend la poutre la plus sollicité :

➤ **Ferrailage longitudinal :**

q_u = 205,66 KN/m.

- M₀ = ql²/8
- En travée M_t = 0,85M₀
- Sur appui M_a = 0,5M₀

Pour la travée (L=5,2m, nervure 60×110)

$M_0 = 695, 13 \text{KN.m}$; $M_t = 590,86 \text{ KN.m}$; $M_a = 347,57 \text{ KN.m}$; $b = 60 \text{cm}$; $d = 99 \text{cm}$

a. Travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{590,86 \times 10^6}{600 \times 990^2 \times 14,17} = 0,061$$

$$\mu_u = 0,072 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,072}) = 0,09$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 99(1 - 0,4 \times 0,078) = 95,89 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

$$A_s = \frac{590,86 \times 10^6}{95,39 \times 348 \times 10^3} = 17,81 \text{cm}^2$$

Donc on prend **12T14** → $A = 18,46 \text{cm}^2$

b. Appui :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,03$$

$$\mu_u = \frac{347,57}{600 \times 990^2 \times 14,17} = 0,041$$

$$\mu_u = 0,041 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,053$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 99(1 - 0,4 \times 0,053) = 96,89 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

$$A_s = \frac{347,57 \times 10^6}{96,89 \times 348 \times 10^3} = 10,31 \text{cm}^2$$

Donc on prend **12T12** → $A = 13,57 \text{cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{\text{cal}}$$

$$A_S^{min} = 0,23 \times 600 \times 990 \times \frac{2,1}{400} = 7,17 < 10,31$$

Tableau VIII. 6: Dimensionnement des armatures

Position	A_S^{cal}	Choix	A_S^{adp}
Travée	17,81	12T14	18,46
Appui	10,31	12T12	13,57

VIII.7. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $r_u < \overline{r_u} \min (0,1f_{c28} ; 4MPa)$

Avec :

$$r_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{205,66 \times 5,2}{2} = 534,72 \text{ KN}$$

$$r_u = \frac{534,72}{600 \times 990} = 0,9 < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Ferraillage transversal :**

- Selon le BAEL 91 modifié 99[5] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t^{Max} = \text{Min} (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 /Version 2003 (7.5.2.2) [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 \times S_t \times b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_i \right) = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$F_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0,90\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $b=30\text{cm}$; $d=99\text{cm}$.

On trouve :

- $S_t=15\text{cm}$ Zone nodale.
- $S_t= 25\text{cm}$ Zone courante.

$A_t \geq 3,72\text{cm}^2$.

Donc on prend : **4T12** → $A= 4,52\text{cm}^2$.

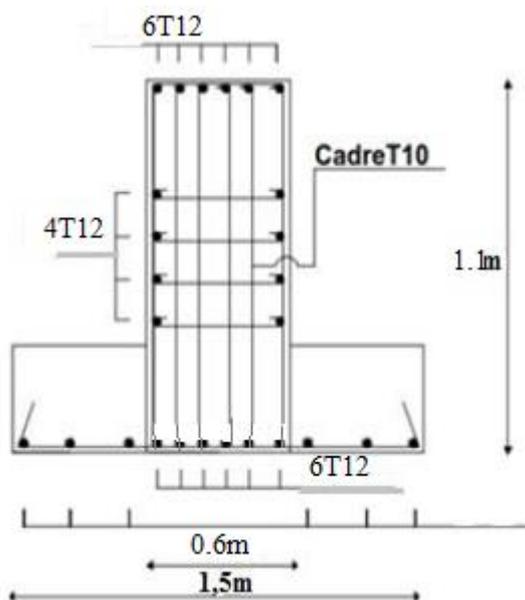


Figure VIII. 2: Ferrailage en appuis.

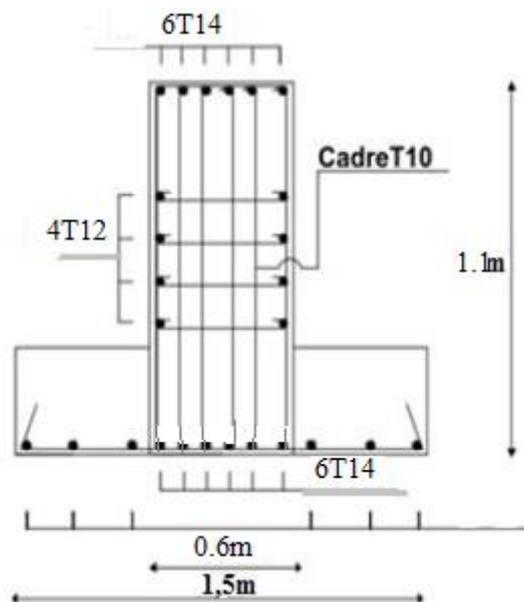


Figure VIII. 3: Ferrailage en travée.

VIII .8. Conclusion

Une étude approfondie des fondations et de la charpente métallique est essentielle pour garantir la sécurité, la durabilité et la performance des bâtiments.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

En conclusion, cette étude de projet a été une expérience enrichissante qui nous a préparés de manière significative à notre future carrière dans le domaine de la construction. Elle nous a permis d'acquérir des compétences techniques, de maîtriser les logiciels de calcul des structures, de comprendre la réglementation et de développer notre capacité à mener des études complètes, Les points importants tirés de cette étude sont :

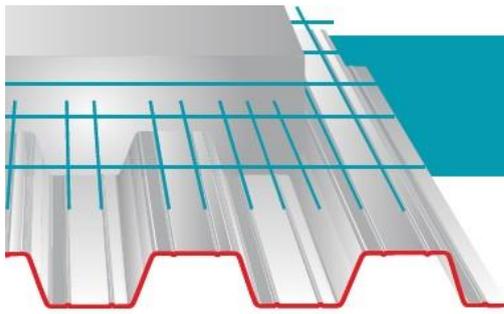
- la connaissance approfondie des matériaux est un élément clé de l'expertise d'un ingénieur en génie civil.
- En travaillant ensemble dès le début du projet, l'ingénieur civil et l'architecte peuvent s'assurer que les contraintes architecturales liées aux palées de stabilité sont prises en compte de manière adéquate.
- le vent peut causer des dommages significatifs aux constructions, en particulier aux structures métalliques. L'étude du vent est donc une étape cruciale dans la conception et le calcul de ces structures pour assurer leur stabilité et leur sécurité.
- Le séisme, un des effets les plus dangereux à prendre en compte lors de la conception des structures. La modélisation des structures pour résister aux forces sismiques nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul tels que (**ETABS**).
- La disposition optimale des palées de stabilité de contreventement assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement.
- La méthode classique de vérification des poutres et des poteaux consiste à appliquer les critères établis par les normes **RPA99ver2003** et **BAEL99**.
- la conception et le calcul des assemblages sont essentiels pour garantir la sécurité et la performance globale d'une structure en construction métallique. Une attention adéquate doit être accordée à ces aspects pour s'assurer que les assemblages sont capables de résister aux charges et aux sollicitations auxquelles ils seront soumis pendant la durée de vie de la structure.
- le choix du type de fondation pour une construction dépend de plusieurs facteurs, dont la nature du sol et le volume des charges appliquées.

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 1et 2, **Mr MENNADI**.
- ❖ Université Saad Dahlab de Blida ; Guide de rédaction d'un projet de fin d'études.

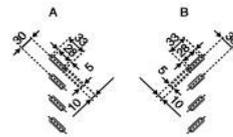
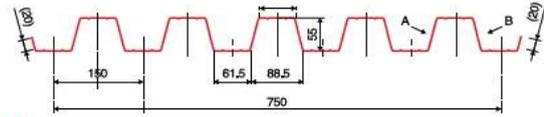
Annexes

Annexes 1



Tôles pour plancher collaborant

Hi-Bond 55



Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

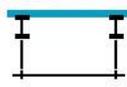
Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	v ₂ en cm	Mt d'inertie en cm ⁴	Module de résistance I.v ₁	I.v ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

Portées admissibles au coulage en mètres

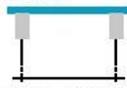
Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaieement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{ème} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

Acier



Portée = Clair + 5 cm

Béton



Portée = Clair + 5 cm

Bois



Portée = Entraxe

Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais	
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'éclatement du plancher est supérieur à 36.

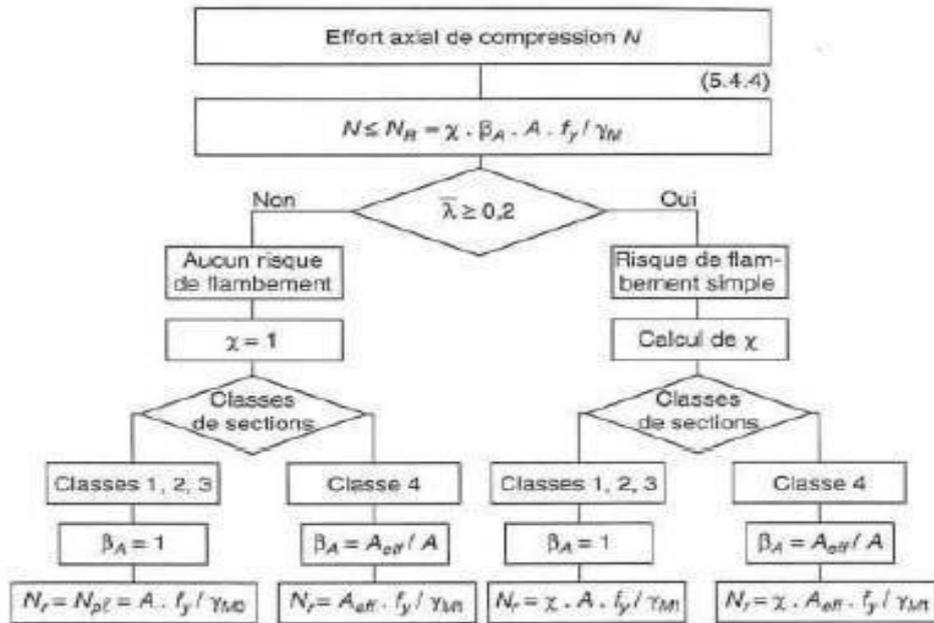
Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



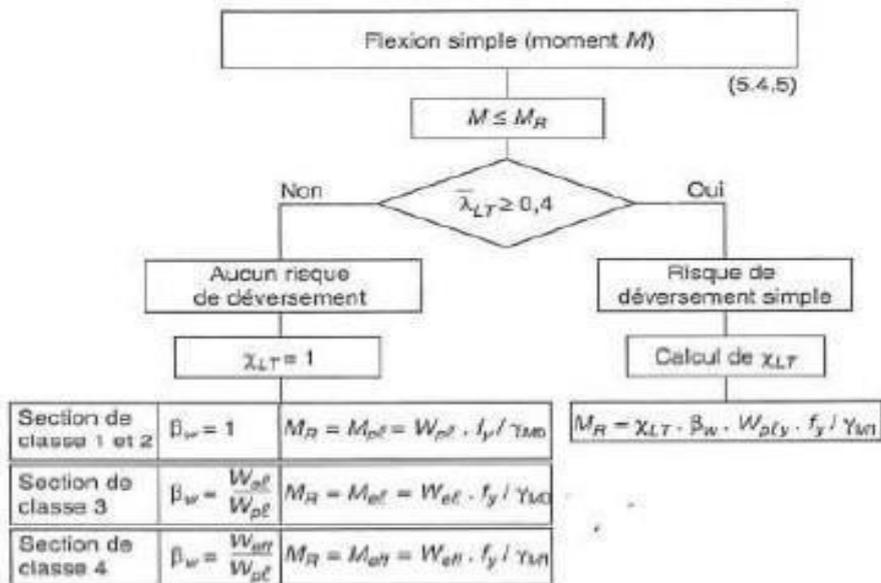
Sarl **SES** (Steel Export Service)
 Route de Blida • Chemin Berbessa • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie
 Tél : 024 59 34 17/ 20/ 21
 Mob. : 05 54 50 30 63/ 64 /65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34
 Email : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com



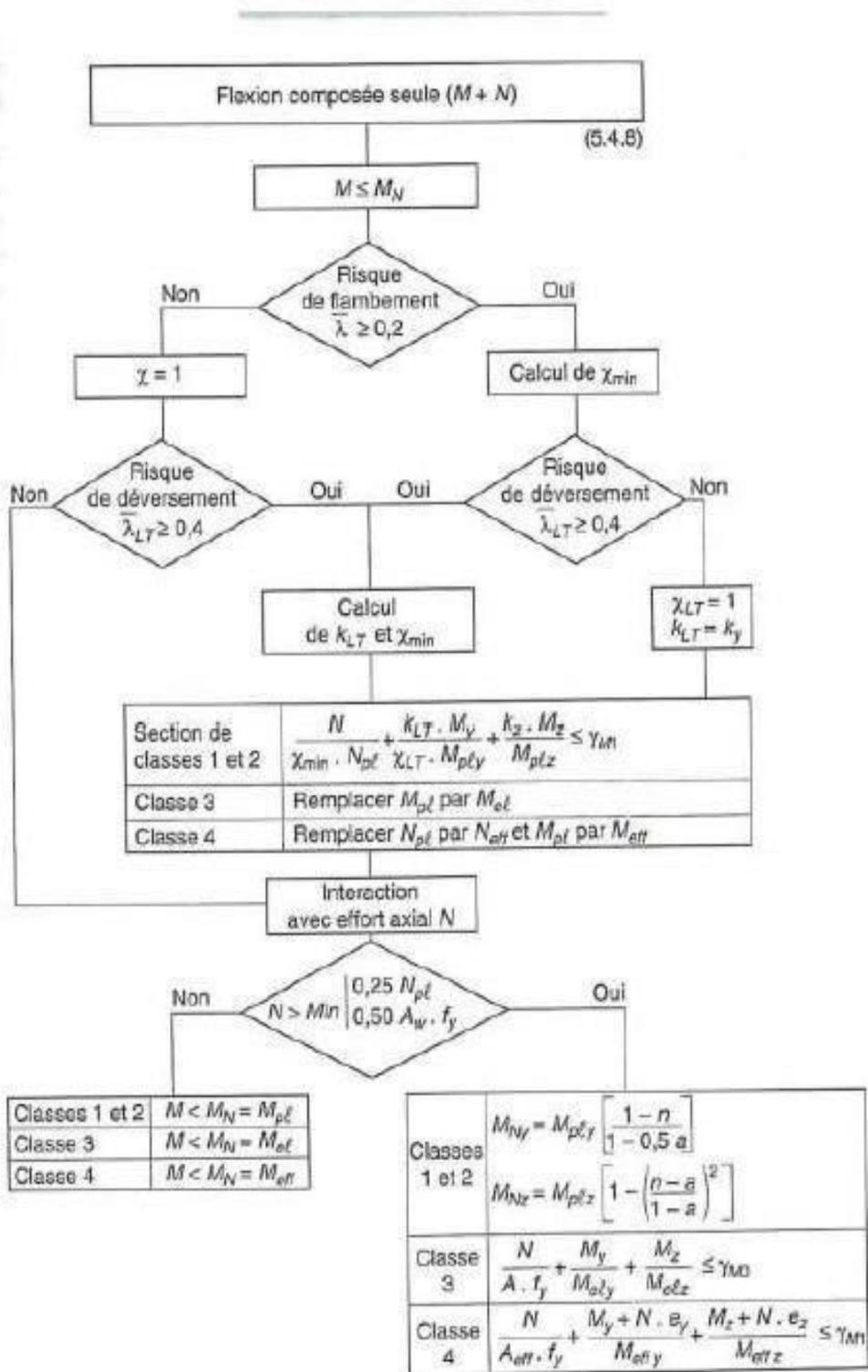
Annexes 2



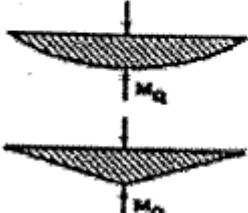
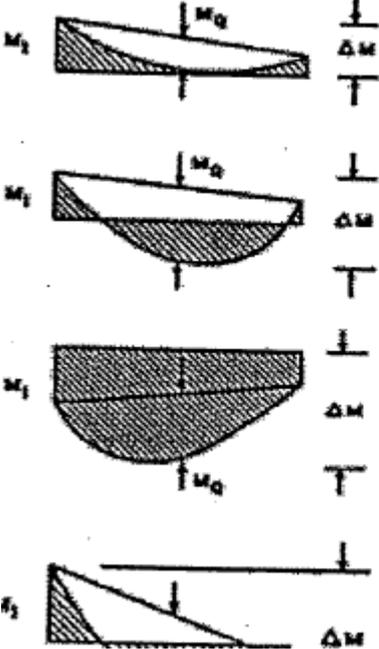
- figure 112 -



Annexes 3



Annexes 4

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>M_1 ψM_1</p> <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p>  <p>M_Q</p> <p>M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p>  <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

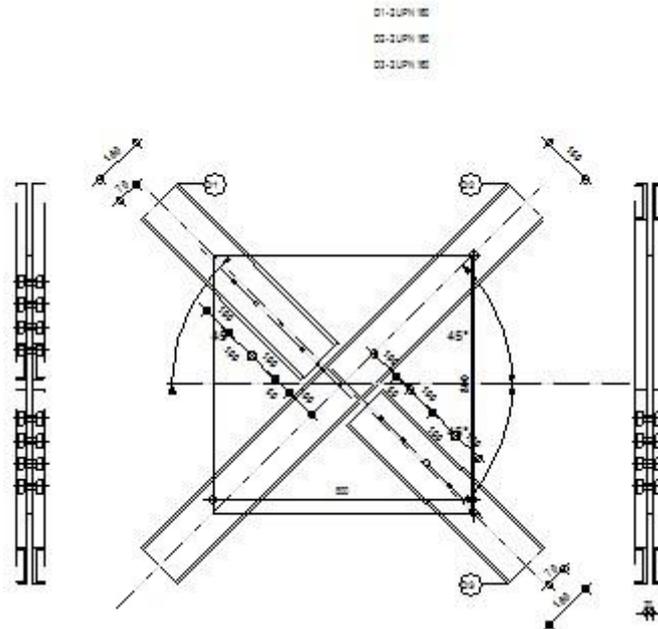
Annexes 5



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,95

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-155,00 < 199,09$	vérifié	(0,78)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$18,60 < 219,00$	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$156,11 < 361,91$	vérifié	(0,43)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{uRd} = 587,36$ [kN]			[1993-1-1:2005 6.1]
$N_{plRd} = 564,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 6.1]
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -310,00 < 587,36$	vérifié	(0,53)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -310,00 < 564,00$	vérifié	(0,55)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 374,48$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -310,00 < 374,48$	vérifié	(0,83)

BARRE 2-4**VERIFICATION DES SOUDURES**

$\tau = 89,82$ [MPa]	Contrainte résultante		
$\tau \leq f_{vwd}$	$89,82 < 198,34$	vérifié	(0,45)

RESISTANCE DE LA SECTION

$N_{plRd} = 564,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 6.1]
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -535,00 < 564,00$	vérifié	(0,95)

BARRE 3

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 112,50$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = -13,50$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 113,31$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 199,09$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 219,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$112,50 < 199,09$	vérifié	(0,57)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$-13,50 < 219,00$	vérifié	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$113,31 < 361,91$	vérifié	(0,31)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{uRd} = 587,36$ [kN] [1993-1-1:2005 6.1]

$N_{plRd} = 564,00$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [1993-1-1:2005 6.1]

$|0.5 \cdot N_{b3,Ed}| \leq N_{uRd}$ |225,00| < 587,36 **vérifié** (0,38)

$|0.5 \cdot N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ |225,00| < 564,00 **vérifié** (0,40)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 374,48$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$|0.5 \cdot N_{b3,Ed}| \leq V_{effRd}$ |225,00| < 374,48 **vérifié** (0,60)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,95

Annexes 6

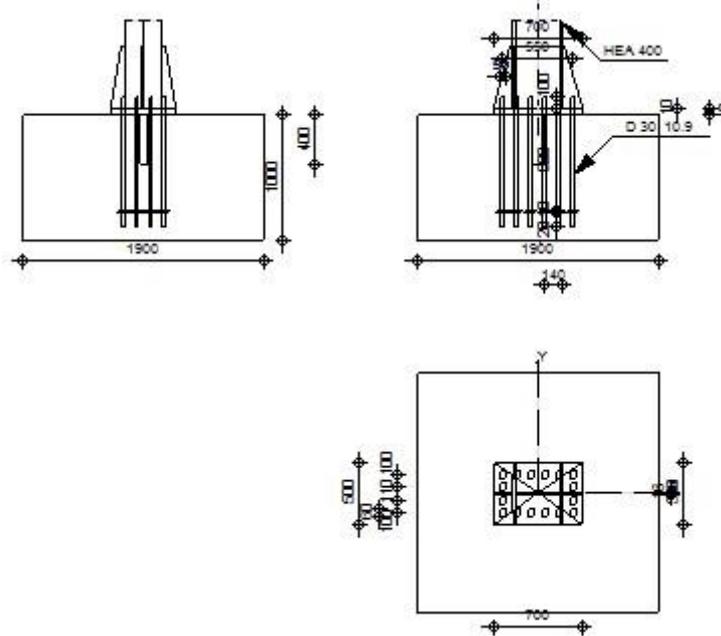


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0,93**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,23 < 1,00$	vérifié	(0,23)
$M_{j,Rd,y} = 207,71$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,52 < 1,00$	vérifié	(0,52)
$M_{j,Rd,z} = 12,08$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,41 < 1,00$	vérifié	(0,41)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,93 < 1,00$	vérifié	(0,93)

CISAILLEMENT**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE** $F_{1,vb,Rd,y} = 769,50$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)] $F_{1,vb,Rd,z} = 759,38$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE** $F_{2,vb,Rd} = 140,24$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER** $F_{v,Rd,cp} = 430,94$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]**ECRASUREMENT DU BORD DU BETON** $F_{v,Rd,c,y} = 494,19$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1] $F_{v,Rd,c,z} = 643,35$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]**GLISSEMENT DE LA SEMELLE** $F_{t,Rd} = 0,00$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]**CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON** $F_{v,Rd,wg,y} = 933,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

ANNEXES

$F_{v,Rd,wg,z} = 513,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 3177,18$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ vérifié (0,02)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 2757,18$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ vérifié (0,02)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_d = 3,37$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 26,10$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 53,95$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 93,51$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,34 < 1,00$ vérifié (0,34)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_d = 0,12$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 0,62$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 19,87$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 34,41$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,13 < 1,00$ vérifié (0,13)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 23,45$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 23,45$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 2,61$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 0,63$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,08 < 1,00$ vérifié (0,08)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,12 < 1,00$ vérifié (0,12)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,09 < 1,00$ vérifié (0,09)

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 24,42$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 24,42$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 35,97$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 79,15$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,21 < 1,00$ vérifié (0,21)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 0,56$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 0,56$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 13,25$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 22,97$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,06 < 1,00$ vérifié (0,06)

SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 82,04$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 82,04$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

ANNEXES

$\sigma_{\perp} =$	82,04	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	49,97	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	185,51	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z$) / ($f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)				0,49 < 1,00 vérifié (0,49)
Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)				
$\sigma_{\perp} =$	46,83	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	46,83	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	17,50	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	98,44	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z$) / ($f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)				0,26 < 1,00 vérifié (0,26)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} =$	32	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y} =$	21	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,34		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	82137,88	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	567874,44	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} =$	34	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z} =$	22	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,78		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	26161,64	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	107904,26	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

REMARQUES

Distance du boulon d'ancrage du raidisseur trop faible.

29 [mm] < 45 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,93