

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 - البلدية 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 RDC+9 ETAGES+ SOUS-SOL EN
CHARPENTE METALLIQUE.

Etudié et réaliser par

KHELFOUNI Mohamed Ali

AIT BOUAOUNE Abdelhak

Devant le jury composé de :

Mr. KERFOUF. H	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Mme. BADIS. W	U. Saad Dahleb-Blida	Examinatrice
Mme. BOULEGHBAR. K	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice
Mme. SALAMA. FZ	U. Saad Dahleb-Blida	CO-Promotrice

Blida, Juillet 2023.

Remerciements

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Au terme de notre travail, nous voudrions exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à :

Notre encadreurs *Mme BOULEGHBAR. K* et *Mme SALAMA. F*

Pour ses précieuses orientations et conseils qu'il a su nous prodiguer lors de la réalisation de ce travail.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en génie civil.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail comme un geste de gratitude à tous qui me sont chers :

À Ma famille

A mes parents, qui m'ont doté d'une éducation digne, leur amour fait de moi ce que je suis aujourd'hui, qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Chers frère et sœur que je leurs souhaite pleins de succès et de réussites dans la vie.

A mes amis :

Je dédie ce travail par la même occasion à mes chers amis (e) qui ont partagé avec moi les moments d'émotions et de joie lors de mon parcours scolaire

A mon binôme :

Khalfouni Mohamed Ali et sa famille respectives.



Abdelhak

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail comme un geste de gratitude à tous qui me sont chers :

À Ma famille

A mes parents, qui m'ont doté d'une éducation digne, leur amour fait de moi ce que je suis aujourd'hui, qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Chers frères et sœurs que je leurs souhaite pleins de succès et de réussites dans la vie.

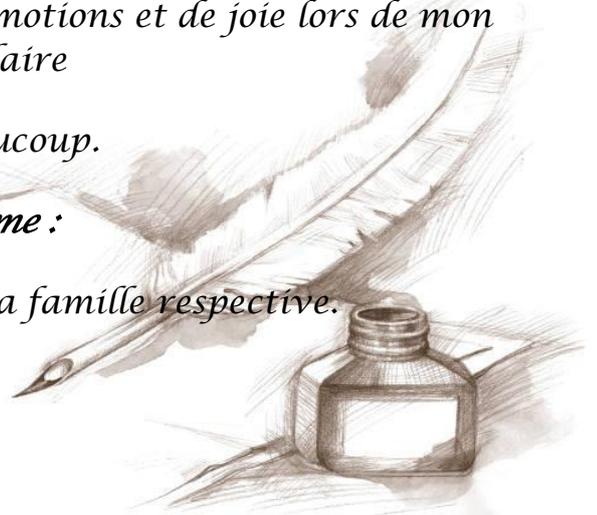
A mes amis :

Je dédie ce travail par la même occasion à mes chers amis (e) qui ont partagé avec moi les moments d'émotions et de joie lors de mon parcours scolaire

Que j'aime beaucoup.

A mon binôme :

Aït Bouaoune Abdelhak et sa famille respective.



Mohamed Ali

Résumé :

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudiés un bâtiment à usage multiples (habitation + commerce). il est constitué d'un RDC et de neuf (09) étages plus sous-sol.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré - dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99 version 2003, L'étude des effets de la neige et du vent selon (RNV99), la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et enfin l'étude de fondation.

Le modélisation et L'analyse dynamique de la structure, les vérifications des éléments porteurs ont été fait par logiciel ETABS.

Mots clés : charpente métallique, RPA 99 version 2003, CCM 97.

Abstract:

As part of our end-of-studies project, we studied multi-purpose building (housing + business). it consists of a ground floor and nine (09) floors plus basement.

The project is developed in several stages, we carried out the lowering of the load for the pre-sizing of the load-bearing elements, a seismic study according to RPA 99 version 2003,

Study of the effects of snow and wind according to (RNV99), verification of the elements, then of the assemblies of the structure according to CCM 97 and finally the study of the foundation.

The modeling and the dynamic analysis of the structure, the checks of the load-bearing elements were done using the ETABS software.

ملخص:

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة قمنا بدراسة بناء ذو بنية حديدية متكون من طابق أرضي و9 طوابق

تمت دراسة الهيكل على عدة مراحل: أولاً وصف الهيكل، ثم الأبعاد المسبقة للعناصر ودراسة تأثيرات الثلج والرياح وفقاً لـ (RNV99)، بعد الدراسة الزلزالية والديناميكية وفقاً لـ (RPA99) باستخدام برنامج ETABS، ثم دراسة أنماط الربط بين مختلف العناصر النشائية بالإضافة الى دراسة البنية التحتية.

تم إجراء النمذجة والتحليل الديناميكي للهيكل وعمليات فحص العناصر الحاملة باستخدام برنامج ETABS.

TABLE DES MATIERES

Résumé	
Abstract	
ملخص	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES SYMBOLES	
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I :DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Conception architecturale	3
I.3. Localisation et données concernant le site.....	3
I.4. Données géométriques de bâtiment	4
I.4.1. Superstructure horizontale	6
I.4.2. Plancher courant.....	6
I.4.3. Plancher terrasse.....	8
I.4.4. Superstructure verticale.....	8
I.5. Conception des escaliers	9
I.6. Les assemblages.....	9
I.7. Les fondations.....	10
I.8. Caractéristiques des matériaux	10
I.9. Conclusion	12
CHAPITRE II :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS	
II.1. Introduction	14
II.2. Les planchers	14
II.2.1. Généralité.....	14
II.2.2. Les planchers collaborant mixte acier-béton	14
II.2.3. Les charges	15
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	16
II.3.1. Prédimensionnement des solives	16
II.3.1.1. Plancher terrasse inaccessible	16
II.3.1.2. Plancher Courant.....	24

II.3.2. Prédimensionnement des Poutres	25
II.3.2.1. Poutres Principales (Porteuses)	25
II.3.2.2. Poutres Secondaires	36
II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	37
II.3.3.1. Principe de calcul	37
II.3.3.2. Pré dimensionnement	39
II.3.3.3. Vérification du flambement	40

CHAPITRE III :NEIGE ET VENT

III.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.2. Calcul des charges de neige	Erreur ! Signet non défini.
III.3. Effet du vent.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1. Nature de la Structure	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2. Hypothèses de calcul	Erreur ! Signet non défini.
III.3.3. Données relatives au site	Erreur ! Signet non défini.
III.4. Direction V1	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1. Pression dynamique de pointe	Erreur ! Signet non défini.
III.4.2. Coefficient dynamique C_d	Erreur ! Signet non défini.
III.4.3. Calcul de la pression de vent de Paroi vertical (V1).....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.4. Calcul de la pression de vent de toiture.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5. Direction V2.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.1. Pression dynamique de pointe	Erreur ! Signet non défini.
III.5.2. Coefficient dynamique C_d	Erreur ! Signet non défini.
III.5.3. Calcul de la pression de Paroi vertical (V2).....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.3.1. Détermination de la pression dynamique.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.4. Calcul de la pression de vent de toiture.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6. Calcul des forces de frottement.....	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE IV :ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1. Introduction.....	68
IV.2. LES ESCALIERS METALLIQUES	68
IV.2.1. Introduction	68
IV.2.2. La vérification de la relation de BLONDEL	69
IV.2.3. RDC.....	69

IV.2.3.1. Caractéristique géométrique	69
IV.2.3.2. Conception d'une marche	70
IV.2.3.3. Dimensionnement des cornières :	70
IV.2.3.4. Dimensionnement de limon de volée	73
IV.2.3.5. Etude de pallier	75
IV.2.4. Etage courant	76
IV.2.4.1. La vérification de la relation de BLONDEL	76
IV.2.4.2. Conception d'une marche	77
IV.2.4.3. Dimensionnement des cornières	77
IV.2.4.4. Dimensionnement de limon de volée	80
IV.2.4.5. Etude de pallier	82
IV.3. L'acrotère	84
IV.3.1. Introduction	84
IV.3.2. Calcul des charges sollicitant l'acrotère	85
IV.3.3. Détermination des efforts	86
IV.3.4. Ferrailage de l'acrotère	86
IV.3.5. Vérifications	88
IV.4. Conclusion	91

CHAPITRE V :ETUDE DYNAMIQUE EN ZONESISMIQUE

V.1. Introduction	94
V.2. Objectifs de l'étude dynamique.....	94
V.3. Classification des zones sismique	94
V.4. Classification de l'ouvrage.....	94
V.5. Modélisation.....	95
V.6. Le Choix de la méthode de calcule	95
V.6.1. La méthode statique équivalente	95
V.6.2. La méthode modale spectrale	96
V.7. Analyse dynamique	97
V.7.1. Objectifs de l'étude dynamique.....	97
V.7.2. Modélisation de la structure étudiée	98
V.7.2.1. Les Combinaisons.....	98
V.7.2.2. Analyse modale.....	98
V.7.3. Modalisation	99

V.7.3.1. Modèle de base	100
V.7.3.2. Caractéristiques dynamiques propres	102
V.7.3.3. Résultat de l'analyse dynamique	102
V.7.3.4. Calcul de la période fondamentale T	102
V.7.3.5. Conclusion	103
V.7.4. Modèle finale	106
V.7.4.1. Caractéristiques dynamiques propres	108
V.7.4.2. Vérification des conditions de l'analyse dynamique.....	109
V.7.5. Calcul de la force sismique total.....	110
V.7.5.1. Coefficient d'accélération de zone	110
V.7.5.2. Facteur d'amplification dynamique moyenne.....	110
V.7.5.3. Estimation de la période fondamentale de la structure	111
V.7.5.4. Facteur de comportement R	113
V.7.5.5. Facteur de qualité Q	113
V.7.5.6. W : poids total de la structure	114
V.7.6. Vérification de l'effort tranchant à la base	115
V.7.7. Vérification des déplacements inter étages	115
V.7.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	117
V.8. Conclusion.....	118

CHAPITRE VI :VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSEATURE

VI.1. Introduction.....	120
VI.2. Vérification des poteaux vis-à-vis du flambement	121
VI.2.1. Procédure de calcul.....	121
VI.2.2. Combinaison des charges	121
VI.2.3. Les étapes de la vérification du flambement et flexion	121
VI.3. Vérification des poteaux	123
VI.3.1. Vérification de poteaux (RDC) HEA 450	123
VI.4. Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement	127
VI.4.1. Les étapes de vérification du déversement	127
VI.5. Vérification des poutres	130
VI.5.1. Vérification de la poutre principale.....	130
VI.5.2. Vérification de la poutre secondaire.....	131
VI.5.3. Vérification de la solive.....	Erreur ! Signet non défini.

VI.6. Vérification d'un système de contreventement.....	132
---	-----

CHAPITRE VII :CALCUL ET VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE

VII.1. Introduction	135
VII.2. Assemblage Poteau HEA450 – Poutre IPE 400	136
VII .2.1. Assemblage bout á bout	136
VII.2.2. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques.....	136
VII.2.3. Données de calcul	136
VII.2.4. Choix de diamètre du boulon.....	136
VII.3. Assemblage poutre-solive.....	142
VII.4. Assemblage des éléments de contreventement.....	145
VII.5. Assemblage Pied de poteau HEA 600	147

CHAPITRE VIII :ETUDE DES ELEMENTS DE L'INFRA-STRUCTURE

VIII.1. Introduction	155
VIII.2. Etude du voile périphérique	155
VIII.2.1. Pré-démonstration de voile	155
VIII.2.2. Evaluation des charges	156
VIII.2.3: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	159
VIII.3. Poteaux mixtes	160
VIII.3.1 Introduction	160
VIII.3.2. Méthode des calculs des poteaux mixtes.....	160
VIII.3.3. Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul	161
VIII.3.4. Hypothèse de calcul	161
VIII.3.5. Vérification de la résistance du poteau.....	165
VIII.3.6. Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale	167
VIII.3.7. Vérification de la résistance en flexion.....	168
VIII.4. Etude des fondations	175
VIII.4.1. Introduction	175
VIII.4.2. Fondation superficielle	176
VIII.4.3. Calcul des fondations.....	177
VIII.4.4. Semelle isolée	178
VIII.4.5. Semelle filantes	179
VIII.4.6. Radier général.....	181

VIII.4.6.1. Pré-dimensionnement de radier	183
VIII.4.6.2. Dimensionnement de la nervure	183
VIII.5.6.3. Caractéristique géométrique du radier	185
VIII.4.6.4. Vérification nécessaire.....	185
VIII.4.6.5. Ferrailage du radier	188
VIII.4.7. Ferrailage du débord.....	193
VIII.4.7.1. Calcul du ferrailage.....	193
VIII.4.7.2. Vérifications nécessaires:.....	193
VIII.5. Conclusion.....	194
CONCLUTION GENERAL	195
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	196

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Plan de mass.....	4
Figure I. 2: Façade principale.	5
Figure I. 3: Etage courant.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I. 4: Etage RDC +1ere étage.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I. 5: Composition de plancher courant.	6
Figure I. 6: Caractéristiques de HI-BOND55-750.....	6
Figure I. 7: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).....	7
Figure I. 8: Escaliers en charpente métallique.	9
Figure I. 9: Boulon HR.	9
Figure I. 10: Types des fondations.....	10
Figure I. 11: Diagramme contraintes / déformations à ELU.	12
Figure II. 1: Largeur participante de la dalle.	20
Figure II. 2: Schéma des positions des connecteurs.	22
Figure II. 3: Schéma des appuis des solive.....	27
Figure II. 4: Largeur participante de la dalle.	31
Figure II. 5: Schéma des positions des connecteurs.	33
Figure II. 6: Le poteau le plus sollicité.	37
Figure II. 6: Le Schéma Statique Poteau pour les étages.....	41
Figure III. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique. .	46
Figure III. 2: Légende pour la paroi verticale.	48
Figure III. 3: Légende pour la paroi verticale.	54
Figure III. 4: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V2).	55
Figure III. 5: Indice de perméabilité.	56
Figure III. 6: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).	57
Figure III. 7: Légende pour les toitures plates.	58
Figure III. 8: Légende pour la paroi verticale.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 9: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V1). ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 10: Indice de perméabilité.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 11: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).	64

Figure III. 12: Légende pour les toitures plates.	65
Figure IV. 1: Les élément d'un escalier.	68
Figure IV. 2: Coupe horizontale des Escaliers.	69
Figure IV. 3: Représentant le chemin statique d'escalier (RDC).	70
Figure IV. 4: Conception d'une marche.	70
Figure IV. 5: Représentant le chemin statique d'une marche.	70
Figure IV. 6: Schème représentant les dimensions et schémas statique de l'escalier.	77
Figure IV. 7: Conception d'une marche.	77
Figure IV. 8: Dimensions de l'acrotère.	84
Figure IV. 9: Schéma statique de l'acrotère.	86
Figure IV. 10: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	91
Figure VI. 1: Facteurs de distribution de la rigidité.	123
Figure VI. 2: Les types des systèmes de contreventement.	132
Figure VII. 1: Assemblage Poteau – Poutre.	137
Figure VII. 2: Assemblage solive-poutre.	143
Figure VII. 3: Assemblage 3D.	144
Figure VII. 4: Attache de trois barres de stabilité en X.	145
Figure VII. 5: Assemblage pied de poteau 3D.	147
Figure VIII. 1: Ferrailage du voile périphérique	156
Figure VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique sens z-z.	159
Figure VIII. 3: Ferrailage du voile périphérique sens y-y.	159
Figure VIII. 4: Poteau partiellement ou totalement enrobé.	161
Figure VIII. 5: Dimensions du poteau enrobe.	164
Figure VIII. 6: Les différents types de fondations superficielles.	176
Figure VIII. 7: Les éléments à la base.	177
Figure VIII. 8: scheming de semelle filante.	179
Figure VIII. 9: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.	181
Figure VIII. 10: Section semelle en 'T'.	182
Figure VIII. 11: Schéma du radier.	189
Figure VIII. 12: Ferrailage de la dalle du radier.	191

Figure VIII. 13: Ferrailage des nervures.....	192
Figure VIII. 14: Schéma statique des débords.....	193
Figure VIII. 15: Ferrailage du débord.....	194
Figure VIII. 16: Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique et débord sur une coupe en travée.....	194

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 2: Caractéristiques de HI-BOND55-750	7
Tableau I. 3: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson	7
Tableau I. 4: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés	10
Tableau I. 5: Caractéristiques mécaniques	12
Tableau II. 1: Caractéristiques du profilé IPE200	16
Tableau II. 2: Les vérifications due la solive IPE200 (plancher courant)	24
Tableau II. 3: Les vérifications due la solive IPE200 (plancher courant)	25
Tableau II. 4: Caractéristiques du profilé (IPE 360).....	26
Tableau II. 5: Les vérifications due la poutre IPE 360 (plancher courant).....	35
Tableau II. 6: Les vérifications due la poutre IPE 360 (RDC)	36
Tableau II. 7: Les poutre Secondaires de la structure.....	36
Tableau II. 8: Caractéristiques du profilé (IPE 270).....	36
Tableau II. 9: La descente de charge permanente de poteau central	38
Tableau II. 10: La charge d'exploitation des trois types de poteau	39
Tableau II. 11: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	40
Tableau II. 12: Les vérifications du flambement pour poteau central	42
Tableau II. 13: Choix final de profilé	42
Tableau III. 1: Coefficient de rugosité.....	46
Tableau III. 2: Coefficient topographique	46
Tableau III. 3: Coefficient Intensité de turbulence	47
Tableau III. 4: Coefficient d'exposition	47
Tableau III. 5: Tableau Récapitulatif	47
Tableau III. 6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).....	54
Tableau III. 7: Surfaces des ouvertures dans les faces.....	55
Tableau III. 8: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V1 ..	57
Tableau III. 9: Récapitulatif (V2)	58
Tableau III. 10: Coefficient de rugosité.....	59
Tableau III. 11: Coefficient d'exposition	60
Tableau III. 12: Tableau Récapitulatif	60

Tableau III. 13: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 14: des surfaces des ouvertures dans les faces.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 15: Récapitulatif(V2)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 16: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de terrasse sous V264	
Tableau III. 17: Récapitulatif (V2)	65
Tableau III. 18: Force d'application d'ensemble directionV1....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 19: Force d'application d'ensemble directionV2....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 1: Les caractéristiques de la cornière.....	83
Tableau IV. 2: Les caractéristiques du limon (RDC+ Etage corrant).....	84
Tableau IV. 3: Les caractéristiques de la poutre palière (RDC+ Etage corrant)	84
Tableau IV. 4: Les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissent	86
Tableau V. 1: Les périodes et les facteurs de participation massique	102
Tableau V. 2: Les périodes et les facteurs de participation massique	108
Tableau V. 3: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	111
Tableau V. 4: Facteur de qualité.....	114
Tableau V. 5: Comparaison de la force sismique	115
Tableau V. 6: Vérification des déplacements sans X inter étages pour le modèle	116
Tableau V. 7: Vérification des déplacements sans Y inter étages pour le modèle	116
Tableau V. 8: Vérification de l'effet P- Δ	117
Tableau V. 9: Vérification de l'effet P- Δ	118
Tableau V. 10: Choix finale du profilé	118
Tableau VI. 1: Valeurs des efforts internes.	125
Tableau VI. 2: Vérification de poteau au flambement sous N^{MAX}	126
Tableau VI. 3: Valeurs des efforts internes	126
Tableau VI. 4: Vérification de poteau au flambement sous M_{sdy}^{MAX}	126
Tableau VI. 5: Valeurs des efforts internes	127
Tableau VI. 6: Vérification de poteau au flambement sous M_{sdz}^{Max}	127
Tableau VI. 7: Valeurs des effort internes.....	128
Tableau VI. 8: Vérification de poteau au déversement sous N^{MAX}	128
Tableau VI. 9: Valeurs des effort internes.....	128

Tableau VI. 10: Vérification de poteau au déversement sous M_{sdy}^{MAX}	129
Tableau VI. 11: Valeurs des effort internes	129
Tableau VI. 12: Vérification de poteau au déversement sous M_{sdz}^{Max}	129
Tableau VI. 13: Les profiles des poteaux finaux	129
Tableau VIII. 1: Calcul des moments en travée et sur appuis	157
Tableau VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique	157
Tableau VIII. 3: Calcul des moments en travée et sur appuis	158
Tableau VIII. 4: Calcul des contraintes à l'ELS.....	158
Tableau VIII. 5: Décence des charges dans les poteaux du sous-sol	168
Tableau VIII. 6: Les efforts normaux appliqués aux fondations	178
Tableau VIII. 7: Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.....	180
Tableau VIII. 8: Contrainte sous le radier à l'ELU	187
Tableau VIII. 9: Contrainte sous le radier à l'ELS.....	187
Tableau VIII. 10: Calcul des moments à l'ELU.....	189
Tableau VIII. 11: Calcul des moments à l'ELS	189
Tableau VIII. 12: Ferrailage des panneaux du radier	190
Tableau VIII. 13: Les effort dans 1 m de nervures	191
Tableau VIII. 14: Ferrailage des nervures sens porteur.....	191
Tableau VIII. 15: Ferrailage des nervures sens non porteur.....	192
Tableau VIII. 16: Calcul du ferrailage du débord.....	193

LISTE DES SYMBOLES

- A : Section brute d'une pièce.
 A_{net} : Section nette d'une pièce.
 A_w : Section de l'âme.
 A_p : Surface portante.
 A_s : Aire de la section résistante à la traction du boulon.
 E : Module d'élasticité longitudinale.
 F : Force générale.
 F_p : Force de calcul précontraint.
 F_s : Résistance d'un boulon au glissement.
 F_{trd} : Résistance d'un boulon en traction.
 F_{brd} : Résistance à la pression diamétrale.
 G : Charge permanente.
 I : Moment d'inertie.
 K_c : Coefficient de rigidité des poteaux.
 K_{ij} : Coefficient de rigidité des poutres.
 K_y : Coefficient de flambement-flexion.
 L : Longueur.
 M_{sd} : Moment fléchissant.
 M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{pl} : Moment plastique.
 M_{cr} : Moment critique.
 N_{sd} : Effort normal.
 N_{tsd} : Effort normal de traction.
 N_{csd} : Effort normal de compression.
 N_{pl} : Effort normal plastique.
 N_u : Effort ultime.
 N_j : Force d'adhérence avec le béton.
 Q : Charge d'exploitation.
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W_{el} : Module de résistance élastique.
 b : Largeur de l'âme.
 b_{eff} : Largeur efficace.
 d : Entraxe.
 d_0 : Diamètre de perçage des trous de boulon.
 f : Flèche d'une poutre.
 f_y : Limite d'élasticité d'un acier.
 f_{yb} : Limite d'élasticité d'un boulon.
 f_u : Limite de rupture d'une pièce.

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon.
 f_{ck} : Résistance caractéristique en compression cylindrique du béton.
 f_j : Résistance de contact de la liaison.
 h : Hauteur.
 i : Rayon de giration.
 K : Facteur de longueur.
 K_s : Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.
 K_j : Facteur de concentration.
 n : Nombre de boulon.
 m : Nombre de plans de cisaillement.
 r_c : Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.
 t_w : Épaisseur de l'âme.
 t_f : Épaisseur des semelles.
 t_{wc} : Épaisseur de l'âme d'un poteau.
 t_{fc} : Épaisseur des semelles d'un poteau.
 t_p : Épaisseur de platine.
 χ : Coefficient de réduction de flambement.
 β_w : Facteur de corrélation.
 β_M : Facteur de moment uniforme.
 β_j : Coefficient relatif à la liaison.
 γ_c : Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.
 γ_M : Coefficient de sécurité.
 γ_{Mb} : Coefficient de sécurité des boulons.
 γ_{ms} : Coefficient partiel de sécurité.
 $\bar{\lambda}$: Élanement.
 α : Facteur d'imperfection.
 μ : Coefficient de frottement.
 τ_s : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 η : Facteur de distribution.
 ψ : Rapport de contrainte.
 φ_0 : La rotation initiale dans les poutres continues.
 δ_0 : La flèche initiale dans les poutre continues
 C_t : Coefficient de topographie.
 Q_{ref} : la pression dynamique de référence
 V_{ref} : la vitesse de référence du vent
 K_T : Facteur de terrain
 Z_0 : Paramètre de rugosité
 Z_{min} : hauteur minimale
 ζ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

C_r : Coefficient de rugosité
 C_d : Coefficient dynamique
 C_e : Coefficient d'exposition
 P_{dyn} : pression dynamique
 C_{pe} : Coefficient de pression extérieur
 C_{pi} : Coefficient de pression intérieur
 C_f : Coefficient de force
 F_w : Force aérodynamique résultante
 Q : contrainte à la base sur une bande de.
 A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
 γ : poids spécifique des terres
 M_0 : le moment isostatique.
 M_t : le moment maximal en travée.
 A_s : La section de l'armature tendue
 F_e : la limite d'élasticité de l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton
 N_{plrd} : résistance plastique au l'effort normal
 W_{pany} , W_{pcny} , w_{psny} : Modules de résistance plastique
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 σ_m : Contrainte moyenne.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
E.L.U : Etat limite ultime.
E.L.S : Etat limite service.
 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 28 jours d'âge.
 K : Coefficient de raideur du sol
 E : module d'élasticité du béton
 U_c : le périmètre
 M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique
 M_0 : Moment à la base de la structure.
 A_p : les armatures de peau.

Introduction générale

L'analyse structurale est une étape critique et nécessaire dans l'acte de construire. Cette étude vise à appliquer les connaissances acquises au cours de cinq années de formation d'ingénieur en étudiant le retrait métallique et mixte.

L'objectif de l'étude du génie civil est de concevoir et de construire des ouvrages capables de résister à de nombreux phénomènes naturels (vent, tremblement de terre, neige, etc.)

Ce projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment polyvalent à ossature métallique (R+9+sous-sol) situé dans la zone sismique faible « Zone I » SAIDA.

Les calculs statiques et dynamiques des éléments structuraux sont établis à l'aide du logiciel de calcul ETABS 2018. Les efforts générés dans le bâtiment sont utilisés pour vérifier la stabilité des éléments structuraux dans les calculs des structures à ossature métallique selon le règlement technique en vigueur "DTR", le règlement parasismique algérien RPA (édition 2003) et le règlement de composition et de construction requis par le règlement de conception CM97.

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

Le 1^{er} chapitre : présentation de l'ouvrage.

Le 2^{ème} chapitre : Pré dimensionnement des éléments.

Le 3^{ème} chapitre : Etude climatique

Le 4^{ème} chapitre : Etude des éléments secondaires.

Le 5^{ème} chapitre : Etude dynamique et sismique.

Le 6^{ème} chapitre : Vérification des éléments.

Le 7^{ème} chapitre : Etude des assemblages.

Le 8^{ème} chapitre : Etude des éléments de l'infrastructure.

Le projet est finalement conclu par une conclusion générale.

CHAPITRE I
DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

L'étude des bâtiments à ossature d'acier nécessite des connaissances fondamentales sur lesquelles les ingénieurs s'appuient pour des structures à la fois sûres et économiques. Nous consacrons donc ce chapitre à quelques rappels et descriptions des éléments à étudier.

I.2. Présentation du projet

Ce projet consiste à une étude d'un bloc à usage habitation, commerce implantée à Hai Esalam II, Commune de Saida. La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 9 étages et 1 sous-sols.

I.3. Conception architecturale

- S-sol sera aménagé en stockage.
- RDC et 1^{ere} ETAGE sera destinée pour usage commerce.
- Du 2^{eme} au 9^{eme} étage seront destinées pour usage habitation.
- La terrasse sera inaccessible.

I.4. Localisation et données concernant le site

D'après les règles parasismiques algériennes :

- ✓ Le site est considéré comme meuble (S3), et la contrainte admissible du sol est 1,2 bars
- ✓ L'altitude : 830 m
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m
- ✓ Zone de neige : zone B (commune II)
- ✓ Zone de vent : III
- ✓ Zone sismique : zone I (faible sismicité)

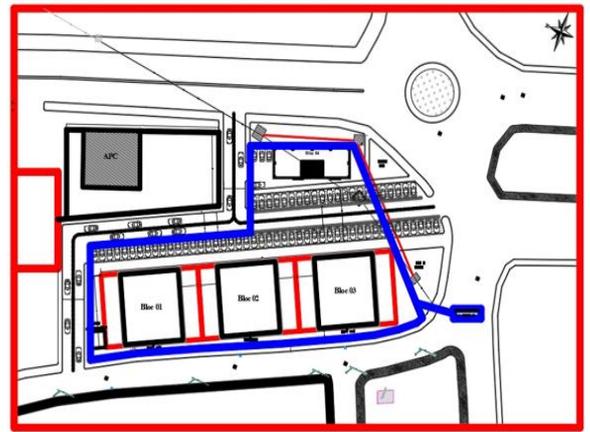
I.5. Données géométriques de bâtiment

Notre bâtiment est en forme Rectangulaire en vue plan dans les dimensions suivantes :

- ✓ Longueur de bâtiment : 31,42 m
- ✓ Largeur de bâtiment : 21,10 m
- ✓ Hauteur de R.D.C : 4,60 m
- ✓ Hauteur de sous-sol : 3,06 m
- ✓ Hauteur de 1 étage : 4,08 m
- ✓ Hauteur d'étage : 3,23 m
- ✓ Hauteur totale de bâtiment : 34,52m
- ✓ Hauteur d'acrotère : 0,6 m



PLAN DE SITUATION



PLAN DE MASSE

Figure I. 1: Plan de mass.

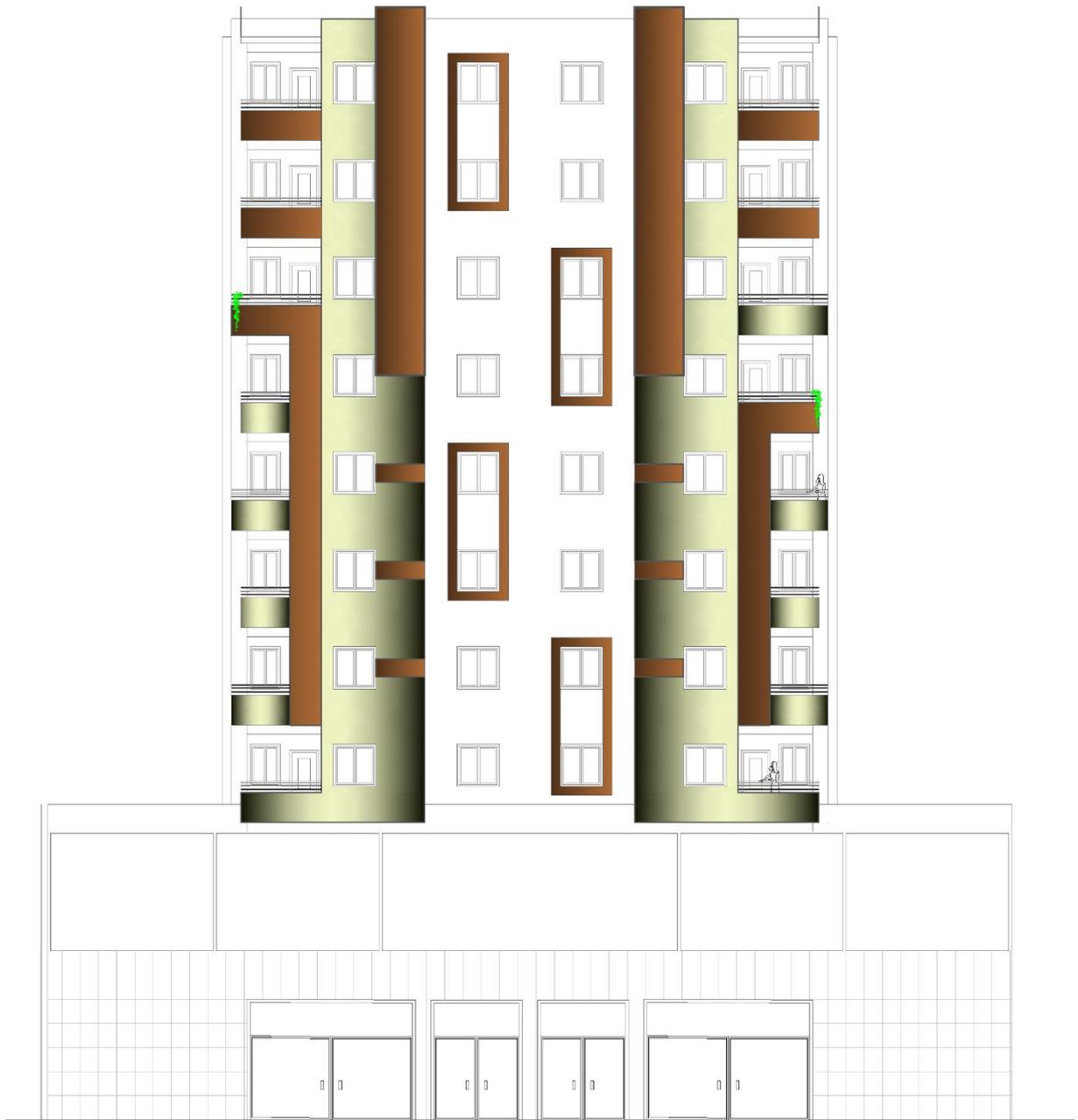


Figure I. 2: Façade principale.

I.5.1. Superstructure horizontale

Les planchers : dans cette étude les planchers utilisés sont des planchers mixtes (dalle collaborant) pour les planchers courants et le plancher terrasse.

I.5.2. Plancher courant

La composition de plancher courant est illustrée dans la figure suivante :

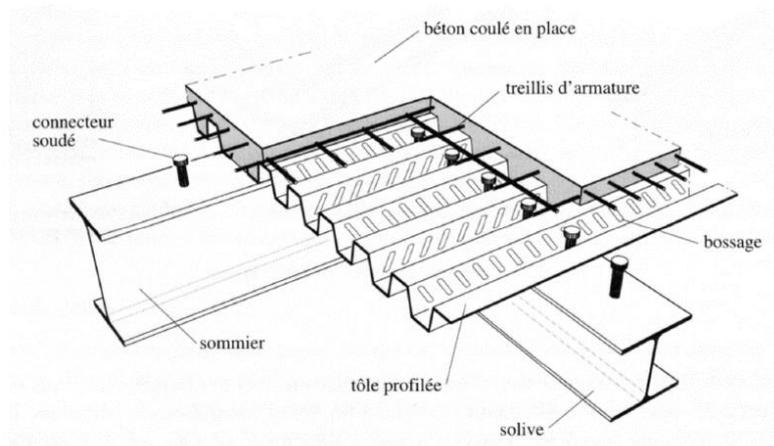


Figure I. 3: Composition de plancher courant.

Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et des solives métalliques, la liaison entre la dalle, le bac d'acier et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

a) Bac d'acier :

Le bac d'acier de type HI-BOND55-750 dont les caractéristiques suivantes :

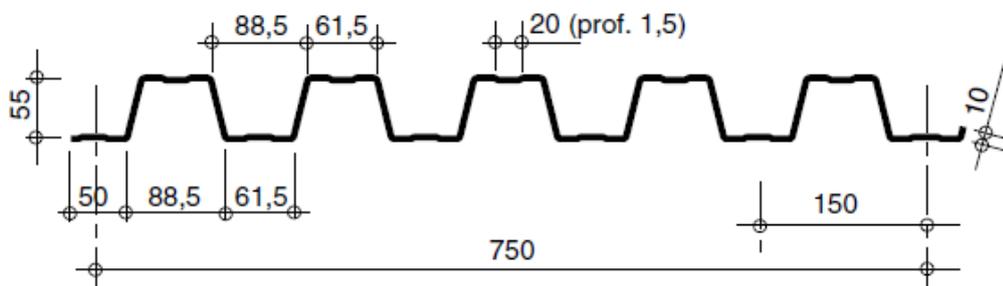


Figure I. 4: Caractéristiques de HI-BOND55-750.

Le tableau suivant représente les caractéristiques du bac adopté :

Tableau I. 1: Caractéristiques de HI-BOND55-750

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervure par bac	Espacement des nervures (mm)	Largeur outil de bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (dan/m ²)
55	5	150	750	1	15

b) Les connecteurs :

Les liaisons acier-béton sont constituées de connecteurs qui permettent de développer des propriétés hybrides entre les poutres en acier et le béton. Cette connexion est principalement utilisée pour résister aux forces de cisaillement horizontales.

Il existe deux types de connecteurs principaux disponibles, les connecteurs à goujon soudé et les connecteurs à cloués.

- Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique (f_y) et contrainte de rupture (f_u) sont reprise au tableau ci-dessous :

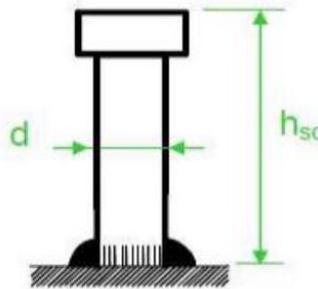


Figure I. 5: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

Le tableau suivant représente les caractéristiques du goujon adopté :

Tableau I. 2: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	D (mm)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB ^{3/4} '' -95	95	19	350	450

c) Dalle en béton :

L'épaisseur de la dalle béton armé compris entre 12 & 15 cm.

d) Les solives :

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien IPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris entre 1.5m et 4m.

e) Les poutres :

Les poutres sont généralement des éléments horizontaux (IPE) qui doivent essentiellement résister aux efforts de flexion. Par conséquent, leurs sections doivent avoir l'inertie appropriée dans le sens de la flexion, et doivent donc avoir une certaine hauteur.

I.5.3. Plancher terrasse

Il est identique aux plancher courants sauf que la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon ...)

- **Etanchéité :** l'étanchéité des toitures terrasses permet l'évacuation des eaux pluviales et l'étanchéité à l'eau des bâtiments
- **Gravillon :** l'utilisation de gravier ou de gravillon est une formule moins chère pour protéger la membrane d'étanchéité.

I.5.4. Superstructure verticale**• Les poteaux :**

Ce sont des éléments en charpente métallique et que sont généralement en profils HEA.

• Les systèmes de stabilités :

Les contreventements dans les bâtiments sont utilisés d'une part pour résister aux efforts horizontaux et les transmettre à la fondation, et d'autre part pour assurer la stabilité de l'ossature pendant les phases d'utilisation et de montage. Nous examinons ci-dessous la disposition en plan et en façade des appuis dans la charpente, la répartition des efforts entre les différents appuis, leurs propriétés, leur influence sur la stabilité globale du bâtiment et la stabilité des poteaux.

La stabilité des bâtiments peut être obtenue de différentes manières : soit par des colonnes stabilisatrices, soit par des murs en béton armé, soit encore par des noyaux en béton armé ou des cages constituées de poutres métalliques en treillis, soit par des portiques autoportants, soit enfin par ces différents systèmes de combinaison aléatoire.

I.6. Conception des escaliers

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers les autres niveaux, elles sont constituées de garde-corps et d'un palier intermédiaire



Figure I. 6: Escaliers en charpente métallique.

I.7. Les assemblages

Le but des composants est de transmettre les forces aux poteaux et aux poutres. Dans notre étude, nous utilisons deux types d'assemblage :

- **Les boulons :**

Les boulons sont la méthode de connexion la plus courante dans les structures en acier. Les boulons HR sont dotés d'une tête hexagonale, d'une tige filetée et d'un écrou en acier à très haute résistance. Des boulons à haute résistance (HR8.8) sont utilisés dans ce cas pour le montage robuste du portique auto-stabilisant en raison de leur facilité d'utilisation et de leur possibilité de réglage sur site.



Figure I. 7: Boulon HR.

- **Le soudage :**

Le soudage est une opération qui consiste à assembler deux pièces d'un même matériau à l'aide d'un cordon de soudure en métal d'apport, qui agit comme un adhésif entre les deux pièces à assembler.

I.8. Les fondations

La fondation supporte les charges et surcharges supportées par la superstructure et les transmet au sol dans des conditions appropriées pour assurer la stabilité de la structure. Le choix du type de fondation est basé sur la proportion de bon sol et les charges que la structure doit supporter.

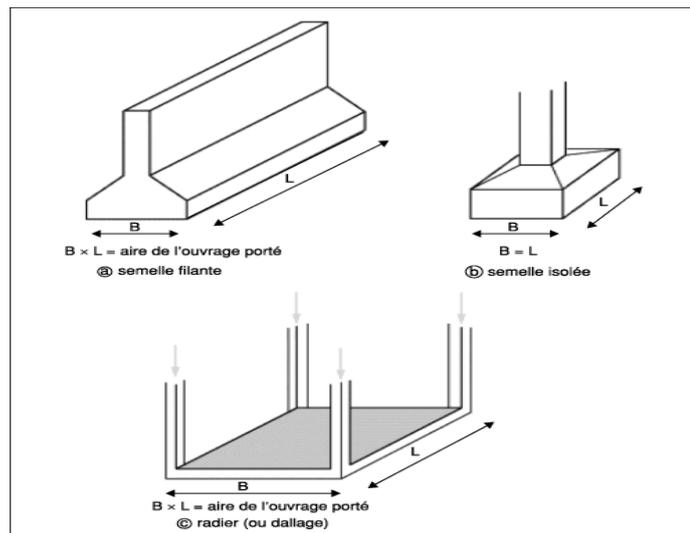


Figure I. 8: Types des fondations.

I.9. Caractéristiques des matériaux

a) **Acier :** Les propriétés mécaniques des différents types d'acier sont les suivantes :
 Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur normale :

Tableau I. 3: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	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	410
Fe 510	355	510	355	490

- La résistance à la traction : $f_u = 430 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\,000 \text{ MPa}$

Acier pour ferrailage :

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ MPa}$

b) Béton :

→ **Résistance de béton :**

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$$

→ **Contraintes limites :**

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

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

→ $\gamma_b = 1.5$ action durable

→ $\gamma_b = 1.15$ action accidentelle

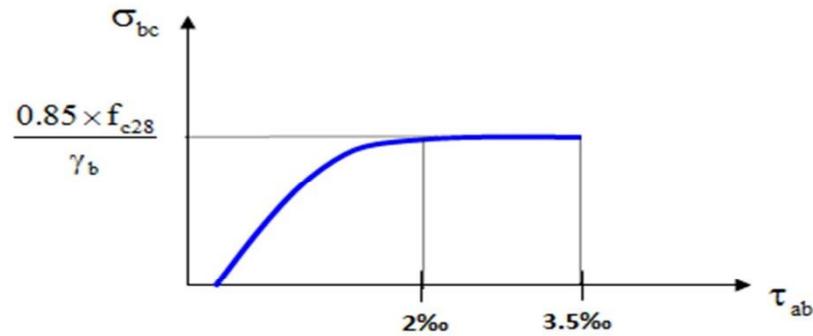


Figure I. 9: Diagramme contraintes / déformations à ELU.

→ **Etat limites de service :**

La contrainte limites de service est donnée par : $\sigma = 0.6 * f_{c28}$

Coefficient de poisson selon BAEL, les valeurs sont :

- $\nu = 0$ ELU
- $\nu = 0.2$ ELS

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

Tableau I. 4: Caractéristiques mécaniques

Nuance	Fy (MPa)	
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

I.10. Conclusion

Dans ce chapitre, le travail du projet de recherche est présenté, identifiant les usages, les classifications et les caractéristiques géométriques sur les plans et les façades des bâtiments. Ensuite, les éléments qui composent le bâtiment sont définis et les propriétés mécaniques des matériaux de construction employés sont détaillées. Enfin, les hypothèses de calcul retenues sont mentionnées.

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES

ELEMENTS RESISTANTS

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (solives, poutres, poteaux) est une étape régie par des règles empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la résistance, de la stabilité et de la durabilité de la structure aux sollicitations suivantes :

Contraintes verticales Elles sont causées par des charges permanentes et des surcharges opérationnelles qui sont finalement transmises au sol par la fondation. Contraintes horizontales Elles sont généralement causées par les séismes et les forces du vent et sont imposées par les éléments de contreventement constitués d'ossatures. Les pré-dimensionnements de tous les éléments de l'ossature sont adaptés aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P. A 99 V2003

II.2. Les planchers

II.2.1. Généralité

Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de : Supporter les charges verticales (pois propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les transmettre aux poteaux, transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques), d'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages verticaux et horizontaux, de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et de la résistance au feu.

II.2.2. Les planchers collaborant mixte acier-béton

Le plancher collaborant, encore appelé plancher mixte, est un plancher qui associe deux matériaux : le béton et l'acier.

L'intérêt réside dans le fait que ces deux matériaux sont complémentaires du point de vue de leur comportement mécanique :

- Le béton est très résistant en compression mais fragile en traction.
- L'acier est très résistant en traction.

Le plancher collaborant associe le béton et l'acier pour exploiter pleinement les capacités mécaniques des deux matériaux.

En effet, dans un plancher collaborant les efforts de compression sont repris dans la partie supérieure du plancher constituée par la dalle de béton et ceux de traction, dans la partie inférieure où se trouve l'acier.

Cet assemblage des deux matériaux permet d'obtenir un plancher béton très résistant en flexion (capacité portante élevée) et d'épaisseur réduite.

II.2.3. Les charges

Estimation des charges des planchers (DTR.BC.2.2) [1]

a) -Plancher terrasse

1. Actions permanentes

Protection en gravillon (e=5cm, P=20 kN/m ³)	0,85 KN/m ² .
Etanchéité multicouches (e =2cm, P=6 kN/m ³)	0,12 KN/m ² .
Forme de pente (e=10cm, P=22 kN/m ³)	2,20 KN/m ² .
Isolation thermique (4 cm, P=4 kN/m ³)	0,16 KN/m ² .
Dalle en béton armé (e=15cm, P=25 kN/m ³)	3,75 KN/m ² .
Bac d'acier (HB 55)	0,15 KN/m ² .
Faux plafond (2cm, P=10 Kn /m ³)	0,20 KN/m ² .

Total : G =7,43 KN/m².

2. Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible ⇒ Q = 1 KN/m².

b) - Plancher courant

1. Actions permanentes

Revêtement carrelage (e=2cm, P=22 kN/m ³)	0,44 KN/m ² .
Mortier de pose (e =2cm, P=20 kN/m ³)	0,4 KN/m ² .
Dalle en béton armé (15cm) (e=15cm, P=25 kN/m ³)	3,75 KN/m ² .
Distribution Cloisons.....	1 KN/m ² .
Bac d'acier (HB 55)	0,15 KN/m ² .
Faux plafond (2cm, P=10 Kn /m ³)	0,20 KN/m ² .

Total : G = 5,94 KN/m².

2. Charges d'exploitation

Habitation ⇒ Q = 1,5 KN/m².

Commerce ⇒ Q = 5 KN/m².

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.3.1. Prédimensionnement des solives

Selon le platelage en acier utilisé, les solives sont le plus souvent façonnées en profilés IPE ou IPN et situées entre 1,4 et 4 mètres de distance. Alors que les décisions de pré-dimensionnement reposent généralement sur des critères de résistance à la flexion ou de résistance, il se trouve que nous nous appuyons sur une formule approchée et simplifiée qui tient compte du rapport entre la portée de la solive et la hauteur du profil. Pour chaque étage, la lambourde la plus sollicitée sera pré-dimensionnée.

II.3.1.1. Plancher terrasse inaccessible

La solive la plus sollicitée à une longueur $L=4,40$ m, L'entraxe entre les solives est de 1,5 m.

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4400}{25} \leq H \leq \frac{4400}{15} \Rightarrow 176\text{mm} \leq H \leq 293\text{mm}.$$

On choisit un IPE200.

❖ **Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 200**

Tableau II. 1: Caractéristiques du profilé IPE200

Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
		h	B	t_f	t_w	I_y	I_z	W_{pl-y}	i_y	i_z
G <i>Kg/m</i>	A <i>cm²</i>	<i>mm</i>	<i>Mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>cm⁴</i>	<i>cm⁴</i>	<i>cm³</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
22,4	28,45	200	100	8,5	5,6	1943	142,4	220.6	8,26	2,24

❖ **La classe de la section transversale**

1) **La semelle**

$b= 100\text{mm}$

$$C = \frac{b - (2r + t_w)}{2} = \frac{100 - (2 \times 12 + 5,6)}{2} = 35,2\text{mm}.$$

$t_f = 8,5 \text{ m} .$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{35,2}{8.5} = 4,14 < 9 \epsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

2) **Ame**

$d = h - (2r + 2t_f) = 200 - (2 \times 12 + 2 \times 8,5) = 159\text{mm}.$

$t_w = 5,6\text{mm}.$

$$\frac{d}{tw} = \frac{159}{5,6} = 28,393 < 72\varepsilon.$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de classe 1

❖ **Phase de construction**

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,224$ KN/ml.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75$ KN/m².
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15$ KN/m².
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75$ KN/m².

➤ **Combinaisons des charges**

L'entraxe entre les solives est de 1,50 m.

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times 1,50] + 1,5 \times q_c \times 1,50$$

$$q_u = 1,35 \times [0,224 + (3,75 + 0,15) \times 1,50] + 1,5 \times 0,75 \times 1,50$$

$$q_u = 9,887 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS**

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + g) \times 1,5] + q_c \times 1,5$$

$$q_{ser} = [0,224 + (3,75 + 0,15) \times 1,50] + 0,75 \times 1,50$$

$$q_{ser} = 7,2 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Vérification**

• **La flexion**

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 9,887 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} = 7,2 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

• **Le moment appliqué**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} = \frac{9,887 \times 4,4^2}{8} = 23,93 \text{ KN.m.}$$

• **Moment résistant plastique**

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{220,6 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 55,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 23,93 \text{ KN.m} < M_{pl.rd} = 55,15 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **L'effort tranchant**

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl.rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

Où

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

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 2840 - (2 \times 100 \times 8,5) + (5,6 + 24) \times 8,5$$

$$A_v = 1391,6 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 1391,6 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 220,86 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{9,887 \times 4,4}{2} = 21,75 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,75 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 220,86 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 21,75 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.rd} = 110,43 \text{ KN} \Rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

➤ **La rigidité**

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 7,2 \text{ KN/ml.} \\ L = 4,4 \text{ m.} \\ E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 1943 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

Donc on aura $f_{max} = \frac{5 \times 7,2 \times (4400^4)}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 8,612 \text{ mm}$

Et la flèche admissible est $f_{adm} = \frac{4400}{250} = 17,6 \text{ mm}$

$$f_{max} = 8,612 \text{ mm} \leq f_{adm} = 17,6 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification du déversement :**

Il faut vérifier que : $M_{brd} \geq M_{sd}$

M_{sd} : C'est le moment appliqué $M_{sd} =$

M_{brd} : la résistance de calcul

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $C_1 = 1.132$

L : longueur de déversement $L = 4,4$ m

$\lambda_{lt} = 52.76$

$\lambda_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93.9\epsilon} = 0.5 > 0,4$ il ya risque de divergence

$$\chi_{lt} = \chi = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{(\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)}} = 0,91 \leq 1$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_{zz}}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_{zz}}{h/t_f}\right)^2\right) \sqrt{c_1}} = 0,51$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,91 \times 1 \times 220.6 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 50,68 \text{ KN.m} \geq M_{sd}$$

condition vérifiée

➤ **Phase finale**

Le béton ayant durci, les sections combinées (profilés et dalles) fonctionnent ensemble, les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE180) $G_p = 0.224$ KN/ml.
- Charge permanente..... $G = 7,43$ KN/ml.
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1,00$ KN/m².

➤ **Combinaisons des charges**

L'entraxe entre les solives est de 1,5 m.

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times 1,50)] + 1,5 \times Q \times 1,50$$

$$q_u = 1,35 \times [0,224 + (7,43 \times 1,50)] + 1,5 \times 1 \times 1,50$$

$$q_u = 17,6 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS**

$$q_{ser} = [g_p + (G \times 1,50)] + Q \times 1,50$$

$$q_{ser} = [0,224 + (7,43 \times 1,50)] + 1 \times 1,50$$

$$q_{ser} = 12,87 \text{ KN/ml.}$$

➤ **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 :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 4.4}{8} = 1,1 \text{ m} \text{ Avec : } l_0 \text{ Longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b = 1,50 \text{ m} \quad b : \text{ Entraxe entre les solives.} \end{array} \right.$$

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

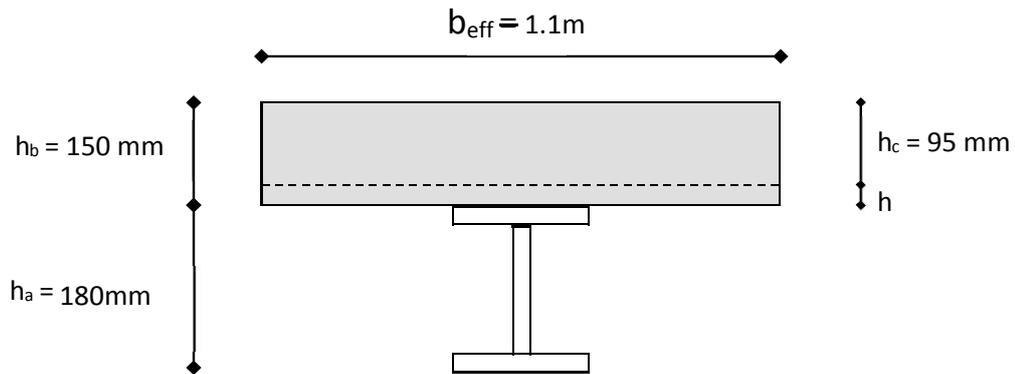


Figure II. 1: Largeur participante de la dalle.

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

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1100 \times 95) \times 10^{-3} = 1489,13 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 2840) \times 10^{-3} = 741,95 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 1489,125 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 741,95 \text{ KN.}$$

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

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right].$$

➤ **Vérification**

➤ **La flexion**

Le moment appliqué

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{17,6 \times 4,4^2}{8} = 42,6 \text{ KN.m.}$$

Moment résistant plastique

$$M_{plrd} = 741.95 \left[\frac{200}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{741.95 \times 95}{2 \times 1489,13} \right) \right] \times 10^{-3} = 167.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 42.6 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 167.93 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'effort tranchant**

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl.rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où

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

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 2390 - (2 \times 91 \times 8) + (5,3 + 18) \times 8$$

$$A_v = 1120,4 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.rd} = \frac{275 \times 1120,4 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 200,86 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{17,6 \times 4,4}{2} = 38,72 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 38,72 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 200,86 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 38,72 \text{ KN} < 0,5 V_{plrd} = 100,43 \text{ KN} \Rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

• **La rigidité**

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \bar{L}^4}{E I_c} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 12.87 \text{ KN/ml.} \\ L = 4.4 \text{ m.} \\ E = 2,1. 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

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

$m = E_a/E_b = 15.$

$v = A_a/A_b = 0,035.$

$$I_c = \frac{2845(95+2 \times 55+200)^2}{4(1+15 \times 0.035)} + \frac{1100 \times 95^3}{12 \times 15} + 1943.10^4 = 101.79 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale $f^{max} = \frac{5 \times 12.87 \times (4400^4)}{384 \times 2.1.10^5 \times 101.79 \times 10^6} = 2.94 \text{ mm}.$

Et la flèche admissible est $f^{adm} = \frac{4400}{250} = 17.6 \text{ mm}.$

$f_{tot} = 8.61 + 2.94 = 11.55 \text{ mm} < f^{adm} = 17.6 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Calcul des connecteurs (connexion totale)**

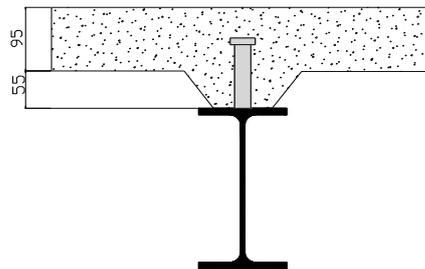


Figure II. 2: Schéma des positions des connecteurs.

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

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

➤ **Détermination de P_{rd} :**

$$P_{rd} = K_T \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \alpha d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \Rightarrow \text{résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \Rightarrow \text{la force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.....25 N/mm².

E_c : module de Young de béton.....30,5KN/mm².

f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm².

$\gamma_v = 1,25.$

$\alpha = 1 \dots \dots \dots \text{si } \frac{h}{d} > 4.$

$\alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \dots \dots \dots \text{si } 3 < \frac{h}{d} < 4.$

On a : $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1.$

➤ **Influence du sens du bac d'acier**

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

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

Avec :

N_r : Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2 ($N_r=1$).

$h_p = 55$ mm.

h : hauteur du connecteur ($h=95$ mm).

b_0 : Largeur moyenne de la nervure ($b_0= 88.5$ mm).

$$K_T = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 < 1.$$

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

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 0,82 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \inf (73,13 ; 81,66) = 73,13 \text{ KN}$$

$$Prd = K_T \times Prd = 73,13 \times 0,82 = 59,97 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L**

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

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (1489 ; 741.95) = 741.95 \text{ KN.}$$

$$R_L = 741.95 \text{ KN.}$$

• **Nombre des connecteurs (par demi-portée)**

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{Prd} = \frac{741.95}{59,97} = 12,37.$$

Soit $N = 12$ goujons sur la demi-longueur de la poutre ; c'est-à-dire 24 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

$$e_{\min} \geq 5 \times d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{Nbr-1} = \frac{4400}{24-1} = 191,31 \text{ mm}$$

$Esp = 191,31 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$**Condition vérifiée.**

On opte pour $Esp = 1,90 \text{ mm}$.

II.3.1.2. Plancher Courant

➤ **Phase de construction**

Le calcul est effectué de la même façon que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

➤ **Phase finale :**

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

• **Plancher courant**

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

$$G=5,04 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II. 2: Les vérifications due la solive IPE200 (plancher courant)

Plancher courant		
$M_{sd}=38,02 \text{ KN.m}$	$M_{pl,rd}= 167,93 \text{ KN.m}$	Condition vérifiée
$V_{sd}=25,05 \text{ KN}$	$V_{pl,rd}= 200,86 \text{ KN}$	Condition vérifiée
$f^{\max}=11,21 \text{ mm}$	$\bar{f}=17,6 \text{ mm}$	Condition vérifiée

II.3.1.3. Plancher de RDC+1ere etage

$$Q=5 \text{ KN/m}^2$$

$$G=5,04 \text{ KN/m}^2$$

a- Phase de construction :

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

b- Phase finale :

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 3: Les vérifications due la solive IPE200 (plancher courant)

Plancher RDC		
Msd=57,06 KN.m	Mpl,rd=167,93 KN.m	Condition vérifiée
Vsd=51,87 KN	Vpl,rd= 200,86 KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=12,41$ mm	$\bar{f}=17,6$ mm	Condition vérifiée

II.3.2. Prédimensionnement des Poutres

Les poutres porteuses effectuent le travail important de supporter les charges des planchers et de les transmettre aux poteaux.

Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

II.3.2.1. Poutres Principales (Porteuses)**• Plancher terrasse inaccessible**

Nous utilisons une formule approximative et simplifiée qui est fonction de la hauteur de la section et de la portée de la poutre.

La poutre la plus sollicitée a une longueur L= 6,1 m.

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15}$$

Avec :

H : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{6100}{25} \leq H \leq \frac{61000}{15} \Rightarrow 244\text{mm} \leq H \leq 406,66\text{mm.}$$

On choisit un IPE 360.

❖ **Caractéristiques de poutre utilisée IPE 360**

Tableau II. 4: Caractéristiques du profilé (IPE 360)

DESIGNATION abrégee	Poids	Section	Dimension					Caractéristique				
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 360	57,1	86,82	360	170	8	12,7	18	10450	919,8	836,4	10,92	6,5

❖ **La classe de la section transversale**

• **La semelle**

$$b = 170 \text{ mm.}$$

$$C = \frac{b - (2r + tw)}{2} = \frac{170 - (2 \times 18 + 8)}{2} = 102,25 \text{ mm.}$$

$$t_f = 12,7 \text{ m.}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{63}{12,7} = 4,96 < 9 \varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

• **Ame**

$$d = h - (2r + 2t_f) = 360 - (2 \times 18 + 2 \times 12,7) = 298,6 \text{ mm.}$$

$$t_w = 8 \text{ mm.}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,33 < 72 \varepsilon.$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale est de classe 1.

➤ **Phase de construction :**

Les profilés en acier fonctionnent individuellement, donc charges pendant la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé.....g_p = 0,571 KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G_b = 3,75 KN/m².
- Poids du bac d'acier.....g = 0,15 KN/m².
- Surcharge de construction (ouvrier).....q_c = 0,75 KN/m².

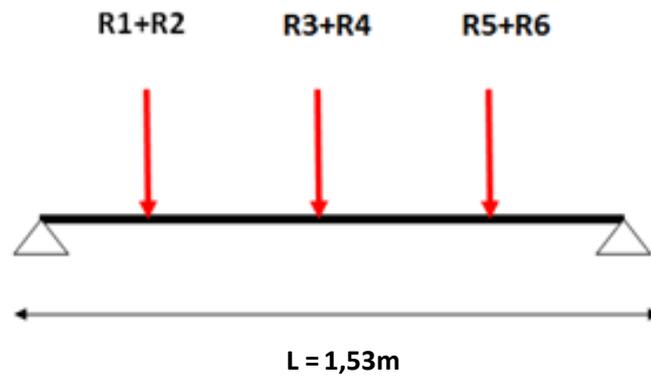


Figure II. 3: Schéma des appuis des solives

➤ **Calcul des réactions des solives**

Les efforts de réaction des solives sont calculés pour chaque phase (phase de construction, phase finale). Le coulage des planchers (solives, poutres) se faisant simultanément, se fait en même temps. La formule suivante est utilisée pour le calcul :

Calcul des réactions des solives

ELU

$$q_u = 9.88 \text{ kN/ml}$$

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

$$R_X = \frac{9,88 \times 4,4}{2} + \frac{9,88 \times 4,15}{2}$$

$$R_X = 42.24 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 42,24 \text{ KN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 42,24 \text{ KN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 42,24 \text{ KN}$$

ELS

$$q_s = 7.20 \text{ kN/ml}$$

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

$$R_X = \frac{7,2 \times 4,4}{2} + \frac{7,2 \times 4,15}{2}$$

$$R_X = 30.78 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 30,78 \text{ KN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 30,78 \text{ KN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 30,78 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons des charges**

• ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times b_s] + 1,5 \times q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [0,571 + (3,75 + 0,15) \times 0,17] + 1,5 \times 0,75 \times 0,17$$

$$q_u = 1,9 \text{ KN/ml.}$$

• ELS

$$q_{ser} = [g_p + (G_b + g) \times b_s] + q_c \times b_s$$

$$q_{ser} = [0,571 + (3,75 + 0,15) \times 0,17] + 0,75 \times 0,17$$

$$q_{ser} = 1,36 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Vérification**

• La flexion

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,9 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} = 1,36 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

• Le moment appliqué

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + \left(R_u \times \frac{L}{2} \right)$$

$$M_{sd} = \frac{1,9 \times (6.1)^2}{8} + \left(42.24 \times \frac{6.1}{2} \right) = 137,67 \text{ KN. m.}$$

• Moment résistant plastique

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{919,8 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 254,75 \text{ KN. m.}$$

$$M_{sd} = 137.67 \text{ KN. m} < M_{pl,rd} = 254,75 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{137.67}{254,75} = 0,54 \checkmark$$

• L'effort tranchant

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où :

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

A_v : aire de cisaillement.

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

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 3514 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 507,21 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = Ru + \frac{qu \times L}{2} = 42,24 + \frac{1,9 \times 6,1}{2} = 48,05 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 48,05 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 507,21 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 48,05 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 253,62 \text{ KN} \Rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

• **La rigidité**

$$f^{max} \leq f^{adm} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 1,36 \text{ KN/ml.} \\ R_s = 30,78 \text{ KN.} \\ L = 6,1 \text{ m} \\ E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 16270 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

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

$$f_{qser1} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,36 \times 6100^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 0,72 \text{ mm}$$

$$f_{qser2} = \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 30,78 \times 10^3 \times 6100^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 16270 \cdot 10^4} = 10,12 \text{ mm.}$$

$$f^{max} = 10,84 \text{ mm} \leq f^{adm} = 24,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification du déversement**

Pendant la phase de construction conformément aux Eurocodes, la vérification du renversement est nécessaire. Cependant, le support latéral qui retient la poutre est assuré par les solives voisines...

➤ **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 HEA 260..... $g_p=0,571 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_{terr}=7,43 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_{terr}= 1 \text{ KN}$

• **Calcul des réactions des solives**

ELU

$$R_X = \frac{17,6 \times 4,4}{2} + \frac{16,39 \times 4,15}{2}$$

$$R_X = 75,24 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 75,24 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 75,24 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 75,24 \text{ kN}$$

ELS

$$R_X = \frac{12,87 \times 4,4}{2} + \frac{12 \times 4,15}{2}$$

$$R_X = 55,02 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 55,02 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 55,02 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 55,02 \text{ KN}$$

• **Combinaison des charges**

ELU

$$q_u = 1,35 [(G_t \times 0,17) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,17$$

$$q_u = 1,35 [(7,43 \times 0,17) + 0,571] + 1,5 \times 1 \times 0,17$$

$$q_u = 2,73 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,17$$

$$q_s = 0,571 + (7,43 + 1) \times 0,17$$

$$q_s = 2,01 \text{ kN/ml}$$

• **Largeur de la dalle**

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5,65 / 8 = 1,53 \text{ m} \\ b = 4,4 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{\text{eff}} = 1,53 \text{ m}$

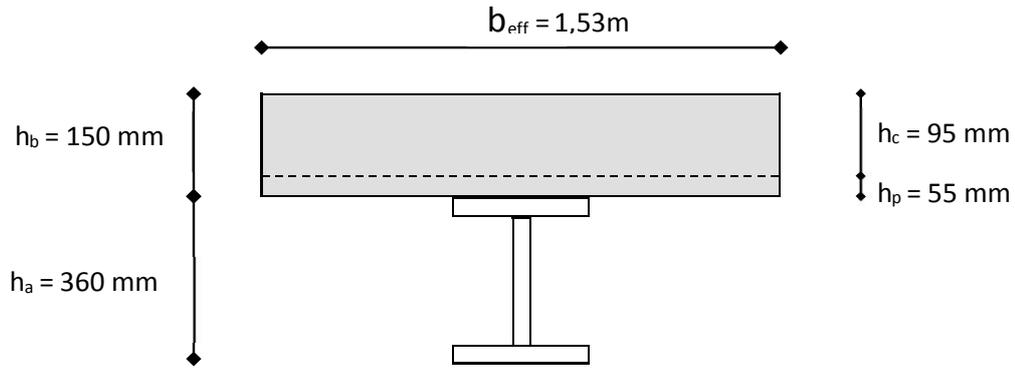


Figure II. 4: Largeur participante de la dalle.

• **Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1530 \times 95 \times 10^{-3} = 2071,24 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} = 1900,1 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 2071,24 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 1900,1 \text{ KN.}$$

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

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right].$$

➤ **Vérifications**

• **La flexion :**

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

Il faut que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 2,73 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} = 2,01 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

• **Le moment appliqué**

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{8} + \left(R_u \times \frac{L}{2} \right)$$

$$M_{sd} = \frac{2,73 \times (6.1)^2}{8} + \left(75,24 \times \frac{6.1}{2} \right) = 242,18 \text{ KN. m.}$$

• **Moment résistant plastique**

$$M_{plrd} = 1900,1 \left[\frac{360}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1900,1 \times 95}{2 \times 2071,24} \right) \right] \times 10^{-3} = 544.235 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 242,18 \text{ KN.m} < M_{pl.rd} = 544,24 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{242,18}{544,24} = 0,45 \checkmark$$

• **L'effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

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

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 3514 \times 10^{-6}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 507.202 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{2.73 \times 6.1}{2} = 83.57 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 507,202 \text{ kN} > 83,57 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 253,6 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

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

➤ **La rigidité**

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 2,01 \text{ KN/ml.} \\ R_s = 55.02 \text{ KN.} \\ L = 6,1 \text{ m} \\ E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 16270 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{7273}{1,5 \times 95} = 0,05 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{7273(95+2 \times 55+360)^2}{4(1+15 \times 0.05)} + \frac{1.5 \times 95^3}{12 \times 15} + 16270.10^4 = 501.66.10^6 \text{ mm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{qser} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_c}$$

$$f_1 = \frac{5 \times 2,87 \times 5650^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 340,48 \times 10^6} = 0,35 \text{ mm.}$$

$$f_1 = \frac{19 \times 52,5 \times 5650^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 340,48 \times 10^6} = 5,87 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 6.22 + 10.84 = 17,06 \text{ mm} \leq f^{adm} = 24 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des connecteurs (connexion totale)**

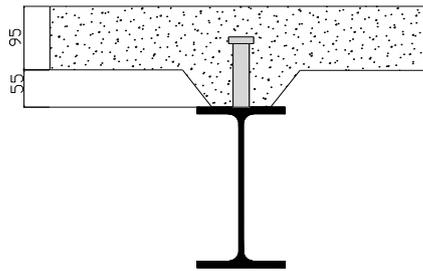


Figure II. 5: Schéma des positions des connecteurs.

Type goujon Hauteur : h = 95 mm

Diamètre : d = 19 mm

➤ **Détermination de P_{rd} :**

$$P_{rd} = K_T \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \alpha d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \Rightarrow \text{résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \Rightarrow \text{la force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

f_{ck}: résistance caractéristique de béton.....25 N/mm².

E_c: module de Young de béton.....30,5KN/mm².

f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm².

γ_v = 1,25.

α = 1 si $\frac{h}{d} > 4$.

α = 0,2 ($\frac{h}{d} + 1$).....si $3 < \frac{h}{d} < 4$.

On a : $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$.

➤ **Influence du sens du bac d'acier**

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

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

Avec :

N_r : Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2 ($N_r=1$).

$h_p = 55$ mm.

h : hauteur du connecteur ($h=95$ mm).

b_0 : Largeur moyenne de la nervure ($b_0= 88.5$ mm).

$$K_T = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 < 1.$$

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

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 0,82 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \inf (73,13 ; 81,66) = 73,13 \text{ KN}$$

$$Prd = K_T \times Prd = 73,13 \times 0,82 = 59,97 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L**

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

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \inf (2071,24 ; 1900,1) = 1900,1 \text{ KN.}$$

$$R_L = 1900,1 \text{ KN.}$$

• **Nombre des connecteurs (par demi-portée)**

$$N_{\text{bre}} = \frac{R_L}{Prd} = \frac{1900,1}{59,97} = 31,68.$$

Soit $N = 31$ goujons sur la demi-longueur de la poutre ; c'est-à-dire 62 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

$$e_{\min} \geq 5 \times d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$\text{Esp} = \frac{L}{\text{Nbr}-1} = \frac{6100}{62-1} = 100 \text{ mm}$$

$\text{Esp} = 100 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$**Condition vérifiée.**

On opte pour $\text{Esp} = 100 \text{ mm}$.

❖ **Plancher courant**

➤ **Phase de construction :**

Il est calculé de la même manière que le plancher actuel et le résultat est exactement identiques.

➤ **Phase finale :**

En utilisant la même méthode de calcul, les résultats pour les poutres de plancher actuelles sont résumés dans le tableau ci-dessous

$$G = 5,94 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II. 5: Les vérifications de la poutre IPE 360 (plancher courant)

Plancher courant		
$M_{sd} = 216,56 \text{ KN.m}$	$M_{pl,rd} = 544,24 \text{ KN.m}$	Condition vérifiée
$V_{sd} = 74,85 \text{ KN}$	$V_{pl,rd} = 507,202 \text{ KN}$	Condition vérifiée
$f^{\max} = 16,53 \text{ mm}$	$\bar{f} = 24,4 \text{ mm}$	Condition vérifiée

❖ **Plancher de RDC +1ere ETAGE**

➤ **Phase de construction :**

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

➤ **Phase finale :**

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

- Plancher RDC
 - $G = 5,94 \text{ KN/m}^2$
 - $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Tableau II. 6: Les vérifications due la poutre IPE 360 (RDC)

RDC		
$M_{sd} = 323,33 \text{ KN.m}$	$M_{pl,rd} = 544,24 \text{ KNm}$	Condition vérifiée
$V_{sd} = 111,21 \text{ KN}$	$V_{pl,rd} = 507,202 \text{ KN}$	Condition vérifiée
$f^{max} = 18,86 \text{ mm}$	$\bar{f} = 24,4 \text{ mm}$	Condition vérifiée

II.3.2.2. Poutres Secondaires

Par la même méthode de calcul des poutres principales, les résultats pour les solives du plancher terrasse, courant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 7: Les poutre Secondaires de la structure

Plancher	Terrasse inaccessible	Etages habitations	Etage commerce
Poutre Secondaires	IPE 270	IPE 270	IPE 270

Tableau II. 8: Caractéristiques du profilé (IPE 270)

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique				
	G Kg/m	A cm²	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	I_y cm⁴	W_{pl-y} cm³	W_{el-y} cm³	i_y cm	i_z cm
IPE 270	36,1	45,95	270	135	6,6	10,2	15	5790	484,6	428,9	11,23	3,02

II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmettre aux fondations.

II.3.3.1. Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

• **Étapes de pré dimensionnement**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent 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.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA

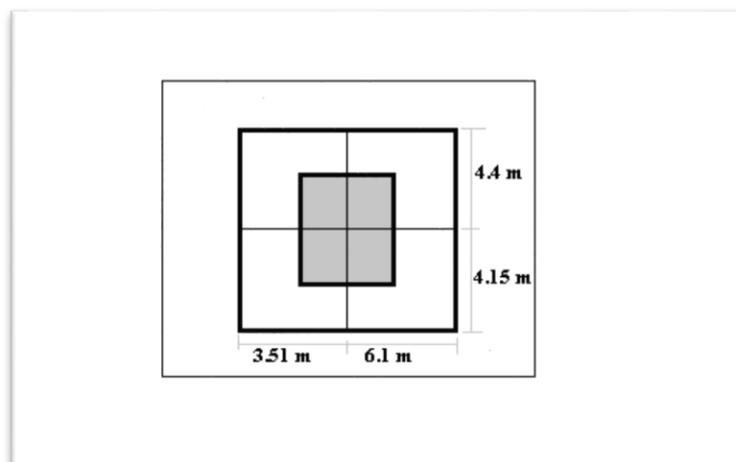


Figure II. 6: Le poteau le plus sollicité.

❖ Les surfaces qui reviennent aux poteaux

- Poteau central : $S = 4,805 \times 4,28 = 20,54 \text{ m}^2$.
- Poteau d'angle : $S = 2,08 \times 3,05 = 6,33 \text{ m}^2$.
- Poteau de rive : $S = 4,805 \times 2,08 = 9,97 \text{ m}^2$.

❖ La descente des charges

➤ Charge permanente

$$G = G_{\text{(terrasse, courant)}} \times S_{\text{poteau}} + g_{pp} \times L_1 + g_{ps} \times L_2 + g_s \times L_3.$$

$G_{\text{(terrasse, courant)}}$: charge de plancher terrasse ou courant.

g_{pp} : poids propre de la poutre principale (IPE 260).

g_{ps} : poids propre de la poutre secondaire (IPE 200).

g_s : poids propre de la solive (IPE180). (On a 3 solives)

S : surface reprise par le poteau

$$G_{\text{terrasse}} = 7,43 \text{ KN/m}^2. \quad G_{\text{courant}} = 5,94 \text{ KN/m}^2. \quad g_{pp} = 0,571 \text{ KN/ml.}$$

$$g_{ps} = 0,361 \text{ KN/ml.} \quad g_s = 0,224 \text{ KN/ml.} \quad L_1 = 4,805 \text{ m.} \quad L_2 = 4,28 \text{ m.}$$

➤ Poteau central (3-4)

$$S = 20,54 \text{ m}^2.$$

Tableau II. 9: La descente de charge permanente de poteau central

Niveaux	Charges permanentes (KN)	G cumulées (KN)
9 ^{ème} étage	157,8	157,8
8 ^{ème} étage	127,3	285,64
7 ^{ème} étage	127,3	413,5
6 ^{ème} étage	127,3	541,6
5 ^{ème} étage	127,3	669,88
4 ^{ème} étage	127,3	798,32
3 ^{ème} étage	127,3	926,98
2 ^{ème} étage	127,3	1055,91
1 ^{er} étage	127,3	1185,67
RDC	127,3	1316,11

➤ Charge d'exploitation

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{habitations}} = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{commerce}} = 5 \text{ KN/m}^2.$$

Tableau II. 10: La charge d'exploitation des trois types de poteau

Niveau	Surcharges (KN/m ²)	Surcharges (KN)		
		Poteau d'angle	Poteau central	Poteau de rive
Terrasse	$\sum_0 = Q_0 = 1$	6,33 1*6,33	20,54 1*20,54	9,97 1*9,97
10eme étage	$\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 1+1.5=2.5$	15,83	51,35	24,93
9 ^{ème} étage	$\sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1+Q_2)= 3,85$	24,37	79,1	38,385
8 ^{ème} étage	$\sum_3 = Q_0 +0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=5,05$	31,967	103,73	50,35
7 ^{ème} étage	$\sum_4 = Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=6,10$	38,613	125,30	60,82
6 ^{ème} étage	$\sum_5 = Q_0+0,80(Q_1+.....+Q_5)=7$	44,31	143,8	69,79
5 ^{ème} étage	$\sum_6 = Q_0+0,75(Q_1+.....+Q_6)=7,75$	49,06	159,19	77,268
4 ^{ème} étage	$\sum_7 = Q_0+0,714(Q_1+..... +Q_7)=8,497$	53,79	174,53	84,72
3 ^{ème} étage	$\sum_8 = Q_0+0,687(Q_1+.....+Q_8)=9,244$	58,514	189,9	92,162
2 ^{ème} étage	$\sum_9 = Q_0+0,666(Q_1+..... +Q_9)=12,32$	77,998	253,1	122,85

II.3.3.2. 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 :

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

N : Effort de compression.

$$f_y = 275 \text{ MP} \quad \gamma_{Mo} = 1,1$$

➤ **Poteau centrale**

• **Poteau du RDC**

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

$$N_{sd} = (1,35 \times 1305) + (1,5 \times 253,1) = 2141,4 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{2141,1 \times 10^3 \times 1,1}{275} = 85,656 \text{ cm}^2$$

• **Profilé choisi HEA 280**

Tableau II. 11: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	A (cm2)	Profilé
9 ^{eme} étage	243,84	9,75	HEA 200
8 ^{eme} étage	462,64	18,51	HEA 200
7 ^{eme} étage	676,88	27,15	HEA 240
6 ^{eme} étage	886,75	35,47	HEA 240
5 ^{eme} étage	1092,30	43,69	HEA 240
4 ^{eme} étage	1293,83	51,75	HEA 260
3 ^{eme} étage	1490,24	59,61	HEA 260
2 ^{eme} étage	1687,27	67,50	HEA 260
1 ^{eme} étage	1885,51	75,42	HEA 300
RDC	2156,40	86,26	HEA 300

II.3.3.3. Vérification du flambement

➤ **Poteau central**

• **Poteaux HEA 300 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 la section classe 1 et 2

$\gamma_{M1} = 1$

χ : Facteur de réduction pour le flambement.

$f_y = 275$ MPa

$l_{fy} = 0,7l_0 = 32,2$ m

$l_{fz} = 0,7l_0 = 32,2$ m

$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{3220}{127.4} = 27,74$



Figure II. 7: Le Schéma Statique Poteau pour les étages.

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{3220}{74.9} = 42,9$$

$\lambda_z > \lambda_y$, le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\lambda = \max\{\lambda_y; \lambda_z\} = \max\{27,74; 42,9\} = 42,9$$

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 13\text{mm} < 100\text{mm}$$

\Rightarrow Courbe de flambement c $\Rightarrow \alpha=0,49$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{42,9}{93,91 \times 0,92} \times \sqrt{1} = 0,52 > 0,2 \text{ il y'a de risque de flambement.}$$

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

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

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,52 - 0,2) + 0,52^2] = 0,73$$

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}\right)} = \frac{1}{(0,73 + \sqrt{(0,73^2 - 0,52^2)})} = 0,82$$

$$N_{brd} = \frac{0,92 \times 1 \times 11250 \times 275}{1,1} = 2306,25 \text{ KN}$$

$$\chi N_{sd} = 2156,40 < N_{brd} = 2306,25 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Tableau II. 12: Les vérifications du flambement pour poteau central

Niveau étage	Profilé	χ	N_{sd} (KN)	N_{brd} (KN)	Condition
9 ^{ème}	HEA 200	0,89	511,85	1709,69	Vérifiée
8 ^{ème}	HEA 200	0,9	709,28	1709,69	Vérifiée
7 ^{ème}	HEA 240	0,9	901,82	1953,45	Vérifiée
6 ^{ème}	HEA 240	0,9	1089,50	1953,45	Vérifiée
5 ^{ème}	HEA 240	0,9	1256,28	1953,45	Vérifiée
4 ^{ème}	HEA 260	0,897	1679,295	1946,938	Vérifiée
3 ^{ème}	HEA 260	0,897	1679,295	1946,938	Vérifiée
2 ^{ème}	HEA 260	0,897	1679,295	1946,938	Vérifiée
1 ^{er}	HEA 300	0,92	2156,40	2306,25	Vérifiée
RDC	HEA 300	0,92	2156,40	2306,25	Vérifiée

Tableau II. 13: Choix final de profilé

Niveau étage	Profilé
9 ^{ème}	HEA 200
8 ^{ème}	HEA 200
7 ^{ème}	HEA 240
6 ^{ème}	HEA 240
5 ^{ème}	HEA 240
4 ^{ème}	HEA 260
3 ^{ème}	HEA 260
2 ^{ème}	HEA 260
1 ^{er}	HEA 300
RDC	HEA 300

CHAPITRE III
NEIGE ET VENT

III.1. Introduction

L'accumulation de neige au sommet de la tour crée une surcharge dont il faut tenir compte lors de l'inspection des éléments de la structure. La réglementation RNV2013 s'applique à tous les bâtiments en Algérie en dessous de 2000 mètres d'altitude.

III.2. Calcul des charges de neige

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

$$S = \mu \cdot S_k [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Partie 3.1.1 [2]}).$$

Où :

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Notre structure se trouve dans la zone **B** commune **I** selon les classifications de RNV2013. La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 10}{100}$$

Avec $H=830$ m

$$S_k = \frac{0,07 \times 830 + 10}{100} = 0,432 \text{ kN/m}^2$$

D'après le tableau des coefficients de forme des toitures (**Tableau 6.2 [2]**).

$\mu = 0,8$

On suppose que la neige est sur toute la toiture, donc :

$\mu = 0,8$

Alors $S = 0,8 \times 0,432 \quad S = 0,345 \text{ kN/m}^2$

➤ **Conclusion**

La charge de la neige $S_n = 0,345 \text{ kN/m}^2$.

III.3. Effet du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

III.3.1. Nature de la Structure

La classification des structures selon leur nature dépend de leur sensibilité aux excitations dynamiques, on distingue :

1. Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d < 1.2$.
2. Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d \geq 1.2$.

III.3.2. Hypothèses de calcul

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions).

III.3.3. Données relatives au site

- ✓ Site plat : $C_t(Z) = 1$ pour $\phi \leq 0.05$
- ✓ Zone III : $q_{\text{réf}} = 500 \text{N/m}^2$ (Tab 2.3. [2])
- ✓ Terrain catégorie II ... $K_t = 0,190$, $Z_0 = 0,05 \text{m}$, $Z_{\text{min}} = 2 \text{m}$, $\varepsilon = 0,52$
(Tab 2.4 [2])

III.4. Direction V1

- Hauteur de référence Z_e (§2.3.2. [2])
 - ✓ $h = 34,52 \text{m}$; $b = 31,42 \text{m}$.
 - ✓ La hauteur de référence est : $b < h < 2b$

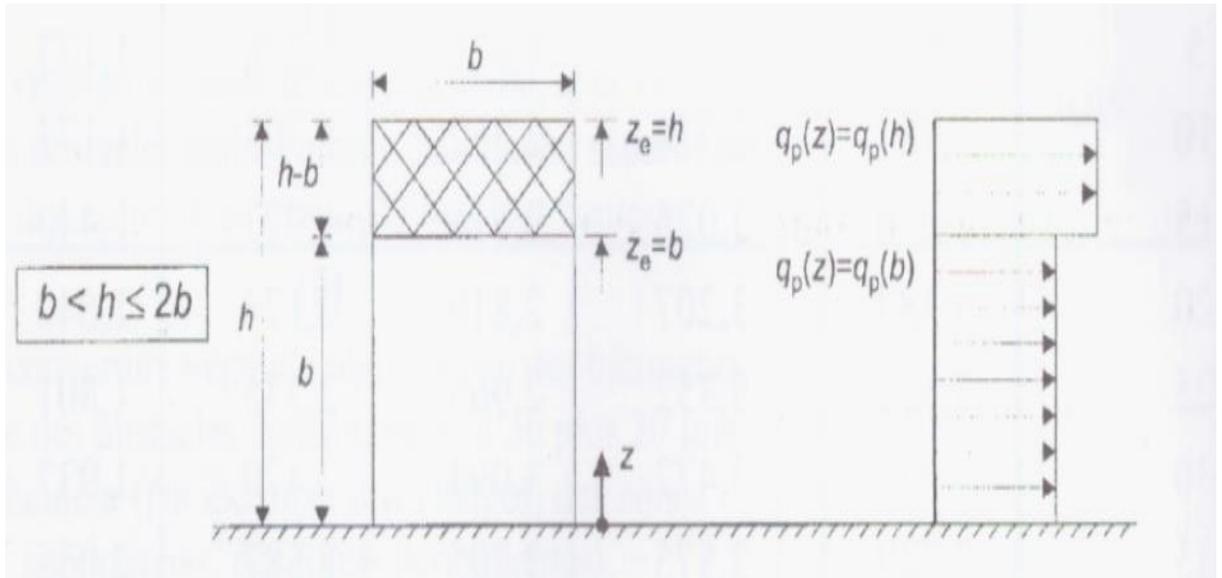


Figure III. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

III.4.1. Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

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

a. Coefficient de rugosité

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z_e \leq 200m \quad (\S 2.4.4. [2])$$

Tableau III. 1: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 31,42	31,42	1,224
De 31,42 à 34,52	34,52	1,242

b. Coefficient de topographie

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau III. 2: Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C_t
De 0 à 31,42	31,42	1
De 31,42 à 34,52	34,52	1

c. Intensité de turbulence

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \quad (\S 2.4.6. [2])$$

Tableau III. 3: Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 31,42	31,42	0,155
De 31,42 à 34,52	34,52	0,153

d. Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

$$C_e(Z_e) = C_t^2(Z_e) \times C_r^2(Z_e) \times [1 + 7I_v(Z_e)] \quad (\S 2.4.2. [2])$$

Tableau III. 4: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 31,42	31,42	3,123
De 31,42 à 34,52	34,52	3,194

Tableau III. 5: Tableau Récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	q _{réf}	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 31,42	31,42	500	3,123	1561.5
De 31,42 à 34,52	34,52	500	3,194	1597
De «34,52 à 35,12	35,12	500	3,199	1599.5

III.4.3. Calcul de la pression de vent de Paroi vertical (V1)**Détermination de la pression dynamique**

La pression dynamique **W** (z_j) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²] (§2.5.2 [2]).

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

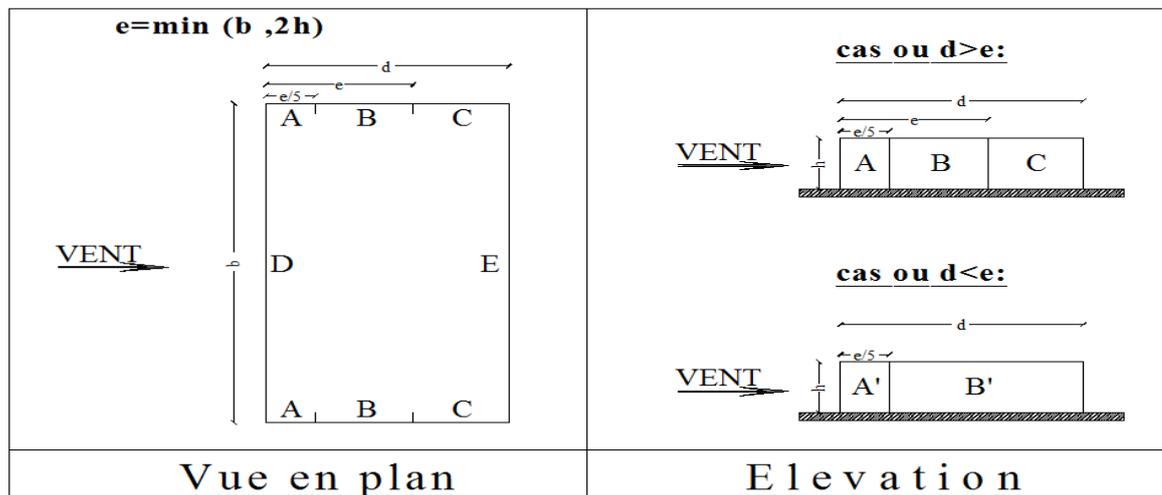


Figure III. 2: Légende pour la paroi verticale.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned} \right\} \quad (\S 5.1.1.2 [2])$$

A) Paroi vertical (V1)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

- $b=31,42\text{m}$
- $h=34,52\text{m}$
- $ht=35,12\text{m}$
- $d= 21,1\text{m}$
- $e=\min [b, 2 \times h] \Rightarrow e=31,42\text{m}$
- $d= 21,1\text{m} < e=31,42\text{m}$

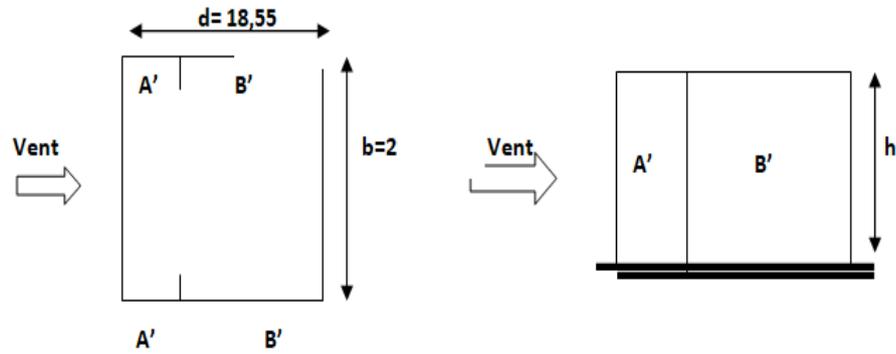


Figure III. 3: Légende pour la paroi verticale.

Tableau III. 6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V1)

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
A'	216,924		-1		
B'	511,448		-0.8		
D	1084,618		+0.8		
E	1084,618		-0.3		

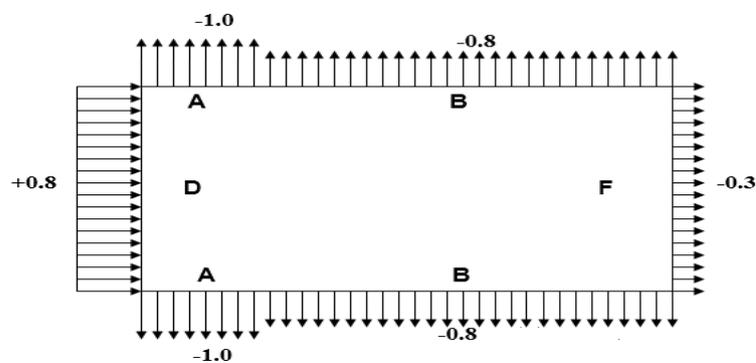


Figure III. 4: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones (V1).

a. Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures (ouvertures permanentes ou à considérer comme pouvant rester ouvertes en exploitation par grand vent) dans l'enveloppe du bâtiment.

b. Dans le cas d'un bâtiment sans face dominante le coefficient de pression intérieur est calculé comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures ou } cp_e < 10}{\sum \text{surface de toutes les ouvertures}} \quad (\S 5.2.2.2 [2])$$

Tableau III. 7: Surfaces des ouvertures dans les faces

Façade	Surface des fenêtres	Surface des portes (m ²)	Surface totale
Façade principale	16(1.0×1.4) + 32(1.4×1.4) =85.12	2(5.55×2.8) + 2(3.0×2.8) + 9(0.94×2.2) =66.492	151.612
Façade latérale	16(1.0×1.4) + 32(1.4×1.4) =85.12	(2.5×1.9) + 16(0.94×2.2) + 4(5,55×3,58) + (3×3,58) =128.05	213.17
Façade côté Gauche	8 (1.6×1.4) + 16(1.4×1.4) =49.28	0	49.28
Façade côté droite	8 (1.6×1.4) + 16(1.4×1.4) =49.28	0	49.28

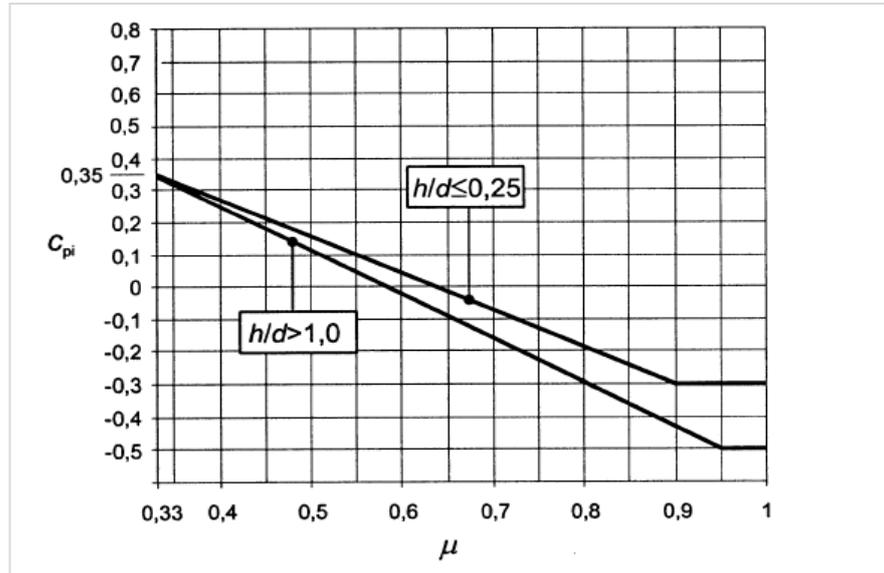


Figure III. 5: Indice de preméabilité.

$$\mu_p = \frac{311.73}{463.342}$$

$$\mu_p = 0.67$$

$\frac{h}{d} = \frac{34.52}{21.1} = 1.6360$ Donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de C_{pi}

Pour $\mu_p = 0.57$ et $h/d > 1 \rightarrow C_{pi} = -0.1$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
A'	31,42	1561.5	-1	-0,1	-1405.35
	34,52	1597	-1	-0,1	-1437.3
B'	31,42	1561.5	-0.8	-0,1	-1093.05
	34,52	1597	-0.8	-0,1	-1117.9
D	31,42	1561.5	+0,8	-0,1	1405.35
	34,52	1597	+0,8	-0,1	1437.3
E	31,42	1561.5	-0,3	-0,1	-312.3
	34,52	1597	-0.3	-0,1	-319.4

III.4.4. Calcul de la pression de vent de toiture

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate Selon (§5.1.[2])

$$e = \min (b, 2ht) = 31,42m$$

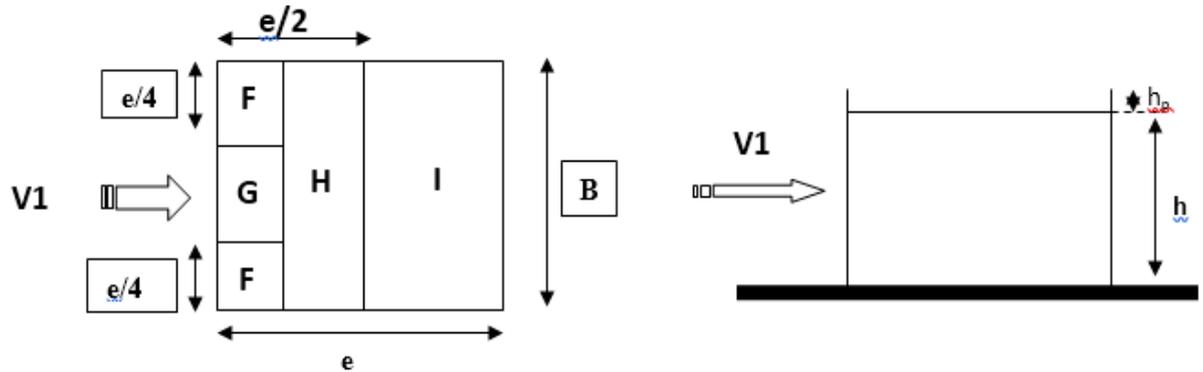


Figure III. 6: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).

D'après le tableau (§5.2[2]) on a : $h_p / h = 0,017$

a. Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau III. 8: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V1

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
F	24,68		-1,6		
G	49,36		-1,1		
H	394,886		-0,7		
I	169,353		-0,2		

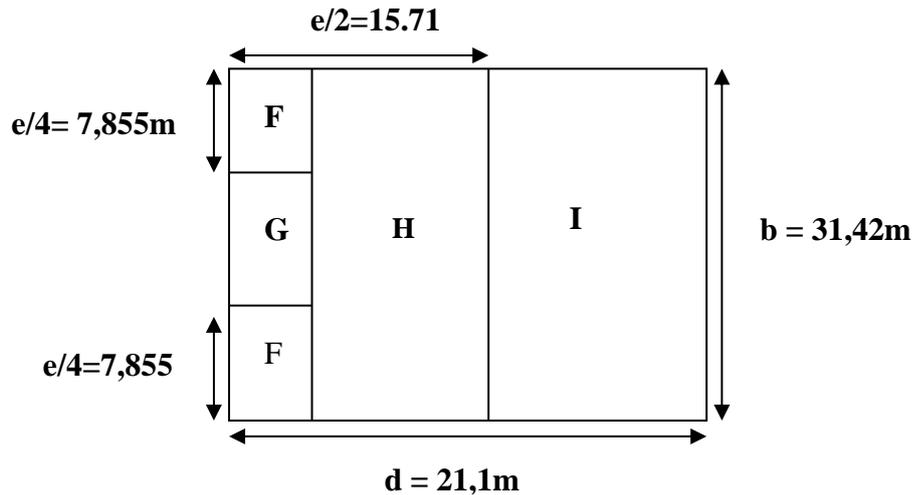


Figure III. 7: Légende pour les toitures plates.

b. Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p.

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

Donc :

✓ **C_{pi} = -0,1**

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 9: Récapitulatif (V2)

Zone	Z(m)	q _p (z _e)	C _{pe}	C _{pi}	W(z _j) [N/m ²]
F	34,52	1597	-1,6	-0,1	-2395,5
	35,12	1599.5	-1,6	-0,1	-2399,25
G	34,52	1597	-1.1	-0,1	-1597
	35,12	1599.5	-1.1	-0,1	-1599,5
H	34,52	1597	-0.7	-0,1	-958,2
	35,12	1599.5	-0.7	-0,1	-959,7
I	34,52	1597	-0,2	-0,1	-159,7
	34,52	1597	0,2	-0,1	479,1
	35,12	1599.5	-0,2	-0,1	-159,95
	35,12	1599.5	0,2	-0,1	479,85

B) Paroi vertical (V2)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

- $b=31,42\text{m}$
- $h=34,52\text{m}$
- $ht=35,12\text{m}$
- $d= 21,1\text{m}$
- $e=\min [b, 2 \times h] \Rightarrow e=31,42\text{m}$
- $d= 21,1\text{m} < e=31,42\text{m}$

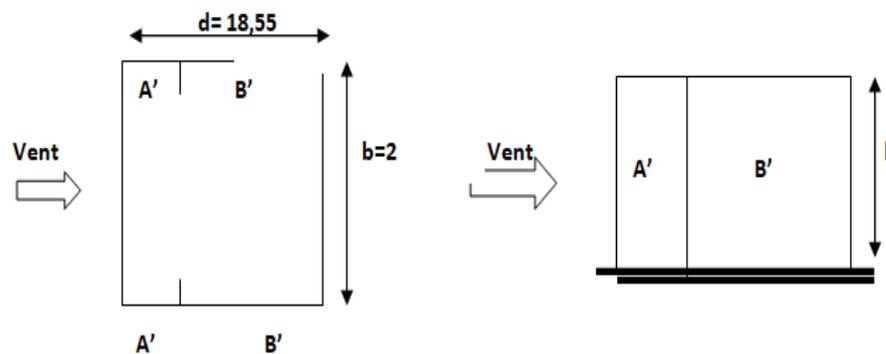


Figure III. 8: Légende pour la paroi verticale.

Tableau III. 10: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2)

Zone	$S > 10\text{m}^2$	$S < 10\text{m}^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
A'	216,924		-1		
B'	511,448		-0.8		
D	1084,618		+0.8		
E	1084,618		-0.3		

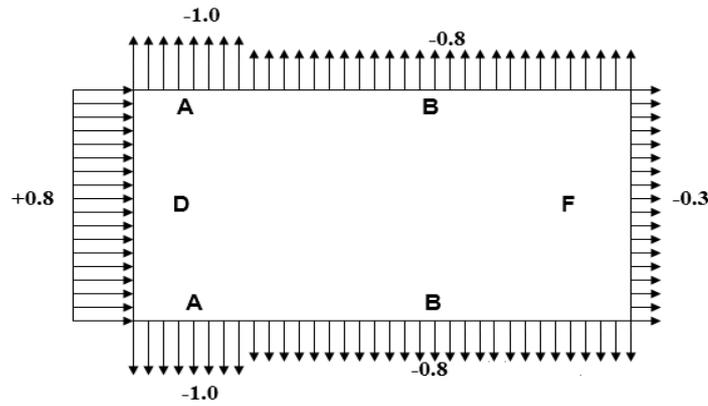


Figure III. 9: Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V2).

c. Coefficient de pression intérieure Cpi

Le coefficient de pression intérieure dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures (ouvertures permanentes ou à considérer comme pouvant rester ouvertes en exploitation par grand vent) dans l’enveloppe du bâtiment.

d. Dans le cas d’un bâtiment sans face dominante le coefficient de pression intérieure est calculé comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures ou } cp_e < 10}{\sum \text{surface de toute les ouvertures}} \quad (\S 5.2.2.2 [2])$$

Tableau III. 11: Surfaces des ouvertures dans les faces

Façade	Surface des fenêtres	Surface des portes (m ²)	Surface totale
Façade principale	16(1.0×1.4) +32(1.4×1.4) =85.12	2(5.55×2.8) +2(3.0×2.8) +9(0.94×2.2) =66.492	151.612
Façade latérale	16(1.0×1.4) +32(1.4×1.4) =85.12	(2.5×1.9) +16(0.94×2.2) + 4(5,55×3,58) + (3×3,58) =128.05	213.17
Façade côté Gauche	8 (1.6×1.4) +16(1.4×1.4) =49.28	0	49.28
Façade côté droite	8 (1.6×1.4) +16(1.4×1.4) =49.28	0	49.28

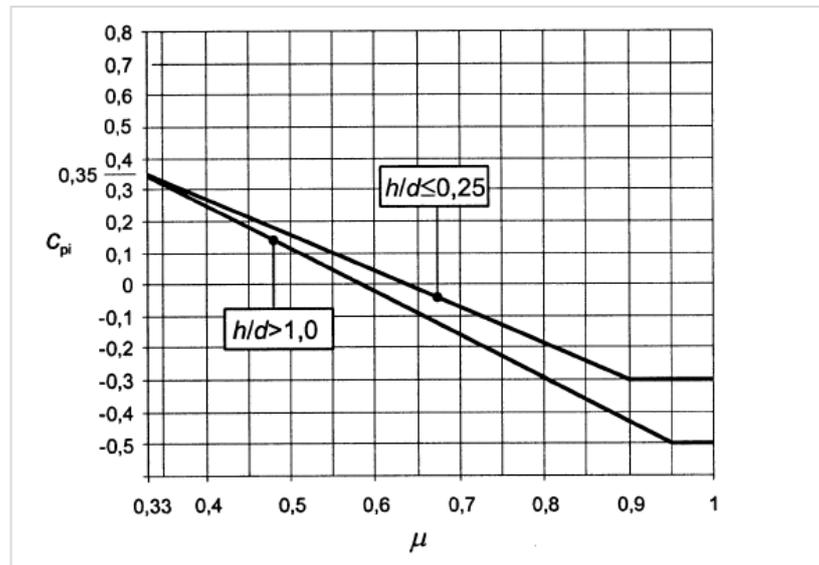


Figure III. 10: Indice de préméabilité.

$$\mu_p = \frac{250.172}{463.342}$$

$$\mu_p = 0.54$$

$\frac{h}{d} = \frac{34.52}{21.1} = 1.636$ Donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de C_{pi}

Pour $\mu_p = 0.57$ et $h/d > 1$ → $C_{pi} = 0.05$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
A'	31,42	1561.5	-1	0.05	-1483.42
	34,52	1597	-1	0.05	-1517.15
B'	31,42	1561.5	-0.8	0.05	-1171.125
	34,52	1597	-0.8	0.05	-1197.75
D	31,42	1561.5	+0,8	0.05	1327.27
	34,52	1597	+0,8	0.05	1357.45
E	31,42	1561.5	-0,3	0.05	-390.37
	34,52	1597	-0.3	0.05	-399.25

III.4.4. Calcul de la pression de vent de toiture

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate Selon (§5.1.[2])

$$e = \min (b, 2ht) = 31,42m$$

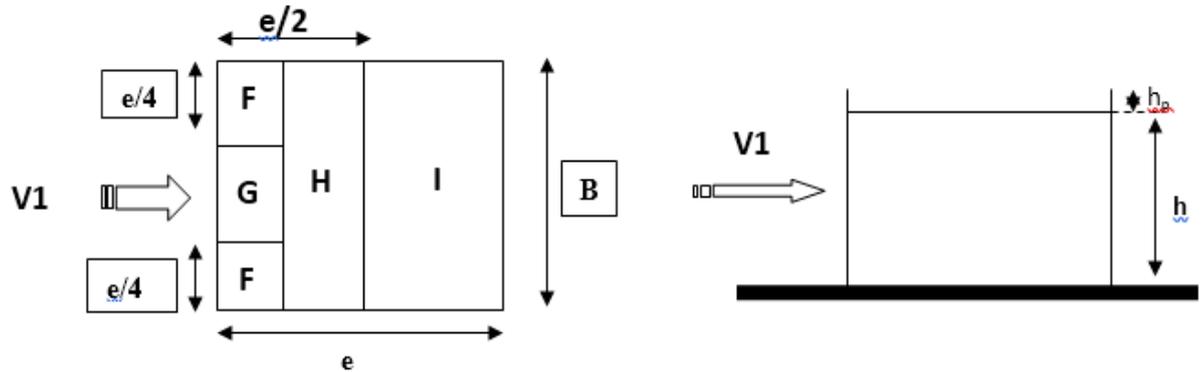


Figure III. 11: Légende pour la paroi verticale la toiture (V2).

D'après le tableau (§5.2[2]) on a : $h_p / h = 0,017$

c. Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau III. 12: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V2

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
F	24,68		-1,6		
G	49,36		-1,1		
H	394,886		-0,7		
I	169,353		-0,2		

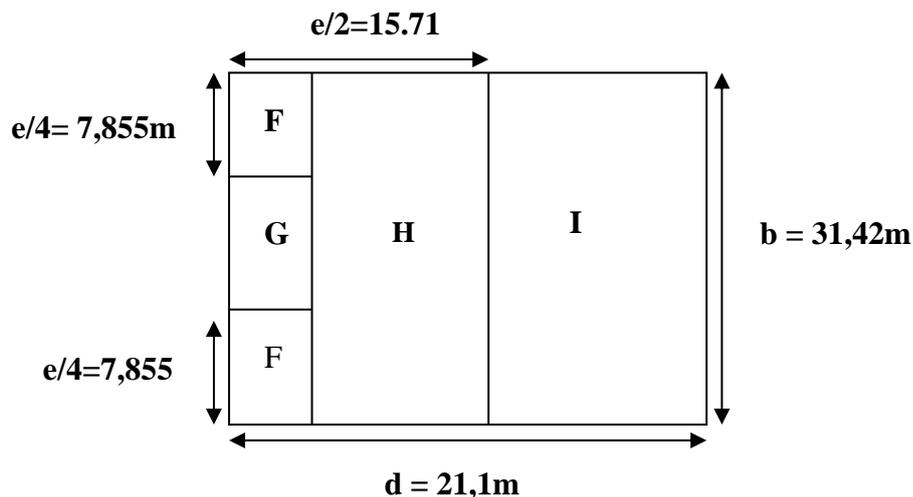


Figure III. 12: Légende pour les toitures plates.

d. Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

Donc :

$$\checkmark \quad C_{pi} = 0,05$$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 13: Récapitulatif (V2)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	W (zj) [N/m ²]
F	34,52	1597	-1,6	0,05	-2475,35
	35,12	1599.5	-1,6	0,05	-2479,225
G	34,52	1597	-1.1	0,05	-1676,85
	35,12	1599.5	-1.1	0,05	-1679,475
H	34,52	1597	-0.7	0,05	-1038,05
	35,12	1599.5	-0.7	0,05	-1039,675
I	34,52	1597	-0,2	0,05	-239,55
	35,12	1599.5	-0,2	0,05	-239,925

III.5. Direction V3

- ✓ Hauteur de référence Z_e
- ✓ $h = 34,52\text{m}$; $b = 21,1\text{m}$.
- ✓ La hauteur de référence est : $b < h < 2b$

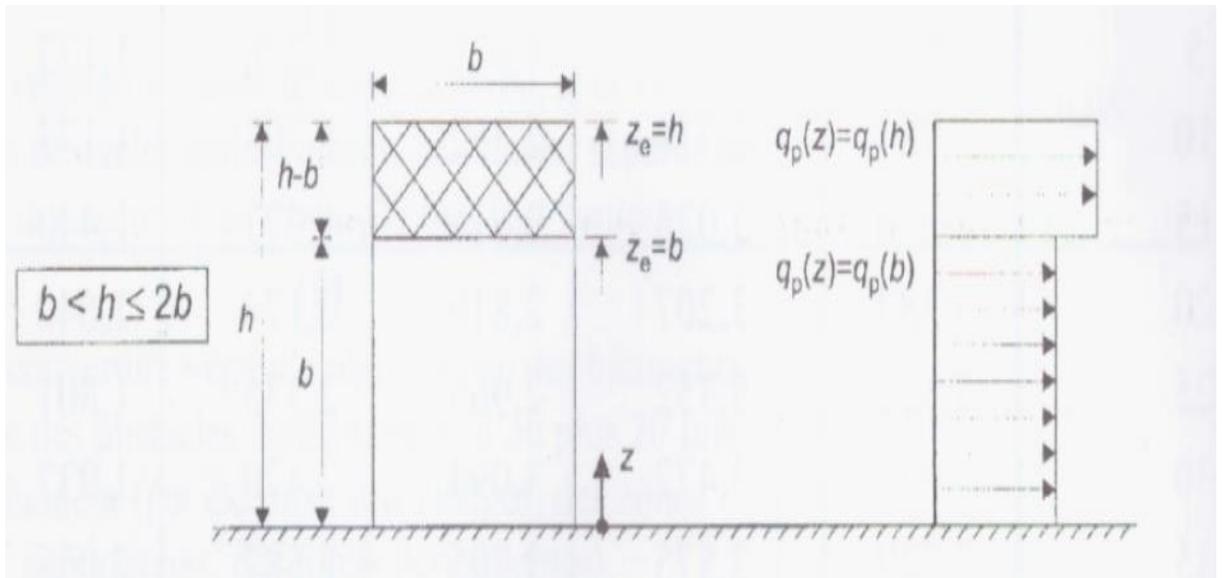


Figure 3. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

III.5.1. Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

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

a. Coefficient de rugosité

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z_e \leq 200\text{m}$$

Tableau III. 14: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 21,1	21,1	1,148
De 21,1 à 34,52	34,52	1,242

b. Coefficient de topographie

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau 3. 1: Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 21,1	21,1	1
De 21,1 à 34,52	34,52	1

c. Intensité de turbulence

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z$$

Tableau 3. 2: Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 21,1	21,1	0,165
De 21,1 à 34,52	34,52	0,153

d. Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau III. 15: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 21,1	21,1	2,84
De 21,1 à 34,52	34,52	3,194

Tableau III. 16: Tableau Récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	q _{réf}	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 21,1	23,4	500	2,84	876,605
De 21,1 à 34,52	34,52	500	3,194	1597
De «34,52 à 35,12	35,12	500	3,199	1599,7

III.5.3. Calcul de la pression de Paroi verticale (V3)

III.5.3.1. Détermination de la pression dynamique

La pression dynamique **W (z_j)** agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²]

Coefficient de pression extérieure C_{pe}

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$C_{pe} = C_{pe,10}$ pour $S \geq 10,00 \text{ m}^2$

- b=21,1m
- h=34,52m
- ht=35,12m
- d= 31,42m
- e=min [b, 2×h] ⇒ e=21,1m

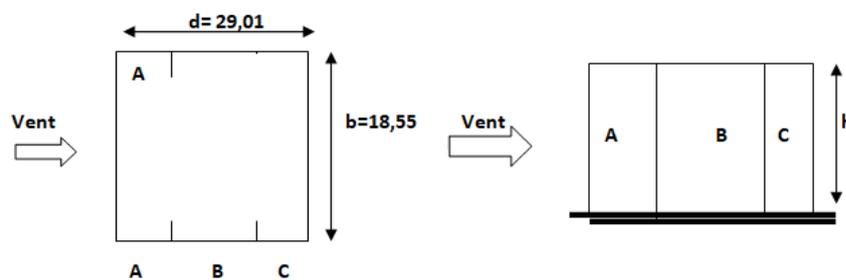


Figure III. 13: Légende pour la paroi verticale.

Tableau III. 17: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2)

Zone	S>10m ²	S<10m ²	C _{pe}		
			C _{pe10}	C _{pe1}	C _{pe}
A	145,67		-1		
B	582,697		-0.8		
C	356,246		-0.5		
D	728,372		+0.8		
E	728,372		-0.3		

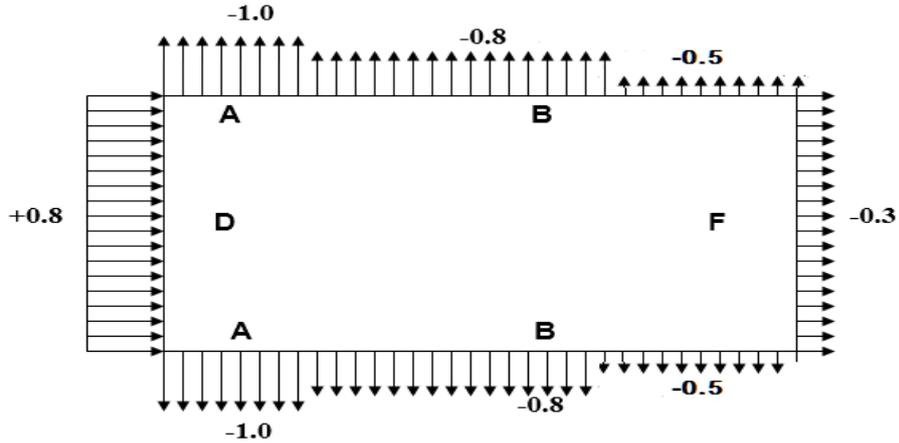


Figure III. 14: Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V3).

a. Coefficient de pression intérieure Cpi

Le coefficient de pression intérieure dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures (ouvertures permanentes ou à considérer comme pouvant rester ouvertes en exploitation par grand vent) dans l’enveloppe du bâtiment.

b. Dans le cas d’un bâtiment sans face dominante le coefficient de pression intérieure est calculé comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures ou } cp_e < 10}{\sum \text{surface de toutes les ouvertures}} \quad (\S 5.2.2.2 [2])$$

Tableau III. 18: Surfaces des ouvertures dans les faces

Façade	Surface des fenêtres	Surface des portes (m ²)	Surface totale
Façade principale	16(1.0×1.4) +32(1.4×1.4) =85.12	2(5.55×2.8) +2(3.0×2.8) +9(0.94×2.2) =66.492	151.612
Façade latérale	16(1.0×1.4) +32(1.4×1.4) =85.12	(2.5×1.9) +16(0.94×2.2) + 4(5,55×3 ,58) + (3×3,58) =128.05	213.17
Façade côté Gauche	8 (1.6×1.4) +16(1.4×1.4) =49.28	0	49.28
Façade côté droite	8 (1.6×1.4) +16(1.4×1.4) =49.28	0	49.28

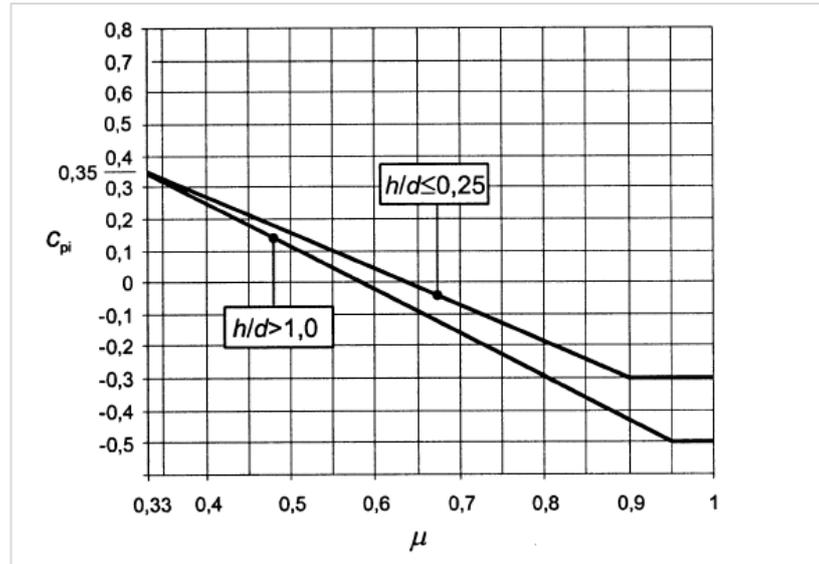


Figure III. 15: Indice de préméabilité.

$$\mu_p = \frac{414.06}{463.342} \quad \mu_p = 0.89$$

$\frac{h}{d} = \frac{34.52}{31.42} = 1.098$ Donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de C_{pi}

Pour $\mu_p = 0.89$ et $h/d > 1$ $\rightarrow C_{pi} = -0.4$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
A	21,1	876.61	-1	-0,4	-525.966
	34,52	1597	-1	-0,4	-958,2
B	21,1	876.61	-0.8	-0,4	-350.644
	34,52	1597	-0.8	-0,4	-638,8
C	21,1	876.61	-0.5	-0,4	-87,66
	34,52	1597	-0.5	-0,4	-159,7
D	21,1	876.61	+0,8	-0,4	1051,932
	34,52	1597	+0,8	-0,4	1916,4
E	21,1	876.61	-0,3	-0,4	87.66
	34,52	1597	-0.3	-0,4	159,7

III.5.4. Calcul de la pression de vent de toiture

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

$$e = \min (b, 2ht) = 21,1m$$

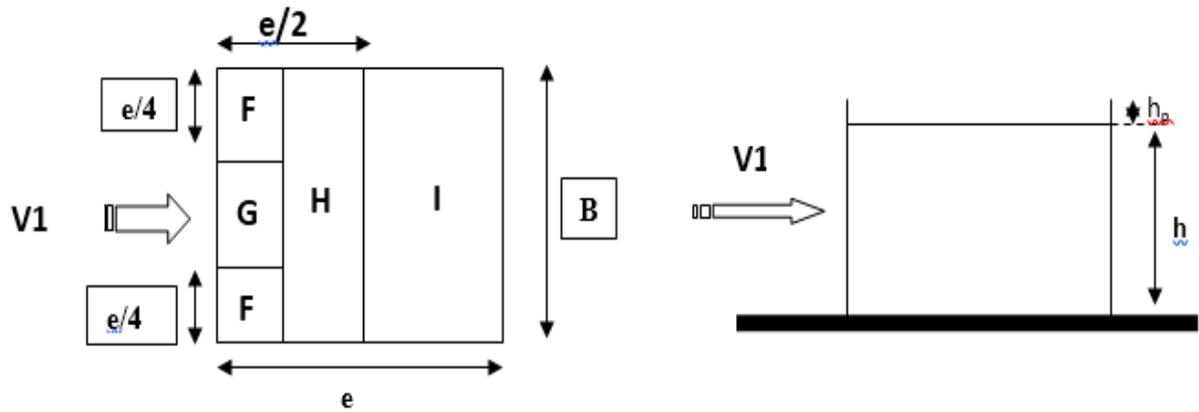


Figure III. 16: Légende pour la paroi verticale la toiture (V3).

a. Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau III. 19: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V2

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
F	11,13		-1,6		
G	22,26		-1,1		
H	178,084		-0,7		
I	440,357		-0,2		

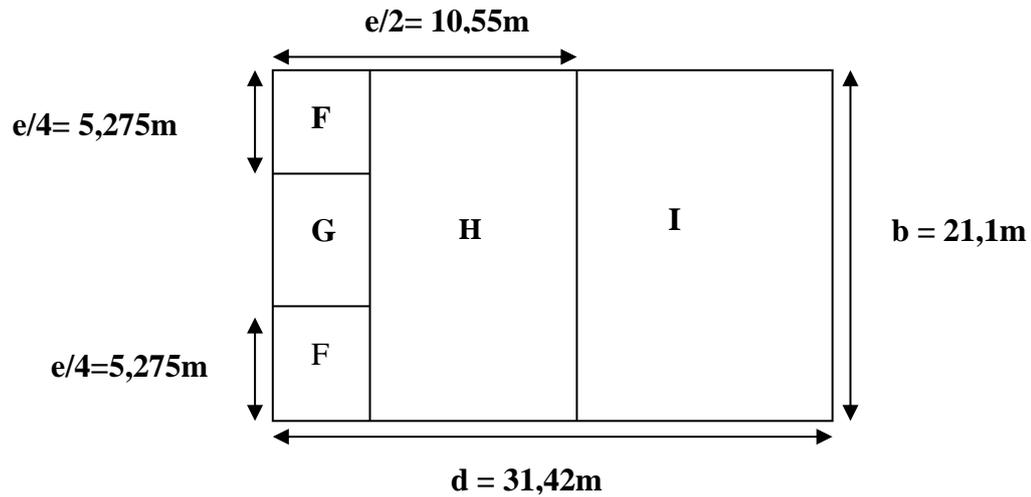


Figure III. 17: Légende pour les toitures plates.

b. Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

Donc :

$$\checkmark C_{pi} = -0,4$$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III. 20: Récapitulatif (V2)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	W (zj) [N/m ²]
F	34,52	1597	-1,6	-0,4	-1916,4
	35,12	1599,7	-1,6	-0,4	-1919,64
G	34,52	1597	-1.1	-0,4	-1117,9
	35,12	1599,7	-1.1	-0,4	-1119,79
H	34,52	1597	-0.7	-0,4	-479,1
	35,12	1599,7	-0.7	-0,4	-479,91
I	34,52	1597	-0,2	-0,4	-319,4
	34,52	1597	0,2	-0,4	-958,2
	35,12	1599,7	-0,2	-0,4	319,94
	35,12	1599,7	0,2	-0,4	-959,82-

a. Vérification des forces de frottement

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h). \quad (\S 2.6.3. [2])$$

➤ Direction V1/V2 :

$$2(21,1 \times 34,52) \leq 4(2(31,42) \times 34,52)$$

$$1456,744 \text{m}^2 \leq 8676,947 \text{m}^2$$

➤ Direction V3 :

$$2(31,42 \times 34,52) \leq 4(2(21,1) \times 34,52)$$

$$2169,236 \text{m}^2 \leq 5826,976 \text{m}^2$$

➤ Conclusion :

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

CHAPITRE IV
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

IV.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types des éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre, nous considérons l'étude des éléments secondaires qui comporte la structure : **les escaliers & l'acrotère.**

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « *BAEL 91 modifié 99* »

En respectant le règlement parasismique Algérien « *RPA 99 version 2003* »

IV.2. LES ESCALIERS METALLIQUES

IV.2.1. Introduction

La conception d'un escalier dépend généralement de la destination qui lui est réservée et du nombre de personnes l'utilisant en même temps.

Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contres marches (h), on utilise la formule de BLONDEL

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

Donc ;

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

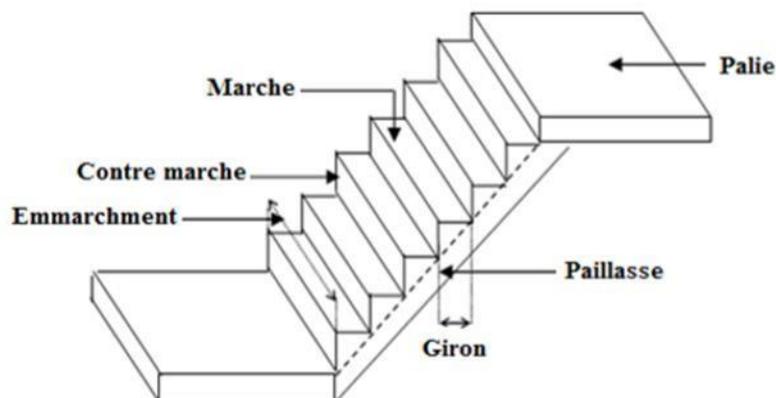


Figure IV. 1: Les élément d'un escalier.

IV.2.2. La vérification de la relation de BLONDEL

H : hauteur d'étage H= 4.60

h : hauteur de la marche h= 17cm

G : giron (largeur de la marche) g= 30 cm

On utilise la formule de BLONDEL

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

$$59 \text{ cm} \leq (30+2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

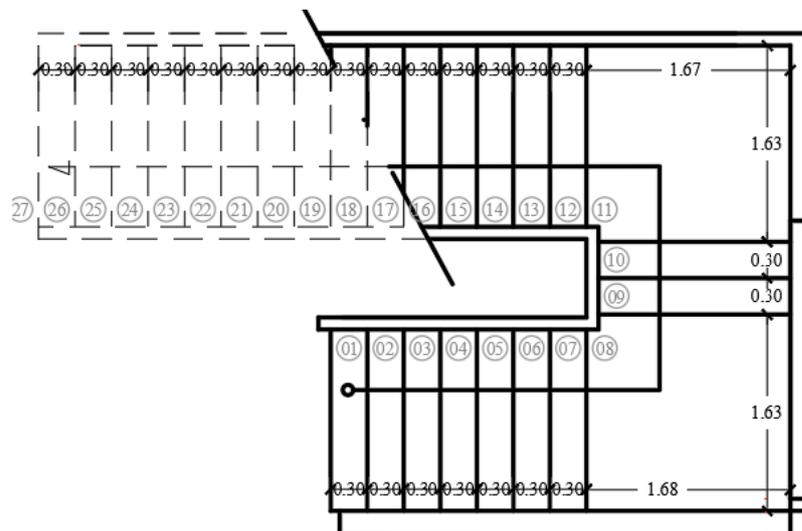


Figure IV. 2: Coupe horizontale des Escaliers.

IV.2.3. RDC**IV.2.3.1. Caractéristique géométrique**

H : hauteur d'étage H= 4.60

h : hauteur de la marche h= 17cm

G : giron (largeur de la marche) g= 30 cm

Nombre des contres marches $n = \frac{2,73}{0,17} = 16$ contres marches

Nombre des marches $m = n-1 = 16-1 = 15$

Emmarchement : 1.5m

L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{15 \times 17}{273} = 0,94$; $\alpha = 43.05^\circ$

La longueur de la paillasse : $L = 1.67m$

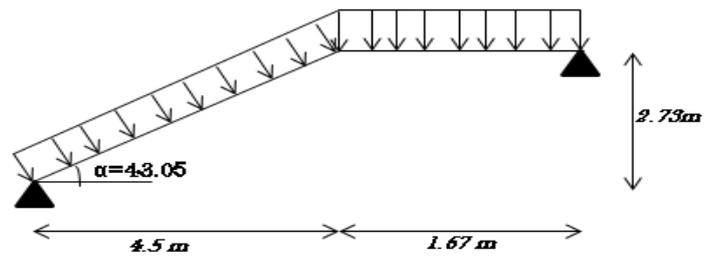


Figure IV. 3: Représentant le chemin statique d'escalier (RDC).

Dimensionnement des éléments porteurs

IV.2.3.2. Conception d'une marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

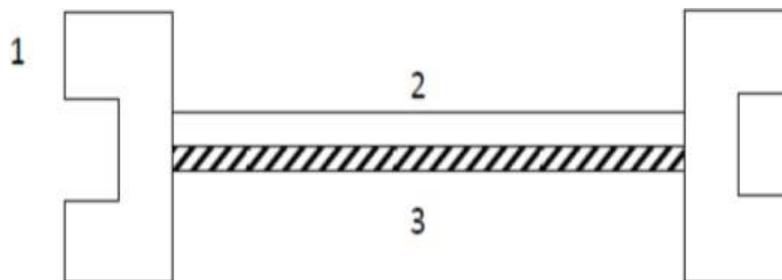


Figure IV. 4: Conception d'une marche.

Avec :

1 : Limon UPN

2 : La tôle

3 : Cornière

IV.2.3.3. Dimensionnement des cornières :

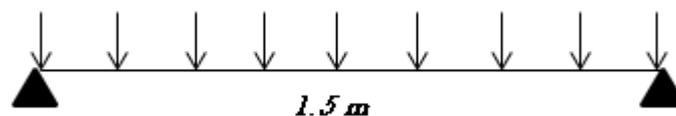


Figure IV. 5: Représentant le chemin statique d'une marche.

1) Evaluation des charges :**➤ Charges permanente G :**

Tôle (5mm)	0,45 KN/m ²
Revêtement (e=2mm)	22×0,02=0,44KN/m ²
Mortier de pose (e=2mm)	20× 0,02=0,4 KN/m ²
Totale	G=1.29KN/m²

➤ Surcharge d'exploitation « Q »

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

Remarque :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de là contre marche

2) Combinaison des charges**ELU :**

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

$$q_u = [(1.35 \times 1.29) + (1.5 \times 2.5)] \times 0.3$$

$$q_u = 1.647 \text{ KN/ml}$$

• ELS :

$$q_s = (G + Q) \times g$$

$$q_s = (1.29 + 2.5) \times 0.30$$

$$q_s = 1,137 \text{ KN/ml}$$

3) Les vérifications :**• Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 1,137 \times 1500^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 5,95 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 5,88 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **L45x45x4**.

$$I_y = 6,43 \text{ mm}^2$$

$$G = 0,0279 \text{ KN/m}$$

- **Combinaison des charges**

$$q_s = (1,29 + 2,5) \times 0,3 + 0,0279$$

$$q_s = 1,165 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times [(1,29 \times 0,3 + 0,0279)] + 1,5 \times (2,5 \times 0,3)$$

$$q_u = 1,685 \text{ KN/ml}$$

- **Condition la flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 1,165 \times 1500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,43 \times 10^4}$$

$$f = 5,68 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Le moment appliqué**

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{45-7-5}{5} = 6,6 < 10\varepsilon = 9,2 \quad \text{Donc la cornière est de classe 1}$$

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

$$M_{sd} = \frac{1,685 \times 1,5^2}{8} = 0,474 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 2,43 \times 10^3}{1,1} = 0,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.3.4. Dimensionnement de limon de volée**1) Evaluation des charges :****➤ Charges permanente G :**Cornière $15 \times 0,0279 = 0.42 \text{ KN/m}$ Poids de garde-corps $0,3 \text{ KN/m}$ Revêtement + mortier de pose + tôle $1,29 \times 1,5/2 = 0.94 \text{ KN/m}$ **Totale****G= 1,66KN/m****➤ Charge d'exploitation : Q=2,5×1,5/2=1,875KN/m****2) Combinaison des charges**

$$q_s = 1,66 + 1,875 = 3,54 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times 1,66 + 1,5 \times 1,875 = 5.1 \text{ KN/m}$$

3) Les vérifications :**• Condition de la flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 \cos \alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250 \cos \alpha}{384E} = I \geq \frac{5 \times 250 \times 3,54 \times \cos 43,05 \times (5263)^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 584,570 \text{ mm}^4$$

On choisit in **UAP150**

$$I_y = 796,1 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,179 \text{ KN/m}$$

$$W_{el} = 106,1 \text{ cm}^4$$

• Condition de la résistance

$$q_u = 1,35 \times (1,66 + 0,179) + 1,5 \times 1,875 = 5.30 \text{ KN/m}$$

$$q_{u1} = q_u \times \cos \alpha = 3,87 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = q_u \times \sin \alpha = 3,62 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3,54 + 0,179$$

$$q_s = 3,72 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

- **Condition de La flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 \cos\alpha}{384EI} = \frac{5 \times 3,72 \times 5263^4 \cos(43,05)}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 796,1 \times 10^4}$$

$$f = 16,244 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{5263}{250} = 21,05 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Le moment appliqué**

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

$$M_{sd} = \frac{q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3,87 \times 5,26^2}{8} = 13,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}} = \frac{275 \times 10^3 \times 125,3 \times 10^{-6}}{1,1} = 31,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition de Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{u2} \times l^2}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{3,62 \times 5,26}{2} = 9,521 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

$$A_v = 1233,38 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{1233,38 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$V_{plrd} = 178,01 \text{ KN}$$

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

Donc : On opte un **UAP150** pour le limon

IV.2.3.5. Etude de pallier**1) Evaluation des charges :**➤ **Charge permanente :**

Corpus 55	0.13 KN/m ²
Poids de la dalle (e=8cm)	2.00 KN/m ²
Mortier de pose (e=2cm)	0.4 KN/m ²
Revêtement en carrelage (2cm)	0.44 KN/m ²
Totale	G= 2.97 KN/m²

➤ **Charge d'exploitation :** **Q= 2.5 KN/m²****2) Combinaison des charges****Chargement linéaire :**

$$G = 2,97 \times 1,63 = 4,84 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \times 1,63 = 4,1 \text{ KN/m}$$

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times 4,84 + 1,5 \times 4,1 = 12,68 \text{ KN/m}$$

• **ELS**

$$q_s = 4,84 + 4,1 = 8,94 \text{ KN/m}$$

3) Les vérifications :• **Condition de la flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E} = I \geq \frac{5 \times 8,94 \times 250 \times 1630^3}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 600,150 \text{ mm}^4$$

On opte un **UAP150**

$$I_y = 796,1 \text{ cm}^4$$

$$G = 0,179 \text{ KN/ml}$$

• **Condition de la résistance**

$$q_s = 8,94 + 0,179$$

$$q_s = 9,12 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 12,68 + 1.35 \times 0.179$$

$$q_u = 12,92 \text{ KN/m}$$

- **Condition de La flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 9,12 \times 1630^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 796,1 \times 10^4}$$

$$f = 0,51 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{1630}{250} = 6,52 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Moment appliqué :**

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

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

$$M_{sd} = \frac{12,92 \times 1,63^2}{8} = 4.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10 \times 125,3 \times 10^{-6}}{1,1} = 31,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.4. Etage courant

IV.2.4.1. La vérification de la relation de BLONDEL

$$\text{Nombre des contres marches } n = \frac{3.23}{0.17} = 10 \text{ contres marches}$$

$$\text{Nombre des marches } m = n - 1 = 10 - 1 = 9$$

Emmarchement : 1.3m

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \tan \alpha = \frac{9 \times 17}{270} = 0,56 ; \quad \alpha = 29.25^\circ$$

La longueur de la paillasse : $L = 1.5$

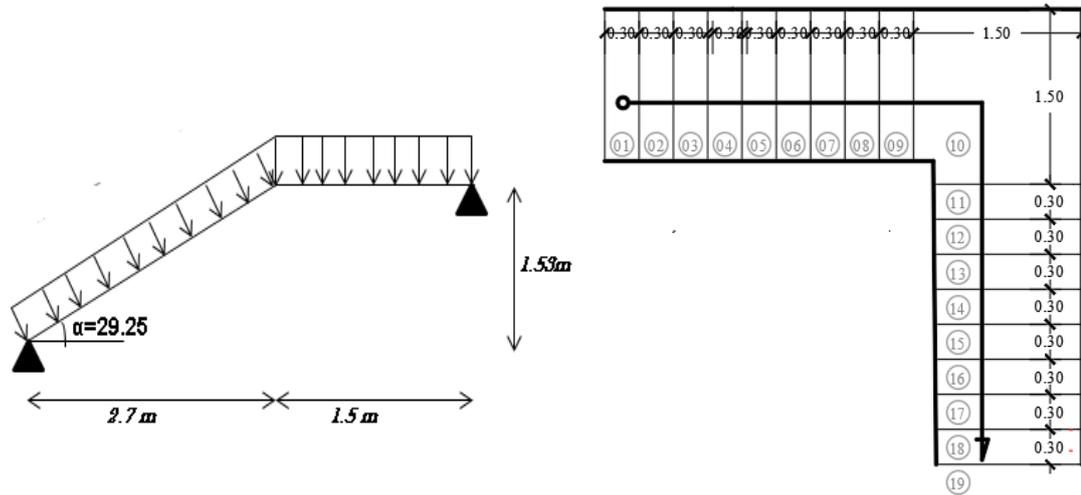


Figure IV. 6: Schème représentant les dimensions et schémas statique de l'escalier.

IV.2.4.2. Conception d'une marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

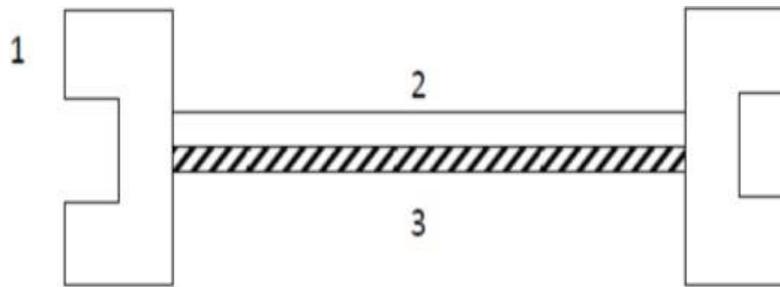


Figure IV. 7: Conception d'une marche.

Avec :

- 1 : Limon UPN
- 2 : La tôle
- 3 : Cornière

IV.2.4.3. Dimensionnement des cornières

1) Evaluation des charges :

➤ Charges permanente G :

Tôle (5mm)	0,45 KN/m ²
Revêtement (e=2mm)	22×0,02=0,44KN/m ²
Mortier de pose (e=2mm)	20× 0,02=0,4 KN/m ²

Totale **G=1.29KN/m²**

➤ **Surcharge d'exploitation « Q »**

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

Remarque :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de là contre marche

2) Combinaison des charges :

• **ELU :**

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

$$q_u = [(1.35 \times 1.29) + (1.5 \times 2.5)] \times 0.3$$

$$q_u = 1.647 \text{ KN/ml}$$

• **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times g$$

$$q_s = (1.29 + 2.5) \times 0.30$$

$$q_s = 1,137 \text{ KN/ml}$$

3) Les vérifications

• **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 1,137 \times 1300^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 3.87 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 3,87 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **L40x40x5**.

$$I_x = I_y = 5.43 \text{ mm}^2$$

$$G = 0,0297 \text{ KN/m}$$

• **Condition de la résistance**

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

Le moment appliqué

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

$$M_{sd} = \frac{1.647 \times 1,3^2}{8} = 0,348 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 1,91 \times 10^{-3}}{1,1} = 0,477 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition la flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} = \frac{5 \times 1,137 \times 1300^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 7,84 \times 10^4}$$

$$f = 2.57 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1300}{250} = 5,2 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{2,11 \times 1,4^2}{2} \quad V_{sd} = 2,06 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times l} \quad S = \sum A_i \times z_i$$

$$S = \frac{(40 \times 5) \times 5}{2} + \frac{(40-5) \times 5 \times 40}{2} \Rightarrow s = 4000 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{1.06 \times 4000 \times 10^3}{5 \times 5,43 \times 10^4} \Rightarrow \tau = 15,61$$

$$\tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158,77$$

$$\tau < \tau'$$

Condition vérifiée

IV.2.4.4. Dimensionnement de limon de volée**1) Evaluation des charges :****➤ Charges permanente G :**Cornière $9 \times 0,0297 = 0,27 \text{ KN/m}$ Poids de garde-corps $0,3 \text{ KN/m}$ Revêtement + mortier de pose + tôle $1,25 \times 1,3/2 = 0,813 \text{ KN/m}$ **Totale****G= 1,383 KN/m****➤ Charge d'exploitation :****Q=2,5×1,3/2=1,63KN/m****2) Combinaison des charges :**

$$q_s = (1,383 + 1,63) = 3,015 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35(1,383) + 1,5(1,63) = 4,312 \text{ KN/ml}$$

3) Les vérifications**• Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4 \cos \alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 \cos \alpha}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 3,015 \times \cos 29,25 \times (3150)^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 127,45 \text{ mm}^4$$

UPN100

$$I_y = 206 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,106 \text{ KN/m} ;$$

$$W_{el} = 41,2 \text{ cm}^4$$

• Condition de la résistance

$$q_u = 1,35 \times (1,383 + 0,106) + 1,5 \times 1,63 = 4,455 \text{ KN/m}$$

$$q_{u1} = q_u \times \cos \alpha = 3,89 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = q_u \times \sin \alpha = 2,18 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3,015 + 0,16$$

$$q_s = 3,12 \text{ KN/m}$$

- **Condition de La flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 \cos \alpha}{384EI} = \frac{5 \times 3,12 \times 3150^4 \cos(29,25)}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 206 \times 10^4}$$

$$f = 8,1 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{3305}{250} = 13,22 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Le moment appliqué**

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

$$M_{sd} = \frac{q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3,89 \times 3,31^2}{8} = 5,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 49 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition de Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{u2} \times l^2}{2} = \frac{2,18 \times 3,31}{2}$$

$$V_{sd} = 3,61 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 1350 - 2 \times 50 \times 8,5 + (6 + 2 \times 4,5) \times 8,5$$

$$A_v = 627,5 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{627,5 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$V_{plrd} = 90,57 \text{ KN}$$

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

Donc :

On opte un **UPN100** pour la poutre du limon

IV.2.4.5. Etude de pallier**1) Evaluation des charges :**➤ **Charge permanente :**

Corpus 55	0.13 KN/m ²
Poids de la dalle (e=8cm)	2.00 KN/m ²
Mortier de pose (e=2cm)	0.4 KN/m ²
Revêtement en carrelage (2cm P=22KN/m ³)	0.44 KN/m ²
Totale	G= 2.97 KN/m²

➤ **Charge d'exploitation :** **Q= 2.5 KN/m²****2) Combinaison des charges :****Chargement linéaire :**

$$G = 2,97 \times 1,5 = 4,455 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \times 1,5 = 3,75 \text{ KN/m}$$

• **ELU**

$$qu = 1,35 \times 4,455 + 1,5 \times 3,75 = 11,64 \text{ KN/m}$$

• **ELS**

$$qs = 4,455 + 3,75 = 8,21 \text{ KN/m}$$

3) Les vérifications• **Condition de la flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E} = I \geq \frac{5 \times 8,21 \times 250 \times 1500^3}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 429,51 \text{ mm}^4$$

On opte un **IPE140**

$$I_y = 541,2 \text{ cm}^4$$

$$G = 0,129 \text{ KN/ml}$$

• **Condition de la résistance**

$$q_s = 8,21 + 0,129$$

$$q_s = 8,34 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 11.64 + 1.35 \times 0.129$$

$$q_u = 11,82 \text{ KN/m}$$

- **Condition de La flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 8.34 \times 1500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 541,2 \times 10^4}$$

$$f = 0.48 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Moment appliqué :**

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

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

$$M_{sd} = \frac{11,82 \times 1,5^2}{8} = 3,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 88,34 \times 10^3}{1,1} = 22,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les caractéristiques de la cornière, le limon & la poutre palière choisit :

Tableau IV. 1: Les caractéristiques de la cornière

	Caractéristiques	g (kg/m)	h=b (mm)	t (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y =I _z (mm ⁴) *10 ⁴	W _{ely} mm ³ *10 ³
Rdc	L45×45× 4	2,74	45	4	7	3,49	6,43	1,97
Etage Courant	L40×40× 5	2,97	40	5	6	3,79	5,43	1,91

Tableau IV. 2: Les caractéristiques du limon (RDC+ Etage corrant)

Caractéristiques	H mm	b mm	t_w mm	t_f mm	r mm	p (kg/m)	A (cm ²)	I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)
UPN100	100	50	6	8,5	8,5	10,6	13,5	206	49

Tableau IV. 3: Les caractéristiques de la poutre palière (RDC+ Etage corrant)

Caractéristiques	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	R (mm)	I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)
IPE100	8,1	100	55	3,6	5,7	7	171	39,41

IV.3. L'acrotère

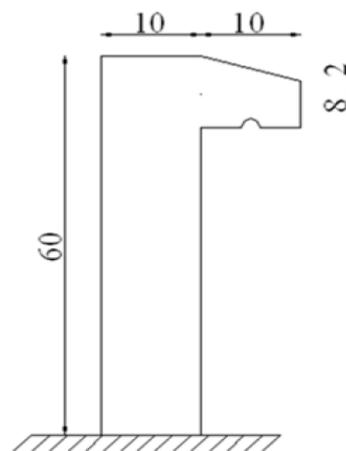
IV.3.1. Introduction

Le dispositif de sécurité sur la terrasse qui sert de barrière contre les chutes potentielles est l'acrotère. Elle est vue comme une console enfermée dans son crâne, soumise à la fois à son propre poids G et à la surcharge horizontale Q induite par l'empêchement. Les calculs seront effectués pour des bandes linéaires de 1 mètre dans des plis composites coulés en niveaux partiels.

Parce que les parapets sont exposés aux intempéries, l'instabilité pourrait être nuisible. Dans cette situation, les calculs seront effectués à la fois à l'ULS et à l'ELS.

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

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

**Figure IV. 8:** Dimensions de l'acrotère.

IV.3.2. Calcul des charges sollicitant l'acrotère

a) Charge permanente et charge d'exploitation :

- Charge permanente :

Surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,08 \times 0,1 + (0,02 \times 0,1) / 2 = \mathbf{0,069 \text{ m}}$$

$$P = (0.6+0.1+0.1+0.02+0.08+0.5) = \mathbf{1.4 \text{ m}}$$

Revêtement en ciment : (e=15 cm ; $\rho=14 \text{ KN/m}^3$)

Poids propre de l'acrotère ($G=\rho_b \times S$)..... $25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/m}$

Revêtement en ciment $18 \times 0.015 \times 1.4 = 0.375 \text{ KN/m}$

Totale

$$\mathbf{G = 2.10 \text{ kN/ml}}$$

- La force horizontale due à l'effet du séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments

Non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\mathbf{6-3 \text{ RPA99/V2003}})$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1) .

W: Poids de l'élément considéré.

$$\left[\begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right. \quad \mathbf{A=0.1 ; C=0.8}$$

$$F_p = 2.1 \times 0.8 \times 0.10 \times 4 = 0.672 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où $\mathbf{Q = 1,00 \text{ kN/ml}}$

$$\mathbf{Q = \text{Max} (1.5Q ; F_p) = \text{Max} (1.5 ; 0.672)}$$

$$\mathbf{Q = 1.5 \text{ KN/ml}}$$

Donc pour une bonde de **1m** de largeur : **G= 2.10 KN/ml** et **Q= 1.5 KN/ml**

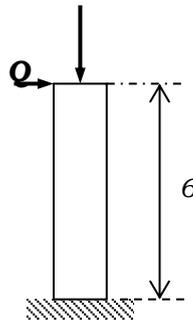


Figure IV. 9: Schéma statique de l'acrotère.

IV.3.3. Détermination des efforts

- **Calcul des efforts à l'ELU :**

$$N_U = 1,35 G$$

$$M_U = 1.5 Q \times h$$

$$T_U = 1.5 Q$$

- **Calcul des efforts à l'ELS :**

$$N_S = G$$

$$M_S = Q \times h$$

$$T_U = Q$$

Tableau IV. 4: Les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissent

	ELU	ELS
Efforts normaux (KN)	$N_U = 2,84$	$N_S = 2,1$
Efforts tranchants (KN)	$T_U = 2,25$	$T_S = 1,5$
Moment fléchissent (KN.m)	$M_U = 1,35$	$M_S = 1,5$

IV.3.4. Ferrailage de l'acrotère

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

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad M_U = 1,35 \text{ KN.m}$$

$$N_U = 2,84 \text{ kN}; \quad \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}; \quad F_e = 400 \text{ MPa}; \quad d = 0.9h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2,5 \text{ cm (enrobage)}$$

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : excentricité de la résultante.

e_a : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_2 : excentricité additionnelle.

Φ : rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$\Phi=2$ (en générale).

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,35}{2,84} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) = \max(2\text{cm}; 0,24\text{cm}) = 0,02\text{m}$$

$$e_2 = l_f^2 \frac{3(2 + \alpha\Phi)}{10^4 h} e_2 = 0,0014 \text{ m}$$

$$l_f = 2l_0 = 2(0,6) = 1,2\text{m (console)}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1,5M_{ser}}\right) = 0$$

$$\begin{cases} e_0 = 0,481 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm} \end{cases}$$

On a **48cm > 2,5cm** Donc: **(S.P.C)**

✓ **Calcul du moment fictif :**

$$M_F = Mu + Nu \times \frac{h}{2} - c$$

$$M_f = 1,35 + 2,84 \times 0,025 \quad \text{D'où : } M_F = 1,42 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme : $M = M_F = 1,42 \text{ KN.m}$

$$\mu_R = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0124$$

$\mu = 0,0124 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,95 \text{ mm}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 41,32 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 34,92 \text{ mm}^2$

On obtient : $A_{s1} = 0$ et $A_{s2} = 34,92 \text{ mm}^2$

✓ Condition de non-fragilité :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle millièrme et par la condition de non-fragilité :

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm}.$$

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

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,09 \text{ cm}^2 \} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc la section choisie est 6T10, $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{100-5}{5} = 19 \text{ cm}$$

✓ Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1,18 \leq A_r \leq 2,35 \text{ cm}^2$$

La section choisie est $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{60-5}{3} = 18,33 \text{ cm} \cong 18 \text{ cm}$$

IV.3.5. Vérifications

a) Vérification à L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable (selon l'organigramme de la flexion composée à l'ELS).

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,5}{2,1} = 0,714 ; \text{ On prend } e_0 = 71,4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 71,4 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée (SPC) on doit vérifier le béton et l'acier.

Position de l'axe neutre :

Y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression.

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

$$N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$$

$$e_{ser} = e_0 - \frac{h}{2} = 71,4 - \frac{10}{2} = 66,4 \text{ cm}$$

$$C = d - e_{ser} = 9 - 66,4 = 57,4 \text{ cm}$$

D'après le **BAEL91 (modifier 99)** on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_c^3 + pY_c^2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 - \left[\frac{90A'_s}{b} \times (c - c') \right] + \left[\frac{90A_s}{b} \times (d - c) \right]$$

$$q = -2c^3 - \left[\frac{90A'_s}{b} \times (c - c')^2 \right] - \left[\frac{90A_s}{b} \times (d - c)^2 \right]$$

$$\text{Avec : } A_s = 0$$

$$\Rightarrow p = -9602,81 \text{ cm}^2 ; q = 359548,866 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (1) devient :

$$Y_c^3 - 9602,81 + 359548,66 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL91 (modifier 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -1911,74 \times 10^6 < 0$$

$$\text{D'où : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,993$$

$$\text{Cos} \varphi = -0,985 \rightarrow \varphi = 173,21^\circ$$

Après l'itération on trouve :

$$Y_1 = a \cos (\varphi/3) = 60,41 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 52,66 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = -113,06 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2\sqrt{-\frac{p}{3}} = 113,15$$

La solution qui convient est : $Y_c = 60,41 \text{ cm}$

Car : $0 < Y_{ser} = Y_c + C < d$

$$0 < Y_{ser} = 3,01 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Y_{ser} = 3,24 \text{ cm} \\ Y_c = 60,41 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$I = 3443,96 \text{ cm}^4$$

b) Vérification des contraintes :

✓ Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{(2,1 \times 10^3 \times 60,41 \times 10)}{3443,96 \times 10^4} \times 3,01 \times 10 = 1,1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}.$$

✓ Contrainte de l'acier :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 35,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

c) Vérification de L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}.$$

$$\tau_u = \frac{2,54 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0283 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}.$$

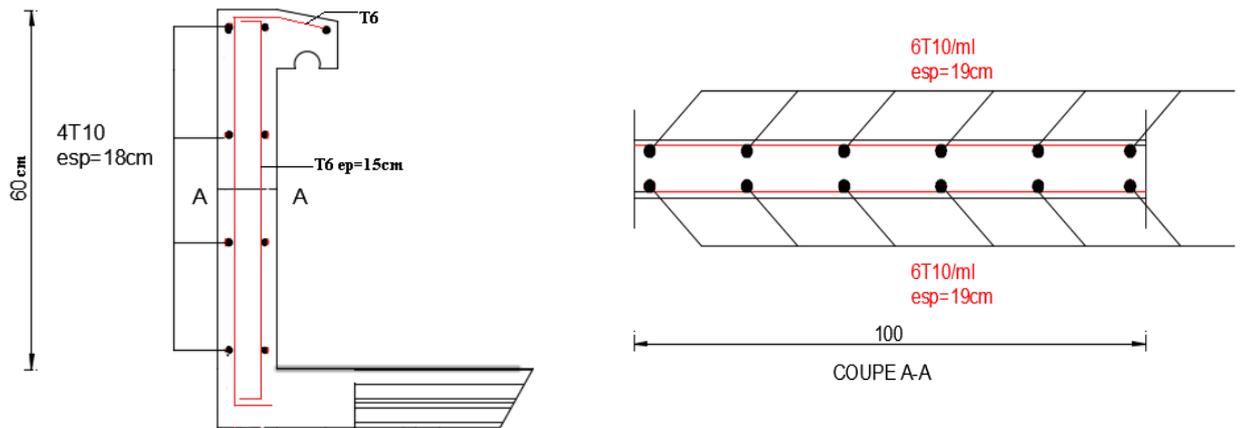


Figure IV. 10: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.4. Conclusion

- L'acrotère :

La section choisit est : **6T10** → $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 19 \text{ cm}$

La section choisit est : **4T10** → $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 18 \text{ cm}$

CHAPITRE V
ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction

Vu que l'activité dynamique peut survenir à tout moment, elle entraînera des pertes humaines et matérielles importantes. Les structures doivent être conçues et construites pour résister aux vibrations sismiques

L'objet de ce chapitre est de définir un modèle structurel permettant de vérifier toutes les conditions et normes de sécurité stipulées par le code sismique algérien RPA99/2003.

Notre modélisation structurelle a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS v2018

V.2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial d'une étude dynamique structurelle est de déterminer ses propres propriétés dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibrations libres non amorties. Cela nous permet de calculer la force et le déplacement maximum lors d'un tremblement de terre.

Dans l'état actuel des choses, la recherche est souvent très complexe, c'est pourquoi nous utilisons souvent des modèles qui simplifient suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3. 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 de classification sismique des wilayas et communes d'Algérie : commune Saida, de la wilaya de Saida, se situe dans une zone de sismicité faible Zone I

V.4. 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 est du « groupe 2 » (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse 48m) il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne.

V.5. Modélisation

Le modèle de bâtiment utilisé doit représenter au mieux la distribution de la rigidité et de la masse afin que tous les modes de déformation importants soient pris en compte dans le calcul des forces d'inertie sismiques. La modélisation repose essentiellement sur quatre critères spécifiques à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation

V.6. Le Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle).
- 3- La méthode d'analyse modale spectrale.

V.6.1. La méthode statique équivalente 4.2 [3]

- **Principe :**

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

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

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

V.6.2. La méthode modale spectrale [3]

Pour l'étude dynamique de notre structure, on va utiliser la méthode modale spectrale malgré que la méthode statique équivalente soit applicable.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Principe :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec (article 4.3.4) [3].}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

- **Analyse spectrale :**

- ❖ **Spectre de réponse de calcul :**

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction (Installation classique ; installation nucléaire ; etc.) Conduit à choisir des séismes.

Caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifiques du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement.

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant : (4,13 RPA 99 version 2003)

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

- A : coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1) [3].
- η : Facteur de correction d'amortissement
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
- R : coefficient de comportement de la structure. (Tableau 4.3) [3].
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. (Tableau 4.7) [3].
- Q : facteur de qualité. (Tableau 4.4) [3].

V.7. Analyse dynamique

V.7.1. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.7.2. Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

V.7.2.1. Les Combinaisons

En plus des combinaisons à ELU et ELS ; l'action sismique est considérée comme charge accidentelle comme il est indiqué dans RPA Version 2003 :

- $1.35 G + 1.5 Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E_x$
- $G + Q \pm E_y$
- $0.8 G \pm E_x$
- $0.8 G \pm E_y$
- $1.35G + 1.33Q + 1.33S_N + 1.33W_x$
- $1.35G + 1.33Q + 1.33S_N + 1.33W_y$
- $G + Q + S_N + W_x$
- $G + Q + S_N + W_y$

En utilisant la méthode spectrale modale car l'applicabilité de cette méthode par l'outil informatique est simple.

V.7.2.2. Analyse modale [3]

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Pour le comportement global, celui-ci peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

❖ Représentation graphique du spectre de réponse :

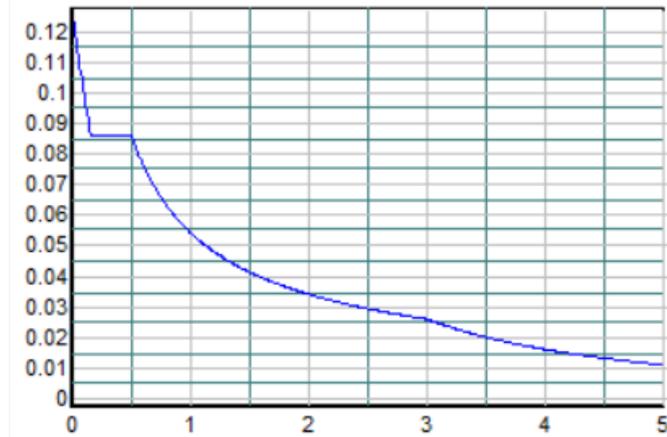


Figure V. 1: Spectre de réponse.0

La charge de vent :

Derection	Vent maximal (paroit vertical)	Toiture
V1	-1437	-2399.25
V2	-1517.15	-2479,23
V3	1916	-1919,64

V.7.3. Modalisation

V.7.3.1. Modèle de base

Le logiciel ETABS nous a permis de modéliser la structure sans contreventement (figures ci-dessous)

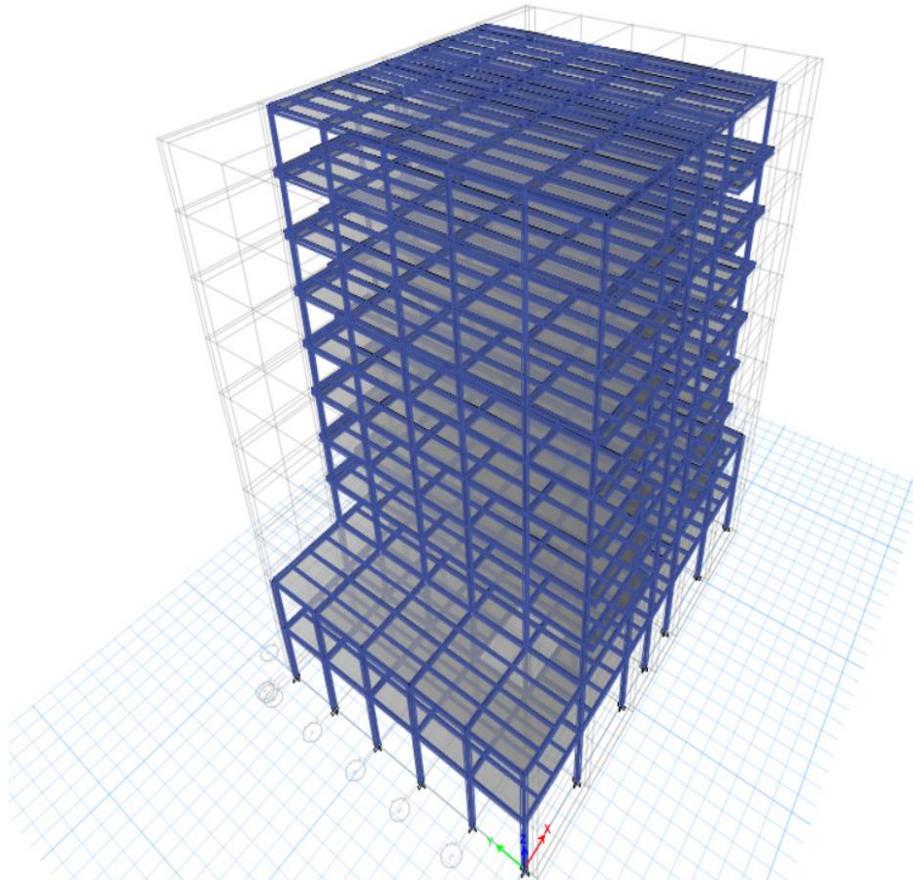


Figure V. 2: Vue 3D de la structure.

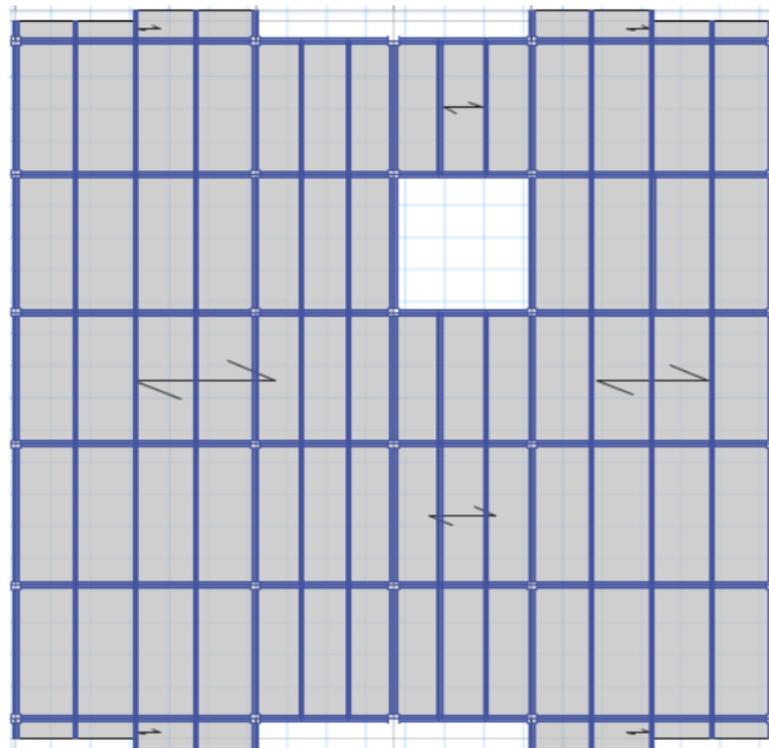


Figure V. 3: Vue en plan.

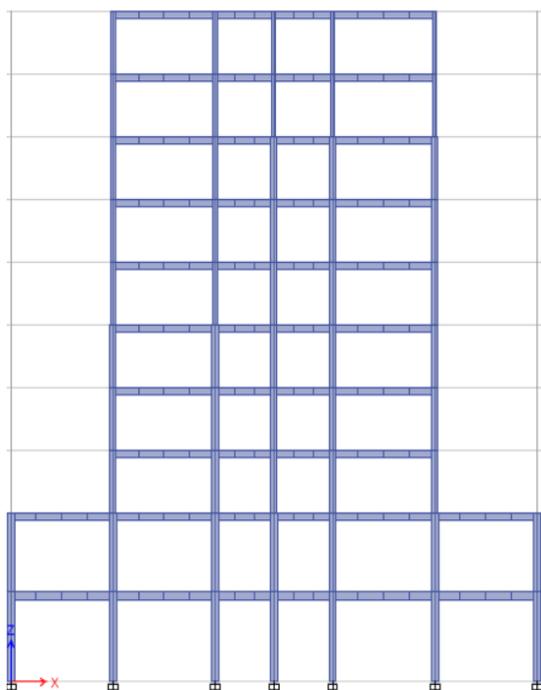


Figure V. 4: Sens longitudinal.

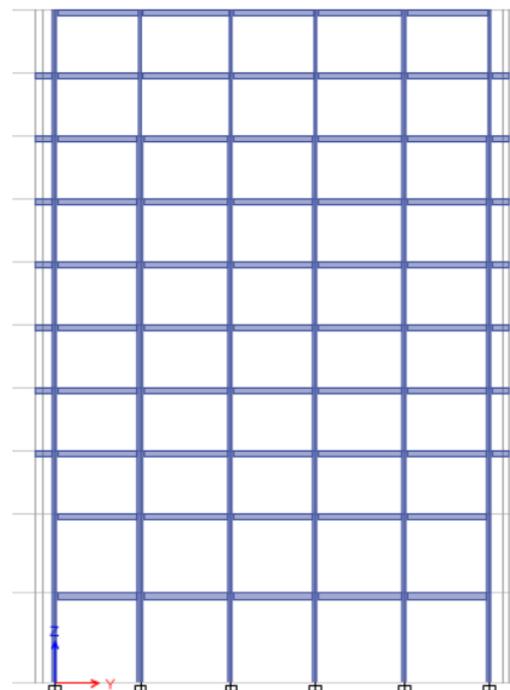


Figure V. 5: Sens transversal.

La modélisation de cette structure sans contreventement, et son analyse, a permis d'obtenir les résultats du tableau ci-dessous.

V.7.3.2. Caractéristiques dynamiques propres

Tableau V. 1: Les périodes et les facteurs de participation massique

Mode	Période	Masse UX [%]	Masse UY [%]	Masse cumulée UZ [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]	Masse modale UZ [%]
1	3,53	0	0,776	0	0	0,776	0
2	2,286	0,3546	0,0045	0	0,3546	0,776	0
3	2,254	0,412	0,0033	0	0,7669	0,776	0
4	1,303	0	0,129	0	0,7669	0,906	0
5	0,872	0,002	0	0	0,769	0,906	0
6	0,834	0,133	0	0	0,902	0,906	0
7	0,809	0	0,051	0	0,902	0,9569	0
8	0,572	0,001	9,406	0	0,9021	0,9569	0
9	0,562	0	0,021	0	0,9021	0,9569	0

V.7.3.3. Résultat de l'analyse dynamique

- **Recommandation**

- Le premier mode est un mode de translation parallèle à y-y.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à x-x.
- L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale **T= 3.53s**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% dans les deux sens au 6^{ème} mode.

V.7.3.4. Calcul de la période fondamentale T

La valeur de la période fondamentale T de la structure est calculée par la formule suivante :

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

Avec : h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier

Niveau (N) ; $h_N = 34.52$ m.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par le (Tableau 4-6).

$C_t = 0.085$ Portique auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie.

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \quad T = 0.085 \times (35.62)^{3/4} \quad T = 1.21 \text{ s dans les deux directions}$$

Selon l'article 4.2.4.4, la valeur de T calculée à partir du logiciel ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. La période fondamentale de la structure, obtenue par ETABS est de $T = 3.23$ s. Cette période n'est pas acceptable comparée à celle obtenue par le RPA 99 qui est : $T = T + 30\%$

$$T = 1.21 + (1.21 \times 0.3) = 1.573 \text{ sec}$$

V.7.3.5. Conclusion

Le modèle de la structure sans contreventement n'a pas permis de vérifier les conditions de l'RPA 99 version 2003. Alors on ajoute des contreventements et on augmente les profilés pour diminuer la période

Les déplacements inter étages :

Par la force sismique

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX (mm)	UY (mm)
Story10	D2	Vx	LinRespSpec	Max	40.638	0.034
Story9	D2	Vx	LinRespSpec	Max	38.449	0.006
Story8	D2	Vx	LinRespSpec	Max	34.893	0.005
Story7	D2	Vx	LinRespSpec	Max	31.657	0.004
Story6	D2	Vx	LinRespSpec	Max	27.79	0.004
Story5	D2	Vx	LinRespSpec	Max	23.333	0.004
Story4	D2	Vx	LinRespSpec	Max	18.962	0.003
Story3	D2	Vx	LinRespSpec	Max	14.269	0.003
Story2	D2	Vx	LinRespSpec	Max	9.592	0.005
Story1	D2	Vx	LinRespSpec	Max	4.211	0.003

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX (mm)	UY (mm)
Story10	D2	Vy	LinRespSpec	Max	0.01	81.668
Story9	D2	Vy	LinRespSpec	Max	0.012	78.356
Story8	D2	Vy	LinRespSpec	Max	0.011	72.814
Story7	D2	Vy	LinRespSpec	Max	0.01	67.421
Story6	D2	Vy	LinRespSpec	Max	0.009	60.788
Story5	D2	Vy	LinRespSpec	Max	0.007	53.008
Story4	D2	Vy	LinRespSpec	Max	0.006	44.669
Story3	D2	Vy	LinRespSpec	Max	0.004	35.502
Story2	D2	Vy	LinRespSpec	Max	0.003	25.784
Story1	D2	Vy	LinRespSpec	Max	0.001	12.832

Par la force de vent

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	UX (mm)	UY (mm)
Story10	D2	Wx1	LinStatic	-0.001	157.428
Story9	D2	Wx1	LinStatic	-0.005	154.699
Story8	D2	Wx1	LinStatic	-0.005	148.038
Story7	D2	Wx1	LinStatic	-0.005	140.28
Story6	D2	Wx1	LinStatic	-0.005	129.681
Story5	D2	Wx1	LinStatic	-0.005	116.184
Story4	D2	Wx1	LinStatic	-0.005	100.669
Story3	D2	Wx1	LinStatic	-0.005	82.498
Story2	D2	Wx1	LinStatic	-0.003	62.006
Story1	D2	Wx1	LinStatic	0.004	32.436

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	UX (mm)	UY (mm)
Story10	D2	Wy	LinStatic	39.59	-5.431E-08
Story9	D2	Wy	LinStatic	38.613	0.0003852
Story8	D2	Wy	LinStatic	36.359	0.0003747
Story7	D2	Wy	LinStatic	33.883	0.0003466
Story6	D2	Wy	LinStatic	30.577	0.000312
Story5	D2	Wy	LinStatic	26.411	0.000267
Story4	D2	Wy	LinStatic	22.026	0.000219
Story3	D2	Wy	LinStatic	17.029	0.0001652
Story2	D2	Wy	LinStatic	11.752	6.786E-05
Story1	D2	Wy	LinStatic	5.333	3.414E-05

V.7.4. Modèle finale

Les contreventements choisis sont des contreventements en X (double UPN)

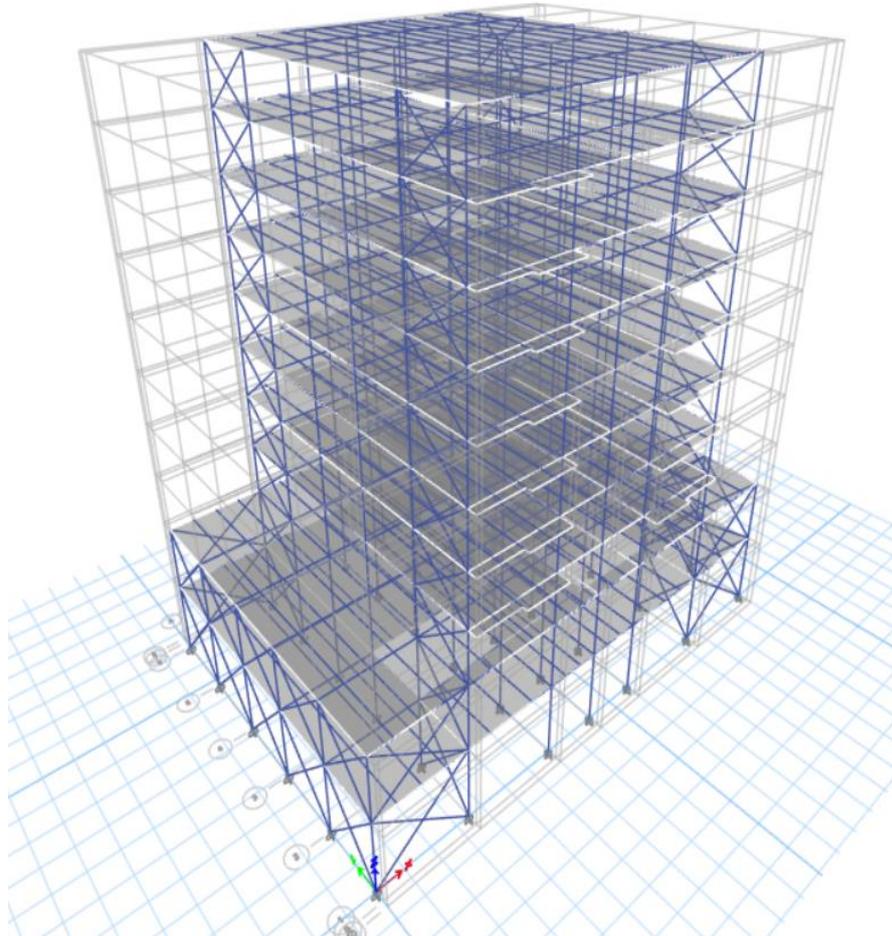


Figure V. 6: Vue 3D de la structure.

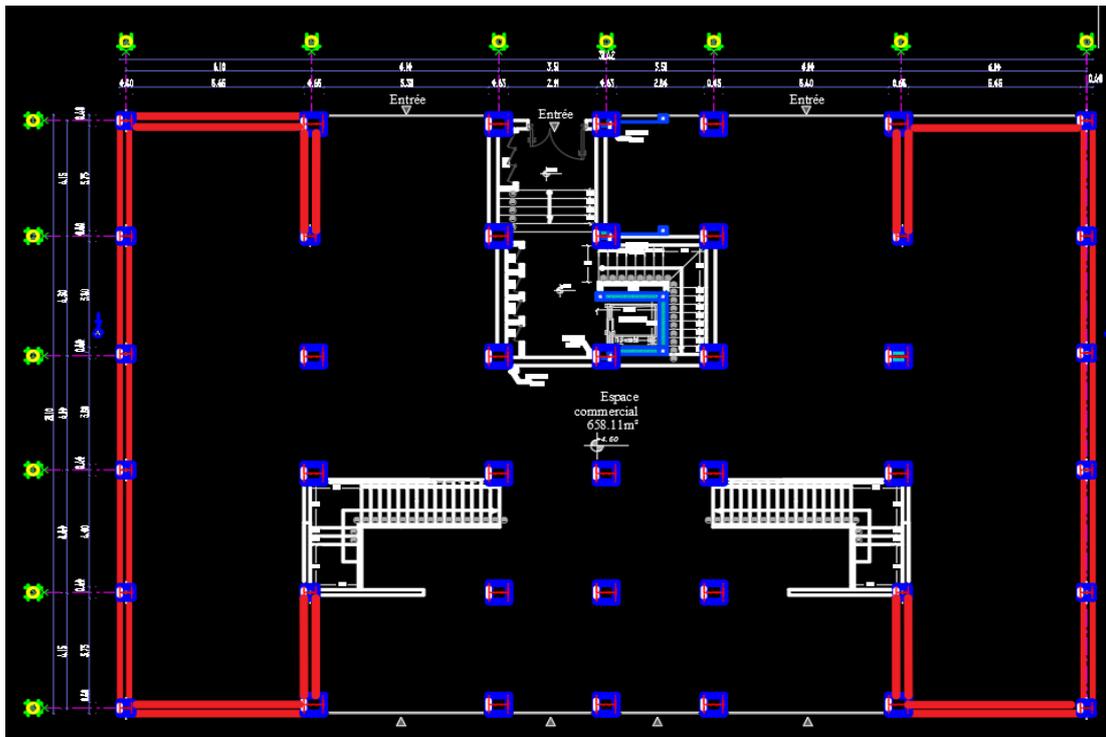


Figure :Vue de disposition des contreventements

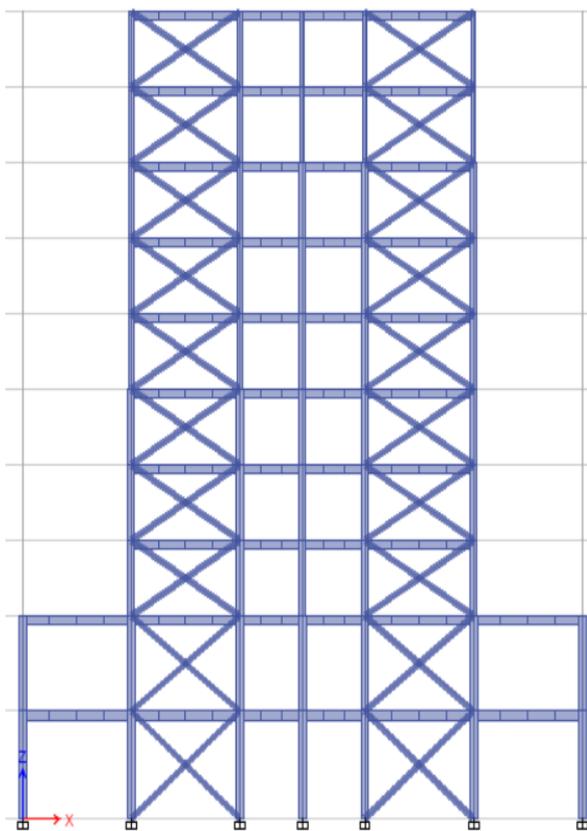


Figure V. 7: Sens longitudinal.

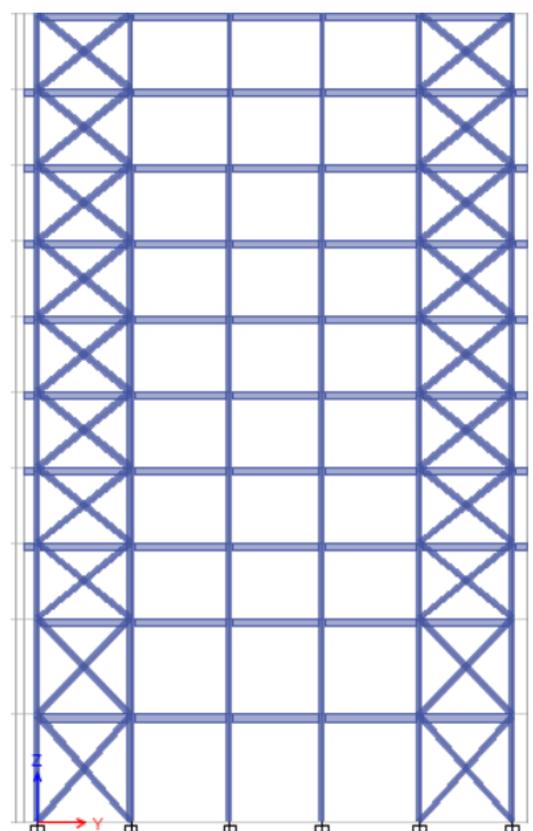


Figure V. 8: Sens transversal.

V.7.4.1. Caractéristiques dynamiques propres**Tableau V. 2:** Les périodes et les facteurs de participation massique

Mode	Période	Masse modale UX	Masse modaleUY	Masse modale UZ	Masse cumuléUX [%]	Masse cumuléUY [%]
1	1.343	0.6037	0	0	0.6037	0
2	1.208	0	0.5541	0	0.6037	0.5541
3	0.918	0.0001	1.326E-05	0	0.6038	0.5541
4	0.475	0.1076	0	0	0.7114	0.5541
5	0.279	0.0727	0	0	0.7841	0.5541
6	0.274	0	0.1889	0	0.7841	0.743
7	0.223	4.116E-05	1.807E-05	0	0.7842	0.743
8	0.191	0.0812	0	0	0.8654	0.743
9	0.154	0.0671	0	0	0.9325	0.743
10	0.128	0.0326	0	0	0.9651	0.743
11	0.127	0	0.1327	0	0.9651	0.8757
12	0.102	0.0002	2.539E-05	0	0.9652	0.8757
13	0.101	0.0124	0	0	0.9776	0.8757
14	0.085	0	0.0843	0	0.9776	0.96
15	0.082	0.0034	0	0	0.981	0.96

V.7.4.2. Vérification des conditions de l'analyse dynamique

V.7.4.2.1. Les résultats de l'étude dynamique

- Une période fondamentale : $T = 0.992$ s.
- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% dans le 5^{ème} mode.
- Les trois premiers modes ont été observés lors de la modélisation (animation)

A) Animation : 1^{er} et 2^{ème} mode

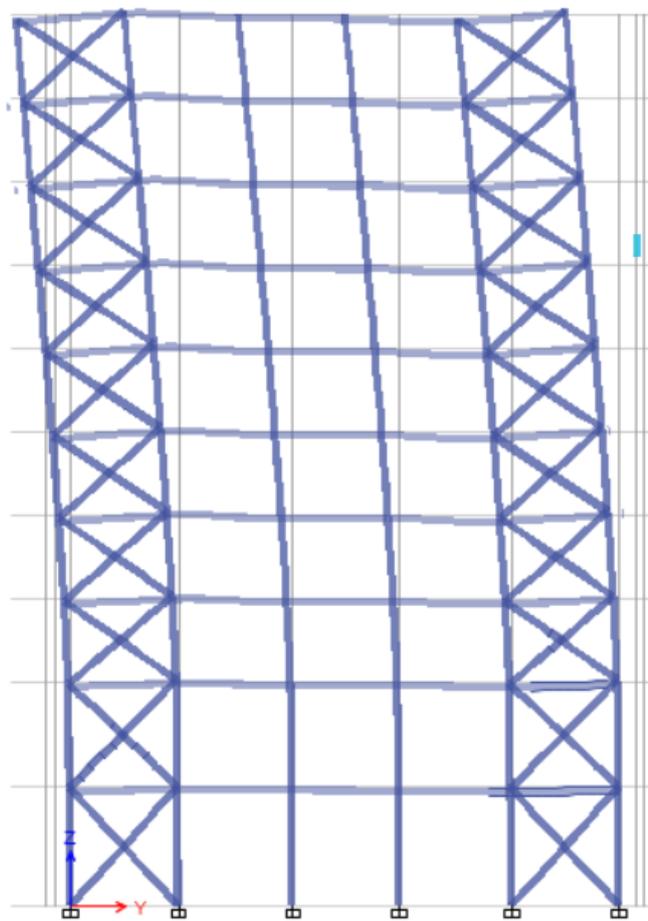


Figure V. 9: Translation du 1^{er} mode sur l'axe Y-Y, plan Y-Z.

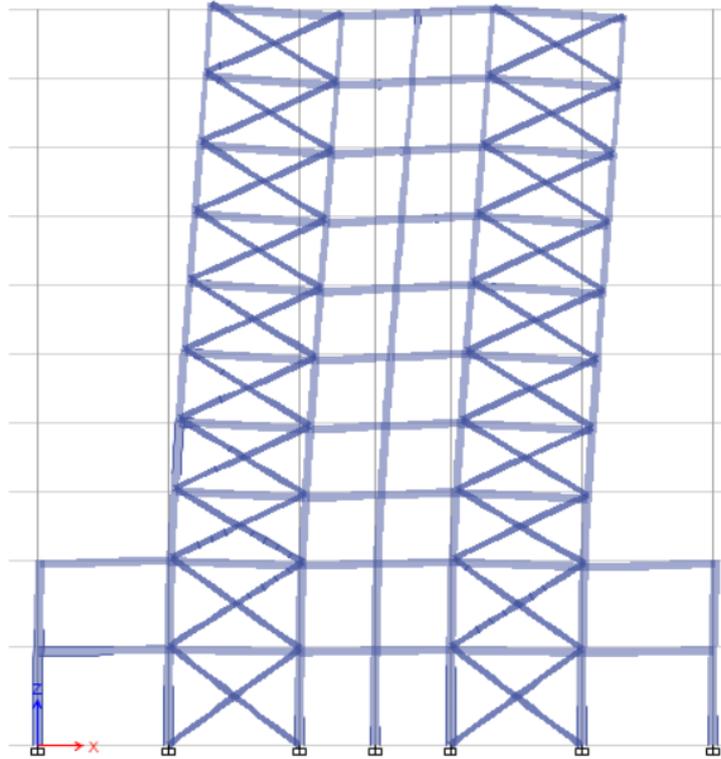


Figure V. 10: Translation du 2ème mode sur l'axe X-X, plan X-Z.

V.7.5. Calcul de la force sismique total

$$V_{XY} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad 4.1 [3]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen
- R : Coefficient de comportement global de la structure
- Q : Facteur de qualité
- W : Poids total de la structure.

V.7.5.1. Coefficient d'accélération de zone

Donné par le (tableau 4.1), suivant la zone sismique et le groupe d'usage de la construction. Zone I, Groupe 2 A = 0.10

V.7.5.2. Facteur d'amplification dynamique moyenne

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Formule (4.2) [3].

- T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 Catégorie S3 donc $T = 0.5$
- Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi = 5\%$
- η : facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif ε (%), du type de structure et de l’importance des remplissages nous avons un portique en acier avec remplissage dense et d’après le tableau (4.2 page 26)

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Avec :

- T : La période fondamentale de la structure.
- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site

Tableau V. 3: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70

V.7.5.3. Estimation de la période fondamentale de la structure

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

Les formules empiriques à utiliser dans notre cas selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots (4-6) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \dots \dots \dots (4-7) \end{array} \right.$$

Avec :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 28,05 \text{ m} \\ D_y = 20 \text{ m} \end{array} \right.$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 35.62 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par le (Tableau 4-6).

$C_t = 0.05$ Portique auto-stables en béton arme ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

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

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \qquad T = 0.05(34.52)^{3/4}$$

$T = 0.71$ dans les deux directions

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{34}{\sqrt{31,42}} = 0,55 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{34}{\sqrt{21,10}} = 0,67 \text{ s} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

La valeur de T considère dans les deux directions :

- Sens (x-x) : $T_x = \min (0,55 ; 0,923) \Rightarrow T_x = 0,58 \text{ s}$.
- Sens (y-y) : $T_x = \min (0,67 ; 0,923) \Rightarrow T_x = 0,68 \text{ s}$.

$$T_{analytique} = 0,71$$

- Selon l'article { 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003}, la période doit être majorée de 30%

$$\text{Donc :} \qquad T = 0.71 \times 1.3 \qquad T = 0.923$$

Calcul de facteur D :

$$T_2 < T < 3.0 \text{ s} \quad \text{avec :} \quad 0.5 < 0.923 < 3.0 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{0.923}\right)^{2/3} \quad D = 1,661$$

- On calcule le facteur D suivant les deux directions :

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,346 \\ D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,057 \end{cases}$$

V.7.5.4. Facteur de comportement R

R : Fonction du système de contreventement, il est donné par le (Tableau 4-3 p 28) [3] en fonction du système de contreventement tel que défini en (3.4 pages 17)

Dans notre cas on prendre : R=4 : ossature contreventée par palées triangulaire en X

➤ Justification de coefficient de comportement R :

Les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- L'effort total a la base de la structure $P_{\text{tot}} = 30058,4 \text{ KN}$
- L'effort normal a la base repris par les contreventements $P_{\text{cv}} = 3486,25 \text{ KN}$

$$R = \frac{F_z \text{ contrventement}}{F_z \text{ total}} = \frac{3486,25}{30058,4} = 0,12$$

$$\frac{P_{\text{cv}}}{P_{\text{tot}}} = 12\%$$

Donc : Les palées de contreventement reprennent 12 % des sollicitations dues aux charges verticales.

V.7.5.5. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est donnée par la formule $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 [3].

Tableau V. 4: Facteur de qualité

P_q		
Critère q »	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0,05
2. Redondance en plan	NON	0,05
3. Régularité en plan	OUI	0
4. Régularité en élévation	OUI	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
$Q_x = Q_y = 1.10$		

V.7.5.6. W : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

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

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels,

Solitaires de la structure

- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par (le tableau 4.5) [3].
- Usage habitation $\beta=0,2$
- Poids total du bâtiment : $W = 30058,4 \text{ kn}$ (d'après ETABS)

V.7.6. Vérification de l'effort tranchant à la base

$$V_{x-y} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = 1547,51 \text{ KN}$$

$$V_y = 1359,60 \text{ KN}$$

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6) « La résultante des forces sismiques à la base V_{ETABS} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{RPA} .

Il faut que : $0.8 \times V_{\text{RPA}} < V_{\text{Robot}}$ et cela dans les deux sens. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5: Comparaison de la force sismique

	V_{DYN} (Kn)	$0.8 \times V_{\text{ST}}$ (Kn)	Observation
Sens X-X	1216.98	1547.51	Non Vérifiée
Sens Y-Y	1093,35	1359,60	Non Vérifiée

Si $0.8 \times V_{\text{RPA}} > V$, il faudra augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacements, Moment, ...) dans le rapport $0,8V/V_t$ (article 4.3.6) [3]

$$r_x = \frac{0,8V_x}{V_{t_x}} = \frac{1547,51}{1216,98} = 1,27$$

$$V_{t_x} = 1552,05 \text{ kN} \geq 0,8 \times V_x \quad \text{Vérifiée}$$

$$r_y = \frac{0,8V_y}{V_{t_y}} = \frac{1359,60}{1093,35} = 1,30$$

$$V_{t_y} = 1388,56 \text{ kN} \geq 0,8 \times V_y \quad \text{Vérifiée}$$

V.7.7. Vérification des déplacements inter étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par :

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\text{Il faut que : } \Delta_K < 1\% \times \text{hauteur}_{\text{étage}} \quad (\text{Article 5.10}) [3].$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6: Vérification des déplacements sans X inter étages pour le modèle

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation ≤ 1(%)
	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	R (mm)	Δ_K (mm)	h_k (mm)	Δ_K/h_k (%)	
Etage 10	40.845	163.38	4	11.672	32.3	0.361362	Verifiée
Etage 9	37.927	151.708	4	18.948	32.3	0.586625	Verifiée
Etage 8	33.19	132.76	4	17.18	32.3	0.531889	Verifiée
Etage 7	28.895	115.58	4	20.54	32.3	0.635913	Verifiée
Etage 6	23.76	95.04	4	23.564	32.3	0.729536	Verifiée
Etage 5	17.869	71.476	4	22.68	32.3	0.702167	Verifiée
Etage 4	12.199	48.796	4	23.112	32.3	0.715542	Verifiée
Etage 3	6.421	25.684	4	18.18	32.3	0.562848	Verifiée
Etage 2	1.876	7.504	4	4.172	40.8	0.102255	Verifiée
Etage 1	0.833	3.332	4	3.332	46	0.072435	Verifiée

Tableau V. 7: Vérification des déplacements sans Y inter étages pour le modèle

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation ≤ 1(%)
	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	R (mm)	Δ_K (mm)	h_k (mm)	Δ_K/h_k (%)	
Etage 10	38.624	154.496	4	21.548	32.3	0.667121	Verifiée
Etage 9	33.237	132.948	4	21.836	32.3	0.676037	Verifiée
Etage 8	27.778	111.112	4	21.464	32.3	0.66452	Verifiée
Etage 7	22.412	89.648	4	20.884	32.3	0.646563	Verifiée
Etage 6	17.191	68.764	4	19.604	32.3	0.606935	Verifiée
Etage 5	12.29	49.16	4	17.652	32.3	0.546502	Verifiée
Etage 4	7.877	31.508	4	15.032	32.3	0.465387	Verifiée
Etage 3	4.119	16.476	4	11.288	32.3	0.349474	Verifiée
Etage 2	1.297	5.188	4	3.184	40.8	0.078039	Verifiée
Etage 1	0.501	2.004	4	2.004	46	0.043565	Verifiée

▪ **Conclusion**

Les déplacements inter étages sont inférieurs à la limite imposée par RPA 99 version 2003

V.7.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K' $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau V. 8: Vérification de l'effet P-Δ

Niveaux	Dans le sens X-X								
	Mass X (KN)	P_k (KN)	Δ_K (mm)	V_X (KN)	h_k (mm)	θ	Limit	Δ_K/h_k (%)	Observation $\leq 1(\%)$
Etage 10	310.8137	3049.083	10.136	416.9491	32.3	0.022948	0,1	0.22948	Verifiée
Etage 9	256.5558	2516.813	10.844	656.3755	32.3	0.012873	0,1	0.12873	Verifiée
Etage 8	258.0544	2531.514	10.868	821.8716	32.3	0.010364	0,1	0.10363	Verifiée
Etage 7	259.8113	2548.749	11.06	959.7886	32.3	0.009093	0,1	0.09092	Verifiée
Etage 6	259.8113	2548.749	10.932	1086.599	32.3	0.007939	0,1	0.07938	Verifiée
Etage 5	260.7046	2557.512	10.244	1198.688	32.3	0.006767	0,1	0.06766	Verifiée
Etage 4	261.6933	2567.212	9.408	1293.822	32.3	0.005779	0,1	0.05779	Verifiée
Etage 3	261.6933	2567.212	7.788	1373.916	32.3	0.004505	0,1	0.04505	Verifiée
Etage 2	426.2644	4181.654	4.472	1480.102	40.8	0.003097	0,1	0.03096	Verifiée
Etage 1	454.7215	4460.818	2.976	1551.161	46	0.001861	0,1	0.01860	Verifiée

Tableau V. 9: Vérification de l'effet P-Δ

Niveaux	Dans le sens Y-Y								Observation ≤ 1(%)
	Mass X (KN)	P_k (KN)	Δ_K (mm)	V_X (KN)	h_k (mm)	θ	Limit	Δ_K/h_k (%)	
Etage 10	310.814	3049.083	12.34	389.4479	3230	0.029911	0,1	0.2992	Verifiée
Etage 9	256.556	2516.813	12.664	588.538	3230	0.016767	0,1	0.1677	Verifiée
Etage 8	258.056	2531.514	12.568	718.8229	3230	0.013703	0,1	0.1371	Verifiée
Etage 7	259.812	2548.749	12.288	836.7851	3230	0.011588	0,1	0.1159	Verifiée
Etage 6	259.812	2548.749	11.6	949.5268	3230	0.00964	0,1	0.0965	Verifiée
Etage 5	260.705	2557.512	10.532	1043.734	3230	0.00799	0,1	0.0799	Verifiée
Etage 4	261.693	2567.212	9.06	1122.272	3230	0.006416	0,1	0.0642	Verifiée
Etage 3	261.693	2567.212	6.968	1194.15	3230	0.004638	0,1	0.0464	Verifiée
Etage 2	426.265	4181.654	2.56	1289.329	4080	0.002035	0,1	0.0204	Verifiée
Etage 1	454.722	4460.818	1.588	1359.552	4600	0.001133	0,1	0.0114	Verifiée

➤ **Conclusion**

Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où l'effet P- Δ peut être négligé.

V.8. Conclusion

Le choix final des profile après les vérifications de dynamique :

Tableau V. 10: Choix finale du profilé

Poutres porteuse	IPE 400
Poteaux	RDC – 1 ^{eme} étage HEA 450
	2 ^{eme} - 4 ^{eme} étage HAE 400
	5 ^{eme} – 7 ^{eme} étage HEA 340
	8 ^{eme} – 9 ^{eme} étage HEA 260
Solives	IPE 200
Poutre secondaires	IPE 300
Contreventement	2UPN 300

CHAPITRE VI

VERIFICATION DES ELEMENTS

DE L'OSSATEURE

VI.1. Introduction

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée

- Tant globalement au niveau de la structure
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Ces actions créent diverses contraintes qui créent des contraintes dans le matériau et une déformation du composant. Il s'agit donc de vérifier que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles afin de garantir un degré de sécurité souhaité ou souhaité. Deux situations se présentent : Petite déformation : En supposant que la contrainte ne change pas sous l'effet de la déformation, cela conduit uniquement à vérifier si la contrainte reste inférieure à la contrainte de rupture...

Le cas des grandes déformations :

Dans ce cas les déformations modifient considérablement les sollicitations et affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter 3 types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

➤ **VOILEMENT**

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux faces opposées parallèles à son plan moyen, on observe une déformation transversale de la plaque au-delà d'une certaine charge.

C'est le phénomène de flambage, se manifestant par des ondulations, qui diffère du flambement des pièces unidimensionnelles en ce que le flambage se développe plus lentement et que les grandes déformations n'apparaissent pas brutalement et n'entraînent généralement pas la ruine de la pièce. Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple. Il est dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée.

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés

➤ FLAMBEMENT

Lors d'un chargement simple en compression d'une tige élancée, initialement droite en position verticale et à double articulation aux deux extrémités, soumise à une force N progressivement croissante, on observe que lorsque N atteint une certaine valeur, la tige glisse latéralement, puis une grande déformation se produit, caractéristique de toutes les instabilités de forme, qui dans le cas des tiges comprimées sont appelées flambage.

➤ DEVERSEMENT

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.

VI.2. Vérification des poteaux vis-à-vis du flambement**VI.2.1. Procédure de calcul**

Les poteaux sont soumis à une flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal " N " et à deux moments de flexion M_x et M_y . Toutes les combinaisons énumérées dans le règlement sont vérifiées dans les conditions d'enchères les moins favorables dans les deux sens. Différentes pressions doivent être combinées dans les situations les plus défavorables, qui sont :

- Une compression maximale et un moment correspondant
- Un moment maximal et une compression correspondante

VI.2.2. Combinaison des charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- $1,35 G + 1,5 Q$
- $G + Q + E$
- $1,35G + 1,33Q + 1,33S_n + 1,33W$

VI.2.3. Les étapes de la vérification du flambement et flexion

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.51 \text{ page82}) [4].$$

Où :

$$N_{pl} = A \cdot f_y \quad ; \quad M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$$

$$\gamma_{M1} = 1,1 \quad ; \quad f_y = 275 \text{ Mpa}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}, \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right), \text{ avec } \mu_y \leq 0,90$$

$$\chi = 1 / \left(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \text{ Et} \quad \phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi_{min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}.$$

χ_y, χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

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

• **Détermination la longueur de flambement :**

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{(1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12(\eta_1 \cdot \eta_2))}{(1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6(\eta_1 \cdot \eta_2))}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{21} + k_{22}} \quad \eta_2 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{21} + k_{22}}$$

Avec :

$$K_c = \frac{I}{L} : \text{Rigidité du poteau}$$

$$K_{cj} = \frac{I}{L} : \text{Rigidité effective des poteau et des poutre}$$

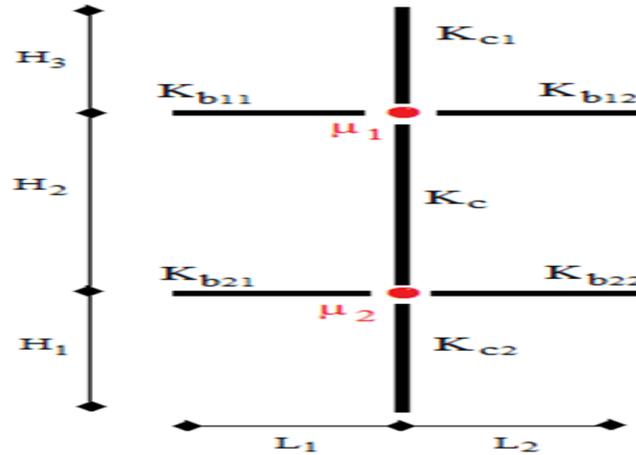


Figure VI. 1: Facteurs de distribution de la rigidité.

VI.3. Vérification des poteaux

VI.3.1. Vérification de poteaux (RDC) HEA 450

premièrement N^{max} , M_y^{corr} , M_z^{corr}

➤ Calcul η_1 et η_2

• Suivant yy :

$$K_c = \frac{I}{H} = \frac{63720}{460} = 138,52$$

$$K_1 = \frac{I}{H} = \frac{63720}{408} = 156,18$$

$$K_{11} = \frac{I}{L} = \frac{23130}{610} = 37,92$$

$$K_{21} = \frac{I}{L} = \frac{23130}{610} = 37,92$$

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{21} + k_{22}} = 0,87$$

$$l_{fy} = 4,60 \times 0,6 = 2,94$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{276}{18,92} = 14,58$$

• Suivant Z-Z :

$$K_c = \frac{I}{H} = \frac{9465}{460} = 20,58$$

$$K_1 = \frac{I}{H} = \frac{9465}{408} = 23,19$$

$$K_{11} = \frac{I}{L} = \frac{1318}{610} = 2,16$$

$$K_{21} = \frac{I}{L} = \frac{1318}{610} = 2,16$$

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{21} + k_{22}} = 0,92$$

$$l_{fz} = 2.89$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{419}{7,29} = 57,48$$

➤ **Calcul de χ_{\min} :**

On a $\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (II)}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 86,80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = \frac{14,58}{86,80} = 0,175 < 0,2 \quad \text{pas de risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,80} = \frac{57,48}{86,80} = 0,46 > 0,2 \quad \text{il y'a de risque de flambement.}$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^{-2}$$

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

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,45 > 1,2$$

$$E t t_f \leq 40 \text{ mm}$$

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

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

$$\Phi_y = 0.51$$

$$\Phi_z = 0.65$$

$$\chi_y = 1,01$$

$$\chi_z = 0,9$$

$$\text{Donc} \quad \chi_{\min} = 0,9$$

➤ **Calcul de K_y et K_z**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90$$

Avec : β_{My}, β_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7.\phi$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi_y = \frac{7,24}{22,57} = 1,37 \dots \dots \dots B_{My} = 1,37$$

$$\phi_z = \frac{11,60}{14,66} = 1,80 \dots \dots \dots B_{Mz} = 1,8$$

$$\mu_y = -0,114 < 0,90 \quad \text{vérifiée}$$

$$k_y = 1 - \frac{0,107 \times 2257,17 \times 10^3}{1 \times 15900 \times 275} = 1,05 < 1,5$$

$$\mu_z = 0,35 < 0,90 \quad \text{vérifiée}$$

$$k_z = 1 + \frac{0,42 \times 2257,17 \times 10^3}{0,98 \times 17800 \times 275} = 0,82 < 1,5$$

$$\frac{2257,17 \times 10^3}{0,98 \times 17800 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,05 \times 9,21 \times 10^6}{3216000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,82 \times 2,15 \times 10^6}{965500 \times \frac{275}{1,1}} = 0,59 < 1$$

⇒ condition vérifiée

« Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux »

- Cas 1 : $N^{\text{MAX}} ; M_{sdy}^{\text{CORR}} , M_{sdz}^{\text{CORR}}$

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

Tableau VI. 1: Valeurs des efforts internes.

Niveau	Profile	Combinaison	N^{max}	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{corr}
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA280	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	410,11	17,48	3,31
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA340	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	908,256	25,85	4,07
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	1725,22	48,99	0,651
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	2257.18	9,204	2,146

Tableau VI. 2: Vérification de poteau au flambement sous N^{MAX}

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition ≤ 1	
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA280	1893,06	2083,5	0,94	0,97	0,94	0,31	Vérifier
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA340	2018.3	1939,5	0,96	0,96	0,83	0,39	Vérifier
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	2062.68	1891.05	0,96	1,15	1,35	0,54	Vérifier
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	2860	2890	0,91	1,05	0,82	0,59	Vérifier

- **Cas 2 :** M_{sdy}^{MAX} ; N^{corr} ; M_{sdz}^{corr}

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

Tableau VI. 3: Valeurs des efforts internes

Niveau	Profile	Combinaison	M_{sdy}^{Max}	N^{corr}	M_{sdz}^{corr}
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA280	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	74,94	97,14	4,19
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA340	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	81,36	299,65	5,667
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	85.21	909.96	0.51
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	117,52	109,69	0.54

Tableau VI. 4: Vérification de poteau au flambement sous M_{sdy}^{MAX}

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition	
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA340	1885,6	2082,4	0,93	0,98	0,97	0,4	Vérifier
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA360	2011.22	1889,53	0,995	1,98	0,92	0,3	Vérifier
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	2061.3	1898.24	0,9	0,94	0,92	0,36	Vérifier
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	2770	2860	0,9	0,99	1,01	0,18	Vérifier

- Cas 3: M_{sdz}^{Max} ; N^{corr} ; M_{sdy}^{corr}

Les effort internes du logiciel ETABS sous la combinaison cite au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5: Valeurs des efforts internes

Niveau	Profile	Combinaison	M_{sdz}^{Max}	N^{corr}	M_{sdy}^{corr}
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA340	G+Q+Ey	19,37	91,04	38,14
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA360	G+Q+Ey	25,83	257,84	37,1
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	16,83	744,97	39,74
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	ELU	14,93	407,38	0.27

Tableau VI. 6: Vérification de poteau au flambement sous M_{sdz}^{Max}

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition ≥ 1	
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA340	1877,87	2079,83	0,96	1,06	0,87	0,38	Vérifier
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA360	1984,65	1986,82	0,96	1,01	0,94	0,23	Vérifier
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	2068,5	1951,66	0,96	0,95	0,84	0,37	Vérifier
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	2810	2880	0,9	0,99	0,92	0,15	Vérifier

VI.4. Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement

Les vérifications doivent être faites sous les combinaison suivantes :

$$1,35G+1,5Q$$

$$G+Q+E$$

$$1,35G+1,33Q+1,33Sn+1,33W$$

VI.4.1. Les étapes de vérification du déversement

$$\frac{Nsd}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{lt} \times M_{y.sd}}{\chi_{lt} \times W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times Nsd}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{pour} \quad K_{lt} \leq 1$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{m.lt} - 0,15 \quad \text{pour} \quad \mu_{lt} \leq 0,90$$

- Cas 1 : N^{MAX} ; M_{sdy}^{CORR} , M_{sdz}^{CORR}

Le tableau ci dessous regroupe les résultats calculés par l'Excel

Tableau VI. 7: Valeurs des effort internes

Niveau	Profile	Combinaison	N^{max}	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{corr}
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA280	1,35G+1,33Q	410,11	17,48	3,31
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA340	+1,33Sn+1,33Wy	908,256	25,85	4,07
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	1725,22	48,99	0,651
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	2257.18	9,204	2,146

Tableau VI. 8: Vérification de poteau au déversement sous N^{MAX}

Niveau	μ_{lt}	K_{lt}	K_z	Condition	Observation
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	-0.06	0.98	0.94	0.18 < 1	Vérifier
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	-0.085	0.97	0.84	0.29 < 1	Vérifier
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	-0.17	0.96	1.35	0.45 < 1	Vérifier
RDC+ 1 ^{ere}	-0.03	0.95	0.82	0.59 < 1	Vérifier

- Cas 2 : M_{sdy}^{MAX} ; N^{corr} ; M_{sdz}^{corr}

Tableau VI. 9: Valeurs des effort internes

Niveau	Profile	Combinaison	M_{sdy}^{Max}	N^{corr}	M_{sdz}^{corr}
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA280	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	74,94	97,14	4,19
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA340	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	81,36	299,65	5,667
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	85.21	909.96	0.51
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	117,52	109,69	0.54

Tableau VI. 10: Vérification de poteau au déversement sous M_{sdy}^{MAX}

Niveau	μ_{lt}	K_{lt}	K_z	Condition	Observation
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	-0.12	0.98	0.97	0.05 < 1	Vérifier
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	-0.09	0.99	0.92	0.1 < 1	Vérifier
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	-0.16	0.98	0.92	0.23 < 1	Vérifier
RDC+ 1 ^{ere}	-0.06	0.97	1.01	0.27 < 1	Vérifier

Cas 3: M_{sdz}^{Max} ; N^{corr} ; M_{sdy}^{corr} **Tableau VI. 11:** Valeurs des effort internes

Niveau	Profile	Combinaison	M_{sdz}^{Max}	N^{corr}	M_{sdy}^{corr}
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA340	G+Q+Vy	19,37	91,04	38,14
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA360	G+Q+Vy	25,83	257,84	37,1
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400	1,35G+1,33Q +1,33Sn+1,33Wy	16,83	744,97	39,74
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450	ELU	14,93	407,38	0.27

Tableau VI. 12: Vérification de poteau au déversement sous M_{sdz}^{Max}

Niveau	μ_{lt}	K_{lt}	K_z	Condition	Observation
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	-0.09	0.99	0.94	0.04 < 1	Vérifier
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	-0.09	0.99	0.94	0.1 < 1	Vérifier
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	-0.1	0.98	0.84	0.2 < 1	Vérifier
RDC+ 1 ^{ere}	-0.07	0.91	0.92	0.27 < 1	Vérifier

Tableau VI. 13: Les profils des poteaux finaux

Niveau	Profile
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA280
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA340
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA400
RDC+ 1 ^{ere}	HEA450

VI.5. Vérification des poutres

La vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

$$M_{sd} \leq M_{crd} = \frac{W_{PL} \times F_Y}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_{VZ} \times F_Y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Dans le cas où l'effort tranchant calculé serait inférieur de 50 % de V_{plrd} Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

VI.5.1. Vérification de la poutre principale➤ **Poutre IPE400**

$$\begin{cases} M_{sd} = 160,93 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 149,50 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Vérification de la résistance à la flexion :****Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1530 \times 95) \times 10^{-3} = 2071,24 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 8450) \times 10^{-3} = 2207,56 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 1489,125 \text{ KN} < R_{\text{acier}} = 2207,56 \text{ KN.}$$

$$R_W = A_{aa} \times F_y / \gamma_a \quad \text{Avec: } A_{aa} = e_a \times h_{aa}$$

$$R_W = e_a \times h_{aa} \times 0,95 \times F_y$$

$$R_W = 8,6 \times 373 \times 0,95 \times 275 \times 10^{-3} = 838,037 \text{ KN}$$

$$R_W < R_{\text{béton}}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times hc}{2R_{\text{béton}}} \right) \right].$$

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \times \frac{h_0}{2} + R_{\text{béton}} \times \left(\frac{h_b}{2} + hp \right).$$

$$M_{pl,rd} = \left[2207,56 \times \frac{400}{2} + 2071,24 \times \left(\frac{95}{2} + 55 \right) \right] \times 10^{-3} = 653,82 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 160,93 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 653,82 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$V_{plrd} = \frac{A_{VZ} \times F_Y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{4269 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 616,18 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 149,50 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 616,18 \text{ KN} \Rightarrow C.V$$

Vérification de l'interaction : $V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$

$$V_{sd} = 149,50 \text{ KN} \leq 0,5 V_{plrd} = 308,1 \text{ KN} \Rightarrow C.V \Rightarrow \text{Pas d'interaction}$$

- **Vérification de la rigidité :**

$$f_{max} < f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{l}{250} = 24,4 \text{ mm}$$

$$q_s = G + Q = 10,94 \text{ KN/m}$$

$$f_{adm} = \frac{5q_s l^4}{384 E I_y} = 18,86 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

VI.5.2. Vérification de la poutre secondaire

- **Poutre IPE300**

$$\begin{cases} M_{sd} = 43,14 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 47,21 \text{ KN} \end{cases}$$

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

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1530 \times 95) \times 10^{-3} = 2071,24 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 5380) \times 10^{-3} = 1405,525 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 2071,24 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 1405,525 \text{ KN.}$$

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

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right].$$

$$M_{plrd} = 1405,525 \left[\frac{300}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1405,525 \times 95}{2 \times 2071,24} \right) \right] \times 10^{-3} = 376,353 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 43,14 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 376,353 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$V_{plrd} = \frac{A_{VZ} \times F_Y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{2568 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 370,65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 47,2 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 370,65 \text{ KN} \Rightarrow C.V$$

Vérification de l'interaction : $V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$

$$V_{sd} = 47,2 \text{ KN} \leq 0,5 V_{plrd} = 185,32 \text{ KN} \Rightarrow C.V \Rightarrow \text{Pas d'interaction}$$

VI.6. Vérification d'un système de contreventement

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs qui permettent à la structure de résister aux forces horizontales en les transférant jusqu'à la fondation. Ils contribuent aussi à la limitation des déformations et à l'augmentation de la stabilité de la structure et de ses éléments.

Plusieurs types de systèmes de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, existent : Triangulation (contreventement en treillis : en croix, en K, en V, en N)

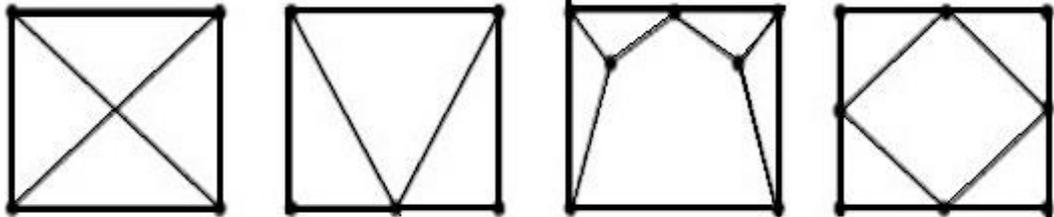


Figure VI. 2: Les types des systèmes de contreventement.

➤ **Palées triangulées en X**

Le profilé choisit 2UPN300

a) Vérifications à la traction simple

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

On doit vérifier que :

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

N_{sd} : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$: Effort normal plastique.

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{2 \times 5890 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2945 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 611,53 \text{ kN} < N_{t,rd} = 2945 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

b) Vérifications à la compression simple :

On doit vérifier que :

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

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

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = 7,64 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{7640}{117} = 65,30$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{7640}{29} = 263,45$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,75$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,84 \quad \chi_y = 0,82$$

$$N_{brd} = \frac{0,82 \times 1 \times 2 \times 5890 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2414,9 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 611,53 < N_{t,rd} = 2414,9$$

Condition Vérifiée

CHAPITR VII

CALCUL ET VERIFICATION DE

L'ASSEMBLAGE

VII.1. Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment la torsion.

On distingue parmi les assemblages

- Les assemblages articulés : qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- Les assemblages encastrés (rigides) : qui transmettent en outre les divers moments

Les principaux modes d'assemblage

- Le boulonnage.
- Le soudage
- **Fonctionnement des assemblages :**

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- **Les assemblages soudés ;**
- **Les assemblages boulonnés ;**
- **Les assemblages rivetés ;**
- **Les assemblages collés.**

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont le boulonnage et la soudure présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

➤ **Calcul des assemblages**

Dans ce chapitre, types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC 3.

Les assemblages qui seront traités sont :

- **Assemblage Poteau-poutre**
- **Assemblage poutre solive**

- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage de contreventement en X.
- Pied de Poteau.

On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage ; Les autres seront calculés en utilisant le logiciel

VII.2. Assemblage Poteau HEA450 – Poutre IPE 400

VII .2.1. Assemblage bout à bout

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque

VII.2.2. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poteau HEA 450:

$$H = 440\text{mm} \quad b = 300\text{mm} \quad t_f = 21\text{mm} \quad t_w = 11.5\text{mm} \quad A = 178\text{cm}^2$$

Poutre IPE 400 :

$$H = 400\text{mm} \quad b = 180\text{mm} \quad t_f = 13,5 \quad t_w = 8,6 \quad A = 84,5 \text{ cm}^2$$

VII.2.3. Données de calcul

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 160 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V_{sd} = 147,1 \text{ KN}$

VII.2.4. Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la Platine : $\epsilon_p = 20 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$.
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$.
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$.

On a l'épaisseur de la Platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 20 \text{ mm}$ de class HR 10,9

a) Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{vsd} \leq F_{vrd}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{vrd} = 0,5 F_{ub} \times A_s / \gamma_{mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0,5 \times F_{ub} \times A_s} \times 10^3 \Rightarrow \frac{147,1 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 1,51$$

On prend $n_{min} = 2$ (nombre de file).

$N = 4$ (nombre des boulons par ranger) $\Rightarrow N = 8$ boulons HR

On a l'épaisseur de la Platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre $\varnothing = 20$ mm, classe 10.9

a- Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm})$	$26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 198\text{mm}$
$2,2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 2000\text{mm})$	$48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$
$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm})$	$33\text{mm} \leq e_2 \leq 198\text{mm}$
$3d_0 \leq e_1 \leq \max(14t; 2000\text{mm})$	$66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$

(art. 6.5.1.4)[5]

$$e_1 = 70\text{mm} ; p_1 = 70\text{mm} ; e_2 = 75\text{mm} ; p_2 = 150\text{mm}.$$

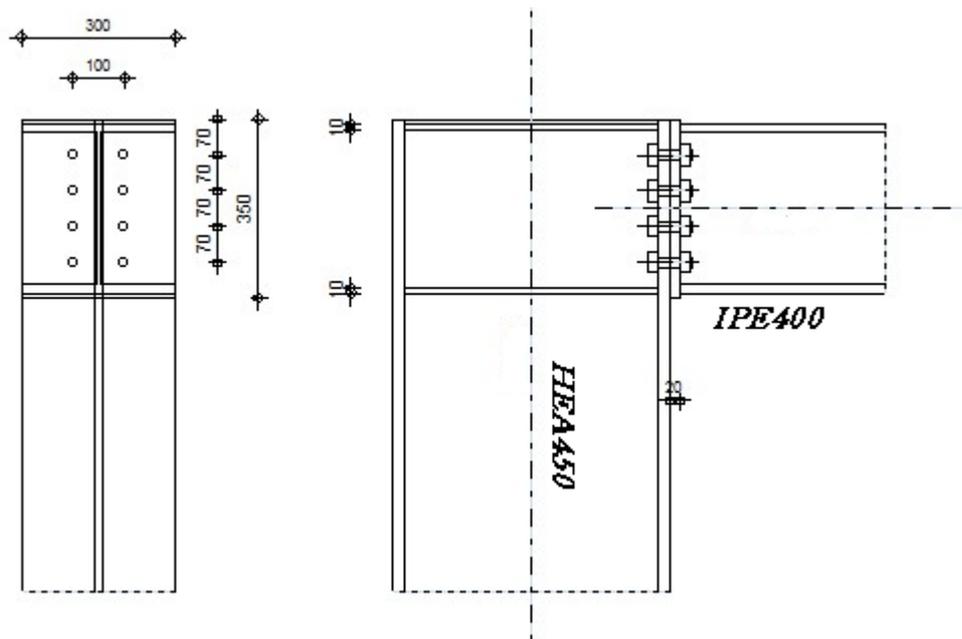


Figure VII. 1: Assemblage Poteau – Poutre.

• **Calcul de la soudure poutre IPE400**

a- La semelle

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85. \\ \gamma_{mw} = 1,3. \\ f_{us} = 430. \end{cases}$

$$a_f \geq 13,5 \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right).$$

$$a_f \geq 6,75\text{mm}.$$

b- L'âme

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right).$$

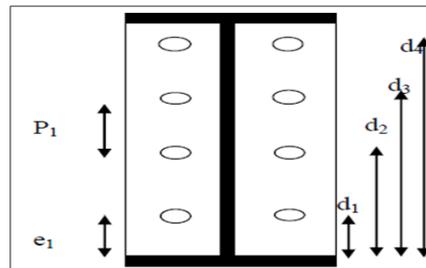
$$a_f \geq 8,6 \times \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 4,3\text{mm}.$$

On prend **a = 10 mm**.

b- Détermination des efforts dans les boulons

L'espacement des éléments d'attache :



$$d_4=273\text{mm} \quad d_3=203\text{mm} \quad d_2=133\text{mm} \quad d_1=63\text{mm}.$$

$$\sum d_i^2 = 137396\text{mm}^2.$$

Calcul de A_s

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

$$F_{m4} = 160 \cdot 273 / (2 \cdot 137396) = 158,95 \text{ KN}$$

$$F_{m3} = 160 \cdot 203 / (2 \cdot 137396) = 118,20 \text{ KN}$$

$$F_{m2} = 160 \cdot 133 / (2 \cdot 137396) = 77,44 \text{ KN}$$

$$F_{m1} = 160 \cdot 63 / (2 \cdot 137396) = 36,68 \text{ KN}$$

Pour qu'il n'y ait pas décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulon soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{pCd} \text{ avec } F_{pCd} = 0,7 \times F_{ub} \times A_s$$

Soit :

$$A_s > \frac{F_{m4}}{0,7 \cdot f_{bu}} = 158,95 \cdot 1000 / (0,7 \cdot 1000) = 227,07 \text{ mm}^2$$

$A_s > 227,07 \text{ mm}^2$, soit u boulon de diamètre $\phi 20 = 245 \text{ mm}^2$.

D'où le choix du boulon : HR $\phi 20$ (10,9)

Donc :

$$F_{pCd} = 0,7 \times F_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1 \times 245 = 171,5 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$N_i \leq n F_p = 2 \times 171,5 = 343 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon

$$N_4 = 158,95 \text{ KN} < 2 \cdot 171,5 = 343 \text{ KN}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

a- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = n F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ KN}$$

D'où :

$$M_{Rd} = \frac{343 \times 137396 \times 10^{-3}}{273} = 172.62 \text{ KN.m}$$

$$158,95 \text{ KN.m} \leq 172.62 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée.

c- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$.

- L'effort tranchant par boulon

$$V_{sd} = 147,1 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{147,1}{8} = 18,38 \text{ KN.}$$

- La résistance au glissement $F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à l'ELU.

$F_p = 171,5 \text{ KN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171,5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82,32 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = 18,38 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 82,32 \text{ KN} \Rightarrow \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

d- Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{(art.2.2.3) [5].}$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 11.5 mm

$b_{eff}=p$: Entraxe rangées boulons = 140mm.

$$F_{t,Rd} = 275 \times 11,5 \times \frac{140}{1} = 442,75 \text{ KN.}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 440 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 21 \text{ mm.}$$

Donc :

$$F_t = \frac{160}{0,440 - 0,02} \Rightarrow F_t = 381.86 \text{ KN.}$$

$$F_t = 381,86 \text{ KN} < F_{t,Rd} = 442,75 \text{ KkN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $\Rightarrow h_p = 440 \text{ mm.}$

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $\Rightarrow t_{wc} = 11.5 \text{ mm.}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 440 \times 11.5}{1} \times 10^{-3} = 807.07 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 440 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 11.5 \text{ mm.}$$

Donc :

$$F_v = \frac{160}{0,440 - 0,021} \Rightarrow F_v = 381,86 \text{ KN}$$

$$F_v = 381,86 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 807,07 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Résistance de l'âme de Poteau en compression :

On vérifie : $F_C \leq F_{CRd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre IPE400=8,5mm.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEA450= 21mm.

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm.

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm.

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c).$$

$$b_{eff} = 8,5 + 2 \times 20 + 5(21 + 27) = 288,50 \text{ mm.}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{147.1}{17800 \times 10^{-6}} + \frac{160}{2896 \times 10^{-6}} = 63.51 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 1.5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{33.52}{275}\right) \times 311,50}{1} = 1035,12 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{160}{0,440 - 0,085} = 450.71 \text{ KN}$$

$$F_c = 450,71 \text{ KN} \leq F_{c,rd} = 1035,12 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII.3. Assemblage poutre-solive

- **Assemblages par double cornière**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en

IPE200 avec l'âme de la poutre en **IPE 400**, avec une file verticale de deux boulons.

Caractéristique géométrique double cornière

Poutre IPE 400

$$h = 400 \text{ mm} ; b = 180 \text{ mm} ; t_f = 13,5 \text{ mm} ; t_w = 8,6 \text{ mm} ; A = 84,5 \text{ cm}^2$$

Solive IPE 200

$$h = 200 \text{ mm} ; b = 100 \text{ mm} ; t_f = 9 \text{ mm} ; t_w = 6 \text{ mm} ; A = 28.48 \text{ cm}^2$$

- **Données de calcul**

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 8.44 \text{ KN.m}$.

- Effort tranchant : $V_{sd} = 49,47 \text{ KN}$.

• **Choix de diameter du boulon**

Cornière 100×100×10mm

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 10 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$.
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$.
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$.

On à l'épaisseur de la platine $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 16 \text{ mm}$, classe 10.9HR

a- Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de 16mm de diamètre ($\varnothing 16$) de classe 10.9

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}.$$

$$1, 2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2, 2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 2000\text{mm}) \quad 39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}$$

$$1, 5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}$$

$$3d_0 \leq e_1 \leq \max(14t; 2000\text{mm}) \quad 54\text{mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm}$$

$$e_1 = 35\text{mm} ; p_1 = 60\text{mm} ; e_2 = 35\text{mm} ; p_2 = 60\text{mm}$$

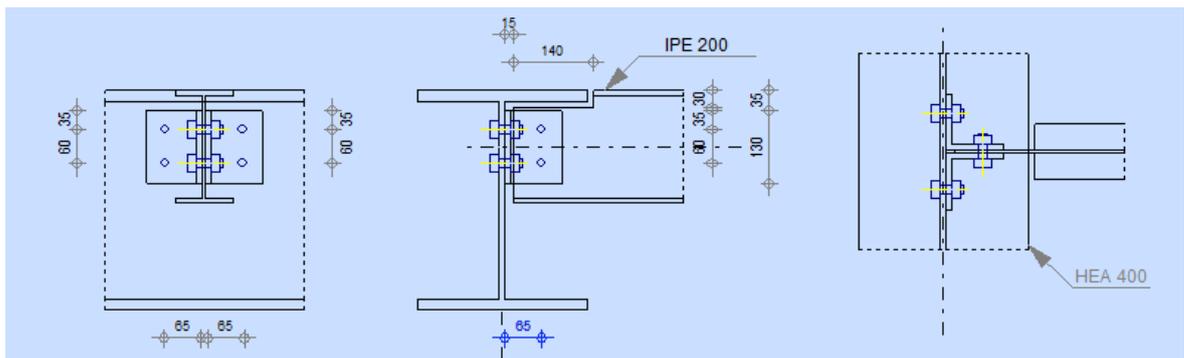


Figure VII. 2: Assemblage solive-poutre.

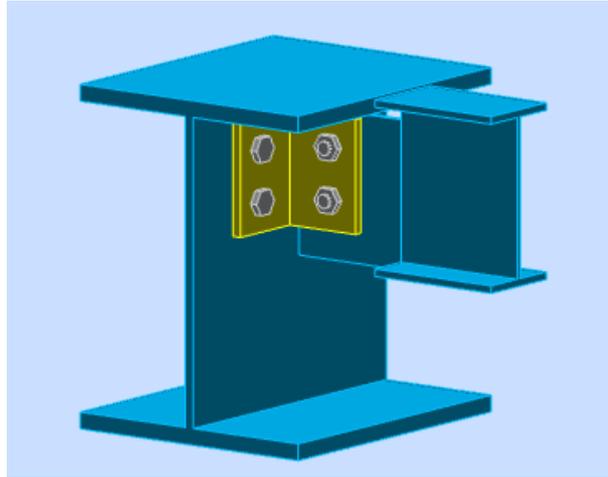


Figure VII. 3: Assemblage 3D.

a. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq F_{vrd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

Section résistante en traction : $A_s = 157 \text{ mm}^2$.

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 1000 \times 157}{1,25} = 75,36 \text{ KN.}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 75,36 = 150,72 \text{ KN.}$$

$V_{sd} = 49,47 \text{ KN} < F_{v,rd} = 150,72 \text{ KN} \Rightarrow$ Donc la condition est vérifiée

b. Vérification de la pression diamétrale

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

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{Tableau. 6.5.3}) [5].$$

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.

f_u : La résistance à la traction des cornières.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min ((0.64 ; 0.86 ; 1.16 ; 1) = 0.64.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 430 \times 18 \times 10}{1,25} = 88,06 \text{ KN.}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 24,735 \text{ KN} < F_{b,rd} = 88,06 \text{ KN} \Rightarrow \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

VII.4. Assemblage des éléments de contreventement

Contreventement X :

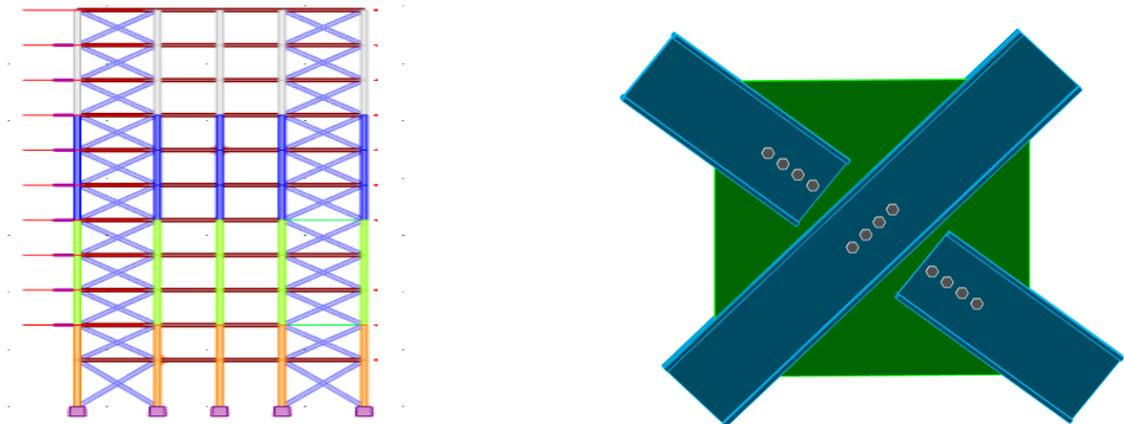


Figure VII. 4: Attache de trois barres de stabilité en X.

- **Effort tranchant**

L'effort tranchant par 2UPN300 est : $V_{sd} = 611,53 \text{ KN}$

- **Diamètre des boulons**

Pour ce type d'assemblage, on a choisi des boulons de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ et de classe 8.8

a. Vérification à la résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} < F_{vr,d}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{vr,d} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{vr.d} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 94,08 \text{ KN}$$

- **Disposition constructive des boulons**

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 22\text{mm}$$

$$1, 2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2, 2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200\text{mm}) \quad 48,8\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1, 5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad 33\text{mm} \leq p_1 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq e_1 \leq \max(14t; 200\text{mm}) \quad 66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 40\text{mm}; \quad p_1 = 60\text{mm}; \quad e_2 = 140\text{mm}; \quad p_2 = 70\text{mm}$$

b-Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{sd} \leq F_{b.rd}$

$$F_{b.rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$F_{b.rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v.sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon

f_u : La résistance à la traction

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0,60; 0,65; 2,9; 1) = 0,60$$

$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times 0,60 \times 430 \times 20 \times 15}{1,25} = 165,12\text{kN}$$

Pour un boulon on a

$$F_{s.d} = \frac{V_{s.d}}{5} = 122,31 \text{ kN} < F_{b.rd} = 165,12\text{kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5. Assemblage Pied de poteau HEA 600

On va traiter cet assemblage manuellement, c'est un assemblage qui lie la base du poteau métallique HEA 450 et le poteau en béton armé.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau HEA 450

$h = 440 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t_f = 21 \text{ mm}$; $t_w = 11,5 \text{ mm}$;

$A = 178,0 \text{ cm}^2$

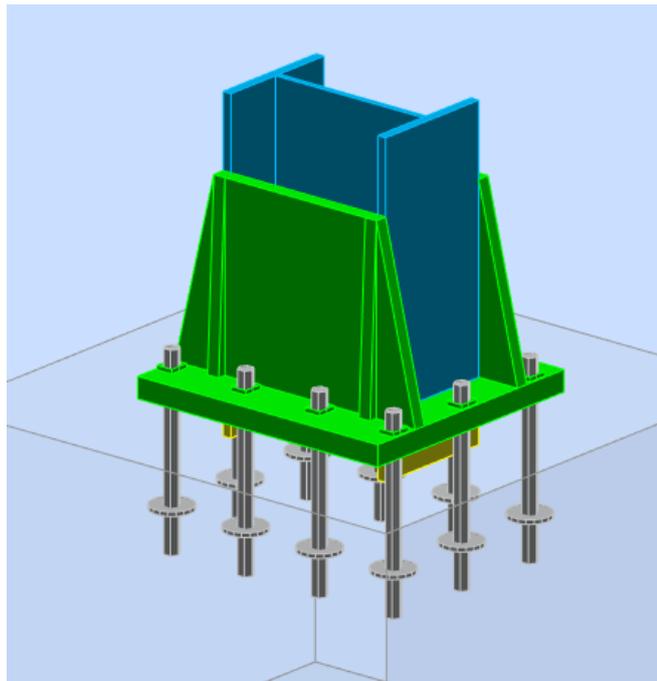


Figure VII. 5: Assemblage pied de poteau 3D.

$l_{pd} = 600$ [mm] Longueur

$t_{pd} = 50$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$s_e = 235.00$ [MPa] Résistance

ANCRAGE

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

Classe = HR 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$d = 36$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 36$ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 200;200$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 220$ [mm]

Plaque d'ancrage

$d = 100$ [mm] Diamètre

$t_{ap} = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$s_e = 235.00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 40$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 48$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BÊCHE

Profilé: HEA 450

$h_w = 100$ [mm] Hauteur

Matériau: ACIER E28

$s_e = 275.00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_r = 105$ [mm] Longueur

$h_s = 440$ [mm] Hauteur

$t_s = 30$ [mm] Epaisseur

SEMELLE ISOLÉE

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

BÉTON

$f_{c28} = 235.00$ [MPa] Résistance

$s_{bc} = 133.17$ [MPa] Résistance

$n = 1.00$ ratio Acier/Béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 10$ [mm] Bêche

$a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N = 2257.18$ [kN] Effort axial

$Q_y = 24.30$ [kN] Effort tranchant

$Q_z = 18.66$ [kN] Effort tranchant

$M_y = 61.12$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_z = 45.43$ [kN*m] Moment fléchissant

RÉSULTATS**VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE**

$p_m \leq K * s_{bc}$	$0.00 < 185.53$	vérifié	(0.00)
-----------------------	-----------------	---------	--------

Vérification de la semelle tendue du poteau

$l_1 =$	150 [mm]		$l_1 = 0.5 * b_{fc}$
$l_2 =$	251 [mm]		$l_2 = p * a_2$
$l_3 =$	166 [mm]		$l_3 = 0.5 * [(b_{fc} - s) + p * a_2]$
$l_4 =$	236 [mm]		$l_4 = 0.5 * (s + p * a_2)$
$l_{eff} =$	150 [mm]		$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$
$N_t \leq l_{eff} * t_{fc} * s_{ec}$	153.82 < 866.25	vérifié	(0.18)

Adhérence

$v =$	300 [mm]	Pince ancrage-bord de la fondation	$v = \min(l_2; 0.5 * (B - \sum e_{vi}); 0.5 * (L - \sum e_{Hi}))$
$N_t \leq p * d * t_s * l_2 + 3 * s_{bc} * p * (r^2 - d^2/4) * (1 - r/v)$	153.82 < 2575.11	vérifié	(0.06)

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$N_t \leq 0.8 * A_s * s_e$	153.82 < 418.30	vérifié	(0.37)
----------------------------	-----------------	----------------	--------

BÊCHE

Béton

$ T_z \leq (1 - 30) * s_{bc} * B$	18.66 < 2796.50	vérifié	(0.01)
$ T_y \leq (1 - 30) * s_{bc} * H$	24.30 < 4101.53	vérifié	(0.01)

Ame

$ T_z \leq f * t * h / \sqrt{3}$	18.66 < 726.70	vérifié	(0.03)
$ T_y \leq f * t * h / \sqrt{3}$	24.30 < 2000.52	vérifié	(0.01)

Semelle

$ T_z \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	18.66 < 11434.50	vérifié	(0.00)
$ T_y \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	24.30 < 3130.88	vérifié	(0.01)

Soudure âme

$ T_z \leq 2/k * f * t * h / \sqrt{3}$	18.66 < 1486.85	vérifié	(0.01)
$ T_y \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	24.30 < 4529.64	vérifié	(0.01)

Semelle

$ T_z \leq 2 * 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	18.66 < 9059.29	vérifié	(0.00)
$ T_y \leq (1 - 30) * s_{bc} * B$	24.30 < 2155.55	vérifié	(0.01)

$$|T_z| \leq 2 \cdot 3 \cdot b \cdot t \cdot f / 1 / (1/h + 1/h_0) \quad |18.66| < 9059.29 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Ame poteau

$$|T_z| \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / 1 / (1/h + 1/h_0) \quad |18.66| < 2000.74 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

$$|T_y| \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / 1 / (1/h + 1/h_0) \quad |24.30| < 4345.59 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

PLATINE

Zone de traction

$$M_{11'} \leq s_e \cdot W \quad 36.92 < 855.34 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

Cisaillement

$$V_{11'} \leq s_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5 \quad 461.45 < 2387.92 \quad \text{vérifié} \quad (0.19)$$

$$t_{pmin} = 9 \text{ [mm]} \quad t_{pmin} = V_{11'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (s_e \cdot b_{pd})$$

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad 50 > 9 \quad \text{vérifié} \quad (0.17)$$

Traction

$$N_t \text{ [daN]} \leq 375 \cdot t_{pd} \text{ [mm]} \cdot [(a_2/a_1) \cdot (s/(s+a_2))] \quad 15381.72 < 16702.64 \quad \text{vérifié} \quad (0.92)$$

RAIDISSEUR

Epaisseur

$$t_r \geq \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3}) \quad 30 > 18 \quad \text{vérifié} \quad (0.60)$$

Soudures

$$a_r \geq \max(a'_r, a''_r) \quad 15 > 4 \quad \text{vérifié} \quad (0.27)$$

POTEAU

Ame

$$t_w \geq 3 \cdot M_m / (s_{ec} \cdot h_r^2) \quad 12 > 1 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

REMARQUES

Epaisseur de la soudure assemblant l'aile du poteau à la platine trop faible 10 [mm] < 10 [mm]

Le segment L2 de la tige est trop court. 300 [mm] < 400 [mm]

REMARQUES

Epaisseur de la soudure assemblant l'aile du poteau à la platine trop faible	10 [mm] < 10 [mm]
Epaisseur de la plaque d'ancrage trop faible	10 [mm] < 16 [mm]
Longueur des raidisseurs trop importante.	650 [mm] > 600 [mm]
Pince ancrage-raisseur trop faible.	110 [mm] < 221 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.92
--	-------	------

CHAPITRE VIII

ETUDE DES ELEMENTS DE

L'INFRA-STRUCTURE

VIII.1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement d'infrastructure. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol

VIII.2. Etude du voile périphérique**• Introduction**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de sous-sol.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec le plancher du sous-sol et les fondations

VIII.2.1. Pré-dimensionnement de voile

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 modifié en 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $e \geq 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.
- Avec B Section du voile.
- L'épaisseur est de : $e=20$ cm.
- La hauteur de voile périphérique = 3,06m.

VIII.2.2. Evaluation des charges

On considère le voile comme étant une dalle pleine reposant sur 4 appuis, supportant les charges horizontales dues à la poussée des terres.

On considère le panneau le plus défavorable : $L_x = 3,06 \text{ m}$; $L_y = 6,1 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1 m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99 [2]**, la charge des poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec:

- Q : contrainte à la base sur une bande de 1 m .
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
- γ : poids spécifique des terres ($\gamma h = 25,0 \text{ kN/m}^3$).
- H : hauteur du voile ($H = 3,06 \text{ m}$).

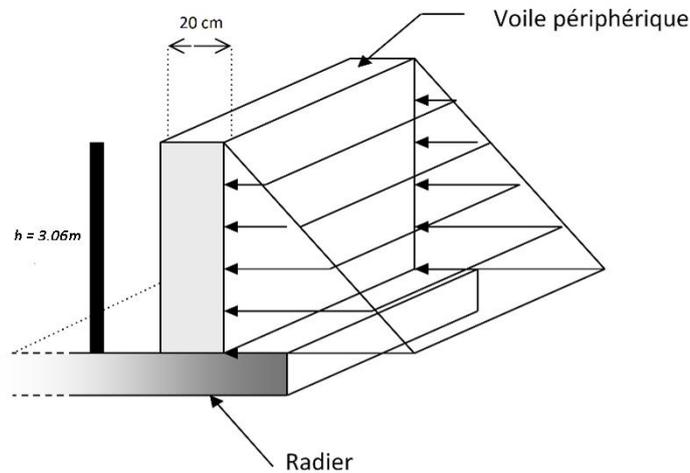


Figure VIII. 1: Ferrailage du voile périphérique

Nous avons d'après le rapport définitif de l'étude de sol :

$$\text{De } 8,50 \text{ à } 9 \text{ m} : \varphi = 12^\circ$$

$$\varphi = 12^\circ \Rightarrow Af(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,68$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 51,5 \text{ kN/ml} \quad Q_u = 1,35Q = 69,54 \text{ kN/ml}$$

a) Calcul des efforts dans la dalle :

$$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,50 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0966 ; \mu_y = 0,2500 ; \begin{cases} M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 62,37 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 15,585 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tableau VIII. 1: Calcul des moments en travée et sur appuis

M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
62,90	53,465	15,73	13,73	-31,45

b) Calcul du ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

Tableau VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kN/m ²)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	53,465	0,117	0,158	16,75	9,106	6T14	10,78	15
	y-y	13,73	0,025	0,041	17,33	2,17	5T12	5,65	20
Appuis	x-x	-31,45	0,069	0,084	17,36	5,21	6T12	4,71	15
	y-y								

c) Vérifications nécessaires:

➤ **Condition de non fragilité:**

Les dalles travaillent dans les deux sens :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ Pour les barres FeE400

$$A_x^{min} = 0,0008 \left[3 - \frac{3,06}{6,10} \right] \frac{100 \times 20}{2} = 1,99 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

- En travée:

$$\begin{cases} A_x = 9,24 > A_x^{min} = 1,99 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 > A_y^{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} A_x = 5,65 > A_x^{min} = 1,99 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 > A_y^{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

d) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 106,22 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 70,93 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x ; T_y) = 106,22 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{106,22 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,56 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

e) Vérifications à l'ELS :

• **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,496 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = 50,66 \text{ kN/ml}$$

Tableau VIII. 3: Calcul des moments en travée et sur appuis

M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
46,583	39,60	11,65	9,91	23,29

f) Vérification des contraintes:

Il faut vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 4: Calcul des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	39,60	6,79	6,957	15	Ok
	y-y	9,91	4,71	2,325	15	Ok
Appuis	x-x	23,29	4,71	5,927	15	Ok
	y-y					

g) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont :

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{10M_0} \qquad 0,5 > 0,21$$

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27a37} \qquad 0,5 > 0,037 \text{ a } 0,027$$

$$\frac{As}{bd} \geq \frac{2}{f_e} \qquad 2,61 \times 10^{-3} > 5 \times 10^{-3}$$

L : la portée entre nus d'appuis.

h : la hauteur totale de la section.

M₀ : le moment isostatique.

M_t : le moment maximal en travée.

A_s : la section de l'armature tendue

F_e : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VIII.2.3: Schemin de ferrailage du voile périphérique

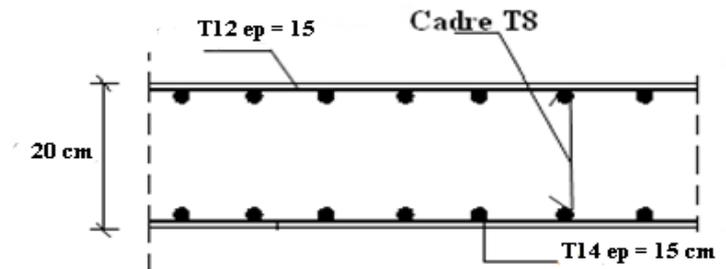


Figure VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique sens z-z.

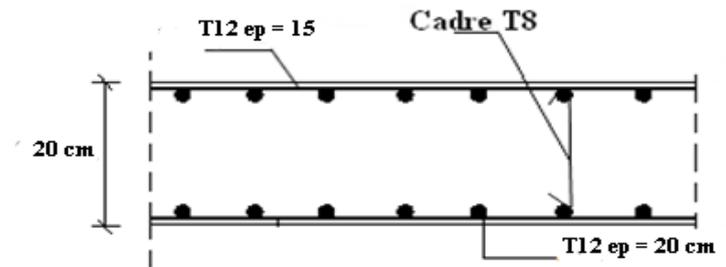


Figure VIII. 3: Ferrailage du voile périphérique sens y-y.

VIII.3. Poteaux mixtes

VIII.3.1 Introduction

Une introduction générale aux poteaux composites, montrant qu'il existe une variété de sections possibles, mais en distinguant deux grandes familles :

Colonnes partiellement ou entièrement revêtues de béton une section creuse remplie de béton.

Comme les poteaux en acier, les poteaux composites offrent les avantages suivants :

- Capacité de charge élevée avec des dimensions de section relativement petites.
- Facilité d'assemblage avec d'autres éléments, notamment les poutres, grâce à la présence de pièces en acier.
- La capacité à se déformer et à présenter un comportement ductile dans le domaine plastique.

VIII.3.2. Méthode des calculs des poteaux mixtes [7]

L'Eurocode 4 présentes deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes :

- **Méthode Générale** : qui impose de prendre explicitement en compte les effets du second ordre et les imperfections. Cette méthode peut notamment s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi d'outils de calcul numérique et ne peut être envisagée que si l'on dispose des logiciels appropriés.
- **Méthode Simplifiée** : utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant ces poteaux.

Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine.
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.
La Méthode Simplifiée est développée ci-après, celle-ci étant en effet applicable à la majorité des cas.

Dans notre cas on va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau totalement enrobé soumis à compression axial.

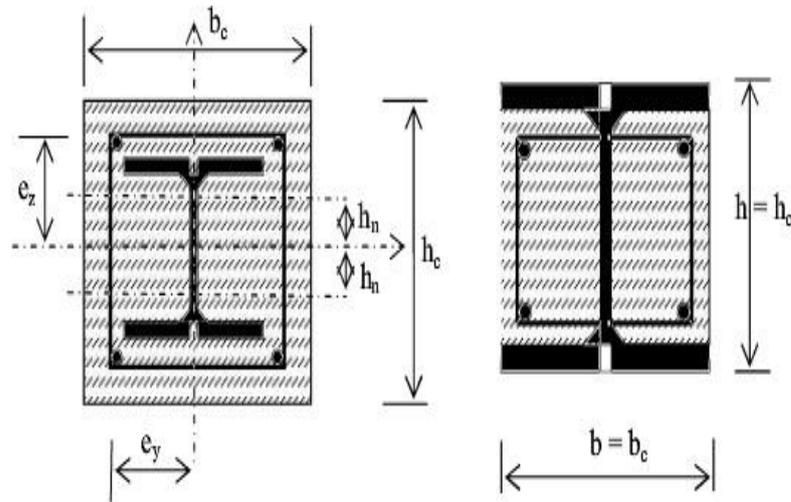


Figure VIII. 4: Poteau partiellement ou totalement enrobé.

On va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau entièrement en robé soumis à la compression axiale

VIII.3.3. Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2et5,0.
- La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, savoir est compris entre 0,2et0,9.
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.
- L'élanement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeurde2,0.
- Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :
 - Dans le sens Y : $40\text{mm} < c_y < 0,4b_c$;
 - Dans le sens Z : $40\text{mm} < c_z < 0,3h_c$;

VIII.3.4. Hypothèse de calcul

a- Pré-dimensionnement du poteau mixte

Pour réaliser un poteau mixte, on utilise généralement quatre matériaux de base :

L'acier de construction, l'acier d'armature ou de renfort, les tôles profilées en acier et le béton. Pour le profilé en acier ont utilisé HEA450

Par l'utilisation de la condition d'enrobage de béton on détermine les dimensions de la section en béton.

- **Section en acier :**

HEA450

- **Béton (C25/30) :**

$$AS \geq 0,3\% AC_{net}$$

$$AS \leq 0,6\% AC_{net}$$

$$AS = 0,5\% AC_{ne}$$

- **Enrobage :**

$$40mm \leq c_y \leq 0,4.b_C$$

$$40mm \leq c_z \leq 0,3.h_C$$

Pour un poteau de (60*60) on aura

$$40mm \leq c_y \leq 240mm$$

$$40mm \leq c_z \leq 180mm$$

$$\text{On prend: } C_y = C_z = 60mm$$

$$h_c = 2.C_y + h_p = 2.60 + 440 = 560mm$$

On prend une section carrée (60.60)

$$0,2 \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Acier profil HEA450 (S275)	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_{Ma} = 1.1$
Béton de section 600 * 600 C 25/30	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 32000 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_c = 1.5$ $\gamma_{Mc} = 1.35$
Armatures 6Ø20 (S400)	$f_{sk} = 400 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1.15$

- **Profilé laminé : HE450A**

HEA450	$h = 440 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	$tw = 11.5 \text{ mm}$
	$A = 178.0 \text{ cm}^2$	$I_y = 63720 \text{ cm}^4$	$I_z = 9465 \text{ cm}^4$
	$W_{pl,y} = 3216 \text{ cm}^3$	$W_{pl,z} = 965.5 \text{ cm}^3$	$tf = 21 \text{ mm}$

• **Section d'armateur :**

$$A_S = 0,5\%[(600 \times 600) - 17800] = 17,11\text{cm}^2$$

Le choix 6T20 A_S choisie = 18,85 cm²

$$c_y = c_z = 60\text{mm}$$

$$\phi_t = \phi/3 = 20/3 = 6.66$$

$$\phi_t = 8\text{ mm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$A_{\text{barre}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi 20^2}{4} = 314.16\text{ mm}^2$$

$$dz_2 = dy_2 = 0$$

$$dz_1 = dy_1 = \left[\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi}{2} + \phi_t + c \right) \right]$$

$$dz_1 = dy_1 = \left[\frac{600}{2} - \left(\frac{20}{2} + 8 + 60 \right) \right] = 222\text{ mm}$$

$$I = N_{\text{barre}} \times [A_{\text{barre}} \times d]$$

$$I_z = 6 \times [314.16 \times 222^2] = 92.90 \times 10^6\text{ mm}^4$$

$$I_y = 4 \times [314.16 \times 222^2] = 61.93 \times 10^6\text{ mm}^4$$

• **Module de plasticité :**

$$W_{pl,y} = A_{\text{barre}} \times d_z = 4[314.16 \times 222] = 278.97 \times 10^3\text{mm}^3$$

$$W_{pl,z} = A_{\text{barre}} \times d_y = 6[314.16 \times 222] = 418.46 \times 10^3\text{mm}^3$$

• **Amateur :**

Armatures 6Ø 20	A = 18.85 cm²	I_y = 61.93 × 10⁶ mm⁴
W_{pl,y} = 278.97 × 10³mm³	W_{pl,z} = 418.46 × 10³mm³	I_z = 92.90 × 10⁶ mm⁴

• **Section béton :**

$$A_C = A_{\text{global}} - A_a - A_S = (600 \times 600) - 17800 - 1885 = 340315\text{mm}^2$$

• **Moment d'inertie :**

$$I_z = \frac{bh^3}{12} - (I_{az} + I_{sz})$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy})$$

$$I_z = \frac{600 \times 600^3}{12} - (94.65 \times 10^6 + 92.90 \times 10^6) = 10.06 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{600 \times 600^3}{12} - (637.2 \times 10^6 + 61.93 \times 10^6) = 10.10 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

- **Module de plasticité :**

$$W_{pl,y} = \frac{bh^2}{4} - (W_{pl,ay} + W_{pl,sy})$$

$$W_{pl,z} = \frac{bh^2}{4} - (W_{pl,az} + W_{pl,sz})$$

$$W_{pl,y} = \frac{600 \times 600^2}{4} - (3216 \times 10^3 + 278.97 \times 10^3) = 50.51 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,z} = \frac{600 \times 600^2}{4} - (965.5 \times 10^3 + 418.46 \times 10^3) = 52.61 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

- **Béton C25/30 :**

Béton de section 600*600	$A = 340315 \text{ mm}^2$	$I_y = 10.10 \times 10^9 \text{ mm}^4$	$I_z = 10.06 \times 10^9 \text{ mm}^4$
	$W_{pl,y} = 50.51 \times 10^6 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 52.61 \times 10^6 \text{ mm}^3$		

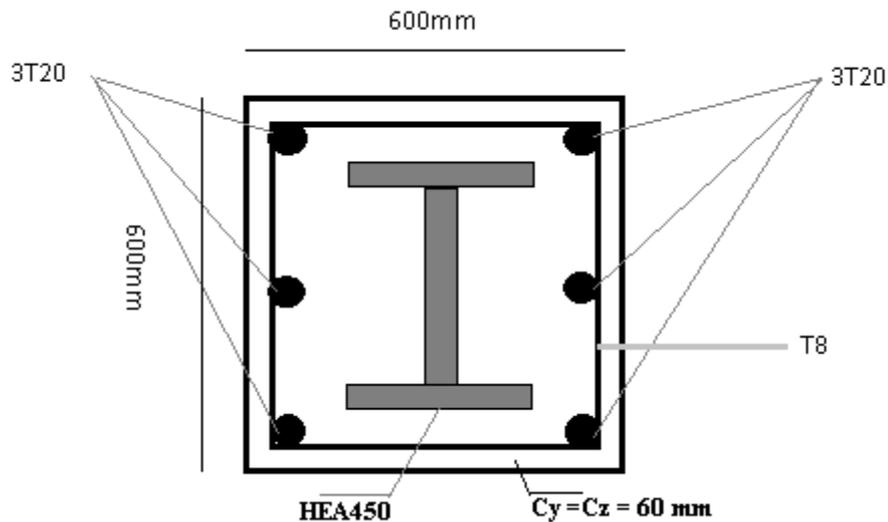


Figure VIII. 5: Dimensions du poteau enrobe.

b- Application de la méthode simplifiée :**1. La section est symétrique selon y et z**

$$\delta = \frac{\frac{17800 \times 275}{1.1}}{9926.781 \times 10^3}$$

$$\delta = 0.45$$

$$0.2 < 0.45 < 0.9$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,19 < 2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,24 < 2$$

$$A_s = 1885 \text{ mm}^2$$

$$0.3\% A_c = 0.3\% \times 340315 = 1020.945 \text{ mm}^2$$

$$6\% A_c = 6\% \times 340315 = 20418.9 \text{ mm}^2$$

$$1020.945 \text{ mm}^2 < A_s = 1885 \text{ mm}^2 < 20418.9 \text{ mm}^2$$

$$0.2 < \frac{h_a}{b_a} = \frac{440}{300} = 1.56 < 5$$

$$- 40 \text{ mm} \leq C_y \leq 0.4 b_c$$

$$c_y = 60 \text{ mm}$$

$$0.4 b_c = 0.4 \times 600 = 240 \text{ mm}$$

$$40 \text{ mm} < c_y = 60 < 240 \text{ mm}$$

$$- 40 \text{ mm} \leq C_z \leq 0.3 h_c$$

$$c_z = 60 \text{ mm}$$

$$0.4 h_c = 0.3 \times 600 = 180 \text{ mm}$$

$$40 \text{ mm} < c_z = 60 < 180 \text{ mm}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable

VIII.3.5. Vérification de la résistance du poteau**a. Résistance plastique à la compression**

$$N_{plRd} = A_a \times f_y / \gamma_a + 0,85 \times A_c \times f_{ck} / \gamma_c + A_s \times f_{sk} / \gamma_s$$

$$N_{plRd} = 17800 \times 275 / 1,1 + 0,85 \times 340315 \times 25 / 1,5 + 1885 \times 400 / 1,15$$

$$N_{plRd} = 9926,781 \text{ KN}$$

b. La rigidité élastique

$$EI = E_a I_a + 0.6 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{Mc}}$$

$$E_{cd} = \frac{32000}{1.35}$$

$$E_{cd} = 23703.70 \text{ N/mm}^2$$

$$EI_y = 2.1 \times 10^5 \times 637.2 \times 10^6 + 0.6 \times 23703.7 \times 10.1 \times 10^9 \\ + 2.1 \times 10^5 \times 61.93 \times 10^6$$

$$EI_y = 2.9 \times 10^{14} \text{ N/mm}$$

$$EI_z = 2.1 \times 10^5 \times 94.65 \times 10^6 + 0.6 \times 23703.7 \times 10.06 \times 10^9 \\ + 2.1 \times 10^5 \times 92.9 \times 10^6$$

$$EI_z = 1.82 \times 10^{14} \text{ N/mm}$$

c. Charge critique :

$$N_{cr} = \pi^2 \times EI / L_f^2$$

$$L_f = \text{poteau encastre - encastre} \rightarrow L_f = 0.7 \times H$$

$$N_{cr_y} = \frac{\pi^2 \times 2.9 \times 10^{14}}{(4080 \times 0.7)^2}$$

$$N_{cr_y} = 3.5 \times 10^8 \text{ N}$$

$$N_{cr_z} = \frac{\pi^2 \times 1.82 \times 10^{14}}{(4080 \times 0.7)^2}$$

$$N_{cr_z} = 2.2 \times 10^8 \text{ N}$$

d. La résistance plastique en compression :

$$N_{plr} = A_a \times f_y + 0,85 \times A_c \times f_{ck} + A_s \times f_{sk}$$

$$N_{plr} = 17800 \times 275 + 0,85 \times 340315 \times 25 + 1885 \times 400$$

$$N_{plr} = 12.88 \times 10^6 \text{ N}$$

➤ **L'élancement réduit :**

L'élancement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{(N_{plrd} / N_{cr})}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{(12,88 \times 10^6 / 3,5 \times 10^8)}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,19 < 0,2 \dots \dots \dots OK \text{ donc } X_y = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{(12,88 \times 10^6 / 2,2 \times 10^8)}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,24 > 0,2 \dots \dots \dots \text{ non vérifie}$$

Il Ya un risque de flambement suivant l'axe z-z seulement où λ_y est supérieure à 0.2

donc calcul de Xz

➤ **La courbe de flambement α_z :**

Profile HEA 450

D'où :

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.46 > 1.2$$

$$t_f = 21\text{mm} < 40\text{mm}$$

$$\Rightarrow \alpha_z = 0.34 \text{ (courbe b)}$$

• **Calcul de ϕ_z :**

$$\phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2)$$

$$\phi_z = 0,5 \times (1 + 0.34 \times (0.24 - 0,2) + 0.24^2)$$

$$\phi_z = 0.536$$

• **Calcul de χ_z :**

$$\chi = 1 / \left[\phi_z + \sqrt{(\phi_z - \lambda_z^2)} \right]$$

$$\chi = 1 / \left[0,536 + \sqrt{(0,536^2 - 0,24^2)} \right]$$

$$\chi = 0.98$$

VIII.3.6. Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale

En ce cas, la sollicitation N de compression simple doit satisfaire à :

$$N_{sd} \leq \chi N_{plrd}$$

➤ **Calcul du N_{sd}**

N_{sd} est l'effort normal total revenant au poteau du deuxième sous-sol le plus défavorable.

$$N_{total} = N_{Rdc} + N_{sous-sol} \quad \text{telle que :}$$

N_{RDC} : L'effort normal revenant au poteau du rez-de-chaussée:

La décente des charges des 10 étages supérieurs et de niveau de la terrasse est donné par logiciel ROBOT en prenant le poteau le plus sollicité.

$$N_u(RDC) = 2257,18\text{KN}$$

➤ L'effort normal dû aux charges des 2 sous-sols :

Prenons le poteau le plus sollicité dont la surface est : $S = 20,54 \text{ m}^2$

Charge permanente(G) = 30,81 KN

Surcharge d'exploitation(Q) = 102,7KN

Tableau VIII. 5: Décence des charges dans les poteaux du sous-sol

Niveau	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN) =1.35G+1.5Q	Nser(KN) =G+Q
Soussol	30,81	102,7	195,65	133.51

$$Nu(\text{sous - sol}) = 195,65KN$$

Donc l'effort normal total revenant au poteau du 2^{ème} sous-sol :

$$N_{total} = 2257,18 + 195.65 = 2452,823KN$$

- **La résistance au flambement**

$$N_{sd} = 2452,823 KN$$

$$N_{sd} \leq 1 \times 9926.78 = 9926.78KN \dots \dots \dots \text{Le poteau est stable.}$$

$$N_{sd} \leq 0.98 \times 9926.78 = 9728.25KN \dots \dots \dots \text{Le poteau est stable.}$$

VIII.3.7. Vérification de la résistance en flexion [7]

- **Selon l'axe (y-y) :**

$$M_{sdy} \leq 0.9 \times U_y \times M_{plrdy}$$

- **La détermination de U_y :**

$$U_y = \frac{X_y X_d}{1 - X_c X_y} \quad \text{si } X_d > X_c$$

$$U_y = 1 - \frac{1 - X_y X_d}{1 - X_c X_y} \quad \text{si } X_d < X_c$$

On doit déterminer la valeur de x_c et x_d :

$$x_d = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}}$$

Avec :

$$N_{sd} = 2452.823KN$$

$$N_{plrd} = 9926.781KN$$

$$x_d = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,247$$

$$x_c = \frac{N_c}{N_{plrd}} \quad \text{avec} \quad N_c = \frac{Ac \times 0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$N_c = \frac{340315 \times 0,85 \times 25}{1.5} = 4821,13 KN$$

$$N_{plrd} = 9926.781 \text{ KN}$$

$$x_c = \frac{4821.13}{9926.781} = 0.485$$

On a $x_d = 0.247 < x_c = 0.485$

$$\rightarrow U_y = 1 - \frac{1 - xyxd}{1 - xcxy}$$

avec:

$$xy = 1 \quad ; \quad xd = 0.247 \quad ; \quad xc = 0.485$$

D'où

$$U_y = 1 - \frac{1 - (1 \times 0,247)}{1 - (0,485 \times 1)}$$

$$U_y = -0.46 < 1$$

$$\rightarrow U_y = 1$$

➤ **Détermination de M_{plrdy}**

$$M_{plrdy} = (w_{pay} - w_{pany}) \frac{fy}{\gamma a} + (w_{pcy} - w_{pcny}) \frac{0.85fck}{2\gamma c} + (w_{psy} - w_{psny}) \frac{fsk}{\gamma s}$$

Avec :

- $w_{pay} = 3216.10^3 \text{ mm}^3$ $1 \text{ Mp} = 1 \text{ N/mm}^2$
- $w_{pcy} = 5,051.10^7 \text{ mm}^3$
- $w_{psy} = 278,97.10^3 \text{ mm}^3$
- $fck = 400 \text{ MPA}$
- $fck = 25 \text{ MPA}$
- $fy = 275 \text{ MPA}$
- $\gamma a = 1.1$
- $\gamma c = 1.5$
- $\gamma s = 1.15$

$W_{pany}, W_{pcny}, w_{psny}$: Modules de résistance plastique des parties

situées dans la zone $2hw$ (Voir formulaire)

➤ **Détermination de la zone 2hv**

Nous avons 3 cas possible :

$$\text{Axe neutre} \left\{ \begin{array}{l} \text{dans l'âme} \\ \text{dans la semelle} \\ \text{has de la section en acier} \end{array} \right.$$

On suppose que :

L'axe neutre se trouve dans l'âme

$$h_N = \frac{Ac \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd})}{2bcf_{cd} + 2tw(2ff_{yd} - f_{cd})}$$

On a:

- $f_{cd} = \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 14.167$
- $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 347.83$
- $f_{sd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 250$

N.B

- $A_{sn} = 0$ (La zone 2hv est inconnue)

$$h_N = \frac{340315 \times 14.167}{2 \times 600 \times 14.167 + 2 \times 11.5(2 \times 250 - 14.167)}$$

$$\text{D'où } h_N = 171.120 \text{ mm}$$

Vérification

$$\begin{aligned} \text{Est-ce que } h_N = 171.120 \text{ mm} &\leq \frac{h}{2} - tf \\ &= \frac{440}{2} - 21 \\ &= 199 \text{ mm} \end{aligned}$$

Donc

$$h_N = 171.12 \text{ mm} < 199 \text{ mm}$$

On confirme que l'axe neutre se trouve dans l'âme.

Détermination de W_{plyan} , W_{plycn} , W_{psn}

- $W_{plyrn} = tw \cdot hn^2$ (voir formulaire)
 $= 11,5 \times 171.12^2$
 $= 336.74 \times 10^3 \text{ mm}^3$

- $W_{psn} = \sum A d_i^2 = 0$ (pas d'armature dans la zone $2h_n$)
- $W_{pcn} = b c h_n^2 - W_{pan} - w_{psn} = 600 \times 171,12^2 - 336,74 \cdot 10^3 - 0$
 $= 17,23 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

D'où

$$M_{plsd_y} = \left[(3216 \times 10^3 - 336,74 \times 10^3) \frac{275}{1,1} + (50,5 \times 10^6 - 17,23 \times 10^6) \frac{0,85 \times 25}{2 \times 1,5} + (278,97 \times 10^3 - 0) \frac{400}{1,15} \right] \times 10^{-6}$$

$$M_{plsd_y} = 1050,95 \text{ KN.m}$$

La vérification :

$$M_{sd_y} = 117,52 \text{ KN.m} \leq 0,9 U_y \cdot M_{plrd_y} = 945,855 \text{ KN.m} \quad \text{Condition Vérifier}$$

➤ **Selon l'axe (z-z) :**

$$M_{sdz} \leq 0,9 \times U_z \times M_{plrdz}$$

- **Détermination de U_z :**

$$U_z = \frac{X_z X_d}{1 - X_c X_z} \quad \text{si } X_d > X_c$$

$$U_z = 1 - \frac{1 - X_y X_d}{1 - X_c X_y} \quad \text{si } X_d < X_c$$

On doit déterminer la valeur de x_c et x_d :

$$x_d = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}}$$

Avec :

$$N_{sd} = 2452,823 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = 9926,781 \text{ KN}$$

$$x_d = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,247$$

- $x_c = \frac{N_c}{N_{plrd}} \quad \text{avec } N_c = \frac{A_c \times 0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c}$

$$N_c = \frac{340315 \times 0,85 \times 25}{1,5} = 4821,13 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = 9926,781 \text{ KN}$$

$$x_c = \frac{4821.13}{9926.781} = 0.485$$

On a $x_d = 0.247 < x_c = 0.485$

$$\rightarrow U_z = 1 - \frac{1 - x y x d}{1 - x c x y}$$

avec:

$$x_z = 0.98 \quad ; \quad x_d = 0.247 \quad ; \quad x_c = 0.485$$

D'où

$$U_z = 1 - \frac{1 - (0.98 \times 0.247)}{1 - (0.485 \times 0.98)}$$

$$U_z = 0 < 1$$

$$\rightarrow U_z = 1$$

➤ **Détermination de M_{plrdy}**

$$M_{plrdy} = (w_{paz} - w_{panz}) \frac{f_y}{\gamma_a} + (w_{pcz} - w_{pcnz}) \frac{0.85 f_{ck}}{2 \gamma_c} + (w_{psz} - w_{psnz}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Avec :

- $w_{paz} = 965,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
- $w_{pcz} = 5,261 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$
- $w_{psz} = 418,46 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
- $f_{ck} = 400 \text{ MPA}$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPA}$
- $f_y = 275 \text{ MPA}$
- $\gamma_a = 1.1$
- $\gamma_c = 1.5$
- $\gamma_s = 1.15$

$$1 \text{ Mp} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$W_{pany}, W_{pcny}, w_{psny}$: Modules de résistance plastique des parties situées dans la zone $2hw$ (Voir formulaire)

➤ **Détermination de la zone $2hw$**

Nous avons 3 cas possible :

$$\text{Axe neutre} \left\{ \begin{array}{l} \text{dans l'âme} \\ \text{dans la semelle} \\ \text{has de la section en acier} \end{array} \right.$$

On suppose que :

L'axe neutre se trouve dans l'âme

$$h_N = \frac{Ac \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd})}{2hc f_{cd} + 2h(2f_{yd} - f_{cd})}$$

On a:

- $f_{cd} = \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 14.167$
- $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 347.83$
- $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 250$

N.B

- $A_{sn} = 0$ (La zone 2h_v est inconnue)

$$h_N = \frac{340315 \times 14.167}{2 \times 600 \times 14.167 + [2 \times 440(2 \times 250) - 14.167]}$$

D'où $h_N = 10.84 \text{ mm}$

Vérification

Est-ce que $h_N \leq \frac{T_w}{2}$

$$\frac{T_w}{2} = \frac{11.5}{2} = 5.75 \text{ mm}$$

Donc $h_N = 10.84 \text{ mm} > 5.75 \text{ mm}$ Condition non vérifié

- L'axe neutre dans la semelle

$$h_N = \frac{Ac \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd}) + (T_w)(2T_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2hc f_{cd} + 4T_f(2f_{yd} - f_{cd})}$$

N.B

- $A_{sn} = 0$ (La zone 2h_v est inconnue)

$$h_N = \frac{340315 \times 14.167 + [11.5 \times ((2 \times 21) - 440) \times ((2 \times 250) - 14.167)]}{2 \times 600 \times 14.167 + [4 \times 21(2 \times 250) - 14.167]}$$

D'où $h_N = 44.932 \text{ mm}$

➤ **Vérification :**

Est-ce que $\frac{b}{2} \geq h_N \geq \frac{T_w}{2}$

$$\frac{T_w}{2} = \frac{11.5}{2} = 5.75 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

Donc

$$150 \text{ mm} > h_N = 44.932 \text{ mm} > 5.75 \text{ mm} \dots \text{Vérfié}$$

- On confirme que l'axe neutre dans la semelle :

Détermination de W_{pazn} , W_{plzcn} , W_{pszn}

$$\begin{aligned} \bullet \quad W_{pazn} &= 2t_f \cdot hn^2 + \frac{(t_w)^2(h-2t_f)}{4} && \text{(voir formulaire)} \\ &= 59.593 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\bullet \quad W_{psn} = \sum A d_i^2 = 0 \text{ (pas d'armature dans la zone } 2hn)$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad W_{pcn} &= hc \cdot hn^2 - W_{pan} - w_{psn} = 600 \times 44,932^2 - 59.593 \cdot 10^3 - 0 \\ &= 11,517 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

D'où

$$M_{plsdz} = \left[(965.5 \times 10^3 - 59.593 \times 10^3) \frac{275}{1.1} + (52.61 \times 10^6 - 11.517 \times 10^5) \frac{0.85 \times 25}{2 \times 1.5} + (418.46 \times 10^3 - 0) \frac{400}{1.15} \right] \times 10^{-6}$$

$$M_{plsdz} = 736.6 \text{ KN.m}$$

La vérification :

$$M_{sdz} = 25.83 \text{ KN.m} \leq 0,9 U_z \cdot M_{plrdz} = 662.94 \text{ KN.m} \quad \text{Condition Vérifier}$$

VIII.4. Etude des fondations [8]**VIII.4.1. Introduction**

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre le sol s'appellent fondations.

a- Définition de fondation:

Une fondation est un élément de la structure qui constitue un appui entre chaque élément porteur (poteau, mur, voile) et le sol d'assise.

b- Rôle d'une fondation

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

c- Les différents types de fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'il supporte dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles.
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes.

d- Critère de choix d'un type de fondation :

Une fondation doit répondre essentiellement à deux critères importants :

- Sécurité vis-à-vis de la rupture du sol.
- Sécurité vis-à-vis du tassement du sol.

Il est évident que l'on doit choisir le mode de fondation le plus économique, mais qui doit impérativement nous assurer la non rupture du sol et un tassement admissible.

e- Facteur intervenant dans le calcul des fondation :

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu lors du calcul des fondations, on peut citer :

- La contrainte du sol (σ_{sol}). 2 bars.
- La classification de sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
- Les efforts transmis à la base

VIII.4.2. Fondation superficielle [8]

Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau de plus bas de la construction et non du terrain naturel.

➤ **Type des fondation superficielles:**

La catégorie des fondations superficielles comporte trois types de fondation :

- **Les semelles isolées** : elles peuvent être carrées, rectangulaire ou circulaires.

- **Les semelles filantes** : les fondations sont de type filant si : $\frac{L}{B} > 10$.

Les semelles filantes, qui sont grandes dans un sens, peuvent supporter soit plusieurs poteaux, soit des murs voiles, parois.

- **Le radier** : c'est une dalle grande dans les deux dimensions conçues en béton armé.

Le radier peut être carré ou rectangulaire.

Le radier peut avoir les dimensions de la structure, comme il peut avoir des dimensions Supérieure à celles de la structure dans ce cas on parle de « Radier avec débords ».

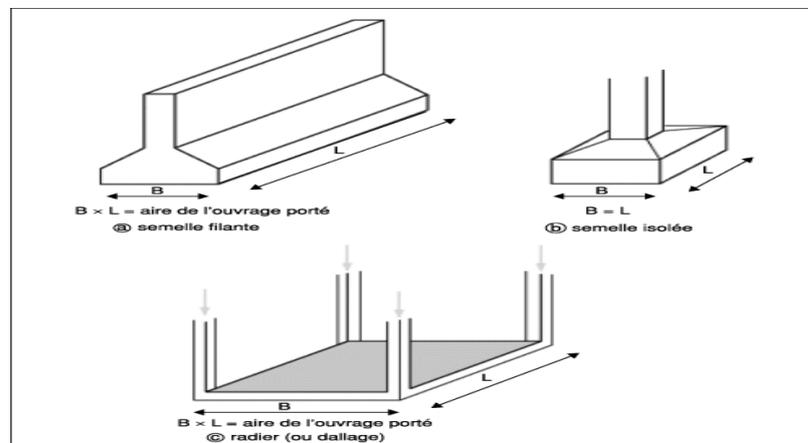


Figure VIII. 6: Les différents types de fondations superficielles.

Les résultats des effort normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant (ETABS 2018) :

Tableau VIII. 6: Les efforts normaux appliqués aux fondations

Élément	N els (KN)	Élément	N els (KN)
C1	368,03	C22	1293,52
C2	334,89	C23	1372,89
C3	328,08	C24	866,638
C4	330,30	C25	1028,47
C5	338,14	C26	992,23
C6	370,90	C27	997,04
C7	805,74	C28	1336,38
C8	960,8	C29	1543,7
C9	1376,31	C30	1061
C10	1362,35	C31	792,02
C11	932,3016	C32	951,83
C12	806,56	C33	1356,11
C13	1041,407	C34	1373,64
C14	1348,75	C35	931,50
C15	1351,7917	C36	807,77
C16	1358,03	C37	369,74
C17	1540,85	C38	335,50
C18	1058,13	C39	328,37
C19	844,31	C40	330,80
C20	973,56	C41	339,60
C21	978,62	C42	376,65

VIII.4.4. Semelle isolée

a- Définition

La semelle isolée est une fondation superficielle, appelée également semelle ponctuelle, son nom lui vient de sa position : elle est isolée par rapport aux autres éléments de fondation. L'utilisation du terme « ponctuelle » fait également référence à la capacité de cette semelle de fondation à reprendre des charges ponctuelles.

La semelle isolée est utilisée pour reprendre des descentes de charges concentrées de poteau. On l'utilise pour réaliser des ouvrages à structure poteaux-poutres.

b- Méthode de calcul

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ses}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_S = N_G + N_Q = 1543,7 \text{ KN}$$

c- Dimension de la semelle

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \rightarrow S = B^2$; Avec $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$.

$$D'ou S_{semelle} \geq \frac{1543,7}{200} \Rightarrow S = 7.7185 \text{ m}^2$$

$$A \geq \sqrt{S_{semelle}} \Rightarrow A = \sqrt{7,72} \Rightarrow A = B = 2,77 = 2,8 \text{ m}$$

La vérification de l'interférence entre deux semelles se traduit par : Il faut vérifier que :

$$L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas , $L_{min} = 3,51 \text{ m} < 1,5 \times 2,8 = 4.2 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifie}$

- **Remarque** : On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors au choix des semelles filantes.

VIII.4.5. Semelle filantes

La semelle filante fait partie des fondations superficielles, destinée à recevoir les murs porteurs, elle se réalise en béton armé dans une tranche continue sur tout le périmètre de la construction.

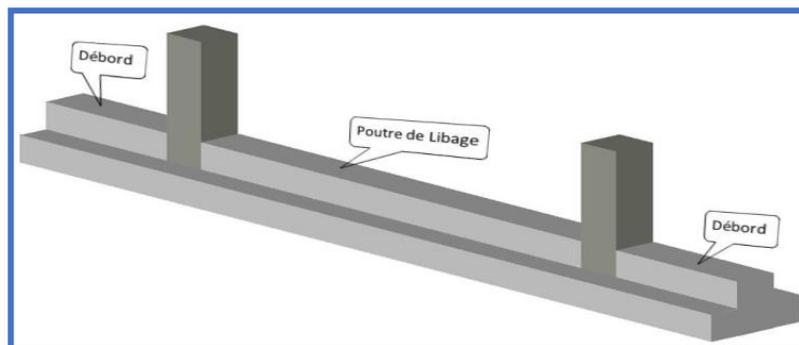


Figure VIII. 8: schémisme de semelle filante.

a- Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b- Méthode de calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$.

Tel que :

N : $\sum N$ de chaque file de poteau.

$S = B \times L$ Avec B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B = \frac{N}{L \times \sigma_{sol}} \quad \Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \text{Selon BAEL91.}$$

⇒ Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VIII. 7: Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	5448	31,42	0,86	1,00	31,42
2	6999	31,42	1,11	1,00	37,704
3	7385,02	31,42	1,17	1,20	37,704
4	6716	31,42	1,07	1,20	37,704
5	5897,56	31,42	0,94	1,20	37,704
6	4881,69	31,42	0,78	1,00	31,42
A	2070,34	21,10	0,49	0,60	12,66
B	6244	21,10	1,48	1,60	33,76
C	7699,17	21,10	1,83	1,85	39,035
D	6430	21,10	1,53	1,60	33,76
E	6958,82	21,10	1,65	1,70	35,87
F	6212,87	21,10	1,47	1,55	32,71
G	2080	21,10	0,49	0,6	12,66
$\sum S$					414,11

c- Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{414,11}{662,92} = 62,4\% > 50\%$$

d- Conclusion:

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VIII.4.6. Radier general**a- Introduction:**

Un radier est une dalle pleine réalisée sur toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées, dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

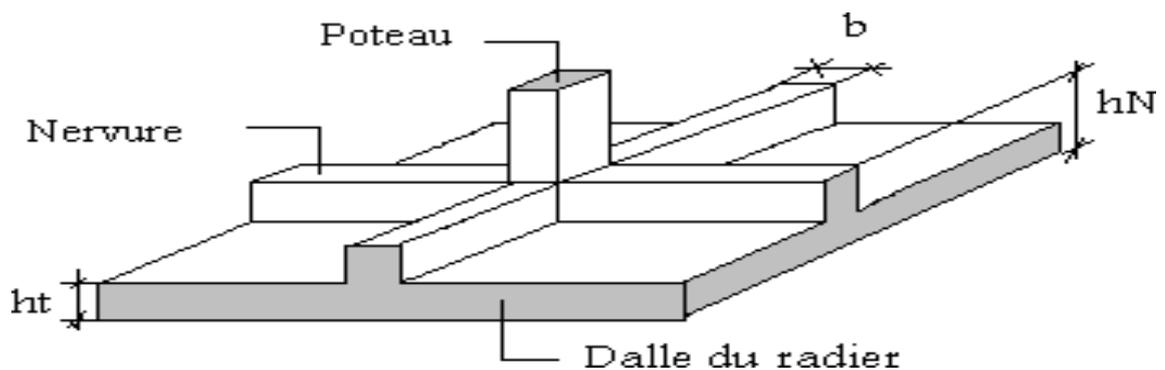


Figure VIII. 9: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.

Donnés:

- Poids propre de la fondation $\approx 10\%$ de G
- $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$
- $K_{sol} = 40 \text{ MPa}$
- $E_{b\acute{e}ton} = 20\,000 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_{b\acute{e}ton} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $FeE400$
- $C_1 = C_2 = 5 \text{ cm}$

b- Surface n\ecessaire:

Pour d\eterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec:

- $N_{ser} = 37695 \text{ kN}$ (Obtenu \a partir de la mod\elisation).
- $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

L'effort normal support\e par le radier est la somme des effort normeaux de la superstructure et du sous-sol.

$$\text{Pour } 1.1 \times N = 1.1 \times 37695 = 41464,78 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$$

$$\text{On trouve : } S_{nec} \geq 207,33 \text{ m}^2$$

- La surface occup\ee par l'ouvrage = $662,96 \text{ m}^2 > S_{nec}$
- Le radier sera pourvu d'un d\ebord minimum de **50 cm**.

$$\text{Donc la surface totale de radier est : } 662,92 + 105,04 \times 0,5 =$$

$$715,48 \text{ m}^2$$

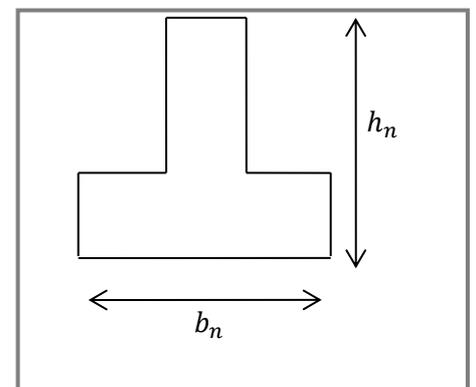


Figure VIII. 10: Section semelle en 'T'.

VIII.4.6.1. Prédimensionnement de radier**a- La dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire:**

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

- L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{max} = 6.10$

$$24.4 \text{ cm} \leq h_1 \leq 30.5 \text{ cm}$$

On prend $h_1 = 30 \text{ cm}$

- **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\begin{matrix} 0,1 f_{c28} \\ 4 \text{ MPa} \end{matrix}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec:

- $T_u = \frac{q \times L}{2}$
- $q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$
- $N_u = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{sous - sol}) = 51689,34$
- $\tau_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{N_u \times L1}{2S_{rad} \times bd} = \frac{N_u \times L}{2S_{rad} \times b(0.9h)} \leq \bar{\tau}$
- $h_2 \geq \frac{N_u \times L1}{2S_{rad} \times b \times 0.9\bar{\tau}} = 16.74 \text{ cm}$

Donc :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 30 \text{ cm}$$

VIII.4.6.2. Dimensionnement de la nervure**1. Condition de coffrage (Largeur de la nervures)**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{610}{10} = 61 \text{ cm}$$

Donc on opte $b=65 \text{ cm}$

2. Hauteur de la nervure:**➤ Condition de la flèche:**

La hauteur des nervures se calcul par la formule qui suit :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_2 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Nous avons : $L_{max} = 6.05 \text{ m}$

$$\Rightarrow 40,6 \text{ cm} \leq h_n \leq 61 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

➤ Condition de la raideure:

On procédera par tâtonnement afin de choisir une inertie de la semelle de telle que la condition : $L \leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfaite.

Tel que :

$$- l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_{sol} \times b n}}$$

- I : Inertie de la section.

- E : module d'élasticité du béton.

- K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$)

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes

⇒ $K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.

⇒ $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.

⇒ $K=12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

- b = : largeur de semelle en contact avec le sol.

- L : Longueur de la nervure.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 4 \left(\frac{2 \times 6100}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 111 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 115 \text{ cm}$$

➤ Conclusion:

On opte donc pour une nervure de hauteur $h_n = 1,15 \text{ m}$

On prend : donc : $h_n \geq \max(h_1; h_2) = 115 \text{ cm}$

VIII.5.6.3. Caractéristique géométrique du radier

- Position du centre de gravité :

$$X_G = 15,71 \text{ m}$$

$$Y_G = 10,55 \text{ m}$$

- Moment d'inertie:

$$I_{xx} = 26147,83 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 56764,56 \text{ m}^4$$

VIII.4.6.4. Vérification nécessaire**1. Vérification au poinçonnement:**

$$Q_u \leq 0,045 * U_c * h t * f_{c28} / \gamma_b \text{ [KN]}$$

Q_u (pt;v): La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime de l'élément de plus sollicité

$$Q_u = 1915,04 \text{ KN}$$

U_c : le périmètre

$$U_c = (A + B + h r * 2) * 2$$

$$U_c = 6,80 \text{ m}$$

$$0,045 * U_c * h t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 7854 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1915,04 \text{ KN} \leq 0,045 * U_c * h t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 7854 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

2. Vérification de la stabilité du radier :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec:

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a:

$$N = 41464,78 \text{ kN}$$

b- Sens x :

$$- M_R = 45178,16$$

$$- B_x = 18,10 \text{ m}$$

Donc:

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 1,05 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 5,275 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c- Sens y:

$$- M_R = 43218,1998 \text{ KN.m}$$

$$- B_y = 31,42$$

Donc:

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 2 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 7,88 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3. Vérification des contraintes sous le radier :

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol

$$\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars.}$$

Les contraintes du sol sont données par :

3.1 Sollicitation du premier genre :

AL'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{41464,78}{715,48} = 57,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 57,95 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN /m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3.2 Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$- \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$- \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$

À L'ELU:

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = 51689,34 \text{ kN}$
- M : Moment de renversement.
- $M_x = 45178,16$
- $M_y = 43218,1998$

Tableau VIII. 8: Contrainte sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	100	45	86,25
Sens y-y	80.37	64.22	76,055
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

À L'ELS:

- $N_s = G + Q = 41464,78 \text{ kN}$
- M : Moment de renversement.

Tableau VIII. 9: Contrainte sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	85,09	30,81	70,77
Sens y-y	65,98	49,92	61,97
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} =$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

❖ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VIII.4.6.5. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

1. Ferrailage de la dalle du radier :**1.1. Méthode de calcul :**

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les

moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Panneau de rive :

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

- Panneau intermédiaire:

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

➤ Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

ELU: $v = 0$

Tableau VIII. 10: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
4,4	6.10	0,72	0,0684	0,4320	86,25	55,24	46,95	23,86	20,28	27,62

ELS: $v = 0.2$

Tableau VIII. 11: Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
4,4	6,10	0,72	0,0684	0,4320	70,77	45,32	38,53	19,57	16,64	22,77

1.2. Calcul du ferrailage:

a) Ferrailage du radier:

Le ferrailage se calcul avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

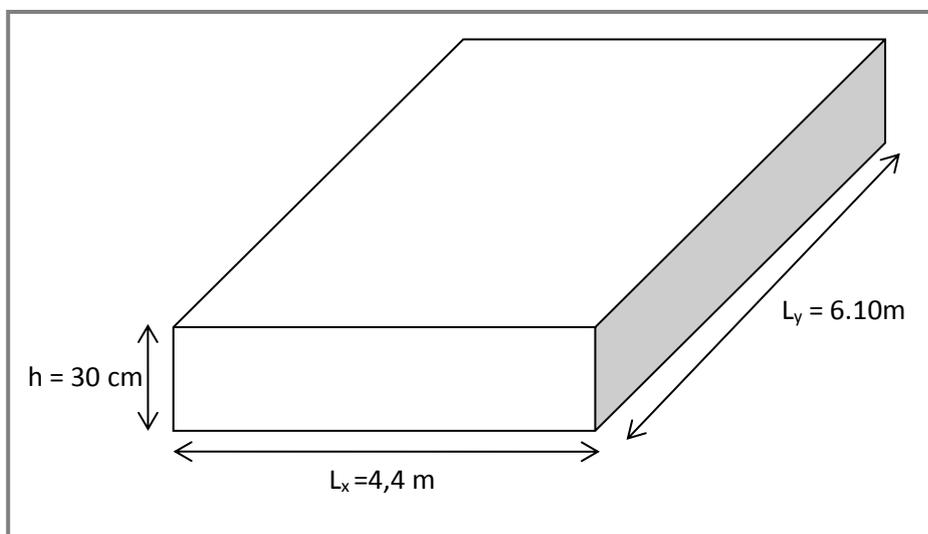


Figure VIII. 11: Schéma du radier.

Les données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14.7 \text{ MPa} ; FeE400 ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

❖ **Section minimale:**

- Sens y-y : $0,08\% bh = 2,4 \text{ cm}^2$
- Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{s \text{ min}} \text{ suivant } y - y) = 2,88 \text{ cm}^2$

Tableau VIII. 12: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	x-x	46,95	0,012	0,022	26,76	8,56	6T14	9,24
	y-y	20,28	0,0058	0,0073	26,92	4,17	6T12	6,79
Appuis	x-x	27,62	0,073	0,0180	26,81	4,71	6T12	6,79
	y-y							

❖ **Espacement:**

- En Travée:

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \text{Min}(\frac{3h}{33\text{cm}}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \text{Min}(\frac{4h}{45\text{cm}}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$

On prend : $esp = 15\text{cm}$

- En Appuis :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < \text{Min}(\frac{3h}{33\text{cm}}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$

On prend : $esp = 15\text{cm}$

b) Vérfication nécessaire:

➤ **Condition de non fragilité:**

$h = 30 \text{ cm} ; b = 100\text{cm}$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

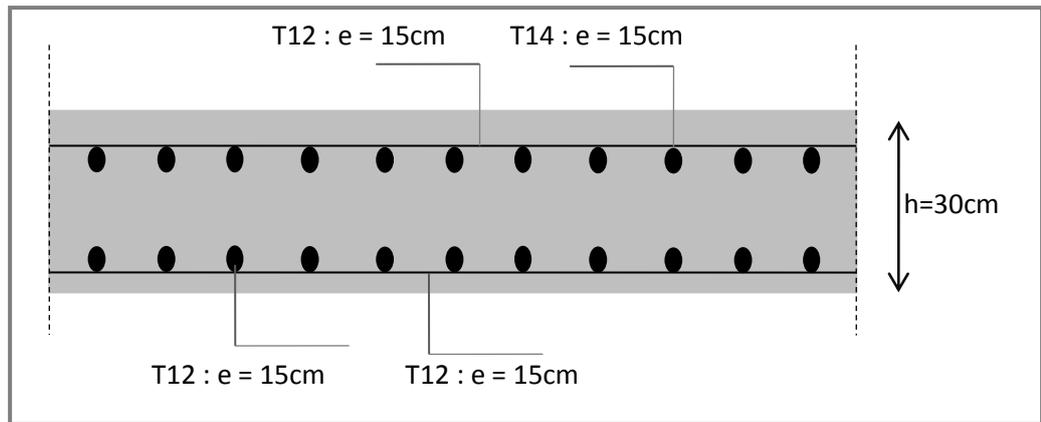


Figure VIII. 12: Ferrailage de la dalle du radier.

c) **Ferrailage des nervures:**

Tableau VIII. 13: Les effort dans 1 m de nervures

ligne	longueur (m)	N_{elu} (KN)	N_{elu}/L
3 (x - x)	31,42	8676,14	276,15
C (y - y)	21,1	9334,08	442,37

❖ **Calcul des efforts:**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

❖ **Calcul des armatures:**

$b = 65\text{cm} ; h = 115\text{ cm} ; d = 103,5\text{ cm}$

➤ Sens porteur (x-x) :

$L = 6,10\text{ m} ; q_u = 276,15\text{ kN/m} ; M_0 = 1284,49\text{ kN}$

Tableau VIII. 14: Ferrailage des nervures sens porteur

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	1091,78	0,111	0,147	97,41	32,22	8T20+4T16	39,27
Appuis	642,23	0,0656	0,085	99,98	18,47	6T20	19,64

➤ Sens non porteur (y-y) :

$$L = 4,4 \text{ m} ; q_u = 442,37 \text{ kN/m} ; M_0 = 1070,54 \text{ kN}$$

Tableau VIII. 15: Ferrailage des nervures sens non porteur

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	909,96	0,095	0,125	98,33	26,61	6T20+4T16	29,45
Appuis	535,27	0,056	0,072	100,52	15,31	6T20	18,85

❖ Vérification nécessaire:

➤ Condition de non fragilité:

$$h = 115 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,03 \text{ cm}^2 < 19,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y'a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures.

Longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses. Pour les bâtiments courants on a $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1.15 = 3.45 \text{ cm}^2 , \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Donc on prend : $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

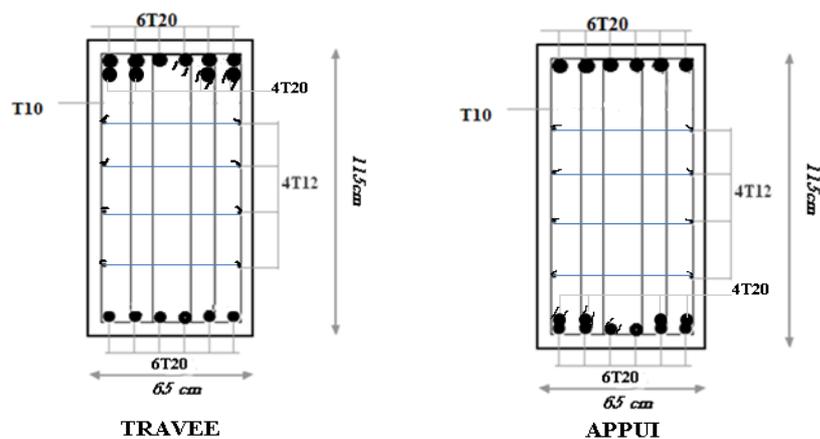


Figure VIII. 13: Ferrailage des nervures.

VIII.4.7. Ferrailage du débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,5 m$, le calcul du ferrailage se fait pour une bande de $1m$ à l'ELU.

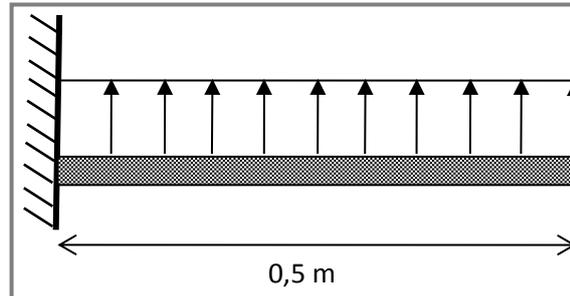


Figure VIII. 14: Schéma statique des débords.

VIII.4.7.1. Calcul du ferrailage

$$q_u = 86,15 \text{ kN/ml} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} , \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 10,77 \text{ kN.m} ; \sigma_s = 434 \text{ MPa}$$

Tableau VIII. 16: Calcul du ferrailage du débord

M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
10,77	0,012	0,015	26,838	1,15	5T12	5,65

On prend : $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$, $S_t = 15 \text{ cm}$

VIII.4.7.2. Vérifications nécessaires:

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{s \min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,86 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,82 \text{ cm}^2$$

On prend : $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$

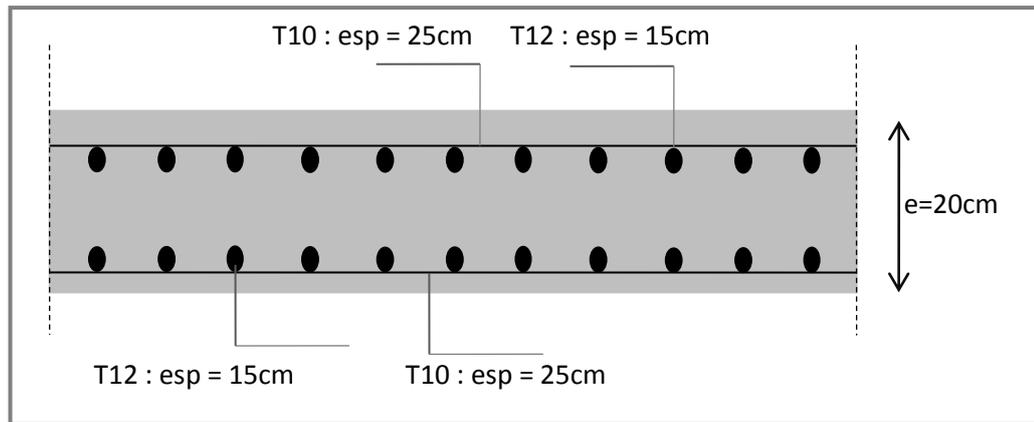


Figure VIII. 15: Ferrailage du débord.

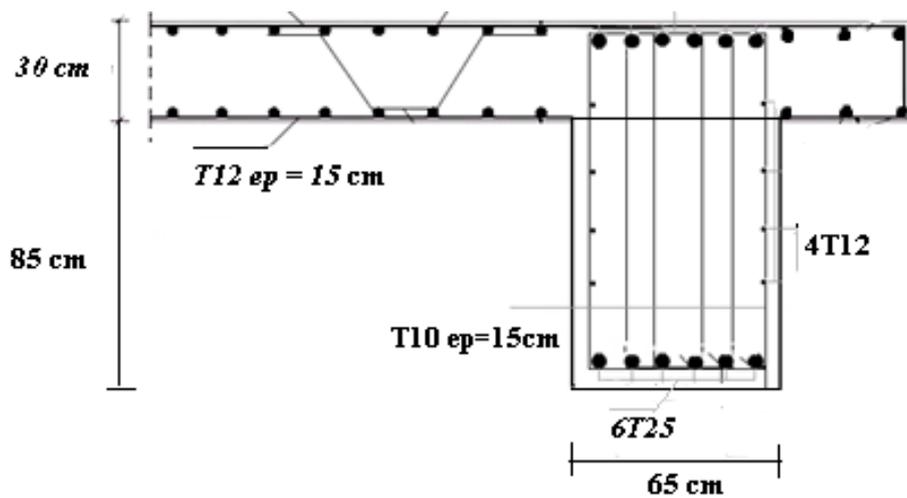


Figure VIII. 16: Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique et débord sur une coupe en travée.

VIII.5. Conclusion

Ce chapitre consiste à calculer les éléments de sous-sol (voile périphérique, poteux) après on a étudié fondation après les calculs nous avons adopté un radier nervuré pour des raisons économiques, les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle du radier.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active.

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous a donné la possibilité de relier toutes nos connaissances théoriques acquises durant cette formation académique en génie civil qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation et d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnements, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fait une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé" Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul,
- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et des certaines méthodes Tel que : Eurocode III et IV, CCM97, RPA99 etc.
- Le vent, comme le séisme, peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Le règlement neige & vent est utilisé pour calculer la pression due au vent.
- L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape
- La chose qui distingue la construction métallique c'est les assemblages, ces derniers doivent être calculés et vérifiés d'une manière claire et explicite tout en respectant les règlements utilisés en Algérie.
- après une étude approfondie des éléments de l'infrastructure, on a opté à un radier général et un voile périphérique pour avoir une boîte rigide.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Les règlements :

- [1] :DTR BC2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- [2] :RNV 2013 : Règlement neige et vent 2013.
- [3] :RPA 99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- [4] :CCM 97 : Règlement de conception et de calcul des structures en acier.
- [5] :EC3 : Calcul des structures en acier.
- [6] :BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé.
- [7] :EC4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- [8] :DTR BC2.331 : Règlement de calcul des fondation superficielles.

Les cours :

- Cours calcul au feu (Master 1) : Mme. M.BERDIAF.
- Cours charpente métallique (Master 1) : Mr. B. MENADI.
- Cours construction mixte (poteaux mixte acier-béton) : Mme. W.Badis
- Cours structure mixte (Master 1) : Mr. A. ZAHAF.
- Cours étude de fondation (Master 1) : Mme. Aouali