

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



*Université de Jijel
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique*

*Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master académique
en génie civil.
Option : structure*

N° : /2022

Thème :

***Etude comparative d'une structure en
charpente métallique et autre en béton armé.***

Présenté par :

Kahoual Djennat

Laouar Ibtissam

jury de soutenance :

Hamaidia Achref Président

Bouzerira cherif Examineur

Mehidi Nessim Encadreur

Date de soutenance : septembre 2022

Promotion : 2021/2022

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie civil et hydraulique

N° : /2022

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie civil

SPECIALITE : Structure

Thème

***Etude comparative d'une structure en charpente
métallique et autre en béton armé.***

Présenté Par : Kahoual Djennat

Laouar Ibtissam

Encadré Par : Mehidi Nassim

Date de soutenance : 09 /2022

Jury de Soutenance

Président : Hamaidia Achref

Grade

MCB

Univ MSB jijel

Encadreur : Mehidi Nassim

Grade

MAA

Univ MSB jijel

Examineur : Bouzerira Cherif

Grade

Professeur

Univ MSB jijel

Promotion :2021 /2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

{بِرَفْعِ الْكَلِمَاتِ الذِّكْرِ آمَنُوا مِنْكُمْ وَالَّذِينَ أُوتُوا الْعِلْمَ وَرَجَعُوا}

Remerciements

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

Nos remerciements aussi **l'encadreur** : **Mr Mehidi -N-**, nous tenons leurs exprimer notre profonde gratitude, pour l'assistance pleine et entière qu'ils n'ont cessé de nous apporter tout au long de l'élaboration de ce projet de fin d'étude. Nous portons ici le témoignage de notre reconnaissance envers leurs modesties, leurs compétences, leurs dévouements, leurs disponibilités, leurs conseils précieux. Et leurs soucis du travail bien fait.

Nous tenons aussi à remercier **les membres du jury** qui ont bien voulu accepter d'examiner ce modeste travail.

Sans oublier à remercier **Chef du Département de Génie Civil** : **Mr TAKOUK-M-**

Nos remerciements s'adressent également à tous **nos enseignants** de la fac de génie civil, qui nous ont enrichi nos connaissances et notre savoir de formation.

Nous tenons à remercier également **Mr BOUZRIRA-Ch-** qui nous a aidé et encouragé de près ou de loin durant la réalisation de ce projet.

Grand remercie à **nos parents, nos familles et nos amis** pour avoir toujours cru en nous.

Nos remercions chaleureusement tous les ingénieurs de **CTC** de la Wilaya de Jijel spécialement **Mr Mouloud, Mr Soufiane**, et aussi tous les bureaux d'études : **Sedira H, Ben Hamioud H, Ben zahra M, Boukchour M, chalal KH** et aussi l'ingénieur **Haid A**, qui ont contribués à notre formation.

Enfin, nous saurons terminer ce remerciement, sans mentionner toute personne ayant participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail et qui est prendre cette étude comme une référence dans les années prochaines.

Djennat et Ibtissam

Dédicace

D'un sentiment plein d'amour, de sincérité et fidélité, je dédie ce travail :

*A celle qui a fait le paradis sous ses pieds, à celle qui m'a inondé du flot de sa tendresse et m'a abreuvé à la source de sa tendresse et de sa sincérité, à que la langue ne peut décrire en prononçant la parole de ma mère, je n'ai pas toujours l'occasion de dire merci et je n'ai pas toujours le courage d'exprimer gratitude, mais il te suffit de savoir ma lumière des yeux que toi as une fille qui attend une chance de t'offrir âme, cœur et yeux un cadeau pour tout ce que tu as donne , que Dieu protège sa vie : mon âme et de mes battements de cœur, **ma chère mère.***

*A ceux qui m'ont inculqué le sens des responsabilités, l'optimisme et la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Vos conseils ont toujours guidé mes pas vers le succès. Je te dois qui je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et tu ne seras jamais déçu. Que Dieu Tout-Puissant vous protège, vous envoie la santé, le bonheur, la tranquillité d'esprit et vous protège de tout mal, **Mon père.** Sans oublie **ma deuxième maman.***

*A mes deux sœurs : **Mouna et Nesrine,** ainsi que leurs maris et leu enfants : **Anes et Lina.***

*A mon âme sœur, qui a un magnifique sourire et un visage pur, au bonheur et à la lumière de la maison, **ma petite sœur : Bouchra.***

A mes chers frères.

*A tous les membres famille **Kahoual.***

*A mon chère amie qui m'encouragé et me soutient toujours **Yousra** ainsi que mon amie **Nesrine** et toute personne que je connais surtout **mon binôme : Ibtissam.***

*Et mes amis : **Fares et Mimou.***

*À tous les étudiants de la promotion **2021/2022***

A tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer.

Djennat Kahoual.

Dédicace

Mes parents, tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte.

Pour la plus belle femme dans ma vie, pour mon espoir, pour la femme qui me donne la vie, le courage pour réussir. À lumière de mes jours, la source de mes efforts, la rose de l'amour, la flamme de mon cour, ma vie et mon bonheur. La femme qui souffre sans me laisse sourire, qui n'a jamais dit non à mes exigences.

À mon adorable mère !

*À l'homme qui m'ont aidé et soutenue durant toutes ces longues années des études, qui m'ont accompagnée durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation. À l'homme de ma vie, mon exemple éternel, celui qui s'est toujours sacrifiée tout sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, que dieu donne une longue et joyeuse vie. **À mon cher père !***

*À qui je souhaite un meilleur avenir, à mes chères sœurs : « **Imane** » et « **Ikrame** », qui n'ont pas sucée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Une dédicace spéciale à mon adorable petite sœur : « **Samahe** », qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour tout la famille je leur souhaite une vie pleine du bonheur et de succès.*

*À l'homme le plus merveilleux de l'amour, à mon soutien moral et source de joie et de bonheur, mon fiancée « **Youcef** ». Je ne dirai pas merci mais je vivrai toujours grâce avec toi.*

*À toute la famille de « **laouar** » et « **mdjrabe** ».*

*À mes très chères amies : **hadjer, ahlam, adila, semaia, nesrine**. À tous les amies que je connu jusqu'à maintenant, sans oublier mon binôme « **Djennet** ». Merci pour leur encouragement durant tout le temps.*

À tout la promotion de Structure 2022.

Enfin, je dédie ce travail à moi-même, grâce à l'envie, la volante, le courage, le sérieux que j'ai pour réaliser et terminer mon travail avec persévérance.

Ibtissam Laouar.

Sommaire

Introduction Générale	01
Présentation générale du projet.....	03

Partie I : Etude d'une structure R+5 en charpente métallique.

Introduction	05
--------------------	----

Chapitre I

Généralités et Présentation du projet.

I.1 Introduction	06
I.2. Présentation du projet.....	06
I.3 Conception de l'ouvrage	07
I.3.1 Conception architecturale.....	07
I.3.2 Conception structurale	07
I.3.3 Contreventement	07
I.3.4 Planchers	09
I.3.5 Assemblages.....	10
I.3.6 Fondation.....	12
I.3.7 Escalier.....	13
I. Regles de calcul.....	13
I.5 Propriétés des aciers laminés	13
I.6 Caractéristique mécanique des matériaux utilisés	14
I.6.1 Acier	14
I.6.2 Bac d'acier	14
I.6.3 Béton armé	15
I.7 logiciels utilisés.....	15

Chapitre II

Evaluation des charges.

II.1 Introduction.....	16
II.2 Charges permanentes et d'exploitations.....	16
II.2.1 Plancher terrasse.....	17
II.2.2 Plancher étage courant.....	17
II.2.3 Cloisons extérieurs : (double murette)	18
II.2.4 L'acrotère	19
II.3 Actions variables : (charges climatiques)	19
II.3.1 Effet du vent.....	19
II.3.1.1 Introduction.....	19
-Direction V1 du vent.....	24
-Direction V2 du vent.....	31
II.3.2 Effet de la neige.....	38
II.3.3 Effet de la variation de la température.....	39
II.4 Conclusion.....	39

Chapitre III

Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.

III.1 Introduction.....	40
III.2 Pré dimensionnement de la poutraison.....	40
III.2.1 Principe de calcul.....	40
III.2.2 Pré dimensionnement des solives.....	41
Pré-dimensionnement des solives selon CM66.....	48
Pré-dimensionnement des solives selon l'EUROCODE.....	53

III.2.3 Pré dimensionnement des poutres principales (sommier)	51
Pré dimensionnement des poutres principales (sommier) selon CM66.....	51
Pré dimensionnement des poutres principales selon l'EUROCODE-3.....	56
III.3 Descente de charge.....	59
III.3.1 Pré-dimensionnement des poteaux selon L'EUROCODE 3.....	62
III.2.1 Pré-dimensionnement des poteaux selon CM66.....	64
III.4 Tableau récapitulatif des sections des éléments.....	67

Chapitre IV

Etude des éléments secondaires.

IV.1 Introduction.....	68
IV.2 L'acrotère.....	68
IV.2.1 Evaluation des charges.....	68
IV.2.2 Calcul des sollicitations.....	69
IV.2.3 La position de centre de pression.....	69
IV.2.4 Ferrailage de l'acrotère.....	72
IV.3 Les escaliers.....	77
IV.3.1 Nombre des marches.....	78
IV.3.2 Conception d'une marche	79
IV.3.3 L'inclinaison de la paillasse.....	79
IV.3.4 Calcul et dimensionnement des escaliers	80
IV.4 Conclusion.....	85

Chapitre V

Etude des planchers mixtes.

V.1 Introduction.....	86
V.2 Calcul de la dalle mixte.....	86
V.2.1 Vérification de la dalle mixte.....	86
V.2.2 Calcul de la dalle mixte.....	87
V.2.3 Dimensionnement de la poutraison.....	87
V.3 Calcul de ferrailage de la dalle	95
V.4 L'étude des connecteurs.....	98

Chapitre VI

Etude sismique.

VI.1 Introduction.....	103
VI.2 Objectif de l'étude sismique.....	103
VI.3 Choix de la méthode de calcul.....	104
VI.3.1 Méthode statique équivalente.....	104
VI.3.2 Méthode dynamique modale spectrale.....	105
VI.3.3 Méthode d'analyse dynamique par l'accélélogramme.....	106
VI.3.4 Choix de la méthode de calcul de notre structure.....	107
VI.4 Classification d'ouvrage selon RPA99 version 2003.....	107
VI.5 La période fondamentale théorique.....	111
VI.6 le poids totale de la structure.....	113
VI.7 Vérification règlementaire.....	114
VI.7.1 Caractéristique géométrique et massique e la structure.....	114
VI.7.2 Calcul d'excentricité théorique	115
VI.8 Vérification de l'effort sismique.....	116

VI.9 Modélisation par brochette	117
- Distribution des forces sismiques selon la hauteur.....	117
- Distribution de l'effort tranchant selon hauteur.....	119
VI.10 Comparaison entre les forces sismiques et celles due au vent.....	121
VI.11 Conclusion.....	121

Chapitre VII

Analyse de la structure.

VII.1 Introduction.....	123
VII.2 Modalisation de la structure.....	123
VII.2.1 Présentation du logiciel ROBOT.....	123
VII.2.2 Pourquoi le ROBOT ?.....	124
VII.2.3 Modalisation de notre structure.....	124
VII.2.4 Modalisation de la masse	124
VII.2.5 Nombre de mode a considèrè.....	124
VII. 3 L'analyse dynamique de la structure par ROBOT.....	125
VII.3.1 Résultats de la calcul modale.....	125
VII.4 Vérification des déplacements latéraux inters étages	126
VII.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ	129
VII. 6 Justification de la stabilité de renversement.....	130
VII. 7 Vérification des diagonales de contreventement.....	131
VII. 8 Conclusion.....	133

Chapitre VIII

Etude des assemblages.

VIII.1 Introduction	135
VIII.2 Rôle des assemblages	135
VIII.3 Fonctionnement des assemblages.....	136

VIII.4 Précaution constructive	136
VIII.5 Calcul des assemblages.....	137
VIII.5.1 Caractéristiques mécanique des boulons.....	137
VIII.5.2 Principes Généraux.....	137
VIII.5.3 Calcul des assemblages articulés.....	141
VIII.5.4 Calcul des assemblages rigides.....	145
VIII.5.5 Assemblage de palée de stabilité (palée en X" UPE 270").....	150

Chapitre IX

Calcul des tiges d'ancrages.

IX.1 Introduction	153
IX.2 Définitions	153
IX.2.1 La platine d'extrémité	153
IX.2.2 Les tiges d'ancrage	153
IX.2.3 La bêche	154
IX.2.4 La contre platine	154
IX.3 Le calcul des tiges d'ancrage	154
IX.3.1 Plaque d'assise.....	154
IX.3.2 Les tiges d'ancrages	156

Chapitre X

Etude des fondations.

X.1 Introduction	159
X.2 Définition	159
IX.3 Rappel	159
X.4 Choix des fondations.....	160
X.5 Dimensionnement des semelles.....	160

X.5.1 Dimensionnement des semelles sous poteaux	160
X.6 Calcul des semelles isolées	163
Conclusion générale.....	173

Partie II : Etude d'une structure R+5 en béton armé.

Introduction	174
--------------------	-----

Chapitre I

Présentation du projet et Caractéristiques mécaniques des matériaux.

I.1 Présentation du projet	175
I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux	176
I.2.1 Le Béton	176
I.2.1.1 Dosage de béton	176
I.2.1.2 Résistance du béton	176
I.2.1.3 Contrainte admissible	179
I.2.2 Aciers	181
I.2.2.1 Types d'acier	182
I.2.2.2 Caractéristiques mécanique	182
I.2.2.3 Contraintes limites de calcul	183
I.3 Actions et sollicitations	184
I.3.1 Actions	184
I.3.2 Sollicitations.....	184
I.4 Règlements et normes utilisés.....	185

Chapitre II

Pré dimensionnement, évaluation et descente des charges.

II.1 Introduction.....	186
II.2 Pré dimensionnement des poutres	186
II.2.1 Poutres longitudinale (principale)	187
II.2.2 Poutres transversale (secondaire).....	188
II.3 Pré dimensionnement des poteaux	189
II.4 Pré dimensionnement des plancher	190
II.4.1 Dalle Pleine.....	191
II.5 Pré dimensionnement des escaliers	193
II.5.1 Volée d'escalier de l'étage courant + RDC	193
II.6 Pré dimensionnement du balcon.....	195
II.7 Pré dimensionnement des voiles.....	195
II.8 Pré dimensionnement de l'acrotère.....	196
II.9 Evaluation des charges et surcharges.....	197
II.9.1 Les Planchers.....	197
II.9.2 Les balcons.....	197
II.9.3 Les Murs.....	198
II.9.4 Les escaliers	199
II.10 Descente des charges	200
II.10.1 Les charges réglementaires	201

Chapitre III

Etude des éléments Secondaires.

III.1 Introduction	206
III.2. Acrotère	206
III.3. Les plancher	206

III.3.1 Dalle pleine.....	207
III.3.1.1 méthode de calcul.....	207
III.4 L'ascenseur.....	226
III.4.1 Dalle d'ascenseur.....	226
III.4.1.1 Dimensionnement.....	226
III.5 Les escaliers.....	231
III.5.1 Escalier étages courants	232
III.5.2 Etude de la poutre palier	253
III.6 Les balcons.....	257
III.7 Conclusion	264

Chapitre IV

Etude sismique.

IV.1 Introduction.....	265
IV.2 Choix de la méthode de calcul pour notre structure	265
IV.3 Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003.....	265
IV.4 Modalisation de la structure	266
IV.4.1 Modalisation de la structure par logiciel ETABS V 9.7.0.....	266
IV.4.2 Modalisation de la structure par logiciel ROBOT.....	269
IV.5 L'analyse dynamique de la structure par les deux logiciels.....	269
IV.5.1 Spectre de réponse de calcul.....	269
IV.5.2 Disposition des voiles.....	270
IV.5.3 Résultat de calcul modal	271
IV.6 La période fondamentale théorique.....	276
IV.7 Le poids totale de la structure.....	277
IV.8 Vérifications réglementaires.....	277
IV.8.1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure	277
IV.9 Vérification de l'effort sismique.....	278
IV.10 Modélisation par brochette.....	279
VI.11 Justification vis à vis de l'effet P- Δ	286

VI.12 Justification de la stabilité au renversement	288
IV.13 Conclusion	288

Chapitre V

Ferraillage des éléments de contreventements.

V.1 Introduction.....	290
V.2 Ferraillage des portiques.....	291
V.2.1 Ferraillage des poutres	291
V.2.1.1 Schéma de ferraillage	301
V.2.2 Ferraillage des poteaux	302
V.2.2.1 Recommandation du RPA99/version 2003.....	302
V.2.2.2 Calcul de ferraillage	303
V.2.2.3 Vérification de ferraillage.....	303
V.2.2.4 Schéma de ferraillage	307
V.2.3 Ferraillage des voiles.....	308
V.2.3.1 Calcul du ferraillage vertical.....	310
V.2.3.2 Etude des sections.....	310
V.2.3.3 Ferraillage des voiles.....	312
V.2.3.4 Schéma de ferraillage des voiles	318
V.2.3.5 Ferraillage des voiles d'ascenseur	320
V.2.3.6 Schéma de ferraillage des voiles d'ascenseur	322
V.3 Conclusion	323

Chapitre VI

Etude des fondations.

VI.1 Introduction	322
VI.2 Fonction des fondations.....	322
VI.3 Classification des fondations	322
VI.4 Choix des fondations.....	323

VI.5 Types des semelles	323
VI.6 Radier générale	326
VI.6.1 Pré dimensionnement du radier nervuré	326
VI.6.2 L'épaisseur du radier	327
VI.6.3 Nervure	327
VI.6.4 vérification du poinçonnement	329
VI.6.5 Caractéristiques géométriques du radier	330
VI.6.6 Vérification de la stabilité du radier.....	332
VI.7 Ferrailage du radier	334
VI.8 Calcul des nervures	339
VI.8.1 Présentation du logiciel SAFE 16.0.1.....	339
VI.8.2 Modélisation de radier par ROBOT.....	340
VI.8.3 Ferrailage longitudinale.....	341
VI.8.4 Schéma de ferrailage.....	340
VI.9 Conclusion	346
Conclusion.....	347

Partie III : Etude comparative.

Introductions et généralités	348
------------------------------------	-----

Chapitre I

Calcul de métré.

I.1 Introduction	351
I.2 Mode de mesure	351
I.3 Etablissement devis quantitatif et estimatif en prix sec	352
I.3.1 Calcul des quantités des ouvrages	352

I.4 Calcul de métré	353
I.4.1 structure en charpente métallique	353
I.4.2 Structure en béton armé.....	355
I.5 Estimation de coût	359
I.6 Comparaison entre les deux structures	358
I.6.1 Comparaison des coûts	358
I.6.1 Comparaison de délais	359
I.7 Conclusion et recommandations	360

Chapitre II

Influence de la réponse dynamique sur les deux structures.

II.1 Introduction	361
II.2 Interprétation des résultats obtenus	361
II.2.1 Les résultats obtenus de la structure en béton armé	361
II.2.2 Les résultats obtenus des structures en charpente métallique et en béton armé....	369
Conclusion	379
Conclusion générale.....	381

Liste des Figures

Partie I : Etude d'une structure R+5 en charpente métallique.

Chapitre 01 :

Figure I.1 Vue en 3D.

Figure I.2 Portique sens X.

Figure I.3 Portique.

Figure I.4 Vue éclatée d'un plancher mixte.

Figure I.5 Assemblage poutre-poteau

Figure I.6 Assemblage sommier-solive.

Figure I.7 Assemblage pied poteau.

Figure I.8 Fondation.

Figure I.9 Les escaliers.

Chapitre 02 :

Figure. II.1 Plancher terrasse.

Figure. II.2 Plancher étage courant.

Figure.II.3 Cloison extérieur et de répartition.

Figure II.4 Acrotère.

Figure.II.5 Directions de vent.

Figure.II.6 Force de résultante R.

Figure.II.7 Répartition de la pression dynamique.

Figure.II.8 Répartition de la pression dynamique.

Figure.II.9 Légende pour les parois verticales.

Figure.II.10 Coefficient de pression extérieur C_{pe} pour les parois verticales.

Figure.II.11 Légende pour la terrasse.

Figure.II.12 Coefficient de pression extérieur C_{pe} pour la terrasse.

Figure.II.13 Pression sur les zones D, E, F, G, H et I.

Figure.II.14 Action d'ensemble.

Figure. II 15 L'excentricité de la force globale horizontale F_w

Figure.II.16 Légende pour les parois verticales.

Figure.II.17 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

Figure.II.18 Légende pour la terrasse.

Figure.II.19 Valeurs de C_{pe} pour la terrasse.

Figure.II.20 Pression sur les zones D, E, F, G, H et I.

Figure.II.21 Action d'ensemble.

Figure.II.22 L'excentricité de la force globale horizontale F_w

Chapitre 03 :

Figure.III.1 Schéma statique de la solive la plus sollicitée.

Figure.III.2 Chargement sur la solive.

Figure.III.4 Schéma statique du sommier le plus sollicité.

Figure.III.5 Chargement sur le sommier.

Figure.III.6 Chargement sur le sommier.

Figure III.6 Les coupes.

Chapitre 04 :

Figure.IV.1 Coupes transversales de l'acrotère.

Figure. IV.2 Schéma de ferrailage.

Figure. IV.3 Présentation de l'escalier.

Figure.IV.4 Schéma statique de l'escalier.

Figure.IV.5 Schéma statique de l'escalier volée 2.

Figure.IV.6 Schéma statique de l'escalier volée 3.

Chapitre 05 :

Figure.V.1 Plancher mixte.

Figure.V.2 Dalle collaborant.

Figure.V.3 Diagramme des contraintes de la flexion simple.

Figure.V.4 Diagramme des contraintes de retrait.

Figure.V.5 Dalle mixte.

Figure.V.6 Diagramme des contraintes de flexion.

Figure.V.7 Diagramme des contraintes finales.

Figure.V.8 Les connecteurs.

Figure.V.9 Types des connecteurs.

Figure V.10 Les dimensions d'un connecteur.

Figure V.11 Dimension de la tôle profilée et connecteur.

Figure V.12 Espacement entre connecteurs.

Chapitre 06 :

Figure VI.1 Spectre de réponse.

Figure VI.2 La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y.

Figure.VI.3 Comparaison entre les forces sismiques et celles dues au vent.

Chapitre 07 :

Figure VII.1 Vue en 3D de la structure.

Figure VII.2 Déplacement longitudinale du portique sens X.

Figure VII.3 Déplacement longitudinale du portique sens Y.

Figure VII.4 Déplacements de chaque niveau dans les deux sens X et Y.

Figure VII.5 Caractéristiques des profilés.

Chapitre 08 :

Figure VIII.1 Schéma d'assemblage.

Figure VIII.2 Disposition des boulons.

Figure VIII.3 Schéma d'assemblage.

Figure VIII.4 Les distances d_i

Figure VIII.5 Schéma d'assemblage.

Figure VIII.6 Résultat.

Figure VIII.7 Schéma d'assemblage.

Figure VIII.8 Résumé.

Chapitre 09 :

Figure IX.1 Les tiges d'encrage.

Figure IX.2 Surface en compression sous la plaque d'assise.

Figure IX.3 Les tiges d'encrages.

Chapitre 10 :

Figure X.1 Semelle isolée.

Figure X.2 Vue d'une semelle.

Figure X.3 Résultat ROBOT.

Figure X.4 Ferrailage des semelles.

Figure X.5 Vue de la semelle.

Figure X.6 Résultat ROBOT.

Figure X.7 Ferrailage des semelles.

Partie II : Etude d'une structure R+5 en béton armé.

Chapitre 01 :

Figure I.1 Vue 3D

Figure I.2 Diagramme parabole-rectangulaire du béton

Figure I.3 Diagramme linéaire de contrainte-déformation

Figure I.4 Types d'acier

Figure I.5 Diagramme Contraintes Déformations de l'acier

Chapitre 02 :

Figure II.1 Section de la poutre Principale

Figure II.2 Section de la poutre secondaire

Figure II.3 Charge de la dalle

Figure II. 4 Escalier : palier-paillasse

Figure II.5 Dimensions du voile

Figure II.6 Dimension de la section revenant au poteau central

Figure II.7 Les coupes.

Chapitre 03 :

Figure III.1 Dalle pleine

Figure III.2 les moments dans les panneaux

Figure III.3 Schéma de ferrailage d'un panneau intermediaire (terrace)

Figure III.4 Schéma de ferrailage d'un panneau de rive (terrace)

Figure III.5 Schéma de ferrailage d'une panneau intermediaire (etage)

Figure III.6 Schéma de ferrailage d'un panneau de rive (etage)

Figure III.7 Schéma de ferrailage de dalle d'ascenseur

Figure III.8 Schéma statique d'escalier

Figure III.9 charge sur l'escalier

Figure III.10 Charge équivalente

Figure III.11 Ferrailage d'escalier (1^{er} volée)

Figure III.12 Schéma statique d'escalier

Figure III.13 Schéma statique d'escalier

Figure III.14 Charge équivalente

Figure III.15 Ferrailage d'escalier (2^{eme} volée)

Figure III.16 Schéma statique d'escalier

Figure III.17 charge d'escalier

Figure III.18 Charge équivalente

Figure III.19 Ferrailage d'escalier (3^{eme} volée)

Figure III.20 Section creuse

Figure III.21 Dimensions du balcon encastrés trois côtés

Figure III.22 Résultat selon le SOCOTEC

Figure III.23 : Ferrailage du balcon encastré sur trois côté

Chapitre 04 :

Figure IV.1 Vue en 3D de la structure par ETABS

Figure IV.2 Vue en 3D de la structure par ROBOT

Figure IV.3 Spectre de réponse

Figure IV.4 disposition des voiles

Figure IV.5 Premier mode de déformation (translation suivant x

Figure IV.6 Deuxième mode de déformation (translation suivant y)

Figure IV.7 Troisième mode de déformation (rotation suivant z)

Figure IV.8 Premier mode de déformation (translation suivant x

Figure IV.9 Deuxième mode de déformation (translation suivant y)

Figure IV.10 Troisième mode de déformation (rotation suivant z)

Figure V1.11 Distribution de l'effort sismique selon la hauteur (ETABS)

Figure V1.12 Distribution de l'effort sismique selon la hauteur(ROBOT)

Figure VI.13 La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y(ETABS)

Figure VI.14 La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y(ROBOT)

Figure IV.15 Déplacements de chaque niveau dans les deux sens X et Y(ETABS)

Figure IV.16 Déplacements de chaque niveau dans les deux sens X et Y(ROBOT)

Chapitre 05 :

Figure V.1 Schéma de ferrailage des poutres longitudinales

Figure V.2 Schéma de ferrailage des poutres transversales

Figure V.3 Schéma des Ferrailages des poteaux 60×75

Figure V.4 Schéma des Ferrailages des poteaux 30×30

Figure V.5 Section transversale du voile

Figure V.6 Section partiellement comprimée

Figure V.7 Section entièrement comprimée

Figure V.8 Section entièrement tendue

Figure V.9 Vue en plan des voiles existants

Figure V.10 Schéma de ferrailage V_{x1}

Figure V.11 Schéma de ferrailage V_{x2}

Figure V.12 Schéma de ferrailage V_{x3}

Figure V.13 Schéma de ferrailage V_{y1}

Figure V.14 Schéma de ferrailage voile Asc_1 ; Asc_3

Figure V.15 Schéma de ferrailage voile Asc_2

Chapitre 06 :

Figure.VI.1 Semelle isolée sous poteau

Figure VI.2 Semelle filante

Figure VI.3 Schéma Statique du radier

Figure VI.4 Schéma du radier sous SOCOTEC

Figure VI.5 Schéma du débord

Figure VI.6 schéma de ferrailage débordement

Figure VI.7 diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 2016

Figure VI.8 Ferrailage des nervures : sur appuis

Figure VI.9 Ferrailage des nervures : en travée

Partie III : Etude comparative.

Chapitre 01 :

Figure I.1 histogramme de coût des structures.

Chapitre 02 :

FigureII.1 histogramme de la période de vibration.

Figure II.2 histogramme des poids des étages.

FigureII.3 Diagramme des forces sismiques Sens X.

Figure II.4 Diagramme des forces sismiques Sens Y.

Figure II.5 Diagramme des efforts tranchants Sens X.

Figure II.6 Diagramme des efforts tranchants Sens Y.

Figure II.7 Diagramme des déplacements Sens X.

Figure II.8 Diagramme des déplacements Sens Y.

Figure II.9 Diagramme d'effet P- Δ Sens X.

Figure II.10 Diagramme d'effet P- Δ Sens Y.

Figure II.11 histogramme de la période de vibration.

Figure II.12 histogramme des poids des étages.

Figure II.13 Diagramme des forces sismiques Sens X.

Figure II.14 Diagramme des forces sismiques Sens Y.

Figure II.15 Diagramme des efforts tranchants Sens X.

Figure II.16 Diagramme des efforts tranchants Sens Y.

Figure II.17 Diagramme des déplacements Sens X.

Figure II.18 Diagramme des déplacements Sens Y.

Figure II.19 Diagramme d'effet P- Δ Sens X.

Figure II.20 Diagramme d'effet P- Δ Sens Y.

Figure II.21 Spectre de réponse des deux structures.

Liste des tableaux

Partie I : Etude d'une structure R+5 en charpente métallique.

Chapitre 02 :

Tableau.II.1 charge permanente et charge d'exploitation de plancher terrasse.

Tableau. II.2 Charges permanentes et d'exploitations d'étage courant.

Tableau.II.3 Charges permanentes des cloisons extérieures.

Tableau.II.4 Charges permanentes et d'exploitations d'acrotère.

Tableau.II.5 Valeurs de la pression dynamique.

Tableau.II.6 Valeurs de C_{pe} .

Tableau.II.7 Valeurs de C_{pe} .

Tableau.II.8 Action d'ensemble.

Tableau.II.9 Valeurs de C_{pe} .

Tableau.II.10 Valeurs de C_{pe} .

Tableau.II.11 Action d'ensemble.

Chapitre 03 :

Tableau.III.1 Combinaisons de charges pondérées pour les solives de niveau terrasse (CM66).

Tableau.III.2 Combinaisons de charges non pondérés pour les solives de niveau terrasse (CM66).

Tableau.III.3 Caractéristiques des solives de niveau terrasse

Tableau.III.4 Charges sur les solives de niveau terrasse.

Tableau.III.5 Combinaisons de charges pour les solives de niveau terrasse (CM66).

Tableau.III.6 Caractéristiques du profilée IPE 270.

Tableau.III.7 Combinaisons de charges pondérées pour les solives d'étage courant (CM66).

Tableau.III.8 Combinaisons de charges non pondérés pour les solives d'étage courant (CM66).

Tableau.III.9 Caractéristiques des solives d'étage courant.

Tableau.III.10 Charges sur les solives d'étage courant.

- Tableau.III.11 Combinaisons de charges pour les solives d'étage courant (CM66).
- Tableau.III.12 Caractéristiques du profilée IPE 270.
- Tableau.III.13 Combinaisons de charges pour les solives de niveau terrasse à l'ELS (Eurocode-3).
- Tableau.III.14 Combinaisons de charges pour les solives de niveau terrasse à l'ELU (Eurocode3).
- Tableau.III.15 Caractéristiques du profilée IPE 240.
- Tableau.III.16 Combinaisons de charges pour les solives d'étage courant à l'ELS (Eurocode3).
- Tableau.III.17 Combinaisons de charges pour les solives d'étage courant à l'ELU (Eurocode3).
- Tableau.III.18 Caractéristiques du profilée IPE 270.
- Tableau.III.19 Combinaisons de charges pondérées pour les sommiers de niveau terrasse(CM66).
- Tableau.III.20 Combinaisons de charges non pondérées pour les sommiers de niveau terrasse(CM66).
- Tableau.III.21 Caractéristiques des sommiers de niveau terrasse.
- Tableau.III.22 Charges sur les sommiers de niveau terrasse.
- Tableau.III.23 Combinaison de charge pour les sommiers de niveau terrasse (CM66).
- Tableau.III.24 Caractéristiques du profilée IPE 550.
- Tableau.III.25 Combinaisons de charges pondérées pour les sommiers d'étage courant(CM66).
- Tableau.III.26 Combinaisons de charges non pondérées pour les sommiers d'étage courant(CM66).
- Tableau.III.27 Caractéristiques des sommiers d'étage courant.
- Tableau.III.28 Charges sur les sommiers d'étage courant.
- Tableau.III.29 Combinaisons de charge pour les sommiers d'étage courant(CM66).
- Tableau.III.30 Caractéristiques du profilée IPE 550.
- Tableau.III.31 Combinaisons de charges pour les sommiers de niveau terrasse à l'ELS (Eurocode-3).
- Tableau.III.32 Combinaisons de charges pour les sommiers de niveau terrasse à l'ELU (Eurocode-3).

Tableau.III.33 Caractéristiques du profilée IPE 500.

Tableau.III.34 Combinaisons de charges pour les sommiers d'étage courant à l'ELS (Eurocode-3).

Tableau.III.35 Combinaisons de charges pour les sommiers d'étage courant à l'ELU (Eurocode-3).

Tableau.III.36 Caractéristiques du profilée IPE 550.

Tableau.III.37 Charges des éléments.

Tableau.III.38 Charges sur le poteau central (F-3)

Tableau.III.39 Charges des éléments.

Tableau.III.40 Charges sur le poteau central (F-3).

Tableau.III.41 Section des éléments.

Chapitre 04 :

Tableau.IV.1 Sollicitation due à l'acrotère.

Tableau. IV.2 La sollicitation après majoration.

Tableau.IV.3 Calcul des ferrailages à ELU.

Tableau.IV.4 Charges permanentes et d'exploitations des éléments porteurs.

Tableau. IV.5 Dimension des éléments pour l'escalier.

Chapitre 06 :

Tableau VI.1 Coefficient d'accélération de zone A.

Tableau VI.2 Classification de la structure selon le système de contreventement.

Tableau VI.3 Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

Tableau VI.4 Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.

Tableau VI.5 Résultats.

Tableau VI.6 Poids total de la structure.

Tableau.VI.7 Valeur de l'excentricité (théorique +accidentelle)

Tableau VI.8 La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

Tableau VI.9 La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y

Tableau VI.10 La distribution de l'effort tranchant suivant X.

Tableau VI.11 La distribution de l'effort tranchant suivant Y.

Chapitre 07 :

Tableau VII.1 Résultat de calcul modal.

Tableau VII.2 Vérification des déplacements dans le sens X.

Tableau VII.3 Vérification des déplacements dans le sens Y.

Tableau VII.4 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X.

Tableau VII.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.

Tableau VII.6 Vérification de la stabilité au renversement.

Tableau VII.7 Caractéristique de profilé UPN 300.

Chapitre 08 :

Tableau VIII.1 Valeurs nominales de limite d'élasticité f_{yb} et de résistance ultime à la traction f_{ub} pour les boulons.

Tableau VIII.2 Caractéristiques des boulons.

Tableau VIII.3 Catégories d'assemblages boulonnés.

Chapitre 10 :

Tableau X.1 la surface des semelles.

Tableau X.2 Résultats.

Tableau X.3 Vérification.

Tableau X.4 Résultats.

Tableau X.5 Vérification.

Partie II : Etude d'un structure R+5 en béton armé.

Chapitre 01 :

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e

Chapitre 02 :

Tableau II.1 : Les formules des sections

Tableau II.2 : Charge permanente due au plancher terrasse (dalles pleines)

Tableau II.3 : Charge permanente due au plancher étage (dalles pleines)

Tableau II.4 : Charge permanente due au balcon terrasse

Tableau II.5 : Charge permanente due au balcon étage

Tableau. II.6 : Charge permanente due aux murs extérieurs

Tableau. II.7 : Charge permanente due aux cloisons

Tableau. II.8 : Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois

Tableau.II.9 : Charge permanente due aux paliers

Tableau.II.10 : Charge permanente due aux paillasses

Tableau.II.11 : Charge permanente due aux paillasses

Tableau II.12 : Descente des charges pour poteau central

Chapitre 03 :

Tableau III.1 : Paramètres de calcul

Tableau III.2 : Diamètre des sections d'aciers

Tableau III.3 : Diamètre des sections d'aciers

Tableau III.4 : Diamètre des sections d'aciers

Tableau III.5 : Diamètre des sections d'aciers

Tableau III.6 : Paramètres de calcul

Tableau III.7 : Diamètre des sections d'aciers

Tableau III.8 : Différents coefficients pour le calcul de Ferrailage escalier

Tableau III.9 : Résultats du calcul du ferrailage escalier

Tableau III.10 : Différents coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier

Tableau III.11 : Différents coefficients pour le calcul de Ferrailage escalier

Tableau III.12 : Résultats du calcul du ferrailage escalier

Tableau III.13 : Différents coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier

Tableau III.14 : Différents coefficients pour le calcul de Ferrailage escalier

Tableau III.15 : Résultats du calcul du ferrailage escalier

Tableau III.16 : Différents coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier

Tableau III.17 : Résultats du calcul de poutre palier

Tableau III.18 : Type des charges à L'ELU

Tableau III.19 : Type des charges à L'ELS

Tableau III.20 : Les résultats des efforts à l'ELU

Tableau III.21 : Les résultats des efforts à l'ELS

Tableau III.22 : Calcul des ferraillements

Tableau III.23 : Vérification des contraintes à L'ELS

Tableau III.24 : Ferraillement à L'ELS

Chapitre 04 :

Tableau IV.1 : Classification de la structure selon le système de contreventement

Tableau IV.2 : Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003

Tableau IV.3 : Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses

Tableau IV.4 : Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses

Tableau IV.5 : Poids total de la structure

Tableau IV.6 : Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique +accidentelle)

Tableau VI.7 : Les forces dynamiques à la base dans les deux sens

Tableau IV.8 : La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X

Tableau IV.9 : La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y

Tableau IV.10 : La distribution de l'effort tranchant suivant X

Tableau IV.11 : La distribution de l'effort tranchant suivant Y

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements dans le sens X

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements dans le sens Y

Tableau IV.14 : Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X

Tableau IV.15 : Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y-Y

Tableau IV.16 : Vérification de la stabilité au renversement

Chapitre 05 :

Tableau V.1 : Les moments maximaux

Tableau V.2 : Calcul du ferraillement des poutres longitudinales

Tableau V.3 : Vérification du ferraillement des poutres longitudinales

Tableau V.4 : Les moments maximaux

Tableau V.5 : Calcul du ferraillement des poutres longitudinales

Tableau V.6 : Vérification du ferraillement des poutres longitudinales

Tableau V.7 : Les sollicitations dues aux poteaux. ELU

Tableau V.8 : Calcul du ferrailage des poteaux

Tableau V.9 : Vérification de ferrailage des poteaux

Tableau V.10 : Vérification des efforts tranchants des poteaux selon BAEL

Tableau V.11 : Vérification des efforts tranchants des poteaux selon RPA

Tableau V.12 : Calcul les armatures transversales des poteaux

Tableau V.13 : Longueur de recouvrement des barres

Tableau V.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.15 : Résumé des résultats de ferrailage verticale des voiles longitudinales

Tableau V.16 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversale

Tableau V.17 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

Tableau V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

Tableau V.19 : Ferrailage horizontal des voiles sens X-X

Tableau V.20 : Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y

Tableau V.21 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile d'ascenseur

Tableau V.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement de la cage d'ascenseur

Figure V.23 : Voile cage d'ascenseur

Chapitre 06 :

Tableau VI.1 : la surface des semelles

Tableau VI.2 : Les surfaces des semelles filantes

Tableau VI.3 : Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$

Tableau VI.4 : Calcul des contraintes

Tableau VI.5 : Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$

Tableau VI.6 : Les sollicitations à l'ELU

Tableau VI.7 : Les sollicitations à l'ELS

Tableau VI.8 : Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.10 : Ferrailage de débord de radier à l'ELU

Tableau VI.11 : Vérification de débord de radier à l'ELS

Tableau VI.12 : Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

Tableau VI.13 : Vérification à l'ELS

Tableau VI.14 : Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS

Partie II : Etude comparative.

Chapitre 01 :

Tableau I.1 Calcul de métré de structure en charpente métallique.

Tableau I.2 Calcul de métré de structure en béton armé.

Tableau I.3 Estimation de coût pour les deux structures.

Chapitre 02 :

Tableau II.1 Les valeurs des périodes de vibration.

Tableau II.2 Les valeurs des poids des étages.

Tableau II.3 Les valeurs des forces sismiques Sens X.

Tableau II.4 Les valeurs des forces sismiques Sens Y

Tableau II.5 Les valeurs des efforts tranchants Sens X.

Tableau II.6 Les valeurs des efforts tranchants Sens Y.

Tableau II.7 Les valeurs des déplacements Sens X.

Tableau II.8 Les valeurs des déplacements Sens Y.

Tableau II.9 Les valeurs d'effet P- Δ Sens X.

Tableau II.10 Les valeurs d'effet P- Δ Sens Y.

Tableau II.11 Les valeurs des périodes de vibration.

Tableau II.12 Les valeurs des poids des étages.

Tableau II.13 Les valeurs des forces sismiques Sens X.

Tableau II.14 Les valeurs des forces sismiques Sens Y.

Tableau II.15 Les valeurs des efforts tranchants Sens X.

Tableau II.16 Les valeurs des efforts tranchants Sens Y.

Tableau II.17 Les valeurs des déplacements Sens X.

Tableau II.18 Les valeurs des déplacements Sens Y.

Tableau II.19 Les valeurs d'effet P- Δ Sens X.

Tableau II.20 Les valeurs d'effet P- Δ Sens Y.

Liste des notations :

Partie I :

Les charges :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : Surcharge climatique du vent.

E : Action sismique.

Les caractéristiques d'un profile en I ou H :

b : la longueur de la semelle.

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t : Epaisseur d'une semelle de profile.

t : Epaisseur de l'âme de profile.

Majuscules latines :

A : Aire brute d'une pièce.

A_{net} : Aire nette d'une pièce.

A_w : Aire de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{pl} : Moment plastique.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{tsd} : Effort normale de traction.

N_{csd} : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

R : Coefficient de comportement de la structure.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W_{el} : Module de résistance élastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines :

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

Minuscules grecques :

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\emptyset_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indice :

cr : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

fr : Frottement.

M : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

x : Sens x.

y : Sens y.

Partie II :

A : coefficient d'accélération de zone.

A_a : section d'armature en appui.

A_l : section d'armature longitudinale.

A_{\min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements.

A_r : section d'armature de répartition.

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service.

A_t : section d'armature de travée ou transversale.

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance.

A_x : section d'armature du sens x-x.

A_y : section d'armature du sens y-y.

A' : section d'armature comprimée.

A_1 : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée.

A_2 : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée.

B_r : section réduite du béton.

C_p : facteur de force horizontale.

C_s : coefficient de sécurité.

C_r : charge de rupture.

D : coefficient d'amplification dynamique.

E : module de déformation longitudinale.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée.

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée.

G : action permanente.

H : hauteur.

HA : armature à haute adhérence.

I : moment d'inertie.

J : action permanente avant mise en place des cloisons.

L : longueur.

L_e : longueur en élévation.

L_p : longueur en plan.

M : moment fléchissant.

M_a : moment fléchissant en appui.

M_d : moment fléchissant de la droite.

M_e : masse du câble ; moment au centre de la section.

M_f : moment fléchissant totale.

M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons.

M_l : masse linéaire.

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service.

M_t : moment fléchissant de travée.

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.

M_x : moment fléchissant du sens x-x.

M_y : moment fléchissant du sens y-y.

M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.

N : effort normal.

N_{ser} : effort normal d'état limite de service.

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance.

P : poids propre.

P_r : poids propre du radier.

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité.

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure.

S : surface.

S_r : surface du radier.

T : effort tranchant.

T_x : période fondamentale dans le sens x-x.

T_y : période fondamentale dans le sens y-y.

U : périmètre.

U_c : périmètre du contour.

V : action sismique ; effort horizontal.

V_t : effort sismique à la base de la structure.

W : Action dues au vent.

W : poids total de la structure.

W_p : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension.

b : largeur.

b_0 : largeur de la nervure.

b_1 : largeur de poteau.

c : enrobage.

d : hauteur utile.

e : excentricité ; espacement.

e_a : excentricité additionnelle.

f : flèche.

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression.

f_e : limite élastique d'acier.

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction.

g : giron de la marche.

h : hauteur.

h_c : hauteur du corps creux.

h_d : hauteur de la dalle.

h_e : hauteur libre.

h_{moy} : hauteur moyenne.

h_t : hauteur totale.

h' : hauteur de la zone nodale.

h_1 : hauteur du poteau.

i : rayon de giration.

j : nombre des jours.

l : longueur ; distance.

l_f : longueur de flambement.

l_x : la petite dimension du panneau de la dalle.

l_y : la grande dimension du panneau de la dalle.

l' : longueur de la zone nodale.

l_0 : longueur libre.

q_b : charge linéaire induite par les marches.

q_{eq} : charge linéaire équivalente.

q_l : charge linéaire.

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service.

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance.

q_p : charge linéaire du palier.

s : espacement.

t : espacement ; période.

x : abscisse.

y : ordonnée.

y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène.

α : Angle, coefficient sans dimension.

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments.

Ψ : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération.

η : Coefficient de réponse.

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction.

X : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions.

g : Moment réduit.

v : Coefficient de poisson.

p : Rapport de deux dimensions.

a : contrainte de béton ou d'acier.

T : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

y : Coefficient de pondération.

£ : Pourcentage d'amortissement critique.

S : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement.

Z : Somme.



Les Plans.



Introduction Générale

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, en bois et en charpente métallique. Ces procédés sont réglementés par des normes, des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux comme : EUROCODE3, RNV99, RPA99...

En utilisant le béton tant qu'un matériau économique à l'effort de compression, par ailleurs et à cause de son hétérogénéité, il présente un comportement de plus en plus fragile face à l'effort de traction ou de cisaillement. Contrairement au béton l'acier présente une solution devant ces efforts de traction, l'utilisation de l'acier avec le béton permet à la construction d'avoir un matériau qui s'adapte à tout type de sollicitation, grâce à l'adhérence entre les deux composants du béton armé. Au-delà d'une certaine limite, ou la sollicitation et les dimensions des sections sont très importantes, la solution du béton armé s'avère insuffisante. Dans les fibres tendues de la pièce, le béton ne peut plus suivre les armatures dans leur allongement, d'où le béton tendu se déforme et les fissures apparaissent.

A cela s'ajoute une déformation différée causée par fluage, ces déformations vont influencer sur l'enrobage des aciers (risque de corrosion), l'étanchéité de l'ouvrage et sa durabilité. Face à ces contraintes, le constructeur est souvent obligé de faire augmenter les sections de béton et d'acier de sa structure. Une telle solution engendre une augmentation importante dans le poids de l'ouvrage et une densification de ferrailage dont le bétonnage devient plus difficile, ceci impose d'utiliser un béton liquide, ce qui peut conduire à une diminution dans la résistance du béton.

Dans la situation où le béton armé n'est plus convenable, il existe deux autres solutions : le béton précontraint et la charpente métallique.

La construction métallique irréversible impose à la place du béton, le progrès sera continu et amènera à la réalisation des tours en acier et on verra du style international.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant nos 5 années d'étude sur un projet réel. Ce projet de fin d'étude consiste à étudier la

même structure R+5 d'usage administratif en charpente métallique et en béton armé, avec une comparaison entre les deux résultats à l'aide des différents logiciels de calcul.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures de génie civil, notamment : CBA93, BAEL91, RPA99, VERSION 2003, DTR, EUROCODE3...

Présentation générale

I.1 Présentation technique :

La structure est de forme irrégulière, se compose d'un :

- Rez de chaussée contient d'un réception, salle de réunion et de projection, ...
- La structure est à un contreventement mixte (voile-portique) en béton armé dans les deux sens (longitudinale et transversale) assurant la stabilité de la structure vis-à-vis des forces horizontales (séisme –vent) et des charges verticales.
- Les planchers sont constitués par des dalle pleine en béton armé assuré une grande rigidité.
- L'escalier est constitué de trois paliers et deux paillasses.
- Les façades sont réalisées en maçonnerie (Elle est exécutée en brique perforées: mur extérieur -double paroi de 30 cm d'épaisseur- et mur intérieur -simple paroi de 10 cm d'épaisseur-) et en verre.
- La terrasse est inaccessible.
- Acrotère, ascenseur, balcons, et cours.

I.2 Présentation Architecturale :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- La hauteur totale de la structure (sans acrotère) : **20,71 m**
- La hauteur de l'acrotère : **0,40 m**
- La hauteur totale de la structure y compris l'acrotère : **21,11 m**
- La hauteur de RDC : **3,91** et **3,4 m**
- La hauteur des étages : **3,4 m**
- La longueur en plan : **32,01 m**
- La largeur en plan : **25,98 m**

I.3 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Sétif, une zone classée par le RPA 99/version 2003 et RNV comme :

- Une zone de sismicité moyenne **zone IIa**
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**
- Le site est considéré comme meuble **Site 3**
- Altitude **1100 m**
- Contrainte admissible du sol **2 bar**, Le bâtiment sera implanté sur un sol meuble.
- Zone de neige par commune **Zone A**
- Zone de vent **Zone I**
- Zone sismique **Zone IIa**

I.4 La régularité :

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. D'après RPA :

➤ **La régularité en plan :**

$$l_x/L_x = 19,1/31,6 = 0,6 < 0,25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$l_y/L_y = 4,05 /24,7 = 0,16 < 0,25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **La régularité en élévation :**

$$B'/B = 12,72/ 30 = 0,42 > 0,67 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

La structure est classé irrégulier si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

⇒ La structure est classée comme une structure irrégulière en plan et en élévation.



Partie I :

***Etude d'une structure R+5
en charpente métallique.***

Introduction

La charpente métallique est un domaine très vaste, elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec une meilleure sécurité ; c'est pour cela qu'elle est devenue un facteur primordial dans la politique de construction des pays.

L'Algérie a engagé un véritable processus de développement notamment dans ce secteur qui a bénéficié d'une grande attention de l'état et par conséquent a vu une multiplication très rapide d'unités de production à travers le territoire national.

Cette partie consiste à étudier un ouvrage (R+5) en charpente métallique, le travail se déroule comme suit :

On commence par une introduction.

- Le 1^{er} chapitre, qui contient une généralité et présentation du projet.
- Le 2^{ème} chapitre, on va étudier l'effet du vent et la neige sur la structure (évaluation des charges).
- Le 3^{ème} chapitre, on s'intéresse à dimensionner les différents éléments de l'ouvrage ; puis l'étude des éléments secondaires dans le 4^{ème} chapitre et ensuite des planchers mixtes dans le 5^{ème} chapitre.
- Le 6^{ème} chapitre examine l'étude sismique, ainsi que l'analyse de la structure dans le 7^{ème} chapitre.
- Le 8^{ème} chapitre contient le calcul des assemblages et des tiges d'ancrages dans 9^{ème} chapitre.
- Le 10^{ème} chapitre contient le calcul des fondations.

Enfin, on se termine par une conclusion.



Chapitre I :
Généralités et
présentation du projet.



I.1 Introduction :

Le présent chapitre contient une étude d'un ouvrage en charpente métallique située à la wilaya de Sétif. L'ossature est formée des éléments poteaux-poutres reliés entre eux et des dalles mixtes collaborant (acier – béton). Un système de contreventements de type X a été adopté dans cette étude.

I.2 Présentation du projet :

Le projet proposé consiste à étudier un ouvrage (R+5) à usage administratif en charpente métallique. Cet ouvrage est situé à la région de la wilaya de Sétif, classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99-version 2003) dans la zone sismique **IIa**

**Figure I.1 Vue en 3D.**

I.3 Conception de l'ouvrage :

I.3.1 Conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme irrégulière composée d'un Rez-de-chaussée et 5 étages (R+5).

I.3.2 Conception structurelle :

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement des poutres et des poteaux (portiques en charpente métallique) sont considérés comme des articulations.

Les forces verticales agissant sur la toiture et les planchers sont transmises aux fondations par flexion des poutres et compression des poteaux. Les forces horizontales sont transmises aux fondations par les planchers (poutraison et dalle) et par les contreventements verticaux situés à l'intérieur de l'ossature. Ces contreventements sont des treillis métalliques.

Les avantages des systèmes articulés contreventés sont :

- Des nœuds de conception et d'exécution simples.
- Un montage rapide de l'ossature.
- Un réglage facile non sensible aux tolérances de fabrication.
- Des poteaux essentiellement comprimés.

Les inconvénients sont :

- Des sommiers en poutre en grande dimension.
- Le transfert des efforts verticaux des poteaux interrompus à travers les sommiers, qui n'est plus possible à partir d'un certain nombre d'étage.
- La présence des contreventements qui peuvent être éventuellement gênant.

En d'autres termes, il s'agit d'un système de contreventement.

I.3.3 Contreventement :

Systèmes de contreventements assureront le rôle de stabiliser la structure face aux efforts du vent et spécialement du séisme. On a mis en disposition deux systèmes de contreventements en X et en Y pour garder l'aspect architectural de la structure vue la présence de beaucoup d'ouvertures, et pour ne pas gêner l'exploitation du bâtiment.

➤ Contreventements horizontaux :

Le plus souvent, les dalles de plancher et de toiture constituent des surfaces rigides suffisantes pour la transmission des efforts horizontaux. Si les dalles n'exercent pas cette fonction stabilisatrice, ses contreventements horizontaux sont alors nécessaires.

➤ **Contreventements verticaux :**

Dans la direction longitudinale : La stabilité est assurée par des contreventements en X avec poteaux encastrés en pied.

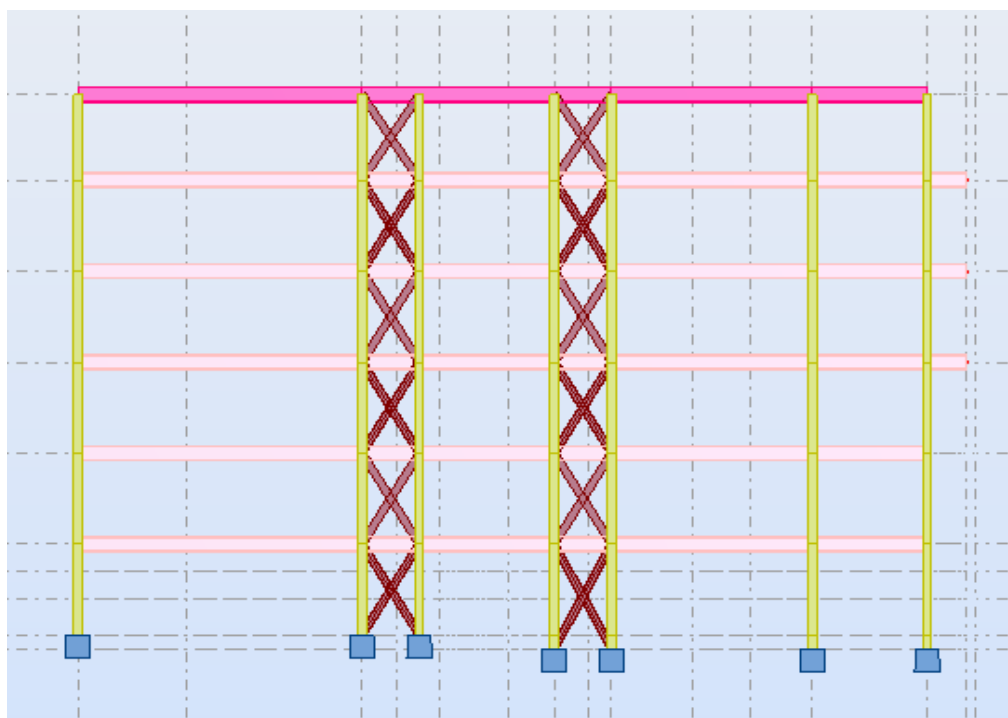


Figure I.2 Portique sens X.

Dans la direction transversale : la stabilité est assurée par des contreventements en X ainsi que les poteaux encastrés.

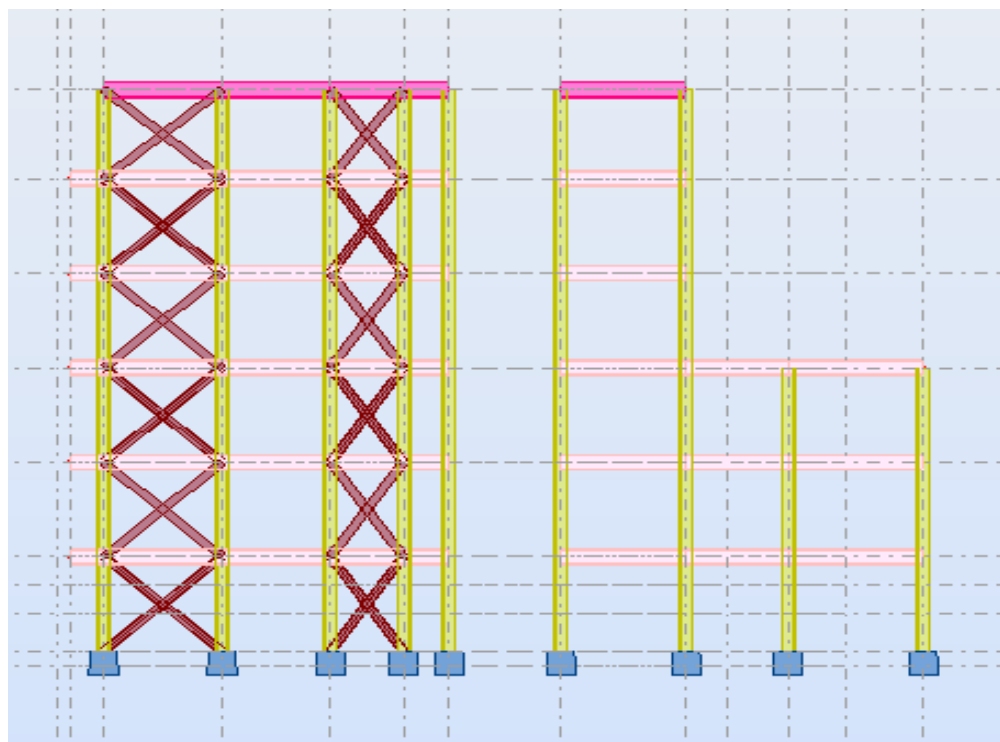


Figure I.3 Portique.

I.3.4 Les planchers :

La structure comporte un plancher mixte acier béton connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

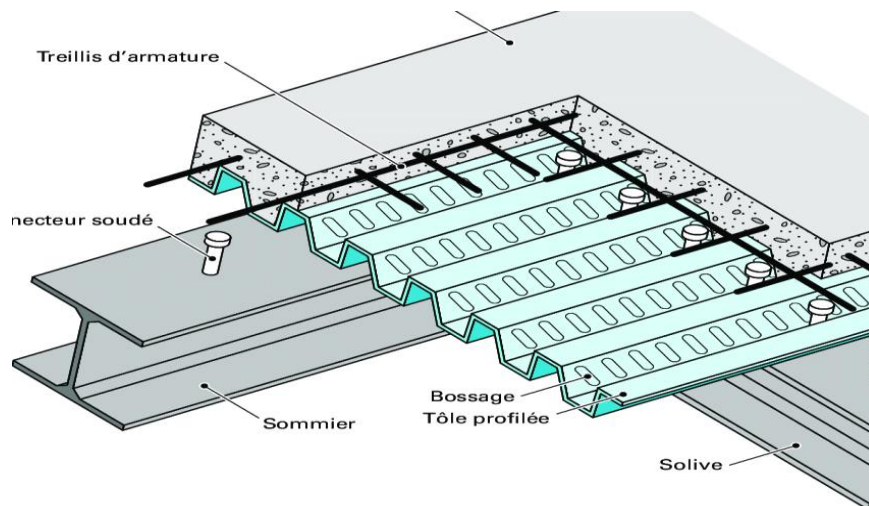


Figure I.4 Vue éclatée d'un plancher mixte.

Elle participe à l'inertie globale du plancher ce qui impose qu'elle soit parfaitement avec la structure porteuse. Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier/béton, qui solidarissent la dalle et les poutres entre elles en s'opposent à leur glissement mutuel. Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques. La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

➤ **Plancher étage courant :**

Pour notre bâtiment, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant.

- Les bacs aciers sont de type TN40.
- L'épaisseur totale de la dalle BA est 10 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

➤ **Plancher terrasse :**

Il est identique aux planchers courants sauf que le versant est incliné par une pente. La partie supérieure comporte des couches supplémentaires (isolation thermique, gravier de protection, étanchéité de protection)

❖ **Système de poutraison :**

La poutraison est un réseau de poutres métalliques horizontales qui transmet aux poteaux les forces qui sollicitent la dalle. Ce réseau, le plus souvent orthogonal, est constitué des solives, en général parallèles entre elles, qui reçoivent directement les charges verticales de la dalle et les transmettent aux sommiers perpendiculaires qui s'appuient sur les poteaux.

I.3.5 Assemblages :

Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité constituent les parties importantes dans les structures en acier. Les propriétés géométriques et mécaniques de ces assemblages ont une influence significative sur le comportement et la stabilité globale de la structure en acier.

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR, des boulons ordinaires ainsi que des soudures.

❖ **Types des assemblages :**

Les poutres et les poteaux dans une structure en acier peuvent être assemblés par différents types d'assemblages. Dans le cas des assemblages boulonnés par platine d'extrémité, on distingue, d'une manière commode, les types d'assemblages suivants :

- Assemblages poutre-poteau.
- Assemblages poutre-poutre.
- Assemblages de raboutage (de continuité).
- Assemblages de pied de poteau.

• **Assemblage poutre-poteau :**

Les assemblages articulés ne transmettent souvent qu'un effort tranchant, plus rarement un effort normal. Par conséquent, les assemblages les plus courants.

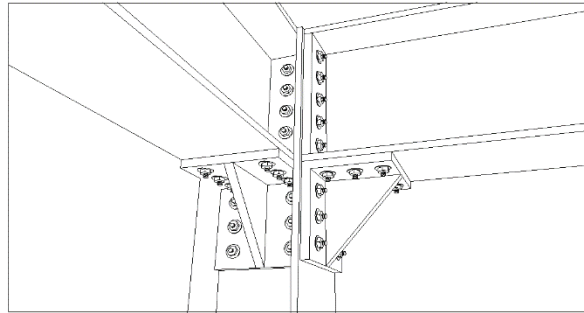


Figure I.5 Assemblage poutre-poteau

- **Assemblages sommier-solive :**

Les solives sont moins hautes que les sommiers et les ailes supérieures sont au même niveau, utilisent l'âme des poutres comme liaison avec le poteau.

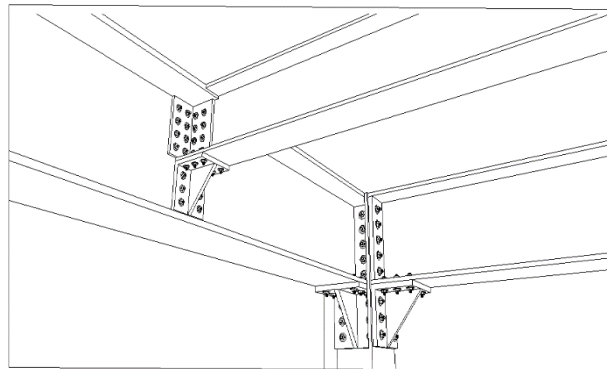


Figure I.6 Assemblage sommier-solive.

- **Assemblage de pied de poteau :**

Ce type d'assemblages est utilisé lorsqu'il s'agit de relier une structure en acier à un noyau de béton. La base du poteau est soudée à une platine mince ou épaisse, boulonnée au noyau du béton à l'aide des tiges d'ancrage.

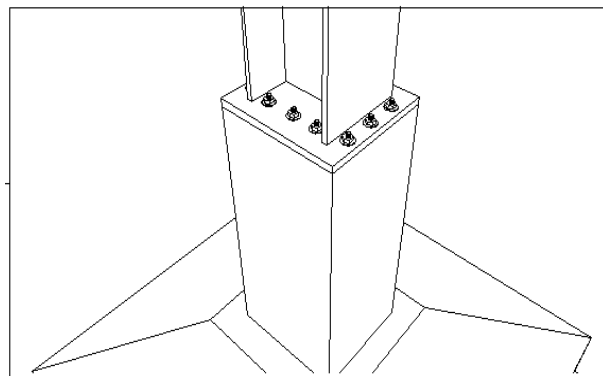


Figure I.7 Assemblage pied poteau.

❖ Classifications des assemblages :

L'approche de l'Eurocode3, qui traite de la classification des assemblages, fournit les règles de calcul de la rigidité initiale et de la résistance ultime.

➤ Classification par la rigidité :

La rigidité de l'assemblage intervient dans la phase initiale de l'analyse globale des structures en acier. Ainsi lors de la modélisation de la structure en acier, une attention particulière doit être accordée à la rigidité de l'assemblage.

- Assemblage rigide.
- Assemblage semi-rigide.
- Assemblage articulé.

➤ Classification par la résistance :

- Assemblage à résistance complète.
- Assemblage à résistance partielle.
- Assemblage articulé.

➤ Classification par la capacité de rotation :

La capacité de rotation est une mesure de la déformation qui peut être atteinte avant que la ruine, dans l'assemblage ne provoque une chute de la résistance flexionnelle. Dans l'approche de l'EUROCODE 3, la classification des assemblages en termes de leur capacité de rotation demeure toujours vague.

I.3.6 Fondations :

Les fondations seront réalisées conformément l'étude géotechnique. Les fondations de la structure seront de type isolée, filante ou radier général (Selon le rapport de Sol).

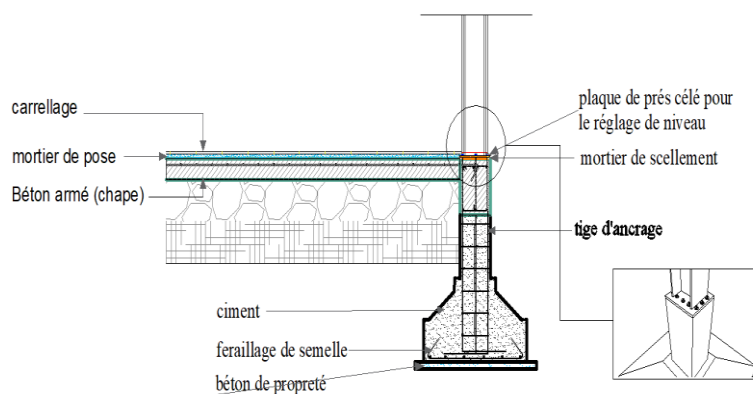


Figure I.8 Fondation.

I.3.7 Escaliers :

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont en structure métallique. Pour chaque étage les escaliers composent de trois volée de marches portées par un limon.

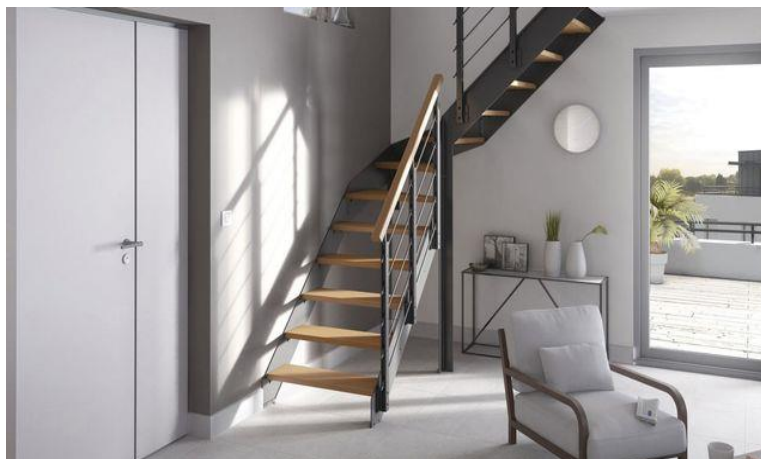


Figure I.9 Les escaliers.

I.4 Règles de calcul des constructions métalliques :

La conception et le calcul des constructions métalliques étaient régis par diverses réglementations :

- **CM66** : règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure.
- **NV99** : Règlement neige et vent, pour la détermination des charges climatiques.
- **EUROCODE 3** : Conception et dimensionnement des structures métalliques.
- **DTR C2.2** : Document technique, règlement, charges permanentes et d'exploitation.
- **RPA99** : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- **BAEL 91** : Béton armé aux états limites.

I.5 Propriétés des aciers laminés :

Les valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers laminés à chaud ; pour la nuance d'acier **FeE 360** :

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2 \quad \text{pour } t \leq 4 \text{ mm}$$

L'analyse en plasticité peut être utilisée dans l'analyse globale des structures ou leurs éléments, pourvu que l'acier satisfasse aux conditions supplémentaires suivantes :

Le rapport de la résistance à la traction minimale spécifiée f_u à la limite d'élasticité minimale spécifiée f_y respecte la condition :

$$\frac{f_u}{f_y} \geq 1,2$$

Pour notre cas : $\frac{f_u}{f_y} = \frac{360}{235} = 1,53 \geq 1,2 \dots \dots \dots CV$

L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de $5,65\sqrt{A_0}$ (ou A_0 est l'aire initiale de la section transversale) n'est pas inférieur à 15%.

Le diagramme contrainte-déformation montre que la déformation ultime ϵ_u correspondant à la résistance de traction f_u représente au moins 20 fois la déformation élastique f_y correspondant à la limite d'élasticité f_y .

(Les nuances des aciers des normes EN 10025 et EN 10113 satisferont ces conditions).

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées :

I.6.1 Aciers pour les éléments de la charpente métallique :

Pour la réalisation de notre structure, on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'acier utilisé est : **E24 (S235)** de propriété suivant :

- La limite élastique est de **$\sigma = 235 \text{ MPa}$**
- Module d'élasticité : **$E=210000 \text{ Mpa}$**
- Coefficient de poisson : **$\nu = 0,3$**
- Masse volumique de l'acier : **$\rho=7850 \text{ daN /m}^3$**
- Module d'élasticité transversale : **$G=8,1 \times 10^4 \text{ MPa}$**

I.6.2 Bac d'acier :

Le type de tôle utilisée est le model **TN40**. Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

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

I.6.3 Le béton armé :

❖ Le Béton :

Pour la réalisation des plancher et les fondations, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Résistance du béton à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Résistance du béton à la traction : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$
- Module de déformation longitudinale : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$

❖ L'acier :

L'acier utilisé pour le béton armé est de hautes adhérences caractéristiques :

- Limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- La contrainte limite des aciers à l'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} , \text{ ou } \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations courante.}$$

I.7 Logiciels utilisés :

Auto CAD 2011

ROBOT 2014

EXPERT 2010



Chapitre II : *Evaluation des* *charges.*



Site 02

II.1 Introduction :

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges agissantes sur notre structure. Ces charges sont définies par la charge permanente (structure porteuse et éléments non porteurs) et les surcharges d'exploitation (équipements, administrateurs). En plus, chaque ouvrage est sollicité par les surcharges climatiques (neige, vent et température). Ces dernières influencent sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2 Charges permanentes et d'exploitations :**• Charge permanentes :**

Les charges permanentes notées « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi que d'autres éléments de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, ...). Elles sont données dans les documents techniques règlementaire (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

• Charge d'exploitations :

Correspondent aux équipements et aux personnes qui occupent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges).

Les actions variables Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

II.2.1 Plancher terrasse :

Protection en gravillon roulés (5 cm)	0,05×1700	85
Etanchéité multicouches (2 cm)	0,02×600	12
Béton de pente (10 cm)	0,1×2200	220
Isolation thermique au liège (4 cm)	0,04×400	16
Dalle en béton armé (10 cm)	0,1×2500	250
TN 40	10	10
Faux plafond	10	10
	G (daN/m²)	603
La terrasse inaccessible	Q (daN/m²)	100

Tableau.II.1 charge permanente et charge d’exploitation de plancher terrasse.

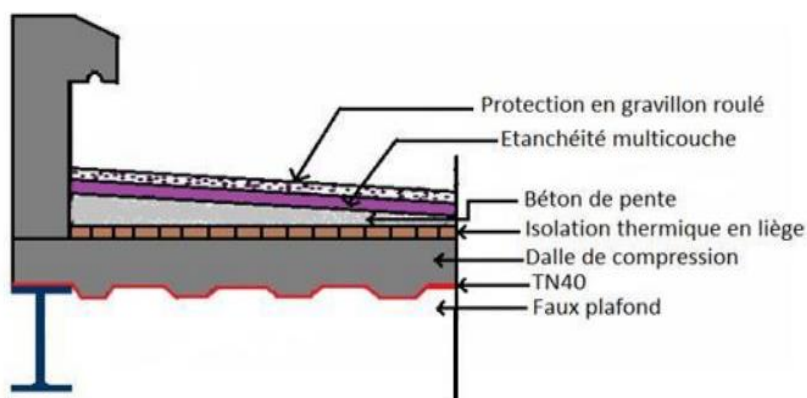


Figure. II.1 Plancher terrasse.

II.2.2 Plancher étage courant :

Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02×2000	40
Mortier de repos (2 cm)	0,02×1800	36
Lit de sable (3 cm)	0,02×1700	51
Dalle en béton armé (10 cm)	0,1×2500	250
TN 40	10	10
Faux plafond	10	10
Cloison légers (10 cm)	75	75
	G (daN/m²)	472
Plancher à usage administratif	Q (daN/m²)	250

Tableau. II.2 Charges permanentes et d’exploitations d’étage courant.

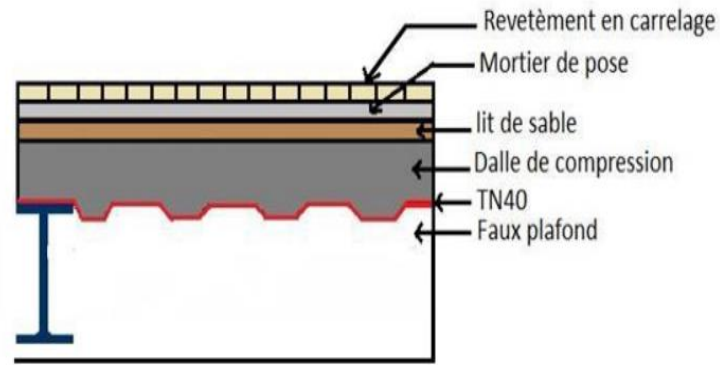


Figure. II.2 Plancher étage courant.

II.2.3 Cloisons extérieures : (double murette)

Enduit de ciment (2 cm)	0.02×200	40
Brique creux 1 (15 cm)	15×9	135
Brique creux 2 (10 cm)	10×9	90
Enduit de plâtre (1,5 cm)	1,5×10	15
	G (daN/m²)	280

Tableau.II.3 Charges permanentes des cloisons extérieures.

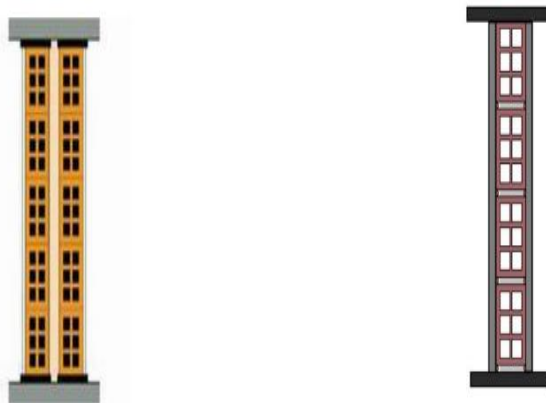


Figure.II.3 Cloison extérieur et de répartition.

II.2.4 L'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

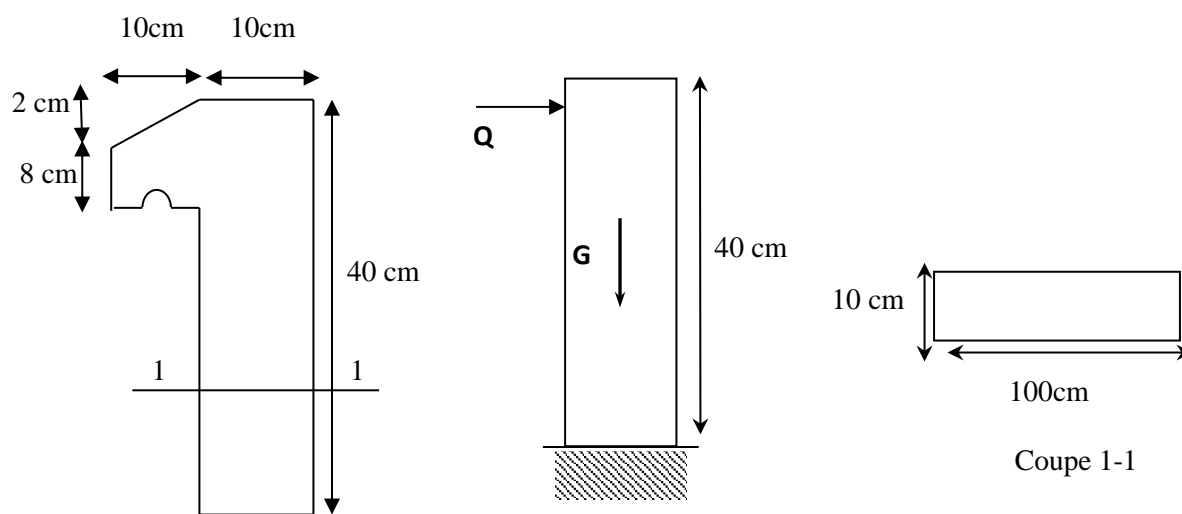


Figure II.4 Acrotère.

Enduit de ciment (2 cm)	4×18×0,4	28,8
acrotère (10 cm)	0,1×2500×0,4	100
	G (daN/ml)	128,8
	Q (daN/ml)	100

Tableau.II.4 Charges permanentes et d'exploitations d'acrotère.

II.3 Actions variables : (charges climatiques)

II.3.1 Effet du vent :

L'effet du vent sur une construction métallique est assez prépondérant. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

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 qui sont continue par la structure

Les estimations de l'effet de vent se feront en appliquant le règlement Neige et Vent « RNV 99 ».

❖ Le calcul :

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction **V2** du vent : parallèle à la façade principale.

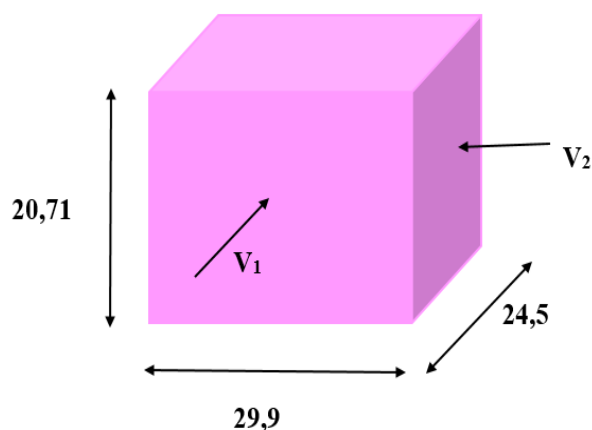


Figure.II.5 Directions de vent.

L'effet du vent sera évalué par le calcul de la force résultante R qui se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissantes sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.
- Une force de soulèvement F_u qui représente la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

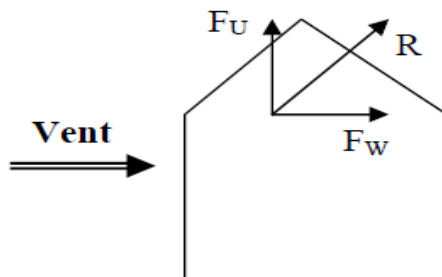


Figure.II.6 Force de résultante R .

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

q_j : (daN/m²) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

S_j : (m²) est l'aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

a) Données relatives au site :

- Site plat : coefficient de topographie $C_T=1$

- Zone de vent I : Wilaya de Sétif.

$$Q_{\text{réf}} = 470 \text{ N/m}^2$$

$$V_{\text{réf}} = 28 \text{ m/s}$$

- Catégorie de terrain :

Le bâtiment est implanté en catégorie IV :

$$K_T = 0,24 \text{ (facteur de terrain).}$$

$$z_0 = 1 \text{ m (paramètre de rugosité).}$$

$$z_{\text{min}} = 16 \text{ m (hauteur minimale).}$$

$$\varepsilon = 0,46$$

b) Détermination du coefficient dynamique C_d :

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque pour la détermination du coefficient C_d pour chaque direction :

-Direction **V1** : la lecture donnera pour : $h = 20,71 \text{ m}$ et $b = 29,9 \text{ m}$: $C_d=0,92$.

-Direction **V2** : la lecture donnera pour : $h = 20,71 \text{ m}$ et $b = 24,5 \text{ m}$: $C_d=0,93$.

Pour les deux directions $C_d \leq 1,2$, donc la structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

c) Calcul des pressions :

❖ Détermination de la pression due au vent :

Notre structure a usage administratif et de catégorie I, donc la pression due au vent sera calculée par la formule :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

W : est la pression nette exercée sur l'élément de surface j, calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j.

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

q_{dyn}: est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j.

C_{pe}: est le coefficient de pression extérieure.

C_{pi}: est le coefficient de pression intérieure.

❖ **Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de la structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux.

Les caractéristiques de la structure sont : **h = 20,71m > 10m**, structure avec planchers intermédiaire.

Donc on doit considérer que notre structure est constituée de n éléments et de surfaces avec une hauteur égale à la hauteur des étages ; n : nombre de niveaux de la construction.

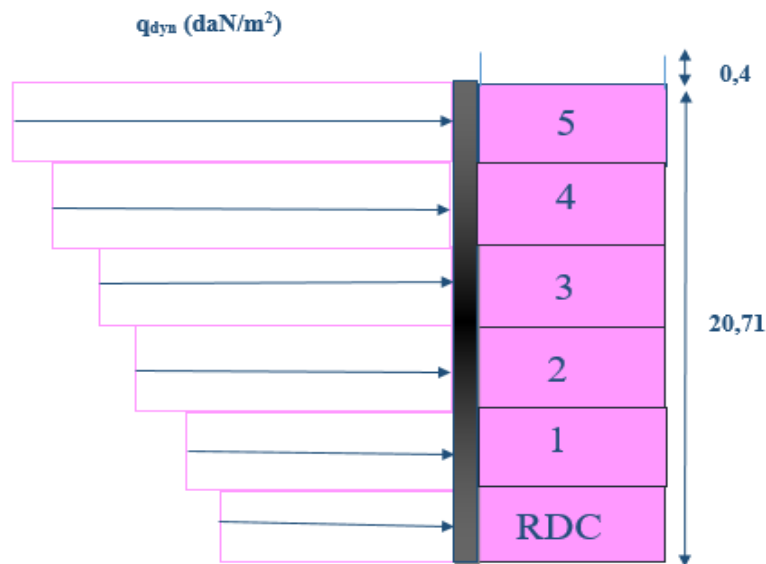


Figure.II.7 Répartition de la pression dynamique.

Structure permanente $q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j)$

$q_{réf} = 47 daN/m^2$

C_{ex} : coefficient d'exposition au vent.

$$C_{ex} = C_t^2(h).C_r^2(h) \cdot \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z).C_t(Z)} \right]$$

C_r : Coefficient de rugosité.

$$\begin{cases} C_r(h) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \dots\dots\dots Z_{\min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(h) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \dots\dots\dots Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

Z : la hauteur considérée : $Z= 20,71$ m

Pour notre cas $Z_{\min} = 16$ m $\leq Z \leq 200$ m, donc on utilisera la 1ère formule.

Les valeurs sont représentées sur le tableau suivant :

Niveau	h(m)	Z(m)	C_r	C_t	C_{ex}	$q_{dyn}(daN/m^2)$
RDC	3,91	1,995	0,16	1	0,29	13,33
1	3,4	5,61	0,41	1	0,85	39,95
2	3,4	9,01	0,52	1	1,14	53,58
3	3,4	12,41	0,6	1	1,36	63,92
4	3,4	15,81	0,66	1	1,54	72,38
5	3,4	19,21	0,7	1	1,66	78,02

Tableau.II.5 Valeurs de la pression dynamique.

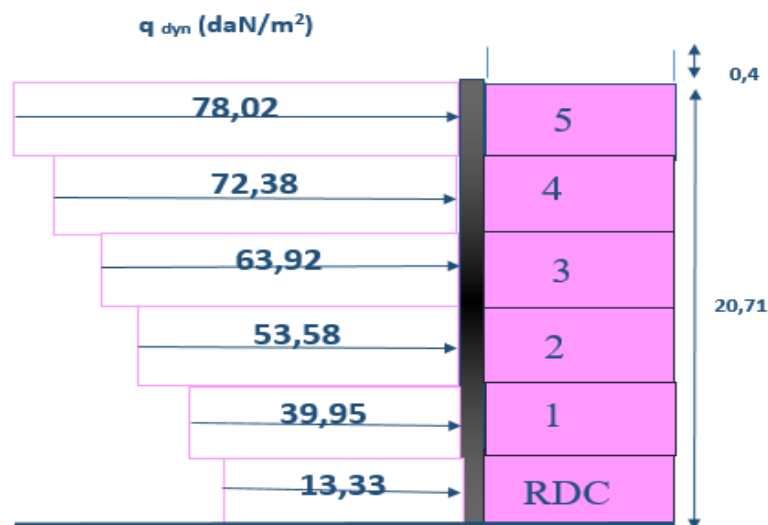


Figure.II.8 Répartition de la pression dynamique.

II.3.1.1 Direction V_1 du vent :

❖ Coefficient de pression extérieure C_{Pe} :

➤ Parois verticales :

• Coefficient de pression extérieure :

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au (§1.1.2 chap5) :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} \dots\dots\dots S \leq 1m^2 \dots\dots\dots(1) \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \cdot \log(S) \dots\dots\dots 1m^2 < S < 10m^2 \dots\dots\dots(2) \\ C_{pe} = C_{pe,10} \dots\dots\dots S \geq 10m^2 \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

b: la dimension perpendiculaire à la direction du vent V_1 ; b=29,9 m.

d: la dimension parallèle à la direction du vent V_1 ; d=24,5 m.

e=min [b; 2h] = min [29,9; 2*20,71]. e=29,9 m

d=24,5 < e=29,9 : la paroi est divisée en zones de pression A', B', C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

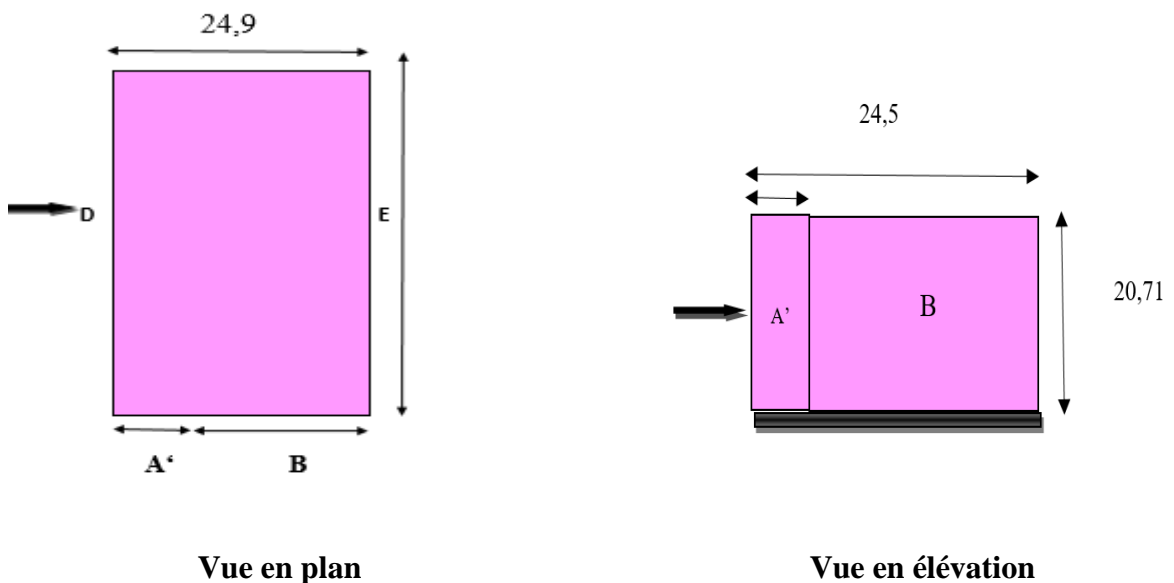


Figure.II.9 Légende pour les parois verticales.

La surface de la paroi considérée $S= 29,9 \times 20,71 = 619,22 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$

Selon la formule (3) donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$

-D'après la formule (3) on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.00	-0.80	+0.80	-0.30

Tableau.II.6 Valeurs de C_{pe} .

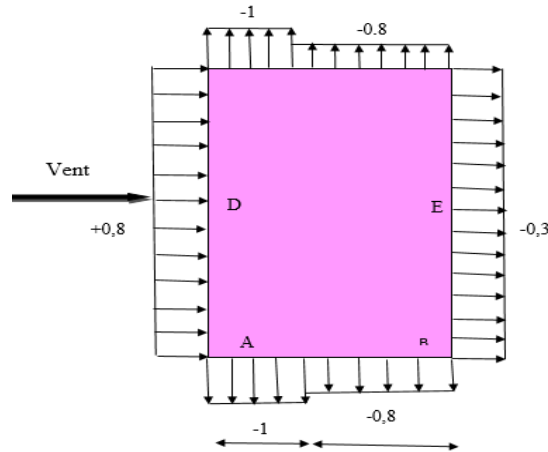


Figure.II.10 Coefficient de pression extérieure C_{pe} pour les parois verticales.

➤ Terrasse (toiture à un versant) :

- La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,4$ m.
- Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 1° .
- Les différentes zones de pression F, G, H et I.
- $e = \min [b ; 2h] = 29,9$ m

Avec : **b** : dimension du côté perpendiculaire au vent.

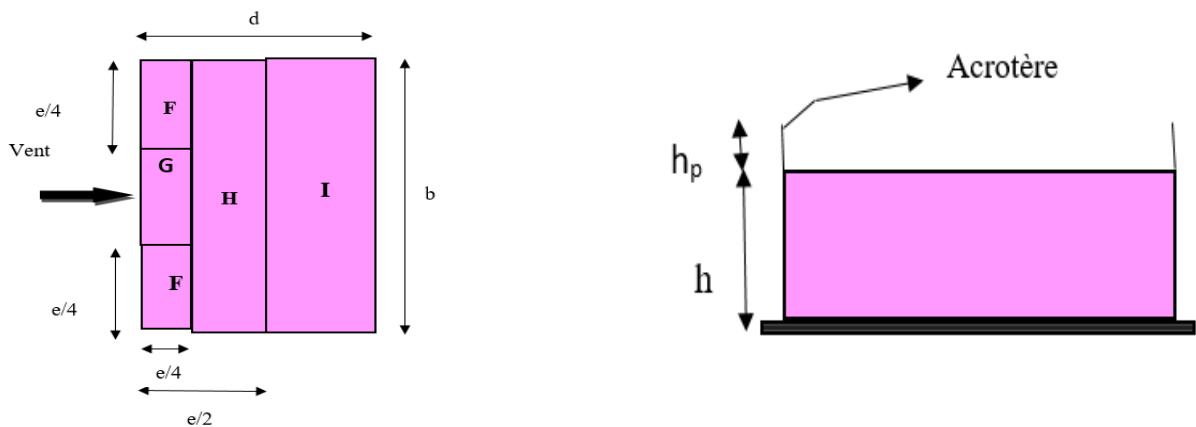


Figure.II.11 Légende pour la terrasse.

Dans notre cas : $h_p/h=0,4/20,71=0,019$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h= 0,025$ et $h_p/h=0.05$ on trouve :

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.50	-1.00	-0.7	± 0.2

Tableau.II.7 Valeurs de C_{pe} .

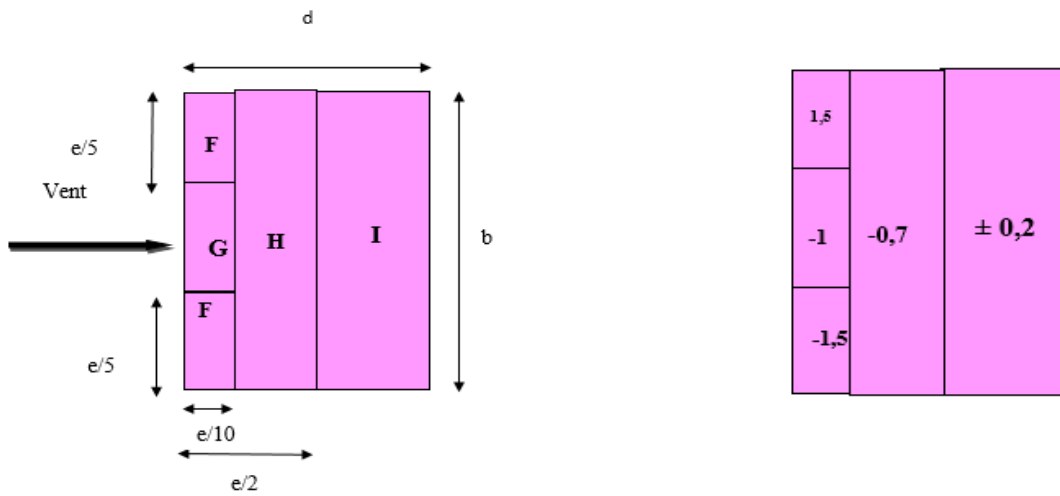


Figure.II.12 Coefficient de pression extérieure C_{pe} pour la terrasse.

- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Notre cas est un bâtiment avec cloisons intérieur. On doit utiliser les deux valeurs

du C_{pi} :

$C_{pi1} = -0,50$ et $C_{pi2} = 0,8$

Les valeurs des pressions q_j pour les différents étages sont représentées sur les tableaux suivants :

• RDC :

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,92	13,33	-1	-0.5	0.8	-6,13	-22,07
B	0,92	13,33	-0.8	-0.5	0.8	-3,67	-19,62
D	0,92	13,33	+0.8	-0.5	0.8	15,94	0
E	0.92	13,33	-0.3	-0.5	0.8	2,45	-13,48

• (R+1) :

niveau	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,92	39,95	-1	-0.5	0.8	-18,37	-66,15
B	0,92	39,95	-0.8	-0.5	0.8	-11,02	-58,8
D	0,92	39,95	+0.8	-0.5	0.8	47,78	0
E	0.92	39,95	-0.3	-0.5	0.8	7,35	-40,42

• (R+2) :

niveau	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,92	53,58	-1	-0.5	0.8	-24,64	-88,72
B	0,92	53,58	-0.8	-0.5	0.8	-14,78	-78,86
D	0,92	53,58	+0.8	-0.5	0.8	64,08	0
E	0.92	53,58	-0.3	-0.5	0.8	9,85	-54,22

• (R+3) :

niveau	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,92	63,92	-1	-0.5	0.8	-29,40	-105,85
B	0,92	63,92	-0.8	-0.5	0.8	-17,64	-94,09
D	0,92	63,92	+0.8	-0.5	0.8	76,44	0
E	0.92	63,92	-0.3	-0.5	0.8	11,76	-64,68

• (R+4) :

niveau	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,92	72,38	-1	-0.5	0.8	-33,26	-119,76
B	0,92	72,38	-0.8	-0.5	0.8	-19,66	-106,45
D	0,92	72,38	0.8	-0.5	0.8	86,49	0
E	0.92	72,38	-0.3	-0.5	0.8	13,3	-73,18

- (R+5) :

niveau	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,92	78,02	-1	-0.5	0.8	-35,88	-129,2
B	0,92	78,02	-0.8	-0.5	0.8	-21,53	-114,84
D	0,92	78,02	+0.8	-0.5	0.8	93,31	0
E	0,92	78,02	-0.3	-0.5	0.8	14,35	-78,95

- Toiture :

niveau	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
F	0,92	78,02	1,5	-0.5	0.8	143,55	-50,24
G	0,92	78,02	-1	-0.5	0.8	-35,88	-129,25
H	0,92	78,02	-0,7	-0.5	0.8	-14,35	-107,66
I	0,92	78,02	-0,2	-0.5	0.8	21,53	-71,78
			+0,2	-0.5	0.8	50,24	-43,06

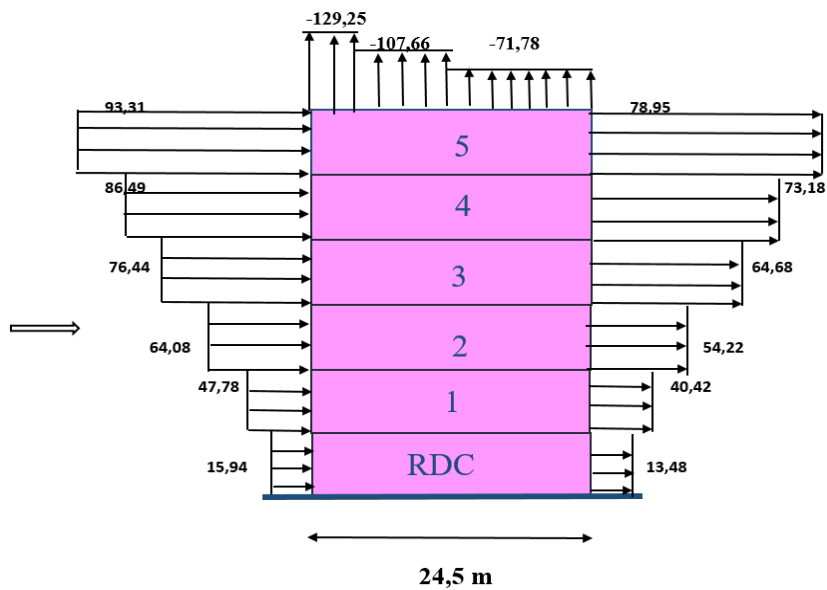


Figure.II.13 Pression sur les zones D, E, F, G, H et I.

❖ **Calcul de la force de frottement :**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j. $C_{fr} = 0,01$

➤ **Parois verticales :**

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$$F_{fr} = 0,01 \times (3,91 \times 24,5) \times (13,33) + 0,01 \times (24,5 \times 3,4) \times (39,95 + 53,58 + 63,92 + 72,38 + 78,02)$$

$$= 269,20 \text{ daN}$$

➤ **Toiture :**

$$F_{fr} = q_{dyn}(Z) \cdot C_{fr} \cdot S_{frj}$$

$$q_{dyn}(z) = q_{dyn} \text{ du 5ème étage} = 78,02 \text{ daN/m}^2$$

$$S_{fr} = d \times b = 29,9 \times 24,5 = 732,55 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 78,02 \times 0,01 \times (24,5 \times 29,9) = 571,53 \text{ daN}$$

❖ **Action d'ensemble :**

Zone	niveau	S (m ²)	q _j (daN/m ²)	F _{fr} (daN)	F _w (daN)	F _u (daN)
D	RDC	95,79	15,94	269,20	1526,89	0
	1	83,3	47,78	269,20	3980,07	0
	2	83,3	64,08	269,20	5337,86	0
	3	83,3	76,44	269,20	6367,45	0
	4	83,3	86,49	269,20	7204,61	0
	5	83,3	93,31	269,20	7772,72	0
E	RDC	95,79	-13,48	269,20	-1291,24	0
	1	83,3	-40,42	269,20	-3366,98	0
	2	83,3	-54,22	269,20	-4516,53	0

	3	83,3	-64,68	269,20	-5387,84	0
	4	83,3	-73,18	269,20	-6095,89	0
	5	83,3	-78,95	269,20	-6576,53	0
F	toiture	22,33	-50,24	571,53	0	-1121,85
G	toiture	44,73	-129,25	571,53	0	-5781,35
H	toiture	447	-107,66	571,53	0	-48124,02
I	toiture	285,54	-71,78	571,53	0	-20496,06
				Niveau	$\sum F_w$	$\sum F_u$
				RDC	235,64	-75523,28
				1	613,09	
				2	821,33	
				3	979,61	
				4	1108,72	
				5	1196,19	

Tableau.II.8 Action d'ensemble.

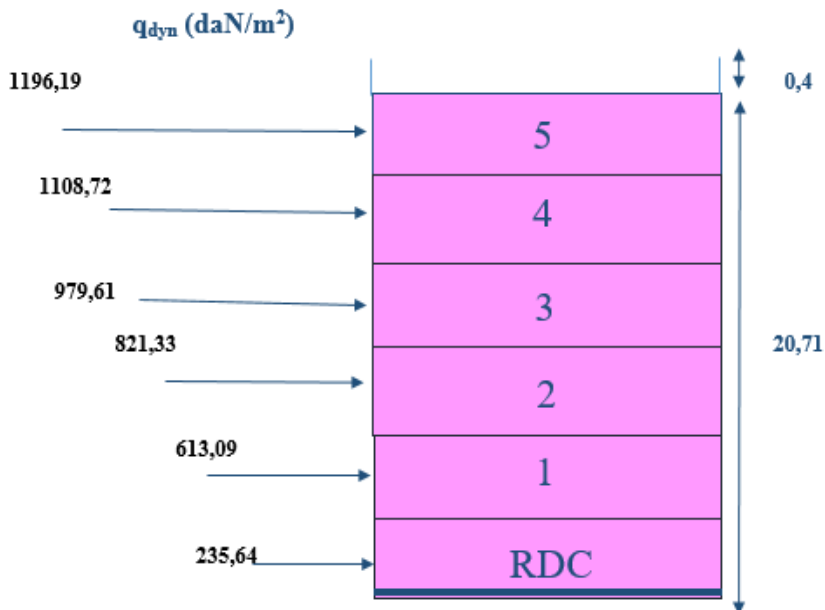


Figure.II.14 Action d'ensemble.

❖ **Excentricité de la force globale horizontale :**

Une excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour les constructions autres que révolution pour tenir compte de la torsion.

L'excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être prise égale à : $e = \pm \frac{b}{10} m$
 Avec b est la dimension à la base du maître couple.
 $e = \pm 29,9/10 = 2,99 m$

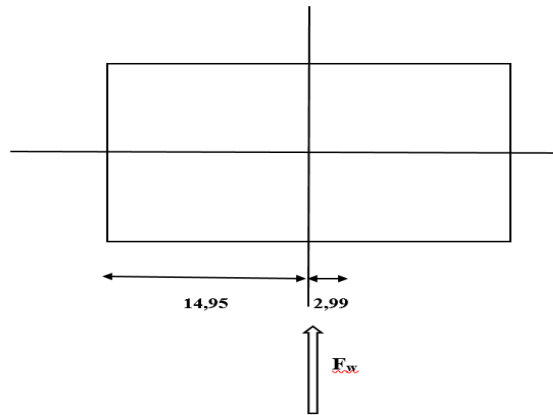


Figure. II 15 L'excentricité de la force globale horizontale F_w

II.3.1.2 Direction V_2 du vent :

On suit les mêmes étapes que pour la direction V_1 .

❖ Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

➤ **Parois verticales :**

• **Coefficient de pression extérieure C_{pe} :**

$b = 24,5 m$. $d = 29,9 m$. $e = 24,5 m$

$d > e$. la paroi est divisée en zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

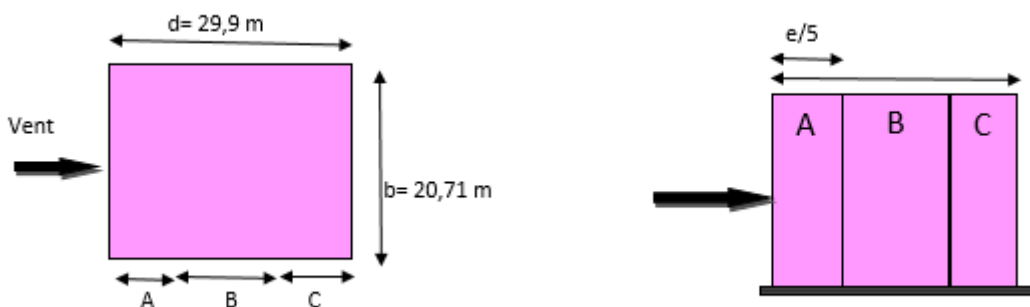


Figure.II.16 Légende pour les parois verticales.

La surface de la paroi considérée $S = 24,5 \times 20,71 = 507,37 m^2 \geq 10m^2$. Selon la formule (2) :

$C_{pe} = C_{pe.10}$

On a :

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.3

Tableau.II.9 Valeurs de C_{pe} .

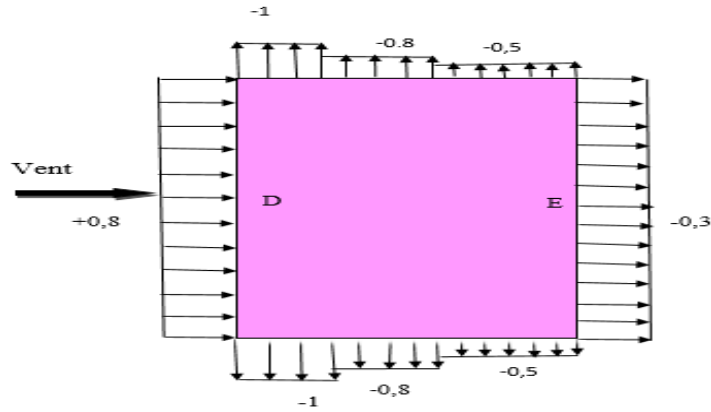


Figure.II.17 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

➤ Terrasse :

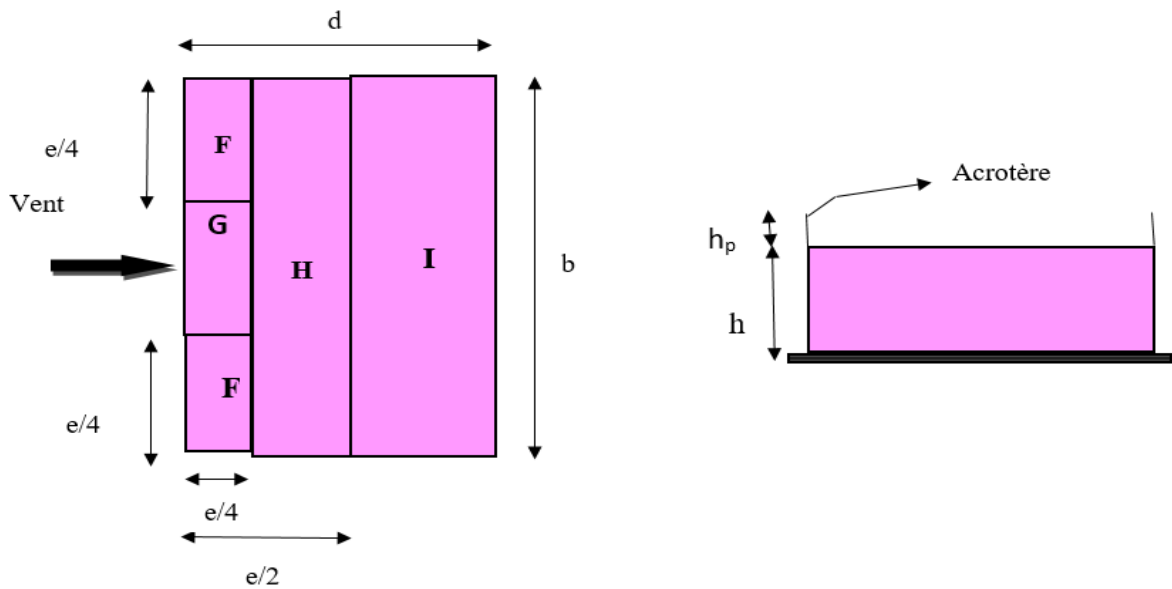


Figure.II.18 Légende pour la terrasse.

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.50	-1.00	-0.70	± 0.20

Tableau.II.10 Valeurs de C_{pe} .

1,5	-0,7	$\pm 0,2$
-1		
-1,5		

Figure.II.19 Valeurs de C_{pe} pour la terrasse.

- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$C_{pi1} = -0.5$ et $C_{pi2} = 0.8$

Les valeurs des pressions q_j pour les différents niveaux sont représentées sur les tableaux suivants :

- RDC :

zone	C_d	$q_{dyn}(\text{daN}/\text{m}^2)$	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j1}(\text{daN}/\text{m}^2)$	$q_{j2}(\text{daN}/\text{m}^2)$
A	0,93	13,33	-1	-0.5	0.8	-6,19	-22,31
B	0,93	13,33	-0.8	-0.5	0.8	-3,71	-19,83
C	0,93	13,33	-0.5	-0.5	0.8	0	-16,11
D	0,93	13,33	+0.8	-0.5	0.8	16,11	0
E	0,93	13,33	-0.3	-0.5	0.8	2,47	-13,63

• (R+1) :

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,93	39,95	-1	-0.5	0.8	-18,57	-66,67
B	0,93	39,95	-0.8	-0.5	0.8	-11,14	-59,44
C	0,93	39,95	-0.5	-0.5	0.8	0	-48,29
D	0,93	39,95	+0.8	-0.5	0.8	48,29	0
E	0,93	39,95	-0.3	-0.5	0.8	7,43	-40,86

• (R+2) :

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,93	53,58	-1	-0.5	0.8	-24,91	-89,69
B	0,93	53,58	-0.8	-0.5	0.8	-14,94	-79,72
C	0,93	53,58	-0.5	-0.5	0.8	0	-64,77
D	0,93	53,58	+0.8	-0.5	0.8	64,77	0
E	0,93	53,58	-0.3	-0.5	0.8	9,96	-54,81

• (R+3) :

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,93	63,92	-1	-0.5	0.8	-29,72	-107
B	0,93	63,92	-0.8	-0.5	0.8	-17,83	-95,11
C	0,93	63,92	-0.5	-0.5	0.8	0	-77,28
D	0,93	63,92	+0.8	-0.5	0.8	77,27	0
E	0,93	63,92	-0.3	-0.5	0.8	11,88	-65,39

• (R+4) :

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,93	72,38	-1	-0.5	0.8	-33,65	-121,16
B	0,93	72,38	-0.8	-0.5	0.8	-20,19	-107,7
C	0,93	72,38	-0.5	-0.5	0.8	0	-87,5
D	0,93	72,38	+0.8	-0.5	0.8	87,5	0
E	0,93	72,38	-0.3	-0.5	0.8	13,46	-74,04

- (R+5) :

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
A	0,93	78,02	-1	-0.5	0.8	-36,27	-130,6
B	0,93	78,02	-0.8	-0.5	0.8	-21,76	-116,09
C	0,93	78,02	-0.5	-0.5	0.8	0	-94,32
D	0,93	78,02	+0.8	-0.5	0.8	94,32	0
E	0,93	78,02	-0.3	-0.5	0.8	14,51	-79,81

- Toiture :

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN/m ²)
F	0,93	78,02	-1.5	-0.5	0.8	-72,56	-166,88
G	0,93	78,02	-1.0	-0.5	0.8	-36,28	-130,6
H	0,93	78,02	-0.7	-0.5	0.8	-14,51	-108,83
I	0,93	78,02	-0.2	-0.5	0.8	21,76	-72,55
	0,93	78,02	+0.2	-0.5	0.8	50,79	-43,53

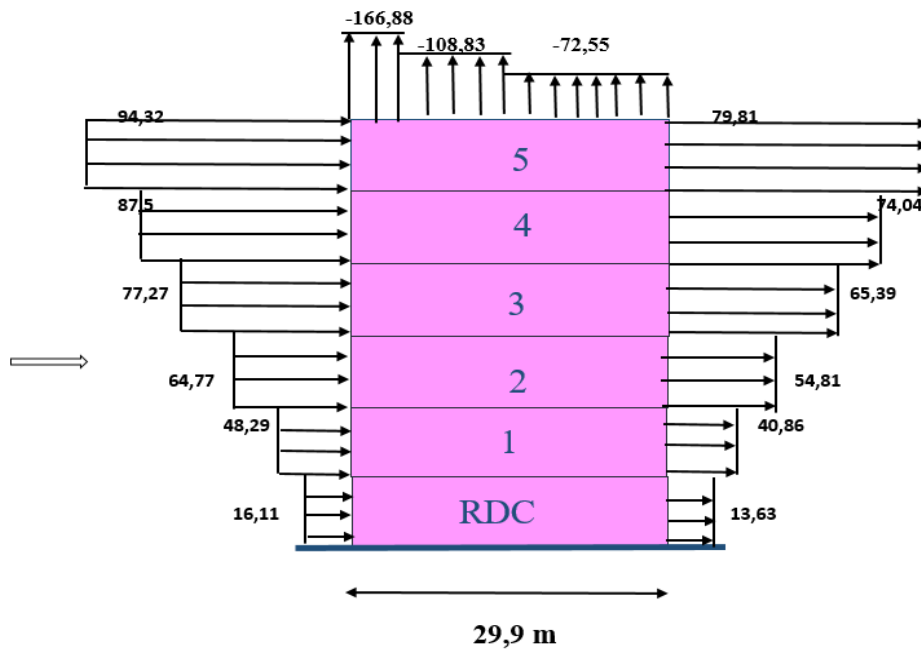


Figure.II.20 Pression sur les zones D, E, F, G, H et I.

❖ Calcul de la force de frottement :

a) Parois verticales :

$$F_{fr} = \Sigma (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$$F_{fr} = 0,01 \times (3,91 \times 29,9) \times (13,33) + 0,01 \times (29,9 \times 3,4) \times (39,95 + 53,58 + 63,92 + 72,38 + 78,02)$$

$$= 328,54 \text{ daN}$$

b) Toiture :

$$F_{fr} = q_{dyn}(Z) \cdot C_{fr} \cdot S_{frj}$$

$$q_{dyn}(Z) = q_{dyn} \text{ du 5ème étage} = 78,02 \text{ daN/m}^2$$

$$S_{fr} = d \times b = 24,5 \times 29,9 = 732,55 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 78,02 \times 0,01 \times (29,9 \times 24,5) = 571,53 \text{ daN}$$

❖ Action d'ensemble :

Zone	Niveau	S (m ²)	q _j (daN/m ²)	F _{fr} (daN)	F _w (daN)	F _u (daN)
D	RDC	116,9	16,11	328,54	1883,25	0
	1	101,66	48,29	328,54	4909,16	0
	2	101,66	64,77	328,54	6584,51	0
	3	101,66	77,27	328,54	7855,26	0
	4	101,66	87,5	328,54	8895,25	0
	5	101,66	94,32	328,54	9588,57	0
E	RDC	116,9	-13,63	328,54	-1593,34	0
	1	101,66	-40,86	328,54	-4153,82	0
	2	101,66	-54,81	328,54	-5571,98	0
	3	101,66	-65,39	328,54	-6647,54	0
	4	101,66	-74,04	328,54	-7526,9	0
	5	101,66	-79,81	328,54	-8113,48	0
F	Toiture	15	-166,88	571,53	0	-2503,2
G	Toiture	43,24	-130,6	571,53	0	-5647,14
H	Toiture	24,01	-108,83	571,53	0	-2613
I	Toiture	43,24	-72,55	571,53	0	-3137,06
				Niveau	ΣF_w	ΣF_u
				RDC	289,91	-13900,4

	1	755,34	
	2	1012,53	
	3	1207,72	
	4	1368,35	
	5	1475,09	

Tableau.II.11 Action d'ensemble.

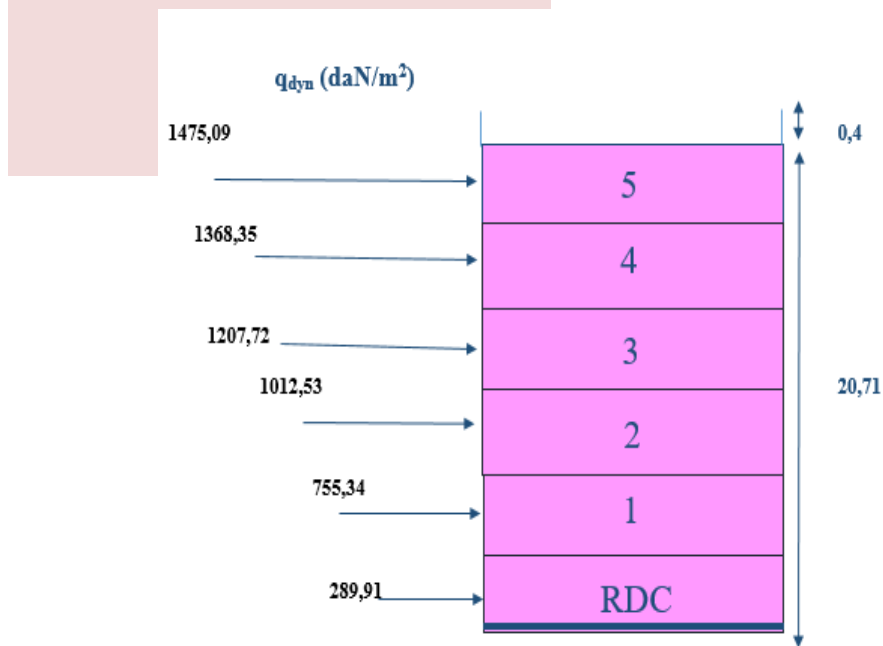


Figure.II.21 Action d'ensemble.

❖ Excentricité de la force globale horizontale :

Il faut tenir aussi compte d'une excentricité e de la composante horizontale

$$e = \pm b/10. e = \pm 24,5/10 = 2,45 \text{ m}$$

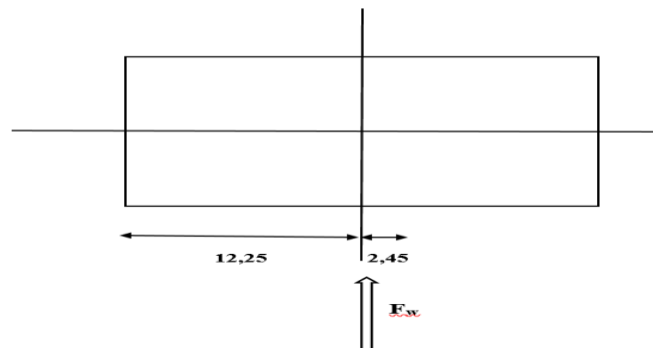


Figure.II.22 L'excentricité de la force globale horizontale F_w

II.3.2 Effet de la neige :

❖ Charge de neige sur les toitures :

L'accumulation de la neige sur la terrasse produite une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNV99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000 mètres**.

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 :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- S_k (en KN/m^2) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de zone de neige.

- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Notre bâtiment situé à la wilaya de Sétif c'est-à-dire en zone de neige : A

$$\mu = 0,8$$

$$S_k = \frac{(0,07 \times H) + 15}{100} = 0,92 \text{ KN/m}$$

Toiture a un versant , $0 \leq \alpha \leq 30$ donc $\mu = 0.8$

H : l'altitude par rapport au niveau de la mer en (m).

$$H = 1100 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } S = 73,6 \text{ daN/m}^2$$

II.3.3 Effet de la variation de la température :

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée de gradient thermique).

Pour notre structure ; on n'a pas pris en compte l'effet de la température pour les justifications suivantes :

- La longueur minimale pour laquelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50m, et celle de notre cas est de : **20,71 m**

II.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fournis les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (la charge permanente, la surcharge d'exploitation et surcharge climatique). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement les éléments de la structure.



Chapitre III :
***Prédictionnement des
éléments et descente des
charges.***



III.1 Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, Secondaire et solives) ont pré dimensionné chaque élément à partir de trois conditions :

- Vérification de la condition de flèche
- Vérification de la condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

III.2 Pré dimensionnement de la poutraison :

La poutraison est un réseau des poutres métalliques horizontales qui transmet aux poteaux les forces qui sollicitent la dalle. Ce réseau, le plus souvent orthogonal, est constitué des solives, qui reçoit directement les charges verticales de la dalle et les transmettent aux sommiers perpendiculaire qui s'appuie sur les poteaux.

III.2.1 Principe de calcul :

Les présentes règles ont pour but de modifier les méthodes de calcul L'applicables à l'étude des projets de constructions en acier. L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions.

Les éléments de la poutraison sont destinés à reprendre les sollicitations, et à assurer la stabilité basée sur l'RDM et les règles **CM66** et l'**Eurocode-3**.

III.2.2 Pré dimensionnement des solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est 1,1 m

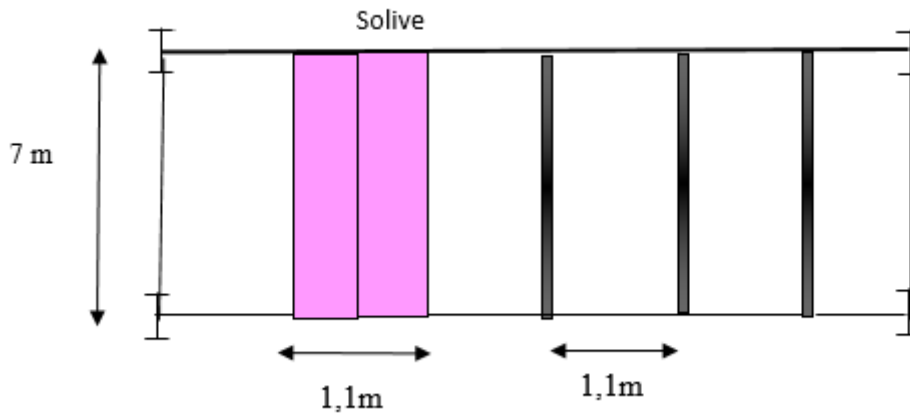


Figure.III.1 Schéma statique de la solive la plus sollicitée.

❖ Pré-dimensionnement des solives selon CM66 :

Selon le règlement **CM66**, les solives sont dimensionnées pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes : $f \leq f_{adm}$

➤ Pré dimensionnement des solives de niveau terrasse :

On a :

$$G = 603 \text{ daN/m}^2 \quad Q = 100 \text{ daN/m}^2 \quad S = 73,6 \text{ daN/m}^2 \quad W = -129,25 \text{ daN/m}^2$$

• Combinaisons des charges pondérées :

Combinaisons	P (daN/m ²)
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}S$	914,4
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	954
$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + S)$	1049,93

$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}W$	610,12
$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + W)$	762,56
$\frac{4}{3}G + \frac{4}{3}(Q + W + 0.5S)$	863,13

Tableau.III.1 Combinaisons de charges pondérées pour les solives de niveau terrasse (CM66).

- Combinaisons des charges non pondérées :

Combinaisons	P (daN/m ²)
G + Q + S	676,6

Tableau.III.2 Combinaisons de charges non pondérés pour les solives de niveau terrasse (CM66).

- Caractéristiques des solives :

Portée de la solive	L=7 m
Distance entre l'axe des solives	L _c =1,1 m
L'inclinaison du plancher	α =0,01°

Tableau.III.3 Caractéristiques des solives de niveau terrasse

- Chargement sur la solive :

Les charges sont représentées sur le tableau suivant :

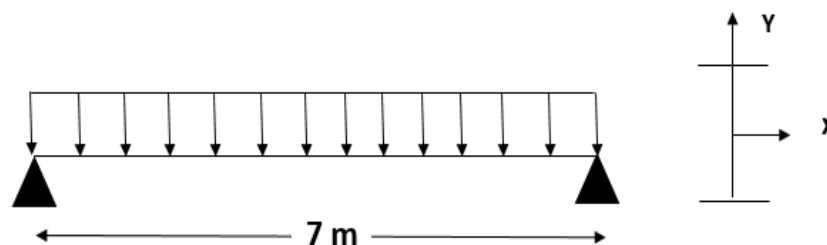


Figure.III.2 Chargement sur la solive.

Chargement	Charge linéaire
Charge permanente (G) : Poids propre du plancher $G_{ter}=603 \text{ daN/m}^2$	$G_{ter}=603 \times 1,1=663,3 \text{ daN/ml}$
G= 663.3 daN/ml	
Charge d'exploitation(Q) : $Q=100 \text{ daN/m}^2$ et $S=73,6 \text{ daN/m}^2$	$Q= (100+73,6) \times 1,1$ $=190,96 \text{ daN/ml}$
Q=190,96 daN/ml	

Tableau.III.4 Charges sur les solives de niveau terrasse.

- Combinaison de charge :

Charge pondéré : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}Q$	Charge non pondéré : $G + Q$
$\frac{4}{3}(663,3) + \frac{17}{12}(190,96 + 73,6)$ $= 1259,19 \text{ daN/ml}$	$663,3 + (190,96 + 73,6)$ $= 927,86 \text{ daN/ml}$

Tableau.III.5 Combinaisons de charges pour les solives de niveau terrasse (CM66).

- Dimensionnement de profilée :

$$f = \frac{5qL^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \rightarrow I \geq \frac{5qL^3}{384EI}$$

$$I \geq \frac{5 \times 927,86 \times 10^{-2} \times 700^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 5719,94 \text{ cm}^4$$

Donc notre profilé **IPE 270**

- Les Caractéristiques de profilée IPE 270 :

IPE	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	daN/m	cm ²	Mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
	G	A	h	b	t _w	I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y
270	36,1	45,95	270	135	6,6	5790	419,9	428,9	62,2	11,23	3,02

Tableau.III.6 Caractéristiques du profilée IPE 270.

➤ Pré dimensionnement des solives de niveau étage courant :

On a : $G = 472 \text{ daN/m}^2$ $Q=250 \text{ daN/m}^2$

- Combinaisons des charges pondérées :

Combinaisons	P (daN/m)
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	1004,33

Tableau.III.7 Combinaisons de charges pondérées pour les solives d'étage courant (CM66).

- Combinaisons des charges non pondérées :

Combinaisons	P (daN/m)
$G + Q$	722

Tableau.III.8 Combinaisons de charges non pondérés pour les solives d'étage courant (CM66).

- Caractéristiques des solives :

Portée de la solive	$L = 7 \text{ m}$
Distance entre l'axe des solives	$L_c = 1,1 \text{ m}$
L'inclinaison du plancher	$\alpha = 0^0$

Tableau.III.9 Caractéristiques des solives d'étage courant.

Le chargement est représenté sur le tableau suivant :

- **Chargement sur la solive :**

Chargement	Charge linéaire
Charge permanente (G) : Poids propre du plancher $G_{etg}=472 \text{ daN/m}^2$	$G_{etg}=472 \times 1,1=519,2 \text{ daN/ml}$
G= 519,2 daN/ml	
Charge d'exploitation(Q) : $Q=250 \text{ daN/m}^2$	$Q=250 \times 1,1=275 \text{ daN/ml}$
Q=275 daN/ml	

Tableau.III.10 Charges sur les solives d'étage courant.

- **Combinaison de charge :**

Charge pondéré : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	Charge non pondéré : $G + Q$
$\frac{4}{3}(519,2) + \frac{3}{2}(275 + 73,6)$ $= 1215,16 \text{ daN/ml}$	$519,2 + 275$ $= 769,2 \text{ daN/ml}$

Tableau.III.11 Combinaisons de charges pour les solives d'étage courant (CM66).

- **Dimensionnement de profilée :**

$$f = \frac{5qL^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \rightarrow I \geq \frac{5qL^3}{384EI}$$

$$I \geq \frac{5 \times 769,2 \times 10^{-2} \times 700^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 4907,65 \text{ cm}^4$$

Donc notre profilé **IPE 270**

- Les Caractéristiques de profilée IPE 270 :

IPE	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	daN/m	cm ²	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
	G	A	h	b	t _w	I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y
270	36,1	45,95	270	135	6,6	5790	419,9	428,9	62,2	11,23	3,02

Tableau.III.12 Caractéristiques du profilée IPE 270.

❖ **Pré-dimensionnement des solives selon l'EUROCODE.3 :**

Le pré dimensionnement s'effectue à :

→ **L'état limite de service** : (Condition de la flèche)

La flèche est vérifiée par la condition :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.Sd}l^4}{EI_y} \leq \delta_{max}$$

δ_{max} : Valeur limite recommandées pour les flèches verticales.

→ **L'état limite ultime** : (Condition de résistance et l'effort tranchant)

- **Condition de résistance :**

La condition de résistance qu'il faut vérifier est :

$$M_{Sd} \leq M_{c.Rd}$$

Ou $M_{c.Rd}$ est la résistance de calcul de la section transversale à la flexion.

Pour les sections de classe 1 et 2

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

La valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

Où $V_{pl.Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement donnée par :

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \text{ ou } A_v \text{ est l'aire de cisaillement.}$$

➤ **Pré dimensionnement des solives de niveau terrasse :**

On a: $G= 603 \text{ daN/m}^2$, $Q=100 \text{ daN/m}^2$, $S=73,6 \text{ daN/m}^2$, $W =-129,25 \text{ daN/m}^2$

L'entraxe entre les solives : $lx= 1,1 \text{ m}$

- **Condition de la flèche :**
- **Combinaisons de charges :**

Combinaisons	$Q_{zsd}(\text{daN/ml})$
$G + Q + 0.87S + 0.67W$	637,78
$G + S + 0.87Q + 0.67W$	677
$G + W + 0,87(S + Q)$	624,78
$G + Q + 0,87S$	767,03

Tableau.III.13 Combinaisons de charges pour les solives de niveau terrasse à l'ELS (Eurocode-3).

Donc : $Q_{zsd} = 767,03 \text{ daN/m}$

$$f_z = \frac{5 Q_{zsd}l^4}{384EI} \leq \frac{l}{200} \rightarrow I_y \geq \frac{1000Q_{zsd}l^3}{384EI}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{1000 \times 767,03 \times 10^{-2} \times 700^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 3262,54 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 240**

• **Condition de la résistance :**

Classification de la section :

→ **Ame fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,7 < 72 \rightarrow \text{ame de classe 01}$$

→ **Semelle comprimé :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{120/2}{9,8} = 6,12 < 10 \rightarrow \text{semelle de classe 01}$$

IPE 240 section de classe 01, cette section peut former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

• **Comminations de charges :**

Combinaisons	P (daN/ml)
1. 35G + 1. 5Q + 1. 305S + 1. 005W	930,2
1. 35G + 1. 5S + 1. 305Q + 1. 005W	925,05
1. 35G + 1. 5W + 1. 305(S + Q)	846,72
1. 35G + 1. 5Q + 1. 305S	1060,09

Tableau.III.14 Combinaisons de charges pour les solives de niveau terrasse à l'ELU (Eurocode-3).

Donc : P=1060,09 daN/ml

$$M_{sd} = \frac{pl^2}{8} = 5948,43 \text{ daN.m}$$

Section de classe 01 →

$$M_{cRD} = M_{plRD} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{367 \times 10^3 \times 235}{1} = 86245 \text{ daN.m}$$

Avec : $M_{sd} = 5948,43 \text{ daN.m} < M_{cRD} = 86245 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{CV}$

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

$$V_{sd} = \frac{pl}{2} = 3551,3 \text{ daN}$$

$$V_{pl Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{19,1 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3}} = 259143,66 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3551,3 \text{ daN} < 0.5V_{pl Rd} = 129571,8 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc on adopte un **IPE 240** pour les solives de niveau terrasse.

IPE	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	daN/m	cm ²	Mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
	G	A	h	b	t _w	I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y
240	30,7	39,12	240	120	6,2	3892	283,6	324,3	47,27	9,97	2,69

Tableau.III.15 Caractéristiques du profilée IPE 240.

➤ **Pré dimensionnement des solives d'étage courant :**

- **Condition de la flèche :**
- **Les combinaisons :**

Combinaisons	Q _{zsd} (daN/ml)
G + Q	769,2

Tableau.III.16 Combinaisons de charges pour les solives d'étage courant à l'ELS (Eurocode-3).

Donc : Q_{zsd} = 769,2 daN/ml

$$f_z = \frac{5 Q_{zsd} l^4}{384EI} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 Q_{zsd} l^3}{384EI}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{1250 \times 769,2 \times 700^3 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 4089,71 \text{ cm}^4$$

On prend IPE **270**

- Condition de la résistance :

Combinaisons	P (daN/ml)
1. 35G + 1. 5Q	1113,42

Tableau.III.17 Combinaisons de charges pour les solives d'étage courant à l'ELU (Eurocode-3).

$P=1113,42 \text{ daN/ml}$

$$M_{sd} = \frac{pl^2}{8} = 6819,69 \text{ daN.m}$$

Section de classe 01 →

$$M_{cRD} = M_{plRD} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 10^3 \times 235}{1} = 11374 \text{ daN.m}$$

Avec : $M_{sd} = 6819,69 \text{ daN.m} < M_{cRD} = 11374 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{CV}$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{pl}{2} = 3896,97 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{22,14 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3}} = 30038,9 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 3896,97 \text{ daN} < 0.5V_{plRd} = 30038,9 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc on adopte un **IPE270** pour les solives de niveau de l'étage courant.

IPE	Poids daN/m	Section cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
			mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
	G	A	h	b	t _w	I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y
270	36,1	45,95	270	135	6,6	5790	419,9	428,9	62,2	11,23	3,02

Tableau.III.18 Caractéristiques du profilée IPE 270.

III.2.3 Pré dimensionnement des poutres principales (sommier) :

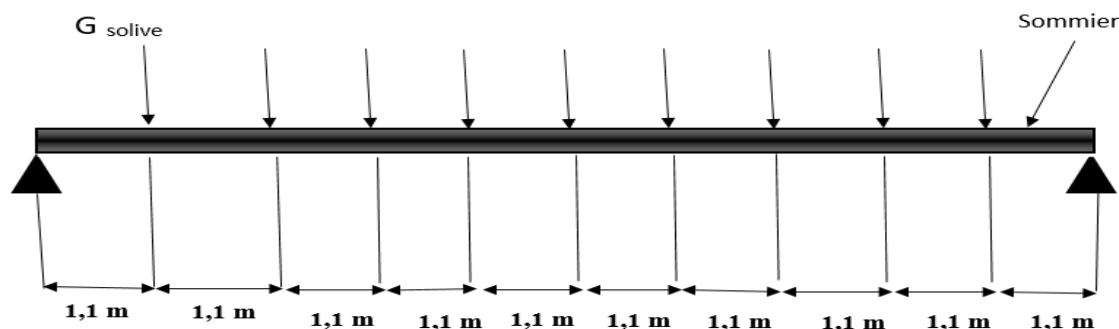


Figure.III.3 Schéma statique du sommier le plus sollicité.

❖ Pré dimensionnement des poutres principales (sommier) selon CM66 :

➤ Pré dimensionnement des poutres principales (sommier) niveau terrasse :

On a : $G= 603 \text{ daN/m}^2$ $Q=100 \text{ daN/m}^2$ $S=73,6 \text{ daN/m}^2$ $W =-129,25 \text{ daN/m}^2$

• Combinaisons des charges pondérées :

Combinaisons	P (daN/m ²)
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}S$	914,4
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}W$	610,12
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	954
$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + S)$	1049,93
$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + W)$	762,56
$\frac{4}{3}G + \frac{4}{3}(Q + W + 0.5S)$	814,06

Tableau.III.19 Combinaisons de charges pondérées pour les sommiers de niveau terrasse(CM66).

- Combinaisons des charges non pondérées :

Combinaisons	P (daN/m ²)
G + Q + S	776,6

Tableau.III.20 Combinaisons de charges non pondérées pour les sommiers de niveau terrasse(CM66).

- Caractéristiques des sommiers :

Portée du sommier	L= 11 m
Distance entre l'axe des sommiers	L _C = 3,35 m
L'inclinaison du plancher	$\alpha = 0.01^0$

Tableau.III.21 Caractéristiques des sommiers de niveau terrasse.

- Chargement sur le sommier :

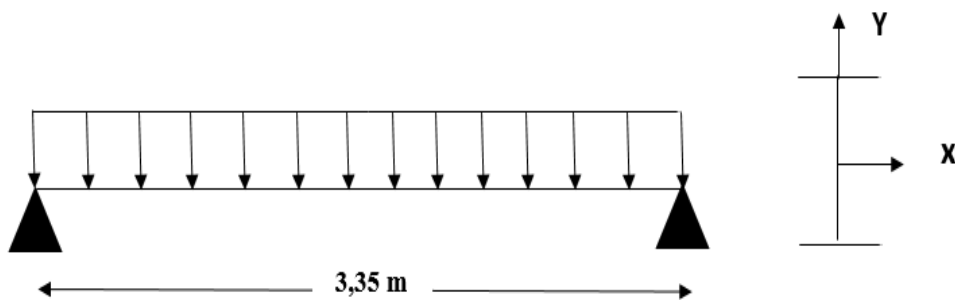


Figure.III.4 Chargement sur le sommier.

Le chargement est représenté sur le tableau suivant :

Chargement	Charge linéaire
Charge permanente (G) : Poids propre du plancher $G_{ter} = 603 \text{ daN/m}^2$	$G_{ter} = 603 \times 3,35 = 2020 \text{ daN/ml}$ $G_{solive} = 30,7 \times 3,35 / 1,1$ $= 93,49 \text{ daN/ml}$
G=2113,49 daN/ml	
Charge d'exploitation(Q) :	$Q = 100 \times 3,35 = 335 \text{ daN/ml}$

$Q_{ter}=100 \text{ daN/m}^2$
$Q= 335 \text{ daN/ml}$

Tableau.III.22 Charges sur les sommiers de niveau terrasse.

- Combinaison de charge :

Charge pondéré : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}Q$	Charge non pondéré : $G + Q$
$\frac{4}{3} \times 2113,49 + \frac{17}{12} \times 335$ $= 3292,57 \text{ daN/ml}$	$2113,49 + 335$ $= 2448,49 \text{ daN/ml}$

Tableau.III.23 Combinaison de charge pour les sommiers de niveau terrasse (CM66).

- Dimensionnement de profilée :

$$f = \frac{5qL^4}{384EI} \geq f_{adm} = \frac{L}{300} \rightarrow I \geq \frac{5qL^3}{384EI}$$

$$I \geq \frac{5 \times 2448,49 \times 10^{-2} \times 1100^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 60620,17 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte notre profilée **IPE 550**

- Les Caractéristiques de profilée IPE 550 :

IPE	Poids daN/m	Sec tion cm ²	Dimensions Cm			Caractéristiques					
						cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
	G	A	h	b	t _w	I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y
550	106	134	550	210	11,1	67120	2668	2440	254	22,4	4,45

Tableau.III.24 Caractéristiques du profilée IPE 550.

- Pré dimensionnement des poutres principales (sommier) étage courant :

On a: $G= 472 \text{ daN/m}^2$ $Q=250 \text{ daN/m}^2$.

- Combinaisons des charges pondérées :

Combinaisons	P(daN/m ²)
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	1004,36

Tableau.III.25 Combinaisons de charges pondérées pour les sommiers d'étage courant(CM66).

- Combinaisons des charges pondérées :

Combinaisons	P(daN/m ²)
G + Q	722

Tableau.III.26 Combinaisons de charges non pondérées pour les sommiers d'étage courant(CM66).

- Caractéristiques des sommiers :

Portée du sommier	L= 11 m
Distance entre l'axe des sommiers	L _C = 3,35 m
L'inclinaison du plancher	$\alpha = 0^0$

Tableau.III.27 Caractéristiques des sommiers d'étage courant.

- Chargement sur le sommier :

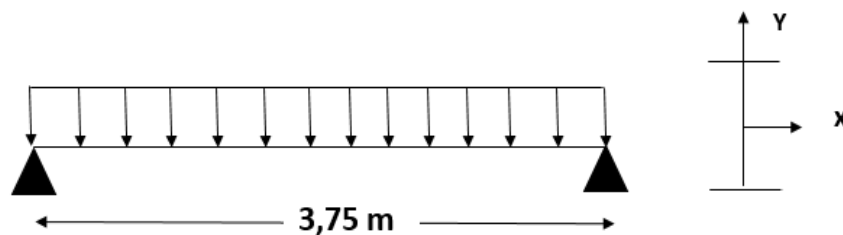


Figure.III.5 Chargement sur le sommier.

Le chargement est représenté sur le tableau suivant :

Chargement	Charge linéaire
Charge permanente (G) :	$G_{ter}=472 \times 3,35 = 1581,02 \text{ daN/ml}$
Poids propre du plancher	$G_{solive}=36,1 \times 3,35/1,1=109,94 \text{ daN/ml}$
$G_{etg}=472 \text{ daN/m}^2$	

G=1690,96 daN/ml	
Charge d'exploitation(Q) : Q=250 daN/m ²	Q=250×3,35= 837,5 daN/ml
Q=837,5 daN/ml	

Tableau.III.28 Charges sur les sommiers d'étage courant.

- Combinaison de charge :

Charge pondéré : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	Charge non pondéré : G + Q
$\frac{4}{3} \times 1690,96 + \frac{3}{2} \times 837,5$ = 2524,47 daN/ml	1690,96 + 837,5 = 2528,46 daN/ml

Tableau.III.29 Combinaisons de charge pour les sommiers d'étage courant(CM66).

- Dimensionnement de profilée :

$$f = \frac{5qL^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \rightarrow I \geq \frac{5qL^3}{384EI}$$

$$I \geq \frac{5 \times 2528,46 \times 10^{-2} \times 1100^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 62600,08 \text{ cm}^4$$

Donc notre profilée est **IPE 550**

- Les Caractéristiques de profilée IPE 550 :

IPE	Poids daN/ m	Section cm ²	Dimensions Cm			Caractéristiques					
						cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
			G	A	h	b	t _w	I _x	I _y	W _x	W _y
550	106	134	550	210	11,1	67120	2668	2440	254	22,4	4,45

Tableau.III.30 Caractéristiques du profilée IPE 550.

❖ **Pré dimensionnement des poutres principales selon l'EUROCODE-3 :**

➤ **Pré dimensionnement des poutres principales (sommier) niveau terrasse :**

On a: $G = 603 \text{ daN/m}^2$ $Q=100 \text{ daN/m}^2$ $S=73,6 \text{ daN/m}^2$ $W =-129,25 \text{ daN/m}^2$
 L'entraxe entre les sommiers : $l_x=3,5 \text{ m}$

- **Condition de la flèche :**
- **Les combinaisons de charge :**

Combinaisons	$Q_{zsd}(\text{daN/ml})$
$G + Q + 0.87S + 0.67W$	2599,12
$G + S + 0.87Q + 0.67W$	2565,13
$G + W + 0.87(S + Q)$	2598,22
$G + Q + 0,87S$	2449,36

Tableau.III.31 Combinaisons de charges pour les sommiers de niveau terrasse à l'ELS (Eurocode-3).

Donc: $Q_{zsd} = 2449,36 \text{ daN/ml}$

$$f_z = \frac{5 Q_{zsd} l^4}{384EI} \leq \frac{l}{200} \rightarrow I_y \geq \frac{1000Q_{zsd} l^3}{384EI}$$

$$I_y = \frac{1000 \times 2449,36 \times 1100^3 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 40427,80 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 500**

- **Combinaisons de charges :**

Combinaisons	$P(\text{daN/ml})$
$1.35G + 1.5Q + 1.305S + 1.005W$	3581,52
$1.35G + 1.5S + 1.305Q + 1.005W$	3530,53
$1.35G + 1.5W + 1.305(S + Q)$	3580,31
$1.35G + 1.5Q + 1.305S$	3451,76

Tableau.III.32 Combinaisons de charges pour les sommiers de niveau terrasse à l'ELU (Eurocode-3).

Donc : P=3451,76 daN/ml

$$M_{sd} = \frac{pl^2}{8} = 52207,87 \text{ daN.m}$$

Section de classe 01 →

$$M_{CRD} = M_{plRD} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \times 10^3 \times 235}{1} = 515590 \text{ daN.m}$$

Avec : $M_{sd} \leq M_{CRD} \dots \dots \dots \text{CV}$

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

$$V_{sd} = \frac{pl}{2} = 18489,68 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{59,9 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3}} = 812707,1 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 18489,68 \text{ daN} < 0,5V_{plRd} = 406353,5 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc on adopte un **IPE 500** pour les sommiers de niveau terrasse.

IPE	Poids s daN /m	Sect ion cm ²	Dimensions Cm			Caractéristiques					
						cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
			G	A	h	b	t _w	I _x	I _y	W _x	W _y
500	90,7	116	500	200	10,2	48200	2142	1930	214	20,4	4,31

Tableau.III.33 Caractéristiques du profilée IPE 500.

❖ **Pré dimensionnement des sommier d’étage courant :**

- **Condition de la flèche :**
- **Les combinaisons :**

Combinaisons	Q _{zsd} (daN/ml)
G + Q	2528,46

Tableau.III.34 Combinaisons de charges pour les sommiers d’étage courant à l’ELS (Eurocode-3).

Donc : $Q_{zsd} = 2528,46 \text{ daN/ml}$

$$f_z = \frac{5 Q_{zsd} l^4}{384EI} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 Q_{zsd} l^3}{384EI}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{1250 \times 2528,46 \times 1100^3 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 52166,73 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 550**

- **Condition de la résistance :**

combinaisons	P (daN/ml)
1, 35G + 1, 5Q	3539,05

Tableau.III.35 Combinaisons de charges pour les sommiers d'étage courant à l'ELU

(Eurocode-3).

Donc : $P = 3539,05 \text{ daN/ml}$

$$M_{sd} = \frac{pl^2}{8} = 53528,13 \text{ daN.m}$$

Section de classe 01 →

$$M_{CRD} = M_{plRD} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2777 \times 10^3 \times 235}{1} = 652595 \text{ daN.m}$$

Avec : $M_{sd} = 53528,13 \text{ daN.m} < M_{CRD} = 652595 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{CV}$

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

$$V_{sd} = \frac{pl}{2} = 19464,78 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{72,3 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3}} = 1699050 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 19464,78 \text{ daN} < 0,5 V_{plRd} = 849525 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc on adopte un **IPE 550** pour les sommiers de niveau de l'étage courant.

IPE	Poids daN/m	Sectio n cm ²	Dimensions Cm			caractéristiques					
						cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
	G	A	h	b	t _w	I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y
550	106	134	550	210	11,1	67120	2668	2440	254	22,4	4,45

Tableau.III.36 Caractéristiques du profilée IPE 550.

III.3 Descente des charges :

Pour cette opération, on prend le poteau le plus sollicité :

- Poteau centrale « F-3 »

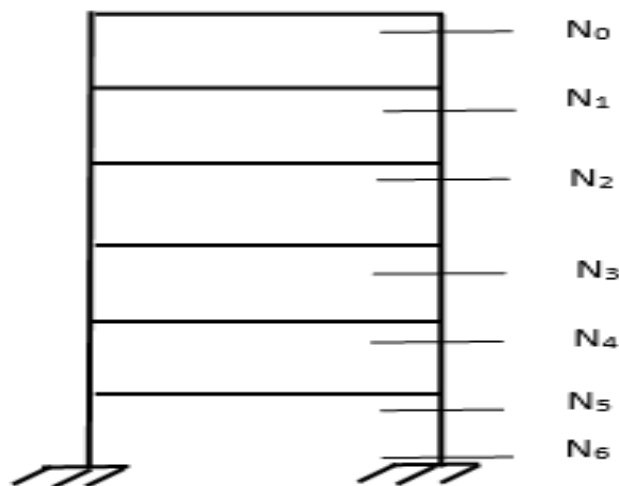


Figure III.6 Les coupes.

II.3.1 Descente des charges selon l'EUROCODE-3 :

❖ Plancher terrasse :

$$g = 603 \text{ daN/m}^2$$

$$q+s = 100+73,6=173,6 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 9,3 \times 6,75 = 62,77 \text{ m}^2$$

Donc : $G_T = g \times S = 37850,31 \text{ daN}$

$$Q_T = (q + s) \times S = 10896,87 \text{ daN}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$g = 472 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 15,36 + 13,44 + 15,12 + 13,23 = 57,15 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } G_e = g \times S = 472 \times 57,15 = 26974,8 \text{ daN}$$

$$Q_e = q \times S = 250 \times 62,77 = 15692,5 \text{ daN}$$

❖ **Poutre longitudinale :**

• **Terrasse : IPE 550**

$$g = 106 \text{ daN/ml}$$

$$l = 4,8 + 4,2 = 9 \text{ m}$$

$$G_{pl} = g \times l = 954 \text{ daN}$$

• **Etage : IPE 500**

$$g = 90,7 \text{ daN/ml}$$

$$l = 4,8 + 4,2 = 9 \text{ m}$$

$$G_{pl} = g \times l = 816,3 \text{ daN}$$

❖ **Poutre transversale :**

• **Terrasse : IPE 240**

$$g = 30,7 \text{ daN/ml}$$

$$l = 3,2 + 3,15 = 6,35 \text{ m}$$

$$G_{pl} = g \times l = 194,94 \text{ daN}$$

• **Etage : IPE 270**

$$g = 36,1 \text{ daN/ml}$$

$$l = 3,2 + 3,15 = 6,35 \text{ m}$$

$$G_{pl} = g \times l = 229,23 \text{ daN}$$

Donc : le poids total des poutres est égal à :

→ Terrasse :

$$G_{pr} = G_{pl} + G_{pt} = 1148,94 daN$$

→ Etage :

$$G_{pr} = G_{pl} + G_{pt} = 1045,53 daN$$

❖ Poteau HEA 400 :

$$h_p = 3,40m$$

$$g = 125 daN / m$$

$$G = g \times h_p = 425 daN / m$$

éléments	Plancher terrasse	Plancher étage	Poutres terrasse	Poutres étage	poteau
G	37850,31	26974,8	1148,94	1045,53	425
Q	10896,87	15692,5			

Tableau.III.37 Charges des éléments.

- La descente des charges pour le poteau central (C-3) :

niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse	37850,31	10896,87
	Poutre (P+S)	1148,94	
	Total	38999,25	10896,87
N ₁	Venant de N ₀	38999,25	10896,87
	Plancher etage	26974,8	15692,5
	Poutre (P+S)	1045,53	
	poteau	425	
	Total	67444,58	26589,37
N ₂	Venant de N ₁	67444,58	26589,37
	Plancher etage	26974,8	15692,5
	Poutre (P+S)	1045,53	
	poteau	425	
	Total	95889,91	42281,87
N ₃	Venant de N ₂	95889,91	42281,87
	Plancher etage	26974,8	15692,5
	Poutre (P+S)	1045,53	
	poteau	425	
	Total	124335,24	57974,37
N ₄	Venant de N ₃	124335,24	57974,37

	Plancher etage	26974,8	15692,5
	Poutre (P+S)	1045,53	
	poteau	425	
	Total	152780,57	73666,87
N₅	Venant de N4	152780,57	73666,87
	Plancher etage	26974,8	15692,5
	Poutre (P+S)	1045,53	
	poteau	425	
	Total	181225,9	89359,37
N₆	Venant de N5	181225,9	89359,37
	poteau	425	
	Total	181650,9	89359,37
Total		181650,9	89359,37

Tableau.III.38 Charges sur le poteau central (F-3)

❖ Pré-dimensionnement des poteaux :

Principe de calcul :

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à :

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Ou : $\beta_A = 1$ pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3

χ : Le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer.

Pour les éléments à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de χ pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, peut être déterminée par la formule :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^{-2}]^{0,5}} ; \quad \text{mais: } \chi \leq 1$$

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

α : est un facteur d'imperfection

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5}$$

λ : est l'élancement pour le mode de flambement à considérer

$$\lambda_1 = 93,3 \varepsilon = 93,3 ; (\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1)$$

$\bar{\lambda} \leq 0.2$: Le risque de flambement n'est pas considéré.

Donc :

$$\text{On a : } N_{sd} = 1,35G + 0,9 \times (1,5Q) = 365862,64 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Ou $\beta_A = 1$ pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3(HEA de classe 1)

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5}$$

λ : est l'élanement pour le mode de flambement à considérer

$$\lambda_1 = 93,3 \varepsilon = 93,3$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{340}{7,34} = 46,32 \rightarrow \bar{\lambda} = 0,496$$

$$\text{HEA400} \begin{cases} h = 390 \text{ mm} \\ b = 300 \text{ mm} \\ t_f = 19 \text{ mm} \\ i_z = 73,4 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{h}{b} = 1,3 > 1,2; \text{axe de flambement } z - z \rightarrow \text{courbe de flambement } b$$

$$\bar{\lambda} = 0,496; \text{courbe } c \rightarrow \chi = 0,8842$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,8842 \times 159 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 3003466,6 \text{ N}$$

$N_{sd} < N_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{ CV}$

Donc on adopte des poteaux de profilé **HEA 400**

II.3.2 Descente des charges selon CM 66 :

❖ Plancher terrasse :

$$g = 603 \text{ daN/m}^2$$

$$q+s = 100+73,6=173,6 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 9,3 \times 6,75 = 62,77 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } G_T = g \times S = 37850,31 \text{ daN}$$

$$Q_T = (q + s) \times S = 10896,87 \text{ daN}$$

❖ Plancher étage courant :

$$g = 472 \text{ daN/m}^2$$

$$q=250 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 15,36 + 13,44 + 15,12 + 13,23 = 57,15 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } G_e = g \times S = 472 \times 57,15 = 26974,8 \text{ daN}$$

$$Q_e = q \times S = 250 \times 62,77 = 15692,5 \text{ daN}$$

❖ Poutre longitudinale :

• Terrasse + Etage : IPE 550

$$g = 106 \text{ daN / ml}$$

$$l = 4,8 + 4,2 = 9 \text{ m}$$

$$G_{pl} = g \times l = 954 \text{ daN}$$

❖ Poutre transversale :

• Terrasse + Etage : IPE 270

$$g = 36,1 \text{ daN / ml}$$

$$l = 3,2 + 3,15 = 6,35 \text{ m}$$

$$G_{pl} = g \times l = 229,23 \text{ daN}$$

Donc : le poids total des poutres est égal à :

→ Terrasse :

$$G_{pr} = G_{pl} + G_{pt} = 1183,23 daN$$

→ Etage :

$$G_{pr} = G_{pl} + G_{pt} = 1183,23 daN$$

❖ Poteau HEA 400 :

$$h_p = 3,40m$$

$$g = 125 daN / m$$

$$G = g \times h_p = 425 daN / m$$

éléments	Plancher terrasse	Plancher étage	Poutres terrasse	Poutres étage	poteau
G	37850,31	26974,8	1183,23	1183,23	425
Q	10896,87	15692,5			

Tableau.III.39 Charges des éléments.

- La descente des charges pour le poteau central (C-3) :

niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse	37850,31	10896,87
	Poutre (P+S)	1183,23	
	Total	39033,54	10896,87
N ₁	Venant de N ₀	39033,54	10896,87
	Plancher étage	26974,8	15692,5
	Poutre (P+S)	1183,23	
	poteau	425	
	Total	67616,57	26589,37
N ₂	Venant de N ₁	67616,57	26589,37
	Plancher étage	26974,8	15692,5
	Poutre (P+S)	1183,23	
	poteau	425	
	Total	96199,6	42281,87
N ₃	Venant de N ₂	96199,6	42281,87
	Plancher étage	26974,8	15692,5
	Poutre (P+S)	1183,23	
	poteau	425	
	Total	124782,63	57974,37
N ₄	Venant de N ₃	124782,63	57974,37

	Plancher étage	26974,8	15692,5
	Poutre (P+S)	1183,23	
	poteau	425	
	Total	153365,66	73666,87
N ₅	Venant de N4	153365,66	73666,87
	Plancher étage	26974,8	15692,5
	Poutre (P+S)	1183,23	
	poteau	425	
	Total	181948,69	89359,37
N ₆	Venant de N5	181948,69	89359,37
	poteau	425	
	Total	182373,69	89359,37
Total		182373,69	89359,37

Tableau.III.40 Charges sur le poteau central (F-3).

❖ Pré-dimensionnement des poteaux :

On vérifie que la contrainte pondérée de compression simple σ est satisfaite à la condition :

$$k \sigma \leq \sigma_e$$

Où k est un coefficient de flambement donné en fonction de l'élanement λ .

Donc :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 380243,53 daN$$

$$N_s = G + Q = 271733,06 daN$$

On fait majorer les efforts trouvés de 5 % (Poteau central):

$$N_u = 399255,7 daN$$

$$N_s = 285319,71 daN$$

$$\sigma = \frac{N_u}{A} \leq \sigma_e = 24 daN/mm^2$$

$$\sigma = \frac{380243,53}{159} = 23,91 daN/mm^2 \dots\dots\dots CV$$

Tel que :

K : coefficient de flambement.

σ : contrainte pondérée de compression.

σ_e : contrainte admissible de l'acier.

Donc :

On adopte des poteaux : HEA 400

III.4 Tableau récapitulatif des sections des éléments :

Les éléments	CM66	L'EUROCODE-3
Solive de niveau terrasse	IPE 270	IPE 240
Solive de niveau étage courant	IPE 270	IPE 270
Sommier de niveau terrasse	IPE 550	IPE 500
Sommier de niveau étage courant	IPE 550	IPE 550
Les poteaux	HEA 400	HEA 400

Tableau.III.41 Section des éléments.

III.5 Conclusion :

Pour l'analyse de la structure on doit utiliser les profilées adapté par l'Eurocode-3 puisqu'il est le plus récent et le dimensionnement des éléments plus économique.



Chapitre IV :
Etude des éléments
secondaires.



IV.1 Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poteaux, poutres) on dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes : Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat. Vérification faite selon la condition de résistance.

IV.2 Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base soumise à son poids propre et a une surcharge horizontale et réalise en béton arme. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement qui se trouve à la base pour une bande de 1m linéaire L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS. Il a pour rôle de :

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

IV.2.1 Evaluation des charges :

a. Charge Permanente:

- Surface: $S = 0,4 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,049 \text{ m}^2$
- Poids propre: $G_1 = S \times 25 = 0,049 \times 25 = 1,22 \text{ KN/ml}$

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

C. Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA 99 V 2003** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

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

Avec : $A = 0,15$: coefficient d'accélération de zone (zone IIa)

$C_p = 0,8$: facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8.

$w_p = 1,22 \text{ KN/ml}$: poids de l'acrotère

$$\rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,22 = 0,58 \text{ KN/ml}$$

$$Q_1 = \max (F_p , Q) \text{ donc } Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$$

→ Donc : le ferrailage sera donc donné par les sollicitations G, Q.

IV.2.2 Calcul des sollicitations :

➤ **L'effort normal :**

$$\Rightarrow N_u = 1.35 * G = 1.35 \times 1,22 = 1,64 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow N_{ser} = G = 1,22 \text{ KN/m}$$

➤ **Moment de flexion :**

$$M_u = 1.5 * Q * H = 1.5 \times 1 \times 0,4 = 0,6 \text{ KN. m}$$

$$\Rightarrow M_{ser} = Q * H = 1 \times 0,4 = 0,4 \text{ KN. m}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_u = 1.5 * Q = 1.5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow V_{ser} = Q = 1 \text{ KN/m}$$

	Moment (KN. m)	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)
ELU	$M_u = 0,6$	$N_u = 1,64$	$V_u = 1,5$
ELS	$M_{ser} = 0,4$	$N_{ser} = 1,22$	$V_{ser} = 1$

Tableau.IV.1 Sollicitation due à l'acrotère.

IV.2.3 La position de centre de pression :

➤ **Excentricité "e₀" :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6}{1,64} = 0,36 \text{ m}$$

➤ **La nature de la section :**

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m}$$

$$e_0 > e_1$$

→ Le centre de pression "C" se trouve en extérieur de la section.

→ La section est partiellement comprimée.

D'après le **BAEL 91 :**

La flexion avec compression apparait un risque de flambement.

Donc : il faut majorer l'excentricité réelle de l'effort normal applique.

➤ **L'excentricité totale :**

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

Avec : e_{tot} : l'excentricité total de calcul.

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : Excentricité dus à l'effort de second ordre

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\}$$

$$e_2 = \frac{3(l_f)^2}{h \times 10^4} \times (2 + \alpha \emptyset) \rightarrow \alpha = 0 \text{ et } \emptyset = 2 \dots\dots\dots G \text{ ne crée aucun moment.}$$

$$\Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right\}; e_a = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 0,24 \text{ cm} \} ; e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times (2 \times 0,6)^2}{0,1 \times 10^4} \times (2 + 0) = 0,0086 \text{ m} = 0,8 \text{ cm} ; e_2 = 0,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = 0,36 + 0,02 + 0,0086 = 0,388 \text{ m} = 38,8 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de flambement :**

Le calcul se fait à l'état limite ultime ; notre acrotère est assimilé à une console :

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement.

h : épaisseur d acrotère.

λ : L'lancement.

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h} = 1,2 \times \frac{\sqrt{12}}{0,1} = 41,56$$

$$\lambda_{\max} \leq \text{Max} \left\{ 50; \min \left[e_0 = \frac{67e_0}{h}; 100 \right] \right\}$$

$$e_0 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{67e_0}{h} = \frac{67 \times 0,36}{0,1} = 241,2$$

$$\lambda_{\max} \leq \text{Max} \{ 50; \min[241; 100] \} \rightarrow \lambda_{\max} = 100$$

$$\lambda = 41,56 \leq \lambda_{\max} = 100 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc : le calcul de flambement n'est pas nécessaire.

❖ **Les sollicitations majorées :**

➤ **Calcul de coefficient de majoration :**

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0}; 1,4 \right] & \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} < 0,75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,36}{0,1} = 3,6 > 0,75$$

$$\delta_f = \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0}; 1,4 \right]$$

$$\Leftrightarrow \min \left[1 + 0,15 \times \left(\frac{41,56}{35} \right)^2 \times \frac{0,1}{0,36}; 1,4 \right] \rightarrow \min[1,058; 1,4]$$

$$\Leftrightarrow \delta_f = 1,058$$

➤ **Majoration des sollicitations :**

⇒ **État limite ultime :**

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1,058 \times 1,64 = 1,7 \text{ KN}$$

$$M_u^* = N_u^* \times e_{\text{tot}} = 1,7 \times 0,388 = 0,66 \text{ KN.m}$$

⇒ **État limite service :**

$$N_{\text{ser}}^* = \delta_f \times N_{\text{ser}} = 1,058 \times 1,22 = 1,29 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}}^* = N_{\text{ser}}^* \times e_{\text{tot}} = 1,29 \times 0,388 = 0,5 \text{ KN}$$

	Moment majoré (KN.m)	Effort normal majoré (KN)
ELU	0,66	1,7
ELS	0,5	1,29

Tableau. IV.2 La sollicitation après majoration.

IV.2.4 Le ferrailage de l'acrotère :

Les fissurations sont considérées comme préjudiciable par ce que les éléments exposés aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc. ...), donc le calcul s'effectuera à L'ELS et L'ELU.

Le calcul s'effectue sur un bond de 1 m soumise à la flexion composée.

❖ **Calcul aux états limites :**

➤ **Calcul a l'état limite ultime :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

⇒ $h=10 \text{ cm}$

⇒ $b= 100 \text{ cm}$

⇒ $d= 8 \text{ cm}$

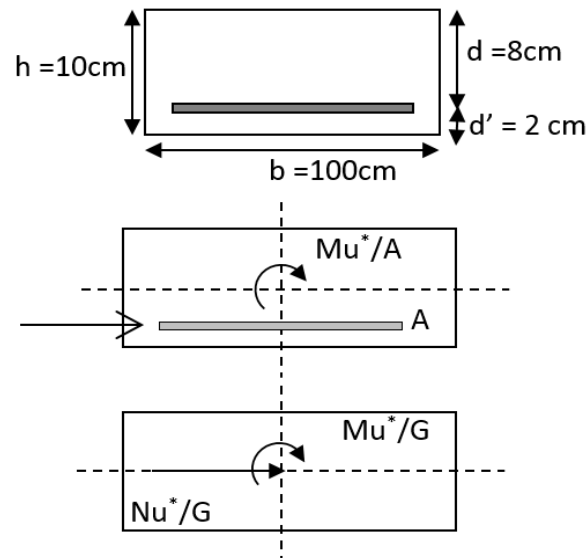


Figure.IV.1 Coupes transversales de l'acrotère.

- Position de centre de pression :

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{0,66}{1,7} = 0,38 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0167 \text{ m} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e > e_0$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul par assimilation à la flexion simple.

- Calcul a la flexion simple :

M_f	σ_{bc}	σ_s	μ_{bu}	A	Z	A^*_{su}	A_{su}
$M_u^* + N_u^* \cdot x \cdot (d-h/2)$	$\frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	$\frac{M_u^*}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$	$1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$d \cdot (1 - 0,4\alpha)$	$\frac{M_f}{Z \cdot \sigma_s}$	$A^*_{su} \cdot \frac{N_u^*}{\sigma_s}$

Tableau.IV.3 Calcul des ferrillages à ELU.

Le calcul des sollicitations par rapport à l'aciers tendus.

- ❖ Calcul des contraintes :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ Mpa} .$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

❖ **Calcul des armatures :**

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,66 + 1,7 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,71 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,16} = 0,0078$$

$\mu_{bu} = 0,0078 < \mu_{lim} = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (pas d'acier comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0078}) = 0,0097$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8(1 - 0,4 \times 0,0097) = 7,96 \text{ cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{z \times \sigma_s} = \frac{0,71 \times 10^6}{79,6 \times 348} = 25,63 \text{ mm}^2 = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{su}^* - \left[\frac{N_u^*}{f_{su}}\right] = 25,63 - \left[\frac{1,7 \times 10^3}{348}\right] = 20,74 \text{ mm}^2 = 0,2 \text{ cm}^2$$

⇒ **État limite service :**

➤ **Calcul des contraintes :**

⇒ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

⇒ **Acier :**

Fissuration préjudiciable : $\eta=1,6$

$$\overline{\sigma}_{sc} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{c28}}\right\} = \min\{266,66 ; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_{ser}^a = M_{ser}^* + N_{ser}^* \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,66 + 1,7 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,71 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment « M_i » :**

$$M_i = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\left(\frac{\alpha_r}{2}\right)}{\left(1 - \frac{\alpha_r^2}{3}\right)}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_{sc}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,53$$

$$\mu_r = 0,27 \rightarrow M_i = 0,27 \times 0,08^2 \times 1 \times 15 \times 10^3 = 25,92 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser}^a = 0,71 < M_i = 25,92 \rightarrow \text{Pas d'armateurs comprimés.}$$

$$A' = 0$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 6,58 \text{ cm.}$$

$$A_s^* = \frac{M_{ser}^a}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,71 \times 10^6}{79,6 \times 348} = 25,63 \text{ mm}^2 = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s^* - \left[\frac{N_{ser}^*}{\sigma_s} \right] = 25,63 - \left[\frac{1,7 \times 10^3}{348} \right] = 20,74 \text{ mm}^2 = 0,2 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage minimal :**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1000 \times 80 = 96,6 \text{ mm}^2 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Max} \{A_u ; A_{ser} ; A_{s \text{ min}}\}$$

$$A_s = \text{Max} \{0,2 ; 0,2 ; 0,96\} \rightarrow A_s = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte le ferraillage : 4T8 /ml..... } A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,51}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage : 3T6 /ml..... $A_s = 0,85 \text{ cm}^2$

➤ **L'espace Maximal :**

$$S_t \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [30 ; 33] = 15 \text{ cm} .$$

➔ On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Dans le sens le moins sollicité :

$$S_t \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

➔ On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

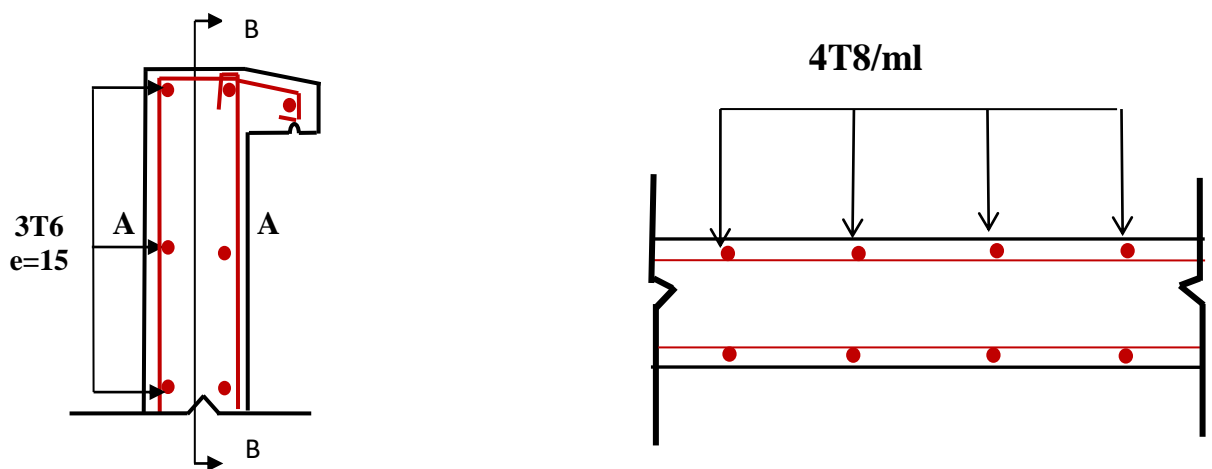
➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 96,6 \text{ mm}^2 = 0,96 \text{ cm}^2$$

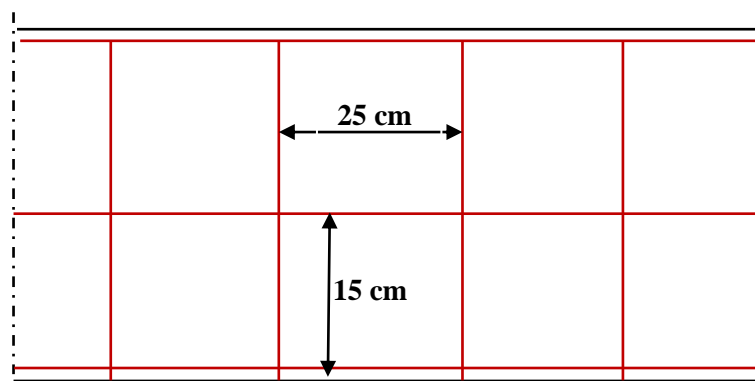
$$1,51 > 0,96$$

Donc : $A_s > A_{\min}$ CV

❖ **Schéma de ferrailage :**



Coupe A-A



Coupe B-B

Figure. IV.2 Schéma de ferrailage.

IV.3 Les escaliers :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la marche s'appelle l'embranchement et la longueur de marche s'appelle giron (g), la hauteur de marche s'appelle contre marche.

Les escaliers sont constitués en charpente métallique avec marche en bois.

- **Un escalier** : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.
- **Un palier** : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Un limon** : élément incliné supportant les marches et les contre marches.

Dans notre cas les escaliers sont droits constitués par limon en profilé UPE séparés par un palier et cornières de marche en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escaliers :

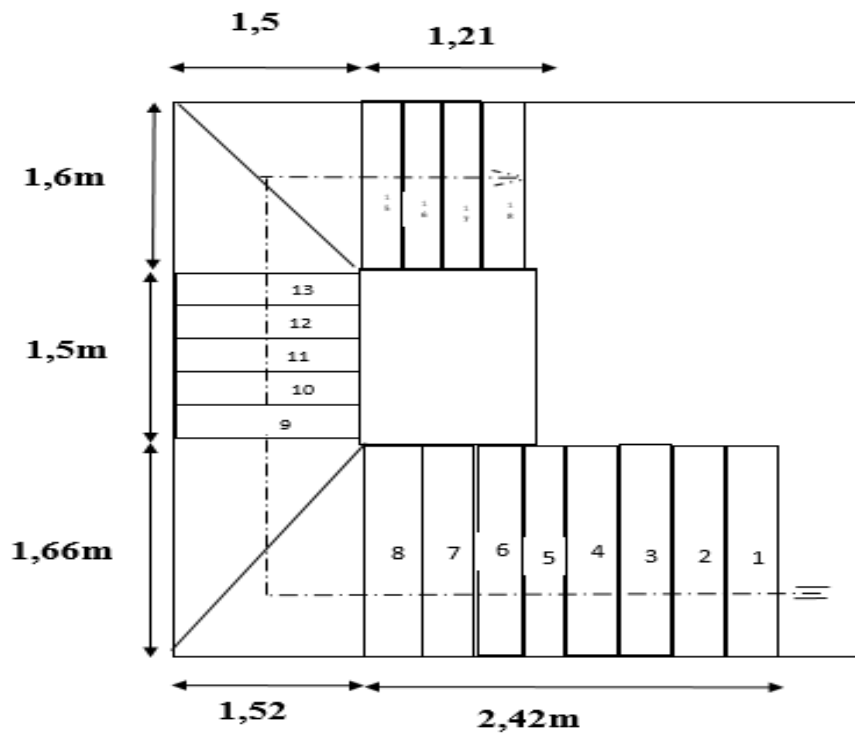


Figure. IV.3 Présentation de l'escalier.

IV.3.1 Nombre des marches :

a. l'embranchement :

Bâtiment à usage d'habitation :

L'embranchement de 1 à 1,5 m

b. les marches et les contre marches :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL**.

$$0,6 \leq g + 2h \leq 0,65$$

h : Varié de 14cm à 20 cm

g : Varié de 22 cm à 30 cm

On prend :

$$g = 30\text{cm}$$

$$h = 17\text{cm}$$

$$0,6 \leq 0,3 + 2 * 0,17 = 0,64 \leq 0,65 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les escaliers composent à 3 volées et 2 paliers à chaque étage.

❖ **Volée d'escalier de l'étage courant + RDC :**

Pour la hauteur d'étage est 3,4m, on a 3 volées, la 1^{ère} volée est de 1,36m, la 2^{ème} et la 3^{ème} volée est de 1,02m.

➤ **1^{er} volée :**

Hauteur d'étage..... $H_e = 3,4m$

Hauteur de volée..... $H_v = 1,36m$

⇒ Nombre de contre marche de volée :

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{136}{17} = 8 \rightarrow N_c = 8 \text{ Contre marche.}$$

⇒ Nombre de marche de volée :

$$N_m = N_c - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ Marches.}$$

➤ **2^{ème} et 3^{ème} volée :**

Hauteur d'étage..... $H_e = 3,4m$

Hauteur de volée..... $H_v = 1,02m$

⇒ Nombre de contre marche de volée :

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{102}{17} = 6 \rightarrow N_c = 6 \text{ Contre marche.}$$

⇒ Nombre de marche de volée :

$$N_m = N_c - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ Marches.}$$

IV.3.2 Conception d'une marche :

L'escalier pour lequel on a opté est un escalier à limon en U avec des marches en bois.

IV.3.3 L'inclinaison de la pailasse :

➤ **1^{er} volée :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_v}{l_f} = \frac{1,36}{2,1} = 0,64 \rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

➤ **2^{ème} et 3^{ème} volée :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_v}{l_f} = \frac{1,02}{1,5} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34,21$$

IV.3.4 Calcul et dimensionnement des escaliers :

❖ Dimensionnement des éléments porteurs pour l'escalier selon l'EUROCODE 3 :

➤ Evaluation des charges :

Bois		70 daN/m ²
Poids de garde de corps en verre		2,5 daN/m ²
	G (daN /m²)	72,5
	Q (daN /m²)	400

Tableau.IV.4 Charges permanentes et d'exploitations des éléments porteurs.

❖ Dimensionnement des limons :

➤ Condition de flèche : $\delta \leq \delta_{max}$:

⇒ 1^{er} volée :

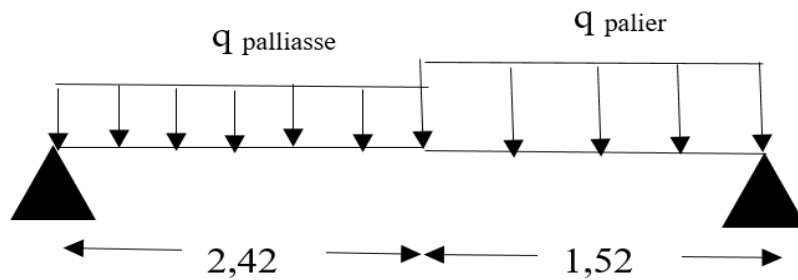


Figure.IV.4 Schéma statique de l'escalier.

$$q_1 = q_2 = \frac{1,2}{2} \times 70 + 2,5 = 43,5 \text{ daN / ml}$$

• La charge équivalente :

$$G = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = 43,5 \text{ daN / ml}$$

$$Q = 400 \times 0,8 = 320 \text{ daN / ml}$$

$$q = G + Q = 363,5 \text{ daN / ml}$$

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta_{max} = \frac{l}{250} = 15,76 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } I \geq \frac{5qi^4}{384E\delta_{max}} \rightarrow I \geq \frac{5 \times 363,5 \times 10^{-2} \times 3940^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 15,76} = 344,62 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

→ Un UPE 120

❖ Condition de résistance : $M_{Sd} \leq M_{c.Rd}$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 538,72 \text{ daN/ml} \rightarrow M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{538,72 \times 3,94^2}{8} = 1045,36 \text{ daN.m}$$

$$\text{UPE120} \begin{cases} \frac{d}{t_w} = 16 < 72 \rightarrow \text{section de classe 1} \\ \frac{c}{t_f} = 7,5 < 10 \rightarrow \text{section de classe 1} \end{cases}$$

Section de classe 1 : $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{70,3 \times 10^3 \times 235}{1} = 1652,05 \text{ daN.m}$

$M_{Sd} < M_{c.Rd} \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc on adopte un UPE 120.

⇒ 2^{eme} volée :

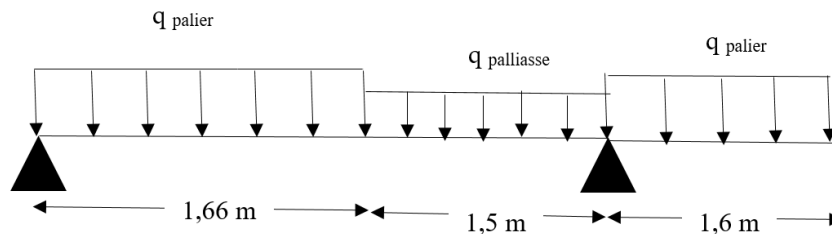


Figure.IV.5 Schéma statique de l'escalier volée 2.

$$q_1 = q_2 = \frac{1,2}{2} \times 70 + 2,5 = 43,5 \text{ daN/ml}$$

• La charge équivalente :

$$G = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3}{l_1 + l_2 + l_3} = 43,5 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 400 \times 0,8 = 320 \text{ daN/ml}$$

$$q = G + Q = 363,5 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta_{max} = \frac{l}{250} = 19,04 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } I \geq \frac{5qi^4}{384E\delta_{max}} \rightarrow I \geq \frac{5 \times 363,5 \times 10^{-2} \times 4760^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 19,04} = 734,16 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

→ Un UPE160

❖ Condition de résistance : $M_{Sd} \leq M_{c.Rd}$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 538,72 \text{ daN/ml} \rightarrow M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{538,72 \times 4,76^2}{8} = 1525,76 \text{ daN.m}$$

$$\text{UPE160} \begin{cases} \frac{d}{t_w} = 21,27 < 72 \rightarrow \text{section de classe 1} \\ \frac{c}{t_f} = 7,36 < 10 \rightarrow \text{section de classe 1} \end{cases}$$

Section de classe 1 : $M_{C.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{132 \times 10^3 \times 235}{1} = 3102 daN.m$

$M_{Sd} < M_{C.Rd} \dots \dots \dots CV$

Donc on adopte un **UPE 160**.

⇒ **3^{eme} volée :**

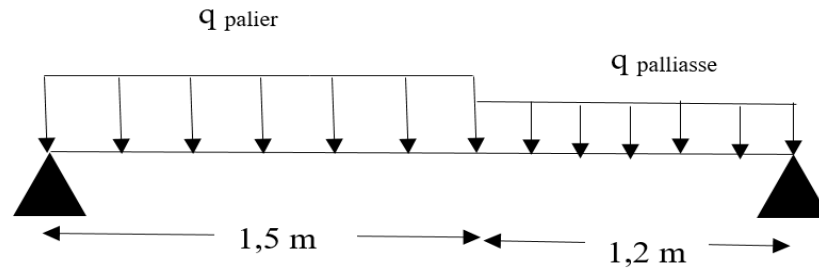


Figure.IV.6 Schéma statique de l'escalier volée 3.

$$q_1 = q_2 = \frac{1,2}{2} \times 70 + 2,5 = 43,5 daN / ml$$

• **La charge équivalente :**

$$G = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = 43,5 daN / ml$$

$$Q = 400 \times 0,8 = 320 daN / ml$$

$$q = G + Q = 363,5 daN / ml$$

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta_{max} = \frac{l}{250} = 10,84 mm$$

$$\text{Donc : } I \geq \frac{5qi^4}{384E\delta_{max}} \rightarrow I \geq \frac{5 \times 363,5 \times 10^{-2} \times 2710^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 10,84} = 77,13 \times 10^4 mm^4$$

→ Un **UPE 80**

❖ **Condition de résistance :** $M_{Sd} \leq M_{C.Rd}$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 538,72 daN / ml \rightarrow M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{538,72 \times 2,71^2}{8} = 494,55 daN.m$$

$$\text{UPE140} \begin{cases} \frac{d}{t_w} = 11,5 < 72 \rightarrow \text{section de classe 1} \\ \frac{c}{t_f} = 7,14 < 10 \rightarrow \text{section de classe 1} \end{cases}$$

Section de classe 1 : $M_{C.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{31,2 \times 10^3 \times 235}{1} = 733,2 daN.m$

$M_{Sd} < M_{c.Rd} \dots \dots \dots CV$

Donc on adopte un **UPE 80**

❖ **Dimensionnement des escaliers selon CM66 :**

➤ **Dimensionnement d'éléments porteurs :**

❖ **Condition de résistance :**

$$\begin{cases} G = 70 daN / m^2 \\ Q = 400 daN / m^2 \end{cases}$$

pois de garde-corps = 2,5 daN / ml

$$\begin{cases} G = 43,5 daN / ml \\ Q = 320 daN / ml \end{cases}$$

⇒ **1^{er} volée :**

$$q = \left(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q\right) \times g = 1345 daN / ml \Rightarrow M = \frac{ql^2}{8} = 2609,9 daN.m$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq \sigma_e \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M}{\sigma_e} = 108746 mm^3$$

Donc un **UPE 160**

❖ **Condition de flèche :**

$$f \leq f_{lim} = \frac{l}{300}$$

$q = G + Q = 363,5 daN / ml$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 363,5 \times 10^{-2} \times 3940^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 911 \times 10^4} = 5,96 mm < \frac{l}{300} = 13,13 mm \dots \dots CV$$

→ Donc on adopte un **UPE 160** pour le limon.

⇒ 2^{ème} volée :

$$q = \left(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q\right) \times g = 1345 \text{ daN/ml} \Rightarrow M = \frac{ql^2}{8} = 3809,3 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq \sigma_e \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M}{\sigma_e} = 15872 \text{ mm}^3$$

Donc un UPE 200

❖ Condition de flèche :

$$f \leq f_{\text{lim}} = \frac{l}{300}$$

$$q = G + Q = 363,5 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 363,5 \times 10^{-2} \times 4760^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1910 \times 10^4} = 6,05 \text{ mm} < \frac{l}{300} = 15,86 \text{ mm} \dots \dots \text{CV}$$

→ Donc on adopte un UPE 160 pour le limon.

⇒ 3^{ème} volée :

$$q = \left(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q\right) \times g = 1345 \text{ daN/ml} \Rightarrow M = \frac{ql^2}{8} = 1234,72 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq \sigma_e \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M}{\sigma_e} = 51446 \text{ mm}^3$$

Donc un UPE 120

❖ Condition de flèche :

$$f \leq f_{\text{lim}} = \frac{l}{300}$$

$$q = G + Q = 363,5 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 363,5 \times 10^{-2} \times 2710^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 364 \times 10^4} = 3,33 \text{ mm} < \frac{l}{300} = 9,03 \text{ mm} \dots \dots \text{CV}$$

→ Donc on adopte un UPE 160 pour le limon.

Tableaux récapitulatives des résultats :

Les limons	EUROCODE 3	CM66
1^{er} volée	UPE 120	UPE 160
2^{eme} volée	UPE 160	UPE 200
3^{eme} volée	UPE 80	UPE 120

Tableau. IV.5 Dimension des éléments pour l'escalier.

IV.4 Conclusion :

Pour l'analyse de la structure on doit utiliser les profilées adapté par l'Eurocode-3 puisque le dimensionnement des éléments plus économique.



Chapitre V :
Etude des planchers mixtes.



V.1 Introduction :

Les ossatures de plancher sont constituées des poutres croisées, les solives portent sur des poutres maîtresses, qui portent elles-mêmes sur des poteaux.

Le platelage est une dalle en béton, coulée sur prédalles ou sur bac d'acier utilisés comme coffrages perdus ou collaborant.

Ce type de plancher mixte (acier-béton) est le plus répandus dans les constructions de plancher d'immeubles de bureau, d'entrepôts,

La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes distinctes qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service.

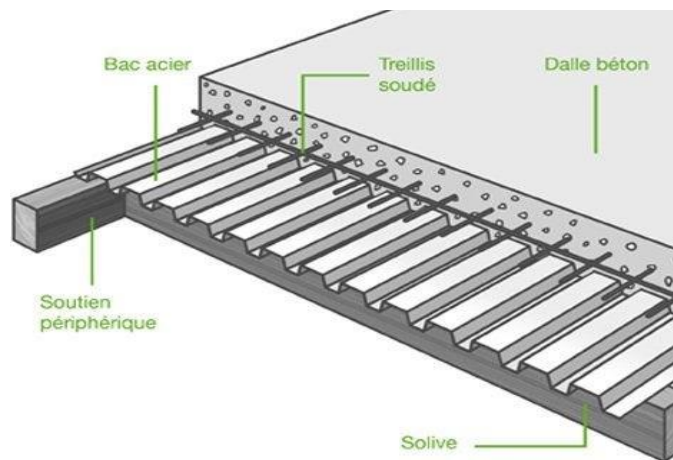


Figure.V.1 Plancher mixte.

V.2 Calcul de la dalle mixte :

Un plancher mixte se calcule en deux étapes. On dimensionne d'abord la dalle mixte ensuite, on calcule les poutres mixtes formées par la connexion sur les solives.

V.2.1 Vérification de la dalle mixte :

Une dalle mixte est l'association d'une tôle en acier profilée à froid et d'une dalle en béton. Il s'agit, à terme, d'un élément acier-béton collaborant.

La tôle profilée intervient à divers stades et joue plusieurs rôles :

- Lors de la construction, elle sert de plancher de travail.
- Lors du bétonnage, elle sert de coffrage pour le béton.
- À terme, en comportement mixte, elle joue le rôle d'armature inférieure de la dalle.

V.2.2 Calcul de la dalle collaborant :

❖ Etapes de calcul :

Les différentes étapes de calcul des plancher sont :

➤ Calcul des solives :

- Détermination des contraintes de flexion.
- Vérification à l'effort tranchant.
- Vérification de la flèche.
- Contraintes additionnelles de retrait.
- Contraintes finales.
- Diagramme des contraintes.

➤ Calcul des sommiers :

- Charge linéique totale.
- Condition de flèche.
- Vérification de la résistance en flexion.
- Vérification à l'effort tranchant.

V.2.3 Dimensionnement de la poutraison :

❖ Les solives :

➤ Le moment d'inertie de la section homogène :

La section mixte :

$$S = A + \frac{B}{\eta} \quad ; \quad B = b \times t$$

Avec :

A : section acier.

B : section béton.

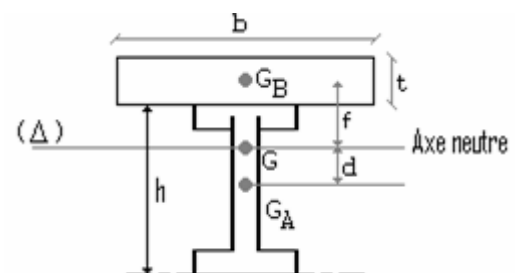


Figure.V.2 Dalle collaborant.

η : Coefficient d'équivalence acier/béton.

b : longueur de la section béton.

t : épaisseur de la dalle béton.

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à G_A , centre de gravité de la poutre acier est 'd' et on l'obtient en écrivant l'égalité des moments statiques par rapport à (Δ) :

Poutre : $\mu = A \times d$

Dalle : $\mu = \frac{B}{\eta} \times f$

Soit :

$$A \times d = \frac{B}{\eta} \times f \quad \text{ou: } f + d = \frac{t + h}{2}$$

$$D'ou: \quad d = \frac{b \times t}{\eta} \times \frac{t + h}{2.S}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à (Δ) est :

$$I = I_A + A. d^2 + \frac{I_B}{\eta} + \frac{B}{\eta} \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

I_A et I_B étant les inerties propres des sections A et B :

$$I = I_A + A. d^2 + \frac{b. t^3}{12\eta} + \frac{b. t}{\eta} \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

➤ **Contrainte de la flexion simple :**

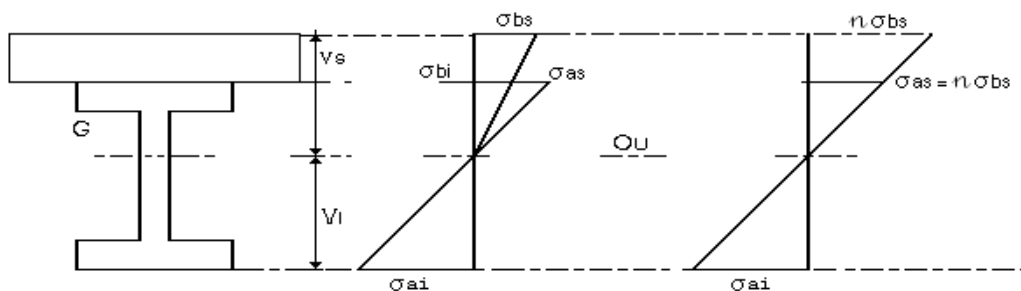


Figure.V.3 Diagramme des contraintes de la flexion simple.

M étant le moment fléchissant maximal dans la section mixte d'inertie I, les contraintes extrêmes sont :

Traction : $\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \times V_i$

Compression : $\sigma_{as} = \frac{M}{I} \cdot (V_s - t)$

Contrainte de la dalle béton :

$$\text{Compression fibre supérieure : } \sigma_{bs} = \frac{M}{\eta \cdot I} \cdot V_s$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{bi} = \frac{M}{\eta \cdot I} (V_s - t)$$

$$V_i = \frac{h}{2} + d \text{ et } V_s = \frac{h}{2} + t - d$$

➤ **Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :**

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ε). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier. Ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton. L'effet de retrait peut, en outre se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- ✓ Un raccourcissement ε_a de la poutre acier.
- ✓ Un allongement ε_b de la dalle béton.

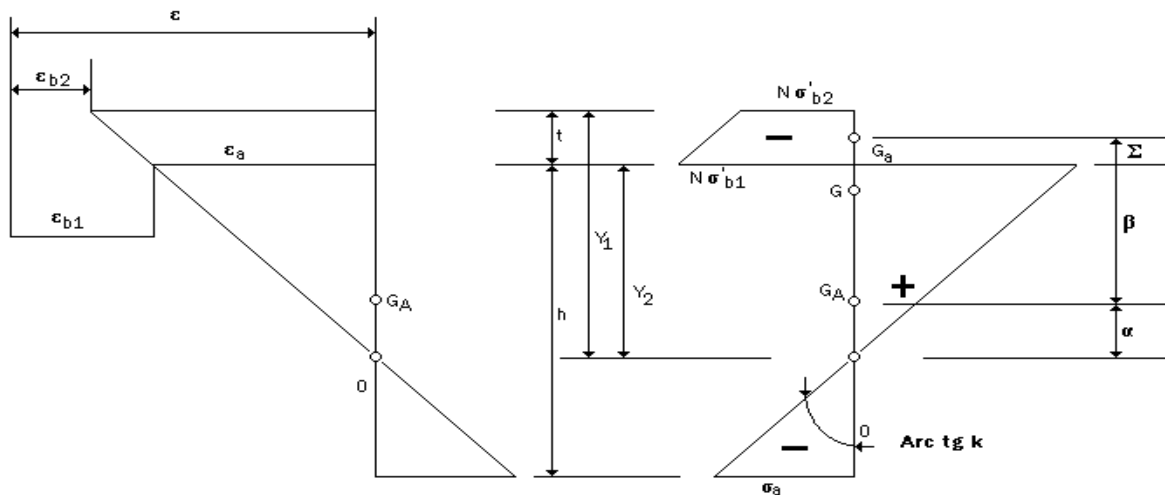


Figure.V.4 Diagramme des contraintes de retrait.

Et l'on a : $\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$

En posant : $K = \frac{M}{I}$, les contraintes s'écrivent :

$$\sigma'_a = K.Y_1 = E_a.\varepsilon_a$$

$$\sigma_a = K(h - Y_1)$$

$$\sigma'_{b1} = E_b.\varepsilon_b = \frac{E_a}{\eta}(\varepsilon - \varepsilon_a) = \frac{1}{\eta}(E_a.\varepsilon - K.Y_1)$$

$$\sigma'_{b2} = \sigma'_{b1} - K(Y_2 - Y_1) = \frac{1}{\eta}(E_a.\varepsilon - K.Y_2)$$

$$K = \frac{B.E_a.\varepsilon.\beta.A}{\eta.I_A.A + B.I_A + B.A.\beta^2}$$

➤ **Détermination de la largeur associée aux solives :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b_e = \min \begin{cases} b_f + 0.2 \times \alpha \times l \\ L \end{cases}$$

Sachant que :

b_f : largeur de la solives.

α : coefficient du système statique et de la travée étudiée. ($\alpha = 1$ pour une poutre simple)

l : portée de la solives.

L : entraxe des solives.

$$b_e = \min \begin{cases} 120 + 0,2 \times 7000 \\ 1100 \end{cases} \Rightarrow b_e = 1100 \text{ mm}$$

✓ La section mixte :

$$S = A + \frac{\beta}{\eta} = 39,1 \times 10^2 + \frac{1100 \times 100}{15} = 11243,33 \text{ mm}^2$$

$$d = \frac{b \times t}{\eta} \times \frac{t + h}{2S} = \frac{1100 \times 100}{15} \times \frac{(100 + 240)}{2 \times 11243,33} = 112,43 \text{ mm}$$

$$v_i = d + \frac{h}{2} = 112,43 + \frac{240}{2} = 232,43 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{240}{2} + 100 - 112,43 = 107,57 \text{ mm}$$

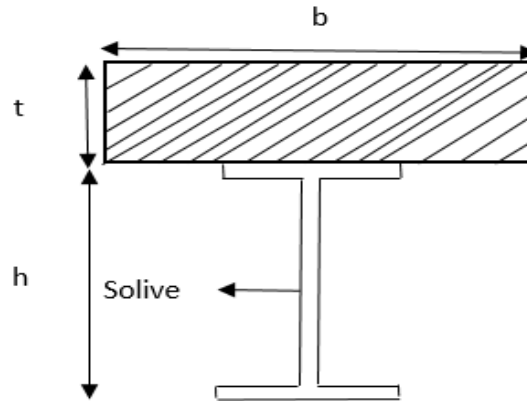


Figure.V.5 Dalle mixte.

➤ **Le moment d'inertie :**

$$I = I_A + A \cdot d^2 + \frac{b \cdot t^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b \cdot t}{\eta} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2 = 69830257,45 \text{ mm}^4$$

➤ **Le moment de flexion :**

$$P_{\text{terrasse}} > P_{\text{étage}}$$

Donc : on vérifie que pour P_{terrasse} :

$$P = (1,35 G + 1,5Q + 1,305 S)$$

$$P = [1,35(1 \times 603 \times 1,1) + 30,7] + [1,5 \times 100 \times 1,1] + [1,305 \times 73,6 \times 1,1]$$

$$\text{Donc : } P = 1196,8 \text{ daN/ml}$$

$$M = \frac{Pl^2}{8} = \frac{1196,8 \times 7^2}{8} = 73,3 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des contraintes de flexion :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \cdot V_i = \frac{73,3 \times 10^6 \times 232,43}{69830257,45} = 223,97 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} \cdot (V_s - t) = \frac{73,3 \times 10^6 \times (107,57 - 100)}{69830257,45} = 7,94 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{\eta \cdot I} \cdot V_s = \frac{73,3 \times 10^6 \times 107,57}{69830257,45 \times 15} = 7,52 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{\eta \cdot I} \cdot (V_s - t) = \frac{73,3 \times 10^6 \times (107,57 - 100)}{15 \times 69830257,45} = 0,52 \text{ MPA}$$

➤ **Diagramme des contraintes de flexion :**

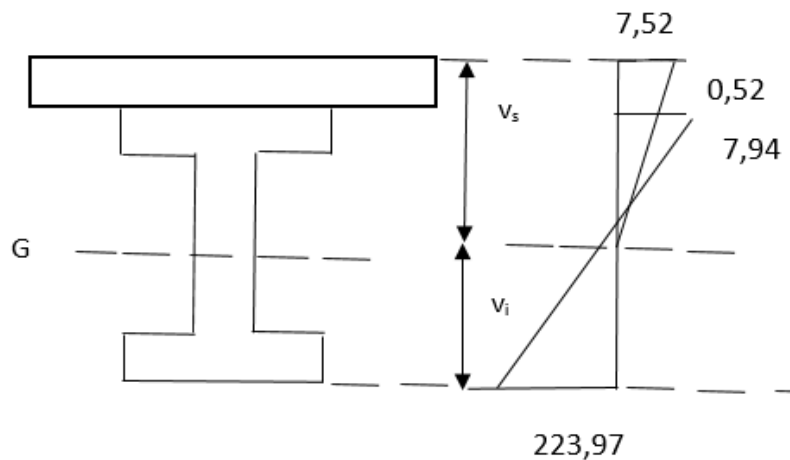


Figure.V.6 Diagramme des contraintes de flexion.

➤ **L'effort tranchant :**

$$V = P \cdot \frac{l}{2} = 11,96 \times \frac{7}{2} = 41,86 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{a \times h} = \frac{41,86}{6,2 \times 240} = 0,028 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0,58 f_y = 136,3 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,023 < \bar{\tau} = 136,3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{E \cdot I} \leq \frac{l}{300}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11968 \times 7000^4}{2,1 \times 10^6 \times 69830257,45} = 0,25 \leq \frac{7000}{300} = 23,33 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Calcul des contraintes additionnel de retrait :

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{240 + 100}{2} = 170 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} = \frac{3892 \times 10^4}{39,1 \times 170 \times 10^2} = 58,55 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1100 \times 2,1 \times 10^6 \times 170 \times 39,1 \times 10^2 \times 2 \times 10^{-4}}{(15 \times 3892 \times 10^4 \times 3910) + (1100 \times 3892 \times 10^6) + (1100 \times 3910 \times 170^2 \times 10^2)}$$

$$k = 0,016 \text{ N/mm}^3$$

$$Y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = Y_1 = \frac{240}{2} + 58,55 = 178,55 \text{ mm}$$

$$Y_2 = Y_1 + t = 178,55 + 100 = 278,55 \text{ mm}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 2 \cdot 10^{-4} \times 2,1 \times 10^5 = 420 \text{ daN/cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0,016 \times 178,55 = 2,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h - Y_1) = 0,016 \times (240 - 178,55) = 0,98 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{\eta} (E_a \cdot \varepsilon - \sigma_{as}) = \frac{1}{15} (2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-5} - 2,85) = 2,61 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{\eta} (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2) = \frac{1}{15} (2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-5} - 0,016 \times 278,55) = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

Les contraintes finales sont :

$$\sigma_{as} = 7,94 + 2,85 = 10,79 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{ai} = 223,97 + 0,98 = 224,95 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bs} = 7,52 + 2,61 = 10,13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bi} = 0,52 + 2,37 = 3,13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Diagramme des contraintes finales :

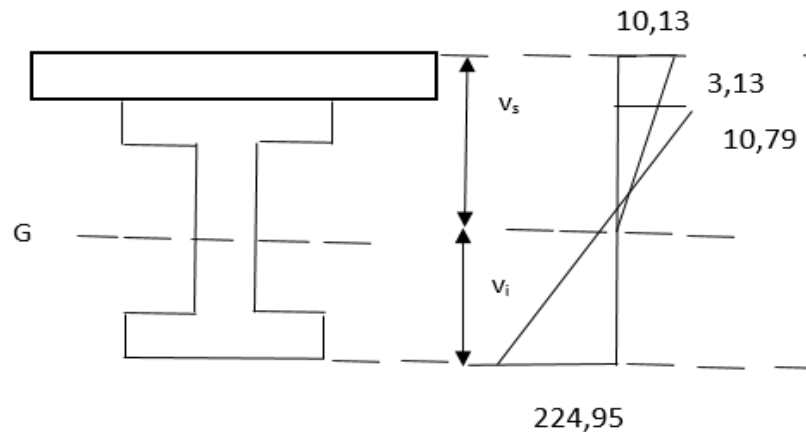


Figure.V.7 Diagramme des contraintes finales.

Donc, pour les solives on prend des profilés **IPE 240**

❖ Les sommiers :

→ Vérification des sommiers niveau terrasse :

➤ Vérification de la résistance en flexion :

Le moment fléchissant maximal vaut :

$$M_f = \frac{ql^2}{8} = \frac{(2448,49 + 90,7) \times 11^2}{8} = 38405,24 \text{ daN.m}$$

Le moment de plastification vaut :

$$M_{pl} = W_{pl}\sigma_e = 2194 \times 10^3 \times 24 = 526560 \text{ daN.m}$$

$$M_f = 38405,24 \text{ daN.m} < M_{pl} = 526560 \text{ daN.m} \dots\dots\dots CV$$

➤ Vérification à l'effort tranchant :

L'effort tranchant vaut :

$$V = P \cdot \frac{l}{2} = (2448,49 + 90,7) \times \frac{11}{2} = 13965,54 \text{ daN}$$

La contrainte de cisaillement vaut :

$$\tau = \frac{V}{a \cdot h} = \frac{13965,54}{10,2 \times 500} = 2,73 \text{ N/mm}^2 < \bar{\tau} = 0,58 f_y = 136,3 \text{ N/mm}^2$$

→ Vérification des sommiers niveau étage courant :

➤ Vérification de la résistance en flexion :

Le moment fléchissant maximal vaut :

$$M_f = \frac{ql^2}{8} = \frac{(2528,46 + 106) \times 11^2}{8} = 39846,2 \text{ daN.m}$$

Le moment de plastification vaut :

$$M_{pl} = W_{pl} \times \sigma_e = 2787 \times 10^3 \times 24 = 668880 \text{ daN.m}$$

$$M_f = 39846,2 \text{ daN.m} < M_{pl} = 668880 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification à l'effort tranchant :

L'effort tranchant vaut :

$$V = P \cdot \frac{l}{2} = (2528,46 + 106) \times \frac{11}{2} = 14489,5 \text{ daN}$$

La contrainte de cisaillement vaut :

$$\tau = \frac{V}{a \cdot h} = \frac{14489,5}{11,1 \times 550} = 1,84 \text{ N/mm}^2 < \bar{\tau} = 0,58 f_y = 136,3 \text{ N/mm}^2$$

V.3 Calcul du ferrailage de la dalle :(BAEL91-dalle rectangulaires)

❖ Détermination des sollicitations :

Charges en m² du plancher :

$$\begin{cases} G = 603 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 100 \text{ daN/m}^2 \\ S = 73,6 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,1}{7} = 0,15 \leq 0,4$$

Donc, la dalle porte dans un seul sens, (le sens de la petite portée) [BAEL91, art B .7.1]

La combinaison de la charge à l'état limite ultime donne l'effort ultime N_u :

$$N_u = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + S)$$

$$N_u = \frac{4}{3} \times 603 + \frac{17}{12} (100 + 73,6) = 1049,93 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{ser} = G + Q + S$$

$$N_{ser} = 603 + 100 + 73,6 = 776,6 \text{ daN/m}^2$$

On considère les solives de dalle partiellement encastrées :

$$M_0 = \frac{N_u l_x^2}{8} = \frac{1049,93 \times 1,1^2}{8} = 158,8 \text{ daN. m/ml}$$

❖ Valeurs des moments :

➤ En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_0 = 134,98 \text{ daN. m/ml}$$

➤ Sur appui :

$$M_{ax} = 0,50 M_0 = 79,4 \text{ daN. m/ml}$$

❖ Ferrailage :

$$\gamma = \frac{N_u}{N_{ser}} = 1,35$$

$$FeE400 \leftrightarrow 10^4 \mu_{LU} = 3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050$$

$$\mu_{LU} = 0,281$$

✓ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{134,98 \times 10^4}{1000 \times 90^2 \times 14,16} = 0,0117 < \mu_{lu}$$

Donc : les armatures comprimées n'ont pas nécessaire.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1049,93 \times 10^4}{1000 \times 90^2 \times 14,16} = 0,091 < \mu_{lu}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,12$$

$$Z_b = (1 - 0,4\alpha) \times d = (1 - 0,4 \times 0,12) \times 0,9 \times 0,1 = 0,085 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z_b \times \sigma_b} = 0,45 \text{ Cm}^2/\text{ml}$$

✓ Sur appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79,4 \times 10^4}{1000 \times 90^2 \times 14,16} = 4,3 \times 10^{-3} < \mu_{lu}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 5,38 \times 10^{-3}$$

$$Z_b = (1 - 0.4\alpha) \times d = (1 - 0,4 \times 0,00538) \times 0,9 \times 0,1 = 0,09 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z_b \times \sigma_b} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Ferraillage minimum :**

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm}$$

donc : on adopte $\emptyset = 6 \text{ mm}$

❖ **Section d'armatures :**

$$A_{y\min} = \begin{cases} 12 \times h_0 \dots \dots \dots \text{armatures ronds lisses} \\ 8 \times h_0 \dots \dots \dots \text{FeE400} \\ 6 \times h_0 \dots \dots \dots \text{FeE500} \end{cases}$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow A_{y\min} = 8 \times 0,1 = 0,8 \text{ Cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x\min} = \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) \times A_{y\min} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Espacement minimum :** (charge répartie+ fissuration peu préjudiciable)

$$St_x \leq \min \begin{cases} 3 \times h_0 = 30 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc $St_x \leq 30 \text{ cm}$

$$St_y \leq \min \begin{cases} 4 \times h_0 = 30 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc $St_y \leq 30 \text{ cm}$

➤ **Chapeau intermédiaire :** $L_1 = \max \begin{cases} 50\emptyset = 50 \times 0,6 = 30 \text{ cm} \\ 0,2L_x = 0,2 \times 1,1 = 22 \text{ cm} \end{cases}$

$$\rightarrow L_1 = 30 \text{ cm}$$

➤ **Chapeau de rive :** $L_1 = \max \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0,15L_x = 0,15 \times 1,1 = 16,5 \text{ cm} \end{cases}$

$$\rightarrow L_1 = 30 \text{ cm}$$

Donc le ferraillage adopté est :

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{xt} = 5\emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{yt} = 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{Sur appui : } 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Remarque :

La dalle nécessite un ferrailage en 2 points :

- D'abord dans la partie inférieure où le béton est tendu, pour éviter les fissurations dues au moment en travée (entre solive).
- La partie supérieure pour éviter d'une part les fissures dues à la dilatation et d'autre part les fissures dues aux moments négatifs au niveau des supports.

Pour faciliter l'exécution sur chantier : on adopte 2 nappes de treilles soudé.

V.4 L'étude des connecteurs :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier. Ils doivent s'opposer au soulèvement de la dalle mais surtout résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

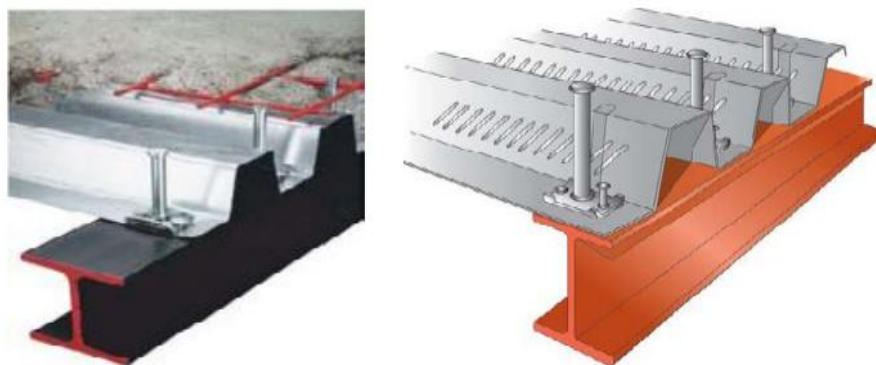


Figure.V.8 Les connecteurs.

V.4.1 Choix du connecteur :

Les connecteurs sont généralement réalisés par des cornières ou bien des UPN et parfois par des goujons.

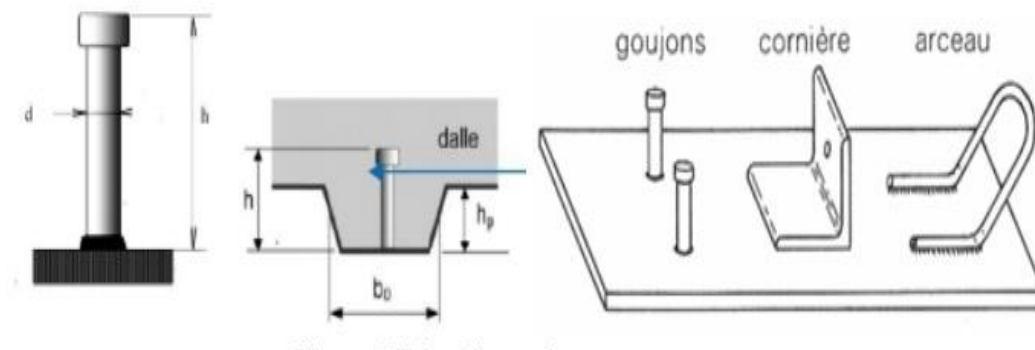


Figure.V.9 Types des connecteurs.

Pour notre cas on a choisi des goujons.

Les caractéristiques du connecteur sont :

$d = 16 \text{ mm}$

$h = 80 \text{ mm}$

Acier S235

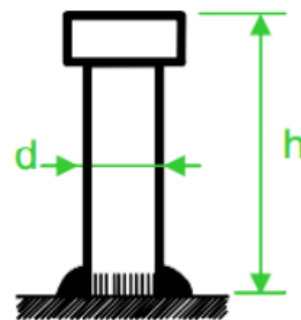


Figure V.10 Les dimensions d'un connecteur.

❖ Résistance du connecteur isolé :

Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times k \times f_u \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs est pris égal à 1,25

d : Diamètre du fut du goujon

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

α : Facteur correctif

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

k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaires aux nervures de la tôle profilée donc il est calculé comme suite:

$$k = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{Si les nervures sont // à l'effort de cisaillement.} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} & \text{Si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement.} \end{cases}$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement :

$K_{t,max}$: Limite supérieure pour le facteur k égal à 0,85

N_r : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1

b_0 : 101 mm

h_p = 58 mm

h_{cs} = 80 mm

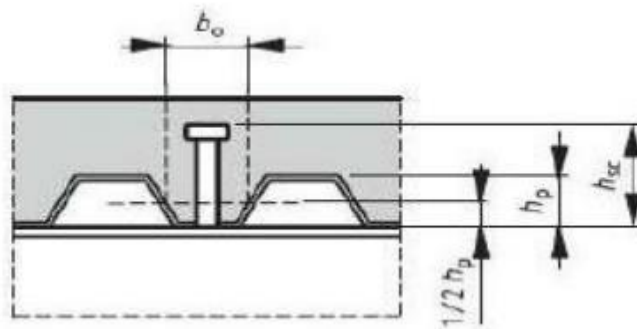


Figure V.11 Dimension de la tôle profilée et connecteur.

Alors :

$$K = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{101}{58} \left(\frac{80}{58} - 1 \right) = 0,46 \leq K_{t,max} = 0,85$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 0,46 \times 450 \times \left(\frac{3,14 \times 16^2}{4} \right)}{1,25} = 2662,3 \text{ daN} \\ \frac{0,29 \times 0,46 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 2385,6 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 2385,6 \text{ daN}$$

Nombre de connecteurs :

$$n = \frac{V_l}{P_{rd}}$$

Avec :

n : Le nombre de connecteurs.

V_l : Effort rasant

$$V_l = \frac{V \cdot S_c}{x \cdot I_b}$$

$$V = 14489,5 \text{ daN}$$

$$S_c = (t \times b_{eff}) \times \left(v_s - \frac{t}{2} \right) = (10 \times 110) \times \left(10,75 - \frac{10}{2} \right) = 6325 \text{ cm}^3$$

$$V_l = \frac{14489,5 \times 6325}{15 \times 6983,025} = 874,94 \text{ daN/cm}$$

P_{rd} = Résistance d'un connecteur isolé

$$n = \frac{87494}{2385,6} = 36,67 \text{ soit } 37 \text{ goujon/m}$$

On prend 37 connecteurs pour chaque solive.

❖ **Espacement des connecteurs :**

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculés comme suit :

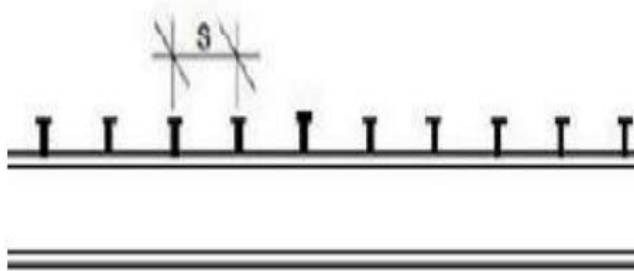


Figure V.12 Espacement entre connecteurs.

Espacement max : $4h_D = 320 \text{ mm} = 32 \text{ cm}$

Espacement min : $5d_D = 80 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$

On prend un espacement de 20 cm



Chapitre VI:
Etude sismique.



VI.1 Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilités.

Dans cette partie nous allons analyser l'effet des deux sens parasismique qui définies :

- **Sens I** : perpendiculaire à la façade principale (mixte portique / palée triangulée en X).
- **Sens II** : parallèle à la façade principale (portique auto stable ordinaire et mixte portique/palle triangulaire en X).

VI.2 L'objectif de l'étude sismique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

VI.3 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

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

VI.3.1 Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

- **Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés :

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- **Condition d'application de la méthode statique équivalente :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans RPA99/Version 2003.

D'après chapitre I :

- $I_x/L_x < 0.25$CNV
- $I_y/L_y < 0.25$ CV
- $0.25 < L_x/L_y < 4$ CNV

Notre bâtiment est de hauteur 21,11 m en zone IIa, donc la méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée. (H supérieure de 17m + forme irrégularité).

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

VI.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

- **Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

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

- **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul

DDL en translation horizontale.

➤ Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

➤ Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

➤ La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

➤ Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

➤ Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres 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.

- **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

VI.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélélogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélélogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

VI.3.4 Choix de la méthode de calcul pour notre structure :

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable à notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaites)

VI.4 Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

❖ La classification des zones sismiques :

Selon le RPA on a 4 zones sismiques :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

❖ La classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme

- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

❖ **Classification des ouvrages selon leur importance :**

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Groupe	Zone			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau VI.1 Coefficient d'accélération de zone A.

❖ **La classification du système de contreventement :**

	Description du système de contreventement	Valeur de R
B	Acier	
7	Portique auto stables ductiles.	6
8	Portique auto stables ordinaire.	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X.	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V.	3
10a	Mixte portiques /palées triangulées en X.	5
10b	Mixte portiques /palées triangulées en V.	4
11	Portique en console verticale.	2

Tableau VI.2 Classification de la structure selon le système de contreventement.

Notre ouvrage est de forme irrégulière, donc L'ouvrage est classe comme irrégulier en plan et en élévation.

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone Iia	A = 0,15
Classification des ouvrages selon Leur importance	Groupe 2	
Classification des sites	Site meuble S3	T1 = 0,15 s T2 = 0,50 s
Classification des systèmes de contreventements	Mixte portiques /palées triangulées en X.	R = 5 CT = 0,085
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Irrégulier en plan Irrégulier en élévation	Bâtiment irrégulier

Tableau VI.3 Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

❖ Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Critère Q	Valeur de P _q (x)		Valeur de P _q (y)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05		0,05
2. Redondance en plan			0,05	
3. Régularité en plan		0,05		0,05
4. Régularité en élévation		0,05		0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0,05		0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0,1		0,1

Tableau VI.4 Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.

Donc : $Q = 1,3$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 4 \%$.

➤ Contreventement par palées triangulaire en X $\rightarrow \xi = 5 \%$.

\rightarrow Donc, pour une construction mixte $\begin{cases} \xi = 5 \% \\ \eta = 1 \end{cases}$

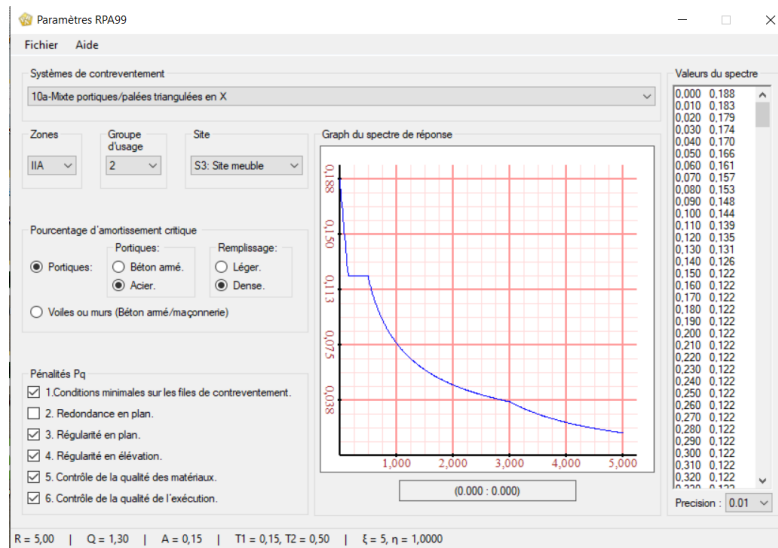


Figure VI. 1 Spectre de réponse.

VI.5 La période fondamentale théorique :

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

a. Par la formule empirique : $T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$

Avec :

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau.

$h_n = 21,11 \text{ m}$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$C_T = 0,085$

D’où : $T = 0,085 \times 21,11^{\frac{3}{4}} = 0,83 \text{ s}$

b. Par la formule : $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

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

$$\begin{cases} \text{Sens x : } D = 29,9 \text{ m} \rightarrow T_x = \frac{0,09 \times 21,11}{\sqrt{29,9}} = 0,35 \text{ s.} \\ \text{Sens y : } D = 24,5 \text{ m} \rightarrow T_y = \frac{0,09 \times 21,11}{\sqrt{24,5}} = 0,39 \text{ s.} \end{cases}$$

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Une période fondamentale : $T_{\text{dynm}} = 0,85 \text{ sec}$
- Une période empirique : $T_{\text{emp}} = 0,83 \text{ sec}$

D'après RPA99v 2003 (Art 4.2.4. Page 54), il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T_{emp} appropriées de plus de 30 %.

- $1,3 \times T_{\text{emp}} = 1,08 \text{ sec} \geq T_{\text{dynm}} = 0,85 \text{ sec}$ CV
- La 1^{ère} mode et 2^{ème} mode est des modes de translation CV
- La 3^{ème} mode est mode de torsion CV

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	0,85	45,05	13,35	0	45,05	3,35	0
2	0,74	70,36	59,21	0	5,31	45,86	0
3	0,49	76,4	75,75	0,01	6,03	16,53	0,01
4	0,42	76,46	79,32	0,02	0,07	3,57	0
5	0,39	82,04	79,41	0,02	5,58	0,09	0,01
6	0,35	82,04	79,41	0,27	0	0	0,25
7	0,33	87,61	80,04	0,27	5,57	0,63	0
8	0,31	87,82	80,38	0,27	0,21	0,34	0
9	0,3	87,83	80,93	0,28	0,01	0,55	0
10	0,3	87,83	80,97	1,14	0	0,04	0,87
11	0,3	87,83	80,97	1,16	0	0	0,01
12	0,3	87,83	80,97	1,19	0	0	0,04
13	0,29	87,83	80,97	1,19	0	0,01	0
14	0,29	87,83	80,98	1,27	0	0	0,07
15	0,29	87,83	85,06	1,34	0	4,08	0,07
16	0,28	89,3	85,18	1,34	1,47	0,12	0
17	0,27	89,3	85,18	1,48	0	0	0,14
18	0,27	89,3	85,18	1,57	0	0	0,09
19	0,27	89,35	85,26	3,57	0,06	0,08	2,01
20	0,27	89,36	85,3	3,91	0	0,04	0,33
21	0,27	89,36	85,3	3,91	0	0	0
22	0,27	89,36	85,3	3,91	0	0	0,01
23	0,26	89,46	87,01	4,58	0,11	1,71	0,66
24	0,26	89,48	88,89	5,41	0,02	1,88	0,84
25	0,25	89,5	88,89	5,81	0,02	0	0,4

26	0,25	89,55	88,98	5,91	0,04	0,09	0,1
27	0,25	89,55	89,28	5,91	0	0,31	0
28	0,25	89,55	89,29	6,15	0	0	0,23
29	0,24	89,55	89,38	6,15	0	0,09	0
30	0,24	89,56	89,38	6,64	0,01	0	0,5
31	0,24	89,57	89,51	6,65	0,01	0,13	0
32	0,24	89,78	89,62	6,65	0,22	0,11	0
33	0,24	89,78	89,83	6,77	0	0,21	0,12
34	0,24	89,78	89,83	11,1	0	0	4,33
35	0,24	89,78	89,84	11,15	0	0,01	0,06
36	0,24	89,79	89,85	11,61	0	0,01	0,46
37	0,24	89,8	89,85	11,79	0,01	0	0,18
38	0,23	89,91	89,86	12,52	0,11	0	0,72
39	0,23	89,95	89,88	13,79	0,04	0,03	1,27
40	0,23	90,02	89,88	14,29	0,07	0	0,49
41	0,23	90,99	89,88	15,92	0,97	0	1,63
42	0,23	92	89,88	18,63	1,01	0	2,71
43	0,22	93,42	89,88	18,66	1,42	0	0,03
44	0,22	93,48	89,89	19,05	0,06	0	0,39
45	0,22	93,49	89,89	19,08	0,01	0	0,03
46	0,22	93,49	89,89	20,15	0	0	1,07
47	0,22	93,49	89,89	20,15	0	0	0
48	0,22	93,5	89,89	20,15	0	0	0
49	0,22	93,5	90,02	20,15	0	0,13	0
50	0,22	93,51	90,14	20,15	0,01	0,11	0

Tableau VI.5 Résultats.

Il faudra aussi que la somme modèle effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (**mode 49**).

VI.6 Le poids totale de la structure :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations, d'après :(le tableau 4.5, RPA99V2003, P30)

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents est à celles de équipements fixes Solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. De RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation : $\beta = 0,20$

Niveau	Poids (KN)
Terrasse	4356,78
Etage 4	4533,67
Etage 3	4533,67
Etage 2	5217,24
Etage 1	5055,77
RDC	5016,65
Totale	28713,78

Tableau VI.6 Poids total de la structure.

VI.7 Vérifications réglementaires :

VI.7.1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

❖ Centre de masse :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.)

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

❖ Centre de rigidité (centre de torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad ; \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

VI.7.2 Calcul de l'excentricité théorique :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de Torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT} \quad e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

❖ L'excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{acc} = \pm 0,05 L_x \quad , \quad L_x = 29,9 \text{ m} \Rightarrow e_x^{acc} = 1,5 \text{ m.}$$

$$e_y^{acc} = \pm 0,05 L_y \quad , \quad L_y = 24,5 \text{ m} \Rightarrow e_y^{acc} = 1,23 \text{ m.}$$

Story	Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle		$e_x^{the} \leq e_x^{acc}$	$e_y^{the} \leq e_y^{acc}$
	e_x^{the}	e_y^{the}	e_x^{acc}	e_y^{acc}		
RDC	0,74	1,22	1,5	1,23	CV	CV
ETAGE 1	0,76	1,14	1,5	1,23	CV	CV
ETAGE 2	1,07	1,51	1,5	1,23	CV	CNV
ETAGE 3	1,33	2	1,5	1,23	CV	CNV
ETAGE 4	1,33	2,17	1,5	1,23	CV	CNV
ETAGE 5	0,99	1,87	1,5	1,23	CV	CNV

Tableau.VI.7 Valeur de l'excentricité (théorique +accidentelle)

- Selon le RPA l'excentricité théorique $e^{the} < 5\%L = 1,23 \text{ m}$ n'est pas vérifiée ; à cause de l'irrégularité de la structure.
- A partir des résultats précédents on a : $e^{the} > e^{acc}$ donc la valeur considérée est e^{the}

VI.8 Vérification de l'effort sismique :

❖ Coefficient dynamique (Site = S3) :

La valeur de D est donnée par le tableau qui suit :

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T_1 = 0,15 \text{ sec} \quad ; \quad T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

- ♦ $\eta = 1.$ $T_x = 0,35 \text{ s}$; donc $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2,5$
- ♦ $\eta = 1.$ $T_y = 0,39 \text{ s}$; donc $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D_y = 2,5$

❖ Calcul de la résultante des forces sismiques « V_{bas} » :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99v2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales V_{dyn} ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{sta}

$$V_{\text{b}}^{\text{s}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x^{\text{s}} = V_y^{\text{s}} = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,3}{5} \times 28713,78 = 2799,6 \text{ KN.}$$

$$0,8V_x^{\text{s}} = 0,8V_y^{\text{s}} = 2239,67 \text{ KN.}$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{\text{tx}} = 2458,7 > 0,8V_x^{\text{s}} = 2239,67 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_{\text{ty}} = 2787,02 > 0,8V_y^{\text{s}} = 2239,67 \text{ KN.} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.9 Modélisation par brochette :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de **2** poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal).

Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

a. Distribution de la force sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec : **F_t** : Force concentrée au sommet de la structure.

F_i : force horizontale au niveau i.

$$F_t = 0,07 T \times V \quad \text{Si} \quad T > 0,7 \text{ s}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si} \quad T < 0,7 \text{ s}$$

V : L'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

T : Est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de **F_t** ne dépassera en aucun cas **0,25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petite ou égale à **0,7s**.

Pour:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,35 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \quad ; \quad F_{tx} = 0 \\ T_y = 0,39 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \quad ; \quad F_{ty} = 0 \end{array} \right.$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par L'expression (art 4.11. RPA99/version2003).

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Avec : W_i : poids de niveau i.

H_i : niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force F_i

❖ Le sens x :

Etage	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \cdot h_i$ (KN.m)	$\sum W_i \cdot h_i$ (KN.m)	V_x	F_{xi}	$F_i \cdot h_i$	$\sum F_i \cdot h_i$
terrasse	4356,78	20,71	90228,91	346032,97	2458,7	641,11	13277,42	13277,42
4	4533,67	17,51	79384,56	346032,97	2458,7	564,05	9876,66	23154,08
3	4533,67	14,11	63970,083	346032,97	2458,7	454,53	6413,45	29567,54
2	5217,24	10,71	55876,64	346032,97	2458,7	397,02	4252,14	33819,68
1	5055,77	7,31	36957,67	346032,97	2458,7	262,59	1919,59	35739,28
RDC	5016,65	3,91	19615,10	346032,97	2458,7	139,37	544,94	36284,23

Tableau VI.8 La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

❖ Le sens y :

Etage	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \cdot h_i$ (KN.m)	$\sum W_i \cdot h_i$ (KN.m)	V_x	F_{yi}	$F_i \cdot h_i$	$\sum F_i \cdot h_i$
terrasse	4356,78	20,71	90228,91	346032,97	2787,02	726,72	15050,41	15050,41
4	4533,67	17,51	79384,56	346032,97	2787,02	639,37	11195,53	26245,94
3	4533,67	14,11	63970,08	346032,97	2787,02	515,22	7269,86	33515,81
2	5217,24	10,71	55876,64	346032,97	2787,02	450,04	4819,94	38335,76
1	5055,77	7,31	36957,67	346032,97	2787,02	297,66	2175,92	40511,69
RDC	5016,65	3,91	19615,10	346032,97	2787,02	157,98	617,71	41129,40

Tableau VI.9 La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y

b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

❖ Le sens x :

Etage	W _i (KN)	h _i (m)	W _i *h _i (KN.m)	ΣW _i *h _i (KN.m)	V _x	F _{xi}	F _i *h _i	ΣF _i *h _i	F _t	V _{ix}
terrasse	4356,78	20,71	90228,91	346032,97	2458,7	641,11	13277,42	13277,42	0	641,11
4	4533,67	17,51	79384,56	346032,97	2458,7	564,05	9876,66	23154,08	0	1205,17
3	4533,67	14,11	63970,08	346032,97	2458,7	454,53	6413,45	29567,54	0	1659,70
2	5217,24	10,71	55876,64	346032,97	2458,7	397,02	4252,14	33819,68	0	2056,72
1	5055,77	7,31	36957,67	346032,97	2458,7	262,59	1919,59	35739,28	0	2319,32
RDC	5016,65	3,91	19615,10	346032,97	2458,7	139,37	544,94	36284,23	0	2458,7

Tableau VI.10 La distribution de l'effort tranchant suivant X.

❖ Le sens y :

Etage	W _i (KN)	h _i (m)	W _i *h _i (KN.m)	ΣW _i *h _i (KN.m)	V _x	F _{xi}	F _i *h _i	ΣF _i *h _i	F _t	V _{iy}
terrasse	4356,78	20,71	90228,91	346032,97	2787,02	726,72	15050,41	15050,41	0	726,72
4	4533,67	17,51	79384,56	346032,97	2787,02	639,37	11195,53	26245,94	0	1366,10
3	4533,67	14,11	63970,08	346032,97	2787,02	515,22	7269,86	33515,81	0	1881,32
2	5217,24	10,71	55876,64	346032,97	2787,02	450,04	4819,947	38335,76	0	2331,37
1	5055,77	7,31	36957,67	346032,97	2787,02	297,66	2175,92	40511,69	0	2629,03
RDC	5016,65	3,91	19615,10	346032,97	2787,02	157,98	617,71	41129,40	0	2787,02

Tableau VI.11 La distribution de l'effort tranchant suivant Y.

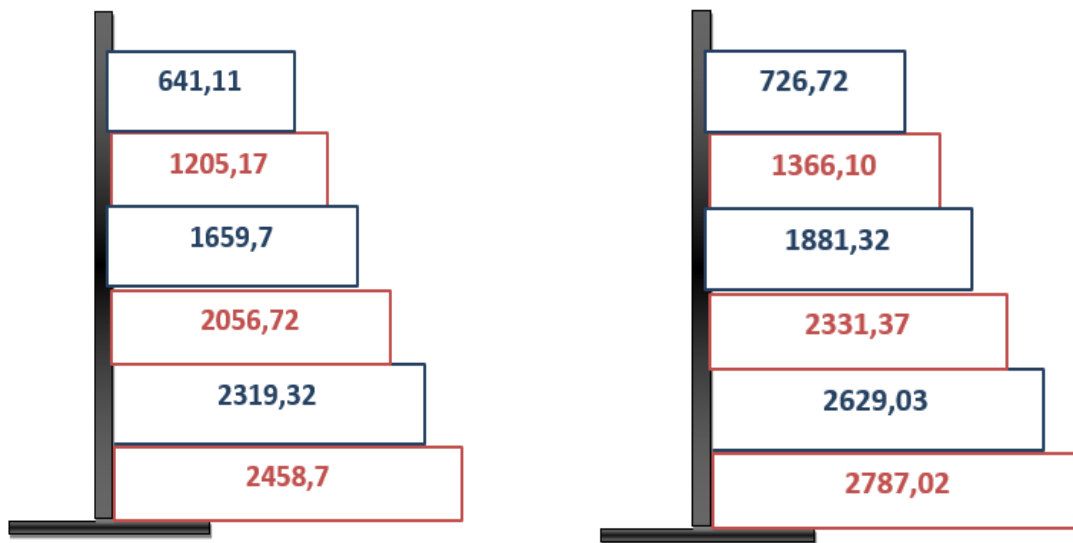
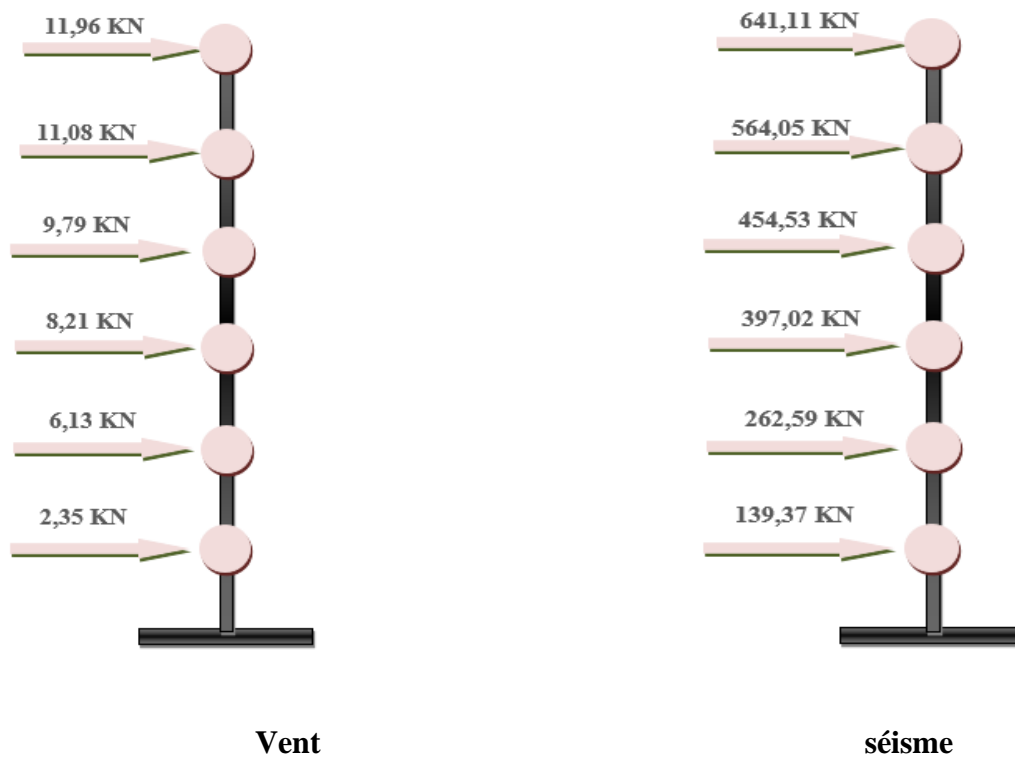


Figure VI.2 La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y.

VI.10 Comparaison entre les forces sismiques et celles due au vent :

➤ Sens X :



➤ Sens Y :

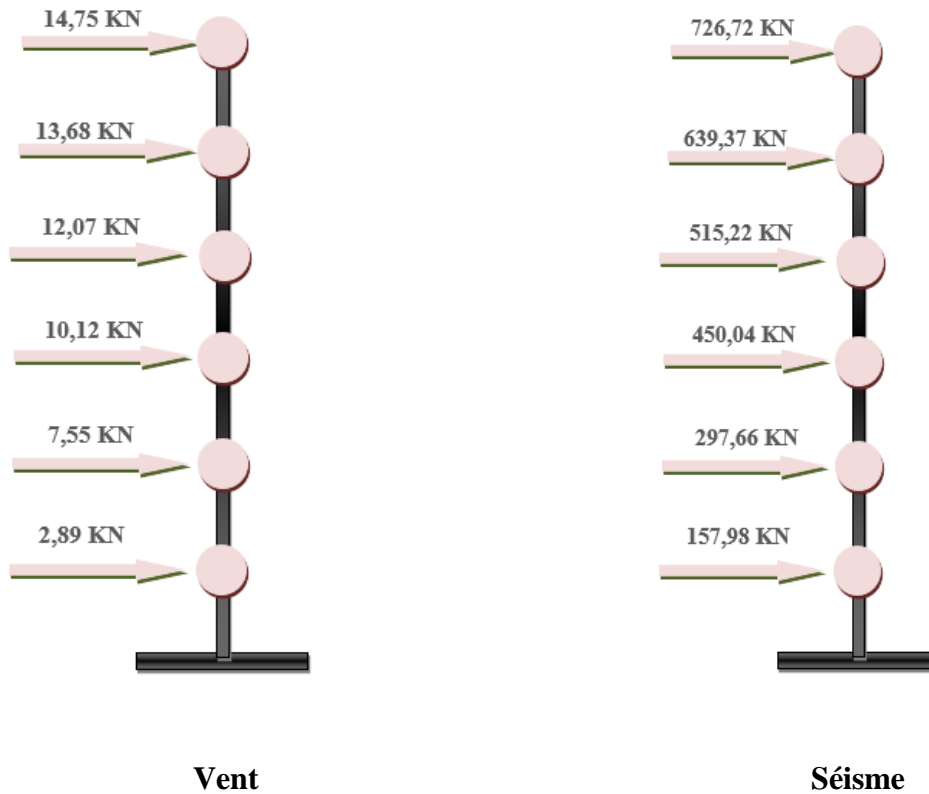


Figure.VI.3 Comparaison entre les forces sismiques et celles dues au vent.

VI.11 Conclusion :

Après la comparaison entre les forces sismiques et les forces due au vent on conclut que le séisme est le plus prépondérant, donc pour les charges horizontales on ne tient compte que des forces sismiques.



Chapitre VII :
Analyse de la
structure.



VII.1 Introduction :

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. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VII.2 Modalisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié. L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**ROBOT 2014**" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

VII.2.1 Présentation du logiciel ROBOT :

Le **ROBOT 2014** est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

ROBOT offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes

de calcul et des rapports explicatifs. Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

VII.2.2 Pourquoi le ROBOT ?

Nous avons fait appeler au logiciel (ROBOT) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale a_i
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

VII.2.3 Modélisation de notre structure :

Lors de modélisation de notre structure en ROBOT dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

- 1) définition de la géométrie de la structure.
- 2) définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (sommier, solive, contreventement, dalle collaborant...).
- 3) détermination des conditions aux appuis.
- 4) détermination des chargements de la structure.
- 6) définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.

VII.2.4 Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité P_q RPA99/Version 2003 (dans notre cas $P_q = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

VII.2.5 Nombre de mode à considérer :

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

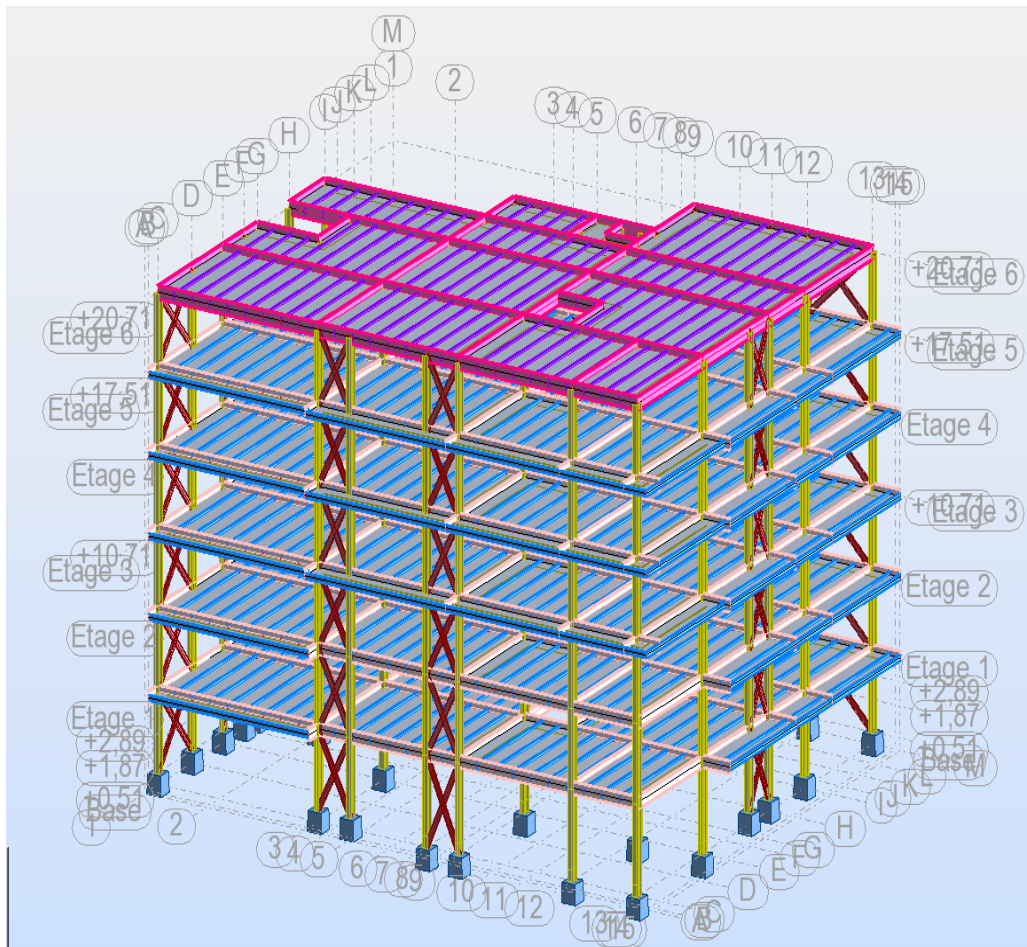


Figure VII.1 Vue en 3D de la structure.

VII.3 L'analyse dynamique de la structure par ROBOT :

VII.3.1 Résultat de calcul modal :

❖ Les modes propres :

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau et les figures suivantes :

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
1	0,85	45,05	13,35	0	45,05	3,35	0	2871380,58	2871380,58	2871380,58
2	0,74	70,36	59,21	0	5,31	45,86	0	2871380,58	2871380,58	2871380,58
3	0,49	76,4	75,75	0,01	6,03	16,53	0,01	2871380,58	2871380,58	2871380,58
4	0,42	76,46	79,32	0,02	0,07	3,57	0	2871380,58	2871380,58	2871380,58
5	0,39	82,04	79,41	0,02	5,58	0,09	0,01	2871380,58	2871380,58	2871380,58
6	0,35	82,04	79,41	0,27	0	0	0,25	2871380,58	2871380,58	2871380,58
7	0,33	87,61	80,04	0,27	5,57	0,63	0	2871380,58	2871380,58	2871380,58
8	0,31	87,82	80,38	0,27	0,21	0,34	0	2871380,58	2871380,58	2871380,58
9	0,3	87,83	80,93	0,28	0,01	0,55	0	2871380,58	2871380,58	2871380,58
10	0,3	87,83	80,97	1,14	0	0,04	0,87	2871380,58	2871380,58	2871380,58

Tableau VII.1 Résultat de calcul modal.

1^{ère} mode : Modes de translation.

2^{ème} mode : Modes de translation.

3^{ème} mode : Mode de torsion.

VII.4 Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/Version2003(article 4.4.3).}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=4$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C'est à dire : $\Delta_k < \Delta_{adm} = 1\% \times h_e$

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Niveaux	Dans le sens X-X					
	δ_{ei} (m)	δ_i (m)	Δ_i (m)	H_i (m)	Δ_{adm}	OB
terrasse	0,003	0,012	0,009	3,4	0,034	CV
Etage 4	0,004	0,016	0,012	3,4	0,034	CV
Etage 3	0,004	0,016	0,012	3,4	0,034	CV
Etage 2	0,004	0,016	0,012	3,4	0,034	CV
Etage 1	0,003	0,012	0,009	3,4	0,034	CV
RDC	0,003	0,012	0,009	3,91	0,0391	CV

Tableau VII.2 Vérification des déplacements dans le sens X.

Les résultats du tableau sont figurés dans la figure ci-dessous :

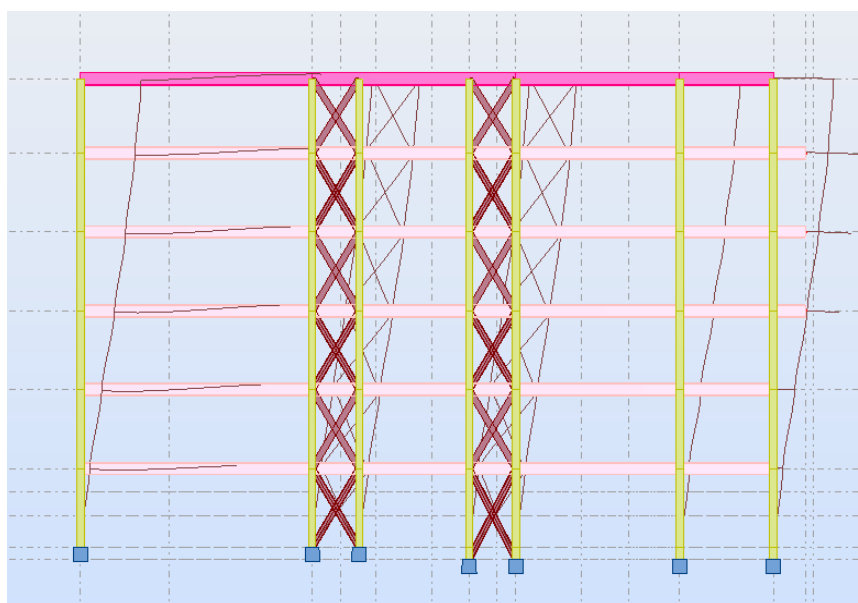


Figure VII.2 Déplacement longitudinale du portique sens X.

Niveaux	Dans le sens Y-Y					
	δ_{ei} (m)	δ_i (m)	Δ_i (m)	H_i (m)	Δ_{adm}	OB
Terrasse	0,003	0,012	0,009	3,4	0,034	CV
Etage 4	0,004	0,016	0,012	3,4	0,034	CV
Etage 3	0,003	0,012	0,009	3,4	0,034	CV
Etage 2	0,004	0,016	0,012	3,4	0,034	CV
Etage 1	0,003	0,012	0,009	3,4	0,034	CV
RDC	0,002	0,008	0,006	3,91	0,0391	CV

Tableau VII.3 Vérification des déplacements dans le sens Y.

Les résultats du tableau sont figurés dans la figure ci-dessous :

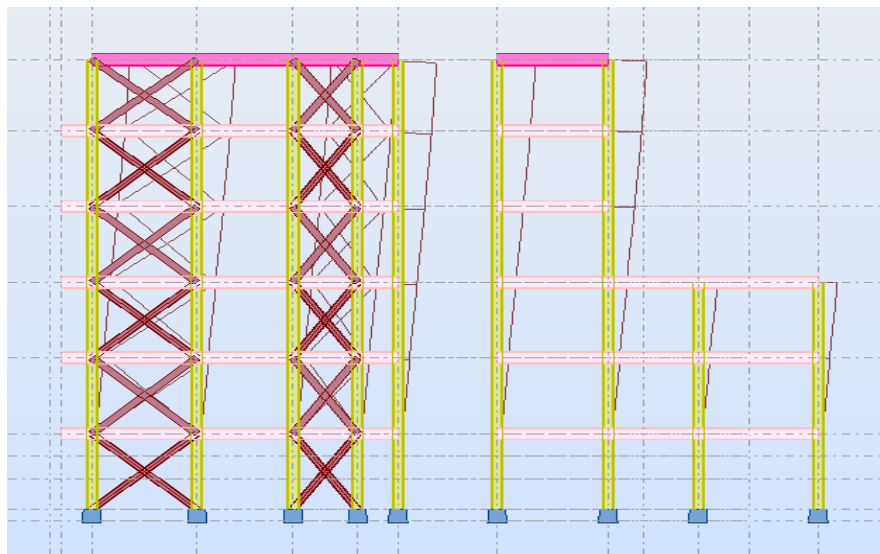


Figure VII.3 Déplacement longitudinale du portique sens Y.

❖ Analyse des résultats :

Les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

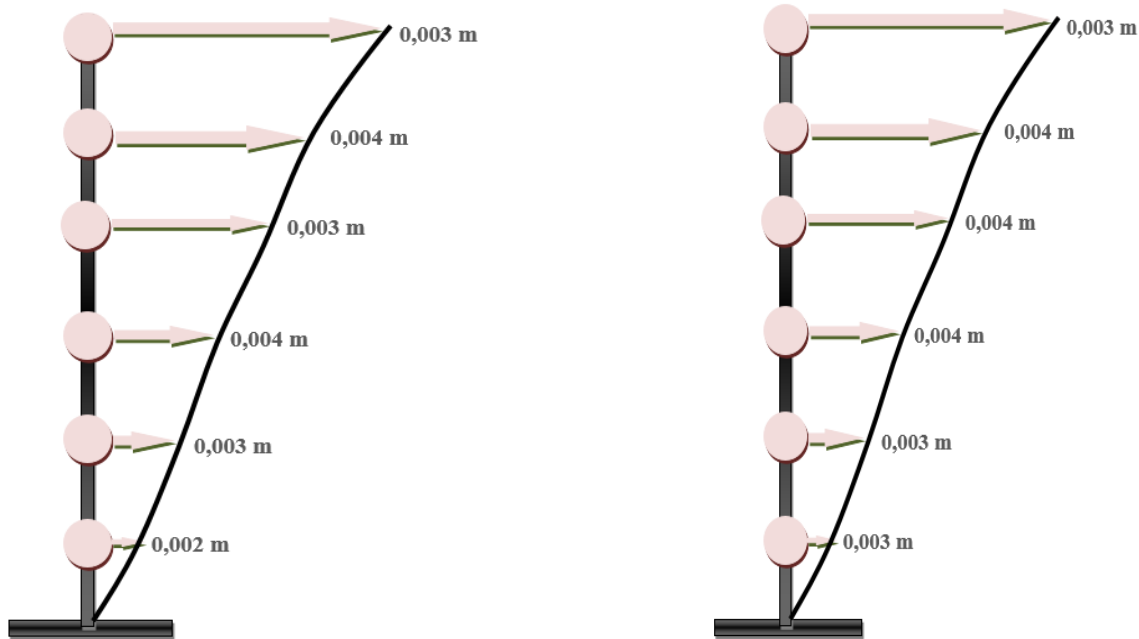


Figure VII.4 Déplacements de chaque niveau dans les deux sens X et Y.

VII.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut-être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9).}$$

P_i : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "i".

$$P_i = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9).}$$

V_i : Effort tranchant d'étage au niveau "i".

Δ_i : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_i : Hauteur de l'étage k.

➤ Si : $0.1 < \theta_i < 0.2$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative

En amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1-\Theta_i)$.

➤ Si : $\Theta_i > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans le sens X-X.							
Etage	w_i (KN)	P_i (KN)	Δ_i (m)	V_i (KN)	h_i (m)	Θ_i	$\Theta_i < 0,1$
Terrasse	4356,78	4356,78	0,003	641,11	3,4	0,0059	CV
Etage 4	4533,67	8890,45	0,004	1205,17	3,4	0,0086	CV
Etage 3	4533,67	13424,12	0,004	1659,7	3,4	0,0095	CV
Etage 2	5217,24	18641,36	0,004	2056,72	3,4	0,01	CV
Etage 1	5055,77	23697,13	0,003	2319,32	3,4	0,009	CV
RDC	5016,65	28713,78	0,003	2458,7	3,91	0,089	CV

Tableau.VII.4 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X.

Dans le sens Y-Y.							
Etage	w_i (KN)	p_i (KN)	Δ_i (m)	V_i (KN)	h_i (m)	Θ_i	$\Theta_i < 0,1$
Terrasse	4356,78	4356,78	0,003	726,72	3,4	0,0052	CV
Etage 4	4533,67	8890,45	0,004	1366,10	3,4	0,0076	CV
Etage 3	4533,67	13424,12	0,003	1851,32	3,4	0,0063	CV
Etage 2	5217,24	18641,36	0,004	2331,37	3,4	0,0094	CV
Etage 1	5055,77	23697,13	0,003	2629,03	3,4	0,0079	CV
RDC	5016,65	28713,78	0,002	2787,02	3,91	0,0052	CV

Tableau VII.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.

❖ Analyse des résultats :

On voit bien que la condition est satisfaite dans les deux sens, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

VII.6 Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage Sollicité par des efforts d'origine sismique.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisant.}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5 \rightarrow \begin{cases} M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2} \\ M_r = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$$

Avec : M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment renversant dû à l'effort sismique, calculées manuellement.

W : poids du bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	W(KN)	L(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/ Mr	Observation
Suivant x	28713,78	29,9	429271,01	36284,23	11,83 > 1,5	CV
Suivant y		24,5	351743,8	41129,4	8,55 > 1,5	CV

Tableau VII.6 Vérification de la stabilité au renversement.

L'ouvrage est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

VII.7 Vérification des diagonales de contreventement :

Les diagonales de contreventement utilisées sont de type X et Y, Pour la vérification de ce type de palées (RPA99/2003 art 8.4.2) :

- **Palées en X** : Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seul les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, il est pris une valeur du coefficient $R=5$.

Et d'après RPA (8.4.3.1), toutes les barres des palées triangulées doivent être calculées pour résister à **1,25** fois la force déterminée.

➤ **Caractéristiques de profilée UPN 300 :**

Profilée	A(mm ²)	h(mm)	b(mm)	a(mm)	r(mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
UPN300	5880	300	100	10	16	8030	495

Tableau VII.7 Caractéristique de profilé UPN 300.

➤ **Vérification des barres tendues :**

Dans les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

Ou $N_{t,Rd}$ est la résistance de calcul de la section à la traction

→ **Le sens longitudinal :** $N = 464,13 \text{ KN}$ ROBOT

- $N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min \{N_{pl}; N_{ult}; N_{net}\}$

$$N_{pl} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5880 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 1381,8 \text{ KN}$$

$$N_{ult} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 5720 \times 400 \times 10^{-3}}{1,25} = 1647,36 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5720 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 1344,2 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \min \{1381,8 ; 1647,36 ; 1344,2\} = 1344,2 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,25 \times 464,13 = 580,16 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 1344,2 \text{ KN} \text{CV}$$

Donc on adopte un **UPN 300**.

→ **Le sens transversal** : $N = 469,75 \text{ KN}$ROBOT

$$N_{sd} = 1,25 \times 469,75 = 587,18 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 1344,2 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc on adopte un **UPN 300**

- A partir de cette étude, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné, et peut résister aux différents efforts extérieurs, à titre d'exemple : le séisme.

VII.8 Conclusion :

Les résultats de l'étude dynamique menée par la méthode modale spectral au moyen du logiciel ROBOT vérifient tous les conditions exigées par les règles en vigueur. Donc ces résultats sont exploités par suit pour un calcul de dimensionnement des éléments structurants suivant :

- **Poteaux : HEA 400**
- **Sommiers terrasse : IPE 500**
- **Sommiers étage : IPE 550**
- **Solives terrasse : IPE 240**
- **Solives étage : IPE 270**
- **Contreventements : UPE 270**

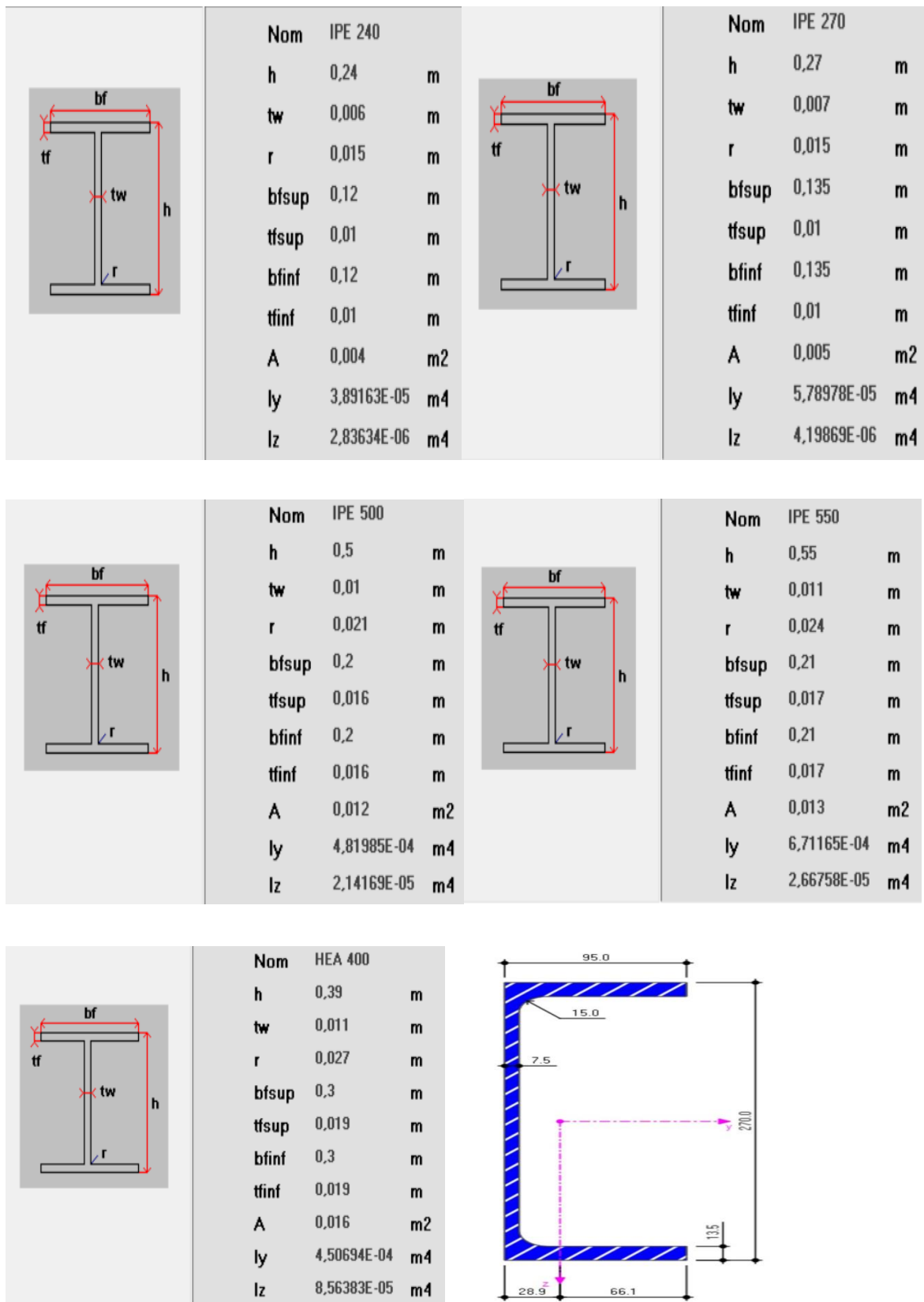


Figure VII.5 Caractéristiques des profilés.



Chapitre VIII :
Etude des
assemblages.



VIII.1 Introduction :

La caractéristique essentielle des structures en acier formées des poutres et des poteaux est d'être composées de profilés laminés ou reconstitués par soudage élaborés en usine et ensuite assemblés sur le site de construction. Les assemblages ont donc un double rôle qui est de permettre la constitution de la structure en acier apte à supporter les charges et les surcharges appliquées et surtout de contribuer à sa pérennité et à sa stabilité globale.

Les assemblages dans les structures en acier sont, en règle générale, réalisés par soudure et/ou par boulonnage. L'assemblage par platine d'extrémité est largement utilisé dans les structures en acier et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication. Toutefois, le comportement structural de ce type d'assemblages est extrêmement complexe à analyser. Cette complexité est due à la variation de leurs propriétés géométriques et matérielles qui aboutit à un comportement difficile à prédire.

VIII.2 Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

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

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.

- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VIII.3 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

- le rivetage.
- le boulonnage.
- le soudage.
- le collage.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

- **Le fonctionnement par obstacle** : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraint dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnant en cisaillement.
- **Le fonctionnement par adhérence** : dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

VIII.4 Précaution constructive :

Il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte, au travers de l'assemblage la transmission parfaite des forces doit être parfaite afin de ne pas créer des efforts ou des moments secondaire parasites.

Dans notre projet on a utilisé le boulonnage par boulons ordinaire pour les assemblages articulés et le boulonnage par boulons à haute résistance HR pour les assemblages rigides.

Dans ces type d'assemblages les boulons jouent le rôle d'obstacle entre les pièces assemblées d'où il travaille au cisaillement.

VIII.5 Calcul des assemblages :

VIII.5.1 Caractéristiques mécanique des boulons :

Qualité de boulons	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	300	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	500	600	800	1000

Tableau VIII.1 Valeurs nominales de limite d'élasticité f_{yb} et de résistance ultime à la traction f_{ub} pour les boulons.

Diamètre de boulon d (mm)	14	16	18	20	22	24
Section résistante A_r (mm ²)	115	157	192	245	303	353
Section de tige lisse A (mm ²)	154	201	254	314	380	452
Tôles et âmes de profilés d'épaisseur (mm)	5	6	7	8	10à14	>14

Tableau VIII.2 Caractéristiques des boulons.

VIII.5.2 Principes Généraux :

❖ Hypothèse de calcul :

Les assemblages peuvent être calculés en répartissant les efforts internes de la façon plus rationnelle, sous réserve que :

- Les efforts internes considérés soient en équilibre avec les sollicitations appliquées aux assemblages.
- Chaque élément dans l'assemblage soit à même de résister aux efforts ou contraintes adoptées dans l'analyse.
- Les déformations résultent de cette répartition restent dans les limites des capacités de déformation des éléments d'attache ou des soudures, ainsi que des éléments assemblés.
- Les déformations considérées dans tout modèle de calcul par charnière plastiques soient basées sur des rotations entre corps rigides (et déformation en plan) physiquement admissibles.

❖ **Positionnement des trous pour les boulons :**

Le positionnement des trous des boulons doit permettre de se prémunir contre la corrosion et le voilement local et doit faciliter la mise en place de ces éléments d'attache.

Le positionnement des trous doit également être tel que soit respecté le domaine de validité des formules utilisé pour déterminer les résistances de calcul des boulons et des rivets.

❖ **Assemblages travaillant au cisaillement ou en traction :**

Le calcul et la conception des assemblages boulonnés sollicités au cisaillement ou en traction doivent correspondre à l'une des catégories suivantes :

Catégorie	Critère	Remarque
Assemblages travaillant au cisaillement		
A : Assemblage travaillant à la pression diamétrale.	$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$	Précontrainte non requise
B : Assemblages résistant au glissement à l'état limite de service	$F_{v,s d,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite de service
	$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$	
C : Assemblage résistant au glissement à l'état limite ultime	$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite ultime.
Assemblages travaillant en traction		
D : Boulons non précontraints	$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd}$	Précontrainte non requise
E : Boulons précontraints.	$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd}$	Boulons HR précontraints.

Tableau VIII.3 Catégories d'assemblages boulonnés.

- **Notations :**

$F_{v,s d,ser}$: Effort de cisaillement de calcul exercé par boulon à l'ELS.

$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon à l'ELU.

$F_{v,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon.

$F_{b,Rd}$: Résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

$F_{s,Rd\ ser}$: Résistance de calcul au glissement par boulon à l'ELS.

$F_{s,Rd}$: Résistance de calcul au glissement par boulon à l'ELU.

$F_{t,sd}$: Effort de traction de calcul par boulon à l'ELU.

$F_{t,Rd}$: Résistance de calcul en traction par boulon.

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

a. Résistance de calcul des boulons ordinaires :

➤ Résistance au cisaillement :

- Si le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon :

→ Pour les classes 4.6, 5.6, 6.6, et 8.8 :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

→ Pour les classes 4.8, 5.8, 6.8, et 10.9 :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

- Si le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

➤ Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}} \text{ ou } \alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right]$$

- Résistance en traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Où :

A : Aire de la section brute du boulon.

A_s : Aire de la section résistance en traction du boulon.

d: diamètre des boulons.

d_0 : Diamètre du trou.

b. Boulons à haute résistance dans les assemblages résistant au cisaillement et traction combinés :

Si un assemblage résistant au glissement et soumis à un effort de traction F_t s'ajoutant à l'effort de cisaillement F_v qui tend à provoquer le glissement, la résistance au glissement par boulon doit être calculée selon les formules ci-après :

➤ **Catégorie B** : assemblage résistant au glissement à l'ELS :

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd,ser})}{\gamma_{Ms,ser}}$$

➤ **Catégorie C** : assemblage résistant au glissement à l'ELU :

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd})}{\gamma_{Ms,ult}}$$

Où :

$F_{p,cd}$: Est la précontrainte de calcul donnée par :

$$F_{p,cd} = 0,7 f_{ub} A_s$$

μ : est le coefficient de frottement.

Avec :

$\mu = 0,5$ pour les surfaces de la classe A.

$\mu = 0,4$ pour les surfaces de la classe B.

$\mu = 0,3$ pour les surfaces de la classe C.

$\mu = 0,2$ pour les surfaces de la classe D.

n: est le nombre d'interfaces de frottement.

k_s : La valeur doit être la suivante :

$k_s = 1$ lorsque les trous ont dans toutes les plaques, des tolérances nominale normales.

$$\gamma_{M s.ult} = 1,25 \quad \text{pour l'ELU.}$$

$$\gamma_{M s.ser} = 1,1 \quad \text{pour l'ELS.}$$

VIII.5.3 Calcul des assemblages articulés :

❖ Assemblage sommier (IPE500) - Solive (IPE240) :

Le choix s'est porté sur des boulons ordinaires de classe 6.8 et de diamètre $\varnothing = 16$ mm
L'assemblage est fait avec des cornières.

Les sollicitations : $F_{v.sd (total)} = 57,91$ KN..... D'après ROBOT

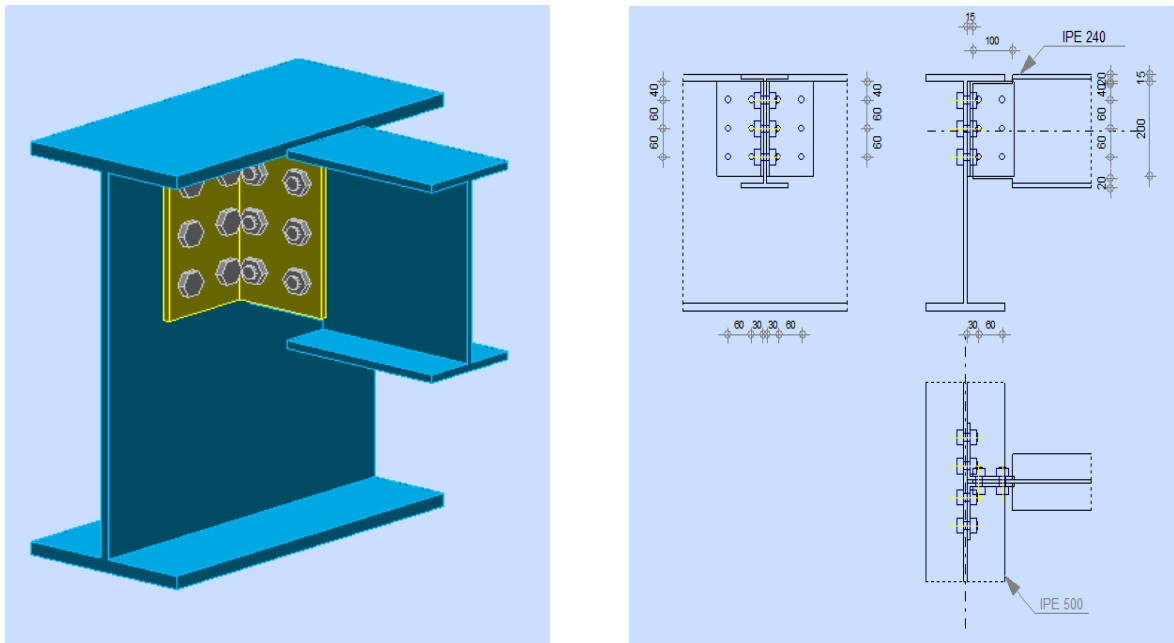


Figure VIII.1 Schéma d'assemblage.

➤ Disposition constructive :

$$d_0 = d + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min \{ t_w (\text{sommier}) ; t_f (\text{solive}) \} = \{ 10,2 ; 9,8 \} = 9,8 \text{ mm}$$

- Distance entre axes des boulons :

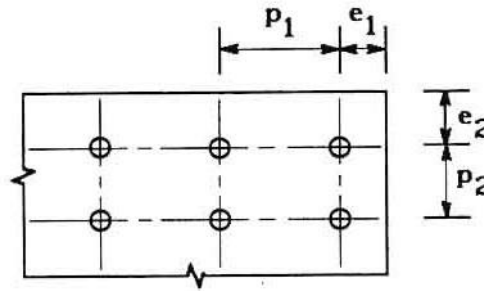


Figure VIII.2 Disposition des boulons.

$$\left\{ \begin{array}{l} 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) = 39,6 \leq P_1 \leq 137,2 \rightarrow P_1 = 60 \text{ mm} \\ 2,4d_0 \leq P_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) = 43,2 \leq P_2 \leq 137,2 \rightarrow P_2 = 60 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Pince longitudinale(e1) et transversale(e2) :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t+40 = 21,6 \leq e_1 \leq 79,2 \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 4t+40 = 27 \leq e_2 \leq 79,2 \rightarrow e_2 = 60 \text{ mm}$$

➤ Vérification des boulons :

On prend le nombre de boulon : n = 6

Cornière 120×8

- Au cisaillement :

$$F_{v.Sd} = \frac{F_{v.Sd(\text{total})}}{n} \leq F_{v.Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_S}{\gamma_{Mb}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v.Sd} = \frac{F_{v.Sd(\text{total})}}{n} = \frac{57,91}{6} = 9,65 \text{ KN} \\ F_{v.Rd} = 57,91 \text{ KN} \end{array} \right. \quad (\text{effort de cisaillement par boulon}).$$

$$F_{v.Rd} = 57,91 \text{ KN} \geq F_{v.Sd} = 9,65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Pression diamétrale des pièces assemblées :**

$$F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(\text{total})}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

$$\begin{cases} t_{\text{cornière}} = 8 \text{ mm} \\ t_{\text{solive}} = t_f = 9,8 \text{ mm} \\ t_{\text{sommier}} = t_w = 10,2 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow t = \min[10,2; 9,8; 8] \rightarrow t = 8 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = 0,86$$

$$\begin{cases} F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(\text{total})}}{n} = \frac{57,91}{6} = 9,65 \text{ KN} \\ F_{b,Rd} = 102,59 \text{ KN} \end{cases} \quad (\text{effort de cisaillement par boulon}).$$

$$F_{b,Rd} = 102,59 \text{ KN} \geq F_{v,Sd} = 9,65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

D'après le ROBOT → Ratio 0,67

❖ **Assemblage sommier (IPE 550) - Solive (IPE 270) :**

Le choix s'est porté sur des boulons ordinaires de classe 6.8 et de diamètre $\varnothing=16$ mm

L'assemblage est fait avec des cornières.

Les sollicitations : $F_{v,sd(\text{total})} = 71,88 \text{ KN} \dots\dots\dots$ D'après ROBOT

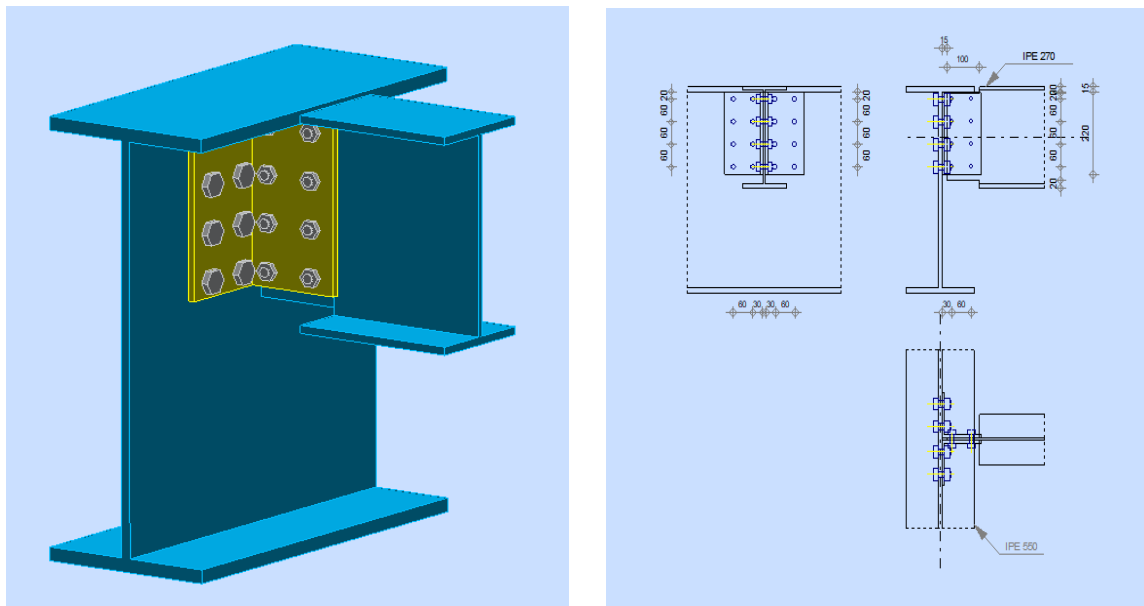


Figure VIII.3 Schéma d'assemblage.

➤ **Disposition constructive :**

$$d_0 = d + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min \{ t_w (\text{sommier}) ; t_f (\text{solive}) \} = \{ 11,1 ; 10,2 \} = 10,2 \text{ mm}$$

• **Distance entre axes des boulons :**

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min (14t ; 200 \text{ mm}) = 39,6 \leq p_1 \leq 142,8 \rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min (14t ; 200 \text{ mm}) = 43,2 \leq p_2 \leq 142,8 \rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

• **Pince longitudinale(e_1) et transversale(e_2) :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40 = 21,6 \leq e_1 \leq 79,2 \rightarrow e_1 = 20 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40 = 27 \leq e_2 \leq 79,2 \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

➤ **Vérification des boulons :**

On prend le nombre de boulon : $n = 8$

Cornière 120×8

- **Au cisaillement :**

$$F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(total)}}{n} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_S}{\gamma_{Mb}}$$

$$\begin{cases} F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(total)}}{n} = \frac{71,88}{8} = 8,99 \text{ KN} \\ F_{v,Rd} = 57,91 \text{ KN} \end{cases} \quad (\text{effort de cisaillement par boulon}).$$

$$F_{v,Rd} = 57,91 \text{ KN} \geq F_{v,Sd} = 8,99 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Pression diamétrale des pièces assemblées :**

$$F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(total)}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

$$\begin{cases} t_{cornière} = 8 \text{ mm} \\ t_{solive} = t_f = 10,2 \text{ mm} \\ t_{sommier} = t_w = 11,1 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow t = \min[11,1; 10,2; 8] \rightarrow t = 8 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = 0,65$$

$$\begin{cases} F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(total)}}{n} = \frac{71,88}{8} = 8,99 \text{ KN} \\ F_{b,Rd} = 84,03 \text{ KN} \end{cases} \quad (\text{effort de cisaillement par boulon}).$$

$$F_{b,Rd} = 84,03 \text{ KN} \geq F_{v,Sd} = 8,99 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

D'après le ROBOT → Ratio 0,39

VIII.5.4 Calcul des assemblages rigides :

❖ Assemblage sommier (IPE 500) - Poteau (HEA 400) :

Le choix s'est porté sur des boulons de haute résistance de classe HR 8.8 et de diamètre Ø = 12 mm

Les sollicitations : $F_{v,sd (total)} = 54,43 \text{ KN} \dots\dots$ D'après ROBOT

➤ **Disposition constructive :**

$$d_0 = d + 2 = 12 + 2 = 14 \text{ mm}$$

$$t = \min\{t_{w(\text{sommier})}; t_{f(\text{poteau})}\} = \{11,1; 19\} = 11,1 \text{ mm}$$

• **Distance entre axes des boulons :**

$$\begin{cases} 2,2d_0 \leq p_1 \leq \min\{14t; 200\text{mm}\} = 30,8 \leq p_1 \leq 155,4 \rightarrow p_1 = 80 \text{ mm} \\ 2,4d_0 \leq p_2 \leq \min\{14t; 200\text{mm}\} = 33,6 \leq p_2 \leq 155,4 \rightarrow p_2 = 80 \text{ mm} \end{cases}$$

• **Pince longitudinale (e₁) et transversale (e₂) :**

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40 = 16,8 \leq e_1 \leq 84,4 \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm} \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40 = 21 \leq e_2 \leq 84,4 \rightarrow e_2 = 60 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Vérification des boulons :**

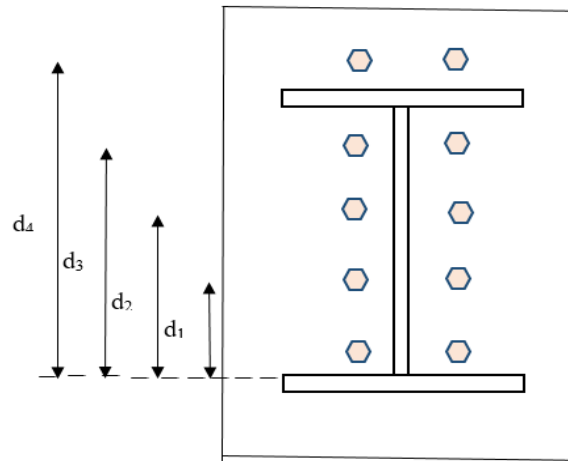
On prend le nombre de boulon: $n = 10$

$$\text{Les sollicitations : } \begin{cases} M_{Sd} = 15,5 \text{ KN.m} \\ F_{v.Sd(\text{total})} = 18,82 \text{ KN} \end{cases}$$

Les distances (d_i) :

$$d_1 = 669 \text{ mm} ; d_2 = 529 \text{ mm} ; d_3 = 389 \text{ mm} ; d_4 = 249 \text{ mm} ; d_5 = 109 \text{ mm}$$

$$F_{t.Sd} = \frac{M_{Sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

Figure VIII.4 Les distances d_i

Donc : $F_{t,Sd.1} = 108,86 \text{ KN}$; $F_{t,Sd.2} = 86,08 \text{ KN}$; $F_{t,Sd.3} = 63,3 \text{ KN}$;

$F_{t,Sd.4} = 40,52 \text{ KN}$; $F_{t,Sd.5} = 17,73 \text{ KN}$

On prend : $F_{t,Sd} = 108,86 \text{ KN}$

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

D'après le ROBOT :

$M_{j,Rd} = 155 \text{ KN.m}$ Résistance de l'assemblage à la flexion.

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} < 1 \rightarrow 0,32 < 1$

➤ Résistance au glissement :

- Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(\text{total})}}{n} > F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd,ser})}{\gamma_{Ms,ult}}$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_S = 0,7 \times 1000 \times 115 \times 10^{-3} = 80,5 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{aligned} F_{s,Rd} &= \frac{k_s n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd,ser})}{\gamma_{Ms,ult}} = \frac{0,3(80,5 - 0,8 \times 26,783)}{1,25} = 14,17 \text{ KN} \\ F_{v,Sd} &= \frac{F_{v,Sd(total)}}{n} = \frac{108,86}{10} = 10,89 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$F_{s,Rd} = 14,17 \text{ KN} > F_{v,Sd} = 10,89 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$

➤ **Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(total)}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \{0,95; 1,9; 1,25; 1\} = 0,95$$

$$\left\{ \begin{aligned} F_{v,Sd} &= \frac{F_{v,Sd(total)}}{10} = \frac{54,43}{10} = 5,44 \text{ KN} \quad (\text{effort de cisaillement par boulon}). \\ F_{b,Rd} &= \frac{2,5 \alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,95 \times 800 \times 11,1 \times 14 \times 10^{-3}}{1,25} = 236,2 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$F_{b,Rd} = 236,2 \text{ KN} \geq F_{v,Sd} = 5,44 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$

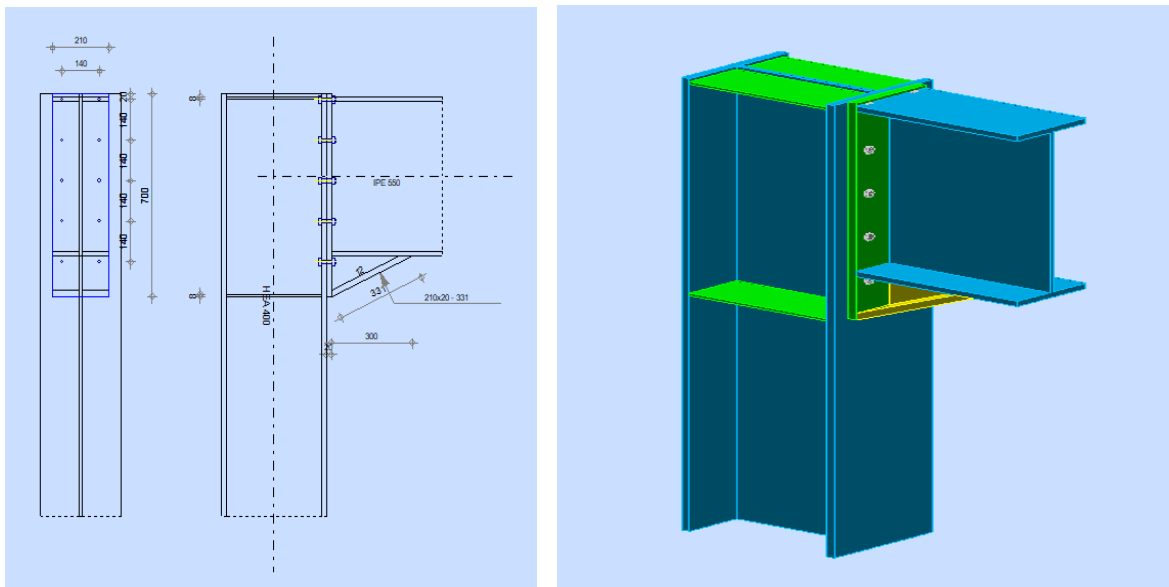


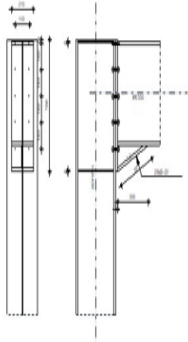
Figure VIII.5 Schéma d'assemblage.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio 0,32



POTEAU

Profilé: HEA 400
 $\alpha = -90,0$ (Deg) Angle d'inclinaison
 $h_w = 390$ (mm) Hauteur de la section du poteau
 $h_f = 300$ (mm) Largeur de la section du poteau
 $t_w = 11$ (mm) Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_f = 19$ (mm) Epaisseur de la flèche de la section du poteau
 $r_w = 27$ (mm) Rayon de congé de la section du poteau
 $A_w = 188,86$ (cm²) Aire de la section du poteau
 $I_w = 45069,40$ (cm⁴) Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{t,w} = 235,00$ (MPa) Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 550
 $\alpha = 0,0$ (Deg) Angle d'inclinaison
 $h_w = 550$ (mm) Hauteur de la section de la poutre
 $h_f = 210$ (mm) Largeur de la section de la poutre
 $t_w = 11$ (mm) Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_f = 17$ (mm) Epaisseur de la flèche de la section de la poutre
 $r_w = 24$ (mm) Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_f = 24$ (mm) Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_w = 124,42$ (cm²) Aire de la section de la poutre
 $I_w = 67116,50$ (cm⁴) Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E24
 $f_{t,w} = 235,00$ (MPa) Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 12$ (mm) Diamètre du boulon
 Classe = B8.8 Classe du boulon
 $F_{t,b} = 54,43$ (kN) Résistance du boulon à la traction
 $n_b = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_s = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 20$ (mm) Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_1 = 140$ (mm)
 Entraxe $p_1 = 140;140;140$ (mm)

PLATINE

$h_p = 700$ (mm) Hauteur de la platine
 $l_p = 210$ (mm) Largeur de la platine
 $t_p = 20$ (mm) Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{t,p} = 235,00$ (MPa) Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$h_j = 210$ (mm) Largeur de la platine
 $t_j = 20$ (mm) Epaisseur de la flèche
 $h_{j1} = 140$ (mm) Hauteur de la platine
 $t_{j1} = 12$ (mm) Epaisseur de l'âme
 $l_j = 300$ (mm) Longueur de la platine
 $\alpha = 25,0$ (Deg) Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E24
 $f_{t,j} = 235,00$ (MPa) Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur
 $h_{rs} = 352$ (mm) Hauteur du raidisseur
 $l_{rs} = 145$ (mm) Largeur du raidisseur
 $t_{rs} = 8$ (mm) Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{t,rs} = 235,00$ (MPa) Résistance

Inférieur
 $h_{ri} = 352$ (mm) Hauteur du raidisseur
 $l_{ri} = 145$ (mm) Largeur du raidisseur
 $t_{ri} = 8$ (mm) Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{t,ri} = 235,00$ (MPa) Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_1 = 5$ (mm) Soudure âme
 $a_2 = 8$ (mm) Soudure semelle
 $a_3 = 5$ (mm) Soudure du raidisseur
 $a_4 = 5$ (mm) Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M2} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M0} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

RESULTATS

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,b} = 54,43$ (kN) Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $G_{b,Nb} = 189,24$ (kN) Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $F_{t,w} =$ résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,w,A} =$ résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,w,B} =$ résistance de la platine fléchie à la flexion
 $F_{t,w,C} =$ résistance de l'âme à la traction
 $F_{t,w,D} = \min(F_{t,w,A}, F_{t,w,B}, F_{t,w,C})$ [6.2.6.4], [Tab 6.2]
 $F_{t,w,E} = \min(F_{t,w,A}, F_{t,w,B})$ [6.2.6.3 (1)]
 $F_{t,w,F} = \min(F_{t,w,A}, F_{t,w,B}, F_{t,w,C})$ [6.2.6.5], [Tab 6.2]
 $F_{t,w,G} = \min(F_{t,w,A}, F_{t,w,B})$ [6.2.6.6 (1)]

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

$F_{t,Nb,comp}$ - Formule	$F_{t,Nb,comp}$	Composant
$F_{t,Nb} = \min(F_{t,b}, G_{b,Nb})$	108,86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,w,D} = 108,86$	108,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,w,E} = 600,20$	600,20	Âme du poteau - traction
$F_{t,w,F} = 108,86$	108,86	Platine d'about - traction
$F_{t,w,G} = 963,60$	963,60	Âme de la poutre - traction
$G_{b,Nb} = 376,48$	376,48	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{w,Nb} \beta = 722,35$	722,35	Panneau d'âme - compression
$F_{t,w,H} = 1047,27$	1047,27	Âme de la poutre - compression
$F_{t,w,I} = 1216,55$	1216,55	Aile de la poutre - compression
$F_{t,w,J} = 1103,80$	1103,80	Âme de la poutre - compression

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 2

$F_{t,Nb,comp}$ - Formule	$F_{t,Nb,comp}$	Composant
$F_{t,Nb} = \min(F_{t,b}, G_{b,Nb})$	108,86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,w,D} = 108,86$	108,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,w,E} = 600,20$	600,20	Âme du poteau - traction
$F_{t,w,F} = 108,86$	108,86	Platine d'about - traction
$F_{t,w,G} = 727,57$	727,57	Âme de la poutre - traction
$G_{b,Nb} = 376,48$	376,48	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{w,Nb} \beta = \sum_i F_{t,w,i} = 722,35 + 108,86$	613,49	Panneau d'âme - compression
$F_{t,w,H} = \sum_i F_{t,w,i} = 1047,27 + 108,86$	936,40	Âme du poteau - compression
$F_{t,w,I} = \sum_i F_{t,w,i} = 1216,55 + 108,86$	1107,69	Aile de la poutre - compression
$F_{t,w,J} = \sum_i F_{t,w,i} = 1103,80 + 108,86$	994,93	Âme de la poutre - compression
$F_{t,w,K} = \sum_i F_{t,w,i} = 217,73 + 108,86$	108,86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,w,L} = \sum_i F_{t,w,i} = 911,94 + 108,86$	803,08	Âme du poteau - traction - groupe
$F_{t,w,M} = \sum_i F_{t,w,i} = 217,73 + 108,86$	108,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,w,N} = \sum_i F_{t,w,i} = 1577,37 + 108,86$	1468,51	Âme de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t,Nb} = F_{t,Nb} \eta_1 \eta_2$
 $F_{t,Nb} = 86,08$ (kN) Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2 (9)]

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 3

$F_{t,Nb,comp}$ - Formule	$F_{t,Nb,comp}$	Composant
$F_{t,Nb} = \min(F_{t,b}, G_{b,Nb})$	108,86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,w,D} = 108,86$	108,86	Aile du poteau - traction

F _{RA,comp} - Formule	F _{RA,comp}	Composant
$F_{RA,comp} = 600,20$	600,20	Ame du poteau - traction
$F_{RA,comp} = 108,86$	108,86	Platine d'about - traction
$F_{RA,comp} = 727,57$	727,57	Ame de la poutre - traction
$B_{RA} = 376,48$	376,48	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 722,35 - 194,95$	527,40	Panneau d'âme - compression
$F_{RA,comp} = 1047,27 - 194,95$	852,32	Ame du poteau - compression
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1216,55 - 194,95$	1021,61	Aile de la poutre - compression
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1103,80 - 194,95$	908,85	Ame de la poutre - compression
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 217,73 - 86,08$	131,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 617,21 - 86,08$	531,13	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 326,59 - 194,95$	131,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 593,70 - 194,95$	398,75	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 217,73 - 86,08$	131,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 730,38 - 86,08$	644,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 326,59 - 194,95$	131,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 2307,75 - 194,95$	2112,81	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{RA,red} = F_{RA,comp} \cdot h_{eff}$
 $F_{RA,red} = 63,30$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{RA,red} = F_{RA,comp} \cdot h_{eff}$
 $F_{RA,red} = 63,30$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F _{RA,comp} - Formule	F _{RA,comp}	Composant
$F_{RA,comp} = \text{Min}(F_{RA,comp})$	108,86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{RA,comp} = 108,86$	108,86	Aile du poteau - traction
$F_{RA,comp} = 600,20$	600,20	Ame du poteau - traction
$F_{RA,comp} = 108,86$	108,86	Platine d'about - traction
$F_{RA,comp} = 727,57$	727,57	Ame de la poutre - traction
$B_{RA} = 376,48$	376,48	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 722,35 - 258,24$	464,10	Panneau d'âme - compression
$F_{RA,comp} = 1047,27 - 258,24$	789,02	Ame du poteau - compression
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1216,55 - 258,24$	958,31	Aile de la poutre - compression
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1103,80 - 258,24$	845,55	Ame de la poutre - compression
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 217,73 - 83,30$	154,43	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 617,21 - 83,30$	533,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 326,59 - 149,38$	177,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 593,70 - 149,38$	444,32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 435,46 - 258,24$	177,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1040,80 - 258,24$	782,56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 217,73 - 83,30$	154,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 730,38 - 83,30$	647,08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 326,59 - 149,38$	177,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 799,47 - 149,38$	650,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1095,57 - 149,38$	946,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 435,46 - 258,24$	177,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 2688,39 - 258,24$	2430,15	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{RA,red} = F_{RA,comp} \cdot h_{eff}$
 $F_{RA,red} = 40,52$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{RA,red} = F_{RA,comp} \cdot h_{eff}$
 $F_{RA,red} = 40,52$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F _{RA,comp} - Formule	F _{RA,comp}	Composant
$F_{RA,comp} = \text{Min}(F_{RA,comp})$	108,86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{RA,comp} = 108,86$	108,86	Aile du poteau - traction
$F_{RA,comp} = 600,20$	600,20	Ame du poteau - traction
$F_{RA,comp} = 108,86$	108,86	Platine d'about - traction
$F_{RA,comp} = 727,57$	727,57	Ame de la poutre - traction
$B_{RA} = 376,48$	376,48	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 722,35 - 298,76$	423,59	Panneau d'âme - compression
$F_{RA,comp} = 1047,27 - 298,76$	748,51	Ame du poteau - compression
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1216,55 - 298,76$	917,79	Aile de la poutre - compression
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1103,80 - 298,76$	805,04	Ame de la poutre - compression
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 217,73 - 40,52$	177,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 715,14 - 40,52$	674,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1047,27 - 40,52$	1006,75	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 326,59 - 103,81$	222,78	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 861,99 - 103,81$	758,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 435,46 - 189,89$	245,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 955,10 - 189,89$	765,20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 544,32 - 298,76$	245,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1084,71 - 298,76$	785,95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 217,73 - 40,52$	177,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 911,57 - 40,52$	871,05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 326,59 - 103,81$	222,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1276,78 - 103,81$	1172,97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 435,46 - 189,89$	245,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 1641,95 - 189,89$	1452,06	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 544,32 - 298,76$	245,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{RA,comp} \cdot \Sigma F_{RA,comp} = 3234,77 - 298,76$	2936,01	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{RA,red} = F_{RA,comp} \cdot h_{eff}$
 $F_{RA,red} = 17,73$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{RA,red} = F_{RA,comp} \cdot h_{eff}$
 $F_{RA,red} = 17,73$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _{eff}	F _{RA,comp}	F _{RA,red}	F _{RA,comp}	F _{RA,red}	F _{RA,comp}	F _{RA,red}	F _{RA,comp}	F _{RA,red}
1	669	108,86	108,86	600,20	108,86	963,60	108,86	376,48	376,48
2	929	86,08	108,86	600,20	108,86	727,57	108,86	376,48	376,48
3	369	63,30	108,86	600,20	108,86	727,57	108,86	376,48	376,48
4	249	40,52	108,86	600,20	108,86	727,57	108,86	376,48	376,48
5	109	17,73	108,86	600,20	108,86	727,57	108,86	376,48	376,48

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{red}

$M_{red} = \Sigma h_{eff} \cdot F_{RA,red}$
 $M_{red} = 155,00$ [kNm] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{red} / M_{pl} \leq 1,0$ 0,32 < 1,00 vérifié (6.3.2)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 132,13$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.2(2)]

$A_{wh} = 76,46$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.2(2)]

$A_{wv} = 55,66$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.2(2)]

$I_w = 81992,08$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe $u-u_0$ [4.5.2(5)]

$\sigma_{norm} = 15,26$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.2(5)]

$\sigma_{\perp} = -13,75$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.2(5)]

$\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.2(5)]

$\rho_s = 0,00$ Coefficient de corrélation [4.5.2(7)]

$\sqrt{(\sigma_{norm})^2 + 3(\tau_{\parallel})^2} \leq f_{t,d} / \gamma_w$ 30,52 < 369,00 vérifié (6.3.2)

$\sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3(\tau_{\parallel})^2} \leq f_{t,d} / \gamma_w$ 27,55 < 369,00 vérifié (6.3.2)

$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_{t,d} / \gamma_w$ 15,26 < 262,80 vérifié (6.3.2)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{pl} = 3$ [mm] Epaisseur de la plaque [6.2.6.3(2)]

$t_{flange} = 9$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3(2)]

$h_{flange} = 12$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3(2)]

$L_b = 56$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3(2)]

$k_{1,2} = 2$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _{eff}	k ₁	k ₂	k ₃	k ₄	k ₅	k ₆	k ₇	k ₈
							Somme	21,95	1116,11
1	669	6	21	12	1	5,33	624,22		
2	929	3	11	5	1	5,12	271,01		
3	369	3	11	5	1	3,77	146,54		
4	249	3	11	5	1	2,41	60,24		
5	109	3	16	7	1	1,31	14,31		

$k_{eq} = 1 / (\Sigma 1 / k_{eq})$ [6.3.3.1(2)]

$k_{eq} = 509$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1(3)]

$k_{eq} = 4$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1(1)]

$A_w = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1 [6.2.6(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3(7)]

$z = 509$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 4$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2(1)]

$k_2 =$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2(1)]

$S_{pl} = E \cdot z_{eq}^2 \cdot \Sigma (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_3)$ [6.3.1(4)]

$S_{pl} = 126759,55$ [kNm] Rigidité en rotation initiale [6.3.1(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1(6)]

$S_{pl} = S_{pl} \cdot \mu$ [6.3.1(4)]

$S_{pl} = 126759,55$ [kNm] Rigidité en rotation finale [6.3.1(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{pl} = 225511,44$ [kNm] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2(5)]

$S_{pl} = 14094,47$ [kNm] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2(5)]

$S_{pl} < S_{pl} < S_{pl}$ SEMI-RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RIPIURE DES BOULONS

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,32

Figure VIII.6 Résultat.

VIII.5.5 Assemblage de palée de stabilité (palée en X" UPE 270") :

Le choix s'est porté sur des boulons ordinaires de classe 6.8 et de diamètre :

$\varnothing = 16$ mm

Les sollicitations : $F_{v,Sd(total)} = 50,54$ kN

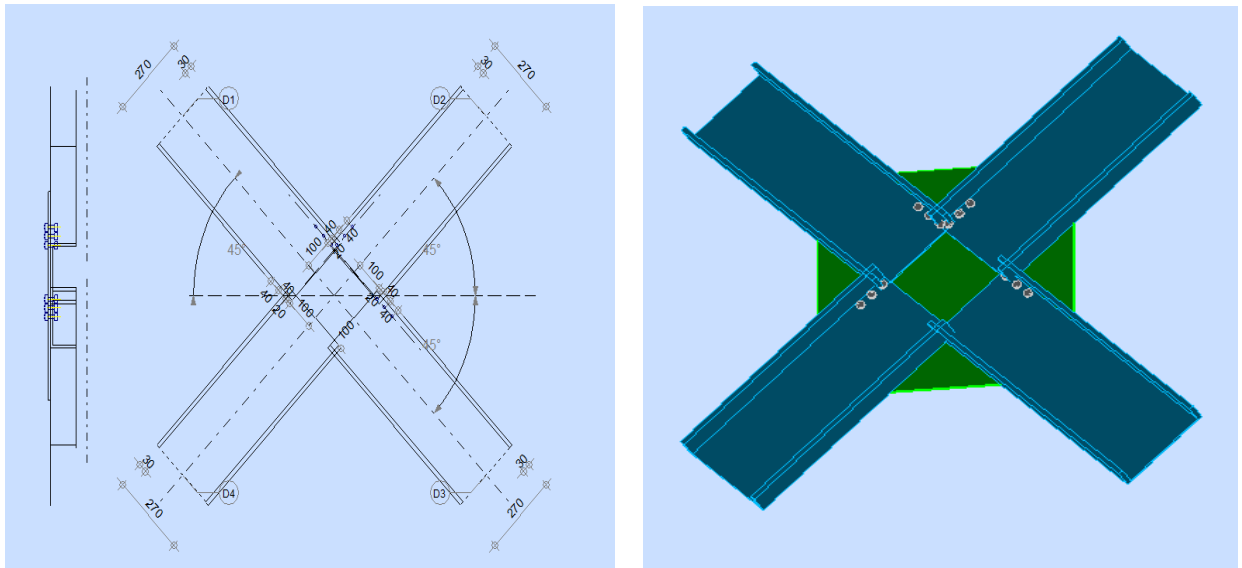


Figure VIII.7 Schéma d'assemblage.

❖ **Nombre des boulons :**

$$F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(\text{total})}}{n} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_S}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{On a: } \frac{0,6 \times 600 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 27,14 \leq \frac{50,54}{n} \rightarrow n > 1,86$$

Donc on prend en nombre des boulons : $n = 3$

❖ **Disposition constructive :**

$$\begin{cases} d_0 = d + 2 = 12 + 2 = 14 \text{ mm} \\ t_w = 14 \text{ mm} \end{cases}$$

• **Distance entre axes des boulons :**

$$p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$p_2 = 50 \text{ mm}$$

• **Pince longitudinale (e_1) et transversale (e_2):**

$$e_1 = 20 \text{ mm}$$

$$e_2 = 30 \text{ mm}$$

❖ Vérification des boulons :

- **Au cisaillement :**

$$F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(\text{total})}}{n} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_S}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,Rd} = 27,14 \text{ KN} \geq F_{v,Sd} = 16,84 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Pression diamétrale des pièces assemblées :**

$$F_{v,Sd} = \frac{F_{v,Sd(\text{total})}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = 0,51$$

$$F_{b,Rd} = 87,6 \text{ KN} \geq F_{v,Sd} = 16,81 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$



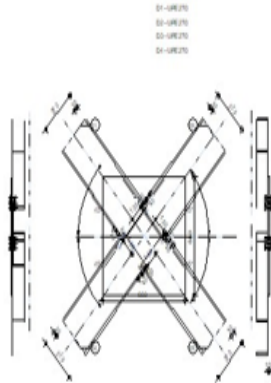
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,48



BARRES

Propriété:	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Profilé:	UPE 270	UPE 270	UPE 270	UPE 270	
h	270	270	270	270	mm
b _x	95	95	95	95	mm
b _y	8	8	8	8	mm
e _x	14	14	14	14	mm
e _y	15	15	15	15	mm
A	44,80	44,80	44,80	44,80	cm ²
Matériau:	ACIER E24	ACIER	ACIER	ACIER	
f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPA
f _t	365,00	365,00	365,00	365,00	MPA
Angle	45,0	45,0	45,0	45,0	Deg

BOULONS

Barre 1 Barre 2 Barre 3 Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

- Classe = 5.6 Classe du boulon
- d = 12 (mm) Diamètre du boulon
- d₀ = 13 (mm) Diamètre du trou de boulon
- A₀ = 0,84 (cm²) Aire de la section efficace du boulon
- A_s = 1,13 (cm²) Aire de la section du boulon
- f_{0,2} = 300,00 (MPa) Limite de plasticité
- f_t = 500,00 (MPa) Résistance du boulon à la traction
- n = 3 Nombre de colonnes des boulons
- Espacement des boulons 40;40 (mm)
- e₁ = 20 (mm) Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
- e₂ = 30 (mm) Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
- e₃ = 100 (mm) Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

COEFFICIENTS DE MATERIAU

- γ_M = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
- γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

RESULTATS

Barre 1 Barre 2 Barre 3 Barre 4

RESISTANCE DES BOULONS

F_{0,95} = 27,14 (kN) Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement F_{0,95} = 0,6 * f_t * A_s * m² / γ_{M2}

Pression du boulon sur la barre

Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de F_{0,95} k_{1z} = min(2,8*(e₂/d₀)-1,7, 2,5)

k_{1x} > 0,0 2,50 > 0,00 vérifié

α_{0,9} = 0,51 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons α_{0,9} = min(e₁/(3*d₀), p₁/(3*d₀)-0,25, f_{0,2}/f_t)

α_{0,9} > 0,0 0,51 > 0,00 vérifié

F_{0,95x} = 33,69 (kN) Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou F_{0,95x} = k_{1x} * α_{0,9} * F_{0,95}

Direction z

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de F_{0,95} k_{1z} = min(2,8*(e₁/d₀)-1,7, 1,4*(p₁/d₀)-1,7, 2,5)

k_{1z} > 0,0 2,50 > 0,00 vérifié

α_{0,9} = 0,77 Coefficient pour le calcul de F_{0,95} α_{0,9} = min(e₂/(3*d₀), f_{0,2}/f_t)

α_{0,9} > 0,0 0,77 > 0,00 vérifié

F_{0,95z} = 50,54 (kN) Résistance d'un boulon en pression diamétrale F_{0,95z} = k_{1z} * α_{0,9} * F_{0,95}

Pression du boulon sur la platine

Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de F_{0,95} k_{1z} = min(2,8*(e₂/d₀)-1,7, 2,5)

k_{1x} > 0,0 2,50 > 0,00 vérifié

α_{0,9} = 0,78 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons α_{0,9} = min(e₁/(3*d₀), p₁/(3*d₀)-0,25, f_{0,2}/f_t)

α_{0,9} > 0,0 0,78 > 0,00 vérifié

F_{0,95x} = 67,95 (kN) Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou F_{0,95x} = k_{1x} * α_{0,9} * F_{0,95}

Direction z

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de F_{0,95} k_{1z} = min(2,8*(e₁/d₀)-1,7, 1,4*(p₁/d₀)-1,7, 2,5)

k_{1z} > 0,0 2,50 > 0,00 vérifié

α_{0,9} = 1,00 Coefficient pour le calcul de F_{0,95} α_{0,9} = min(e₂/(3*d₀), f_{0,2}/f_t)

α_{0,9} > 0,0 1,00 > 0,00 vérifié

F_{0,95z} = 87,60 (kN) Résistance d'un boulon en pression diamétrale F_{0,95z} = k_{1z} * α_{0,9} * F_{0,95}

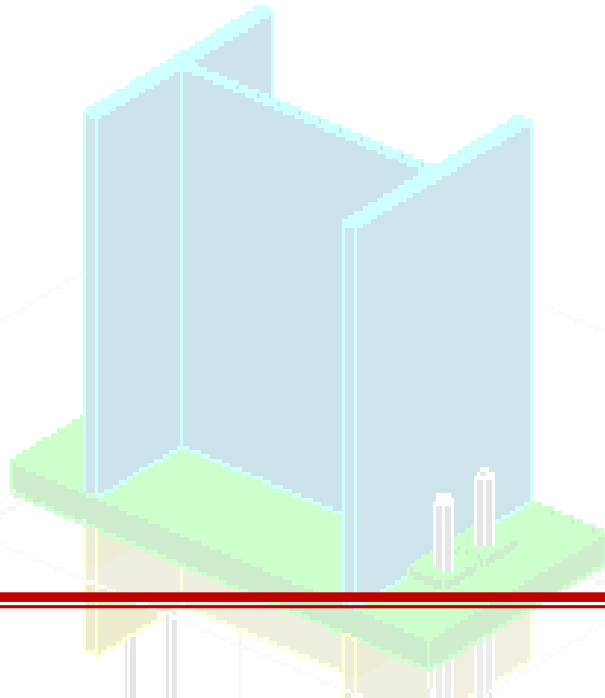
VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

- e = -105 (mm) Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons
- M₀ = -1,05 (kN/m) Moment fléchissant réel M₀ = N_{1,23} * e
- F_{0,95x} = 3,33 (kN) Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial F_{0,95x} = N_{1,23} / n
- F_{0,95y} = -13,13 (kN) Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment F_{0,95y} = M₀ * e₁ / (Σ x_i²)
- F_{0,95z} = 3,33 (kN) Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x F_{0,95z} = F_{0,95x}
- F_{0,95x} = -13,13 (kN) Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z F_{0,95x} = F_{0,95y}
- F_{0,95} = 27,14 (kN) Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x F_{0,95} = min(F_{0,95x}, F_{0,95z})
- F_{0,95} = 27,14 (kN) Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z F_{0,95} = min(F_{0,95x}, F_{0,95z})
- |F_{0,95z}| ≤ F_{0,95z} |3,33| < 27,14 vérifié (0,12)
- |F_{0,95x}| ≤ F_{0,95x} |-13,13| < 27,14 vérifié (0,48)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,48

Figure VIII.8 Résumé.



Chapitre IX :
Calcul des tiges d'ancrages.



IX.1 Introduction :

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancré par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est à dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrages et dans la platine, le moment et l'effort normal exercées sur la base du poteau sont équilibré par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

IX.2 Définitions :

IX.2.1 La platine d'extrémité :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé a la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellés dans fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur.

IX.2.2 Les tiges d'ancrage :

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

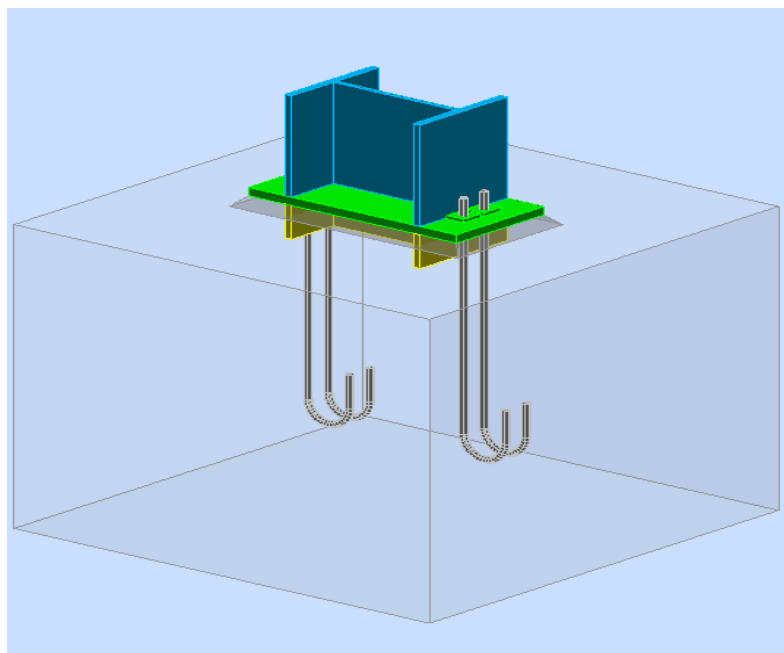


Figure IX.1 Les tiges d'ancrage.

IX.2.3 La bêche :

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau.

IX.2.4 La contre platine :

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation, la contre platine a deux fonctions, l'un est destinée pour répartir les efforts de compression transmis par le poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

Les calculs vont consister à :

- Déterminer les dimensions de la platine.
- Déterminer les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction engendrés par un soulèvement au vent.

IX.3 Le calcul des tiges d'ancrage :

IX.3.1 Plaque d'assise :

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assise capable de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante de tel sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison f_j

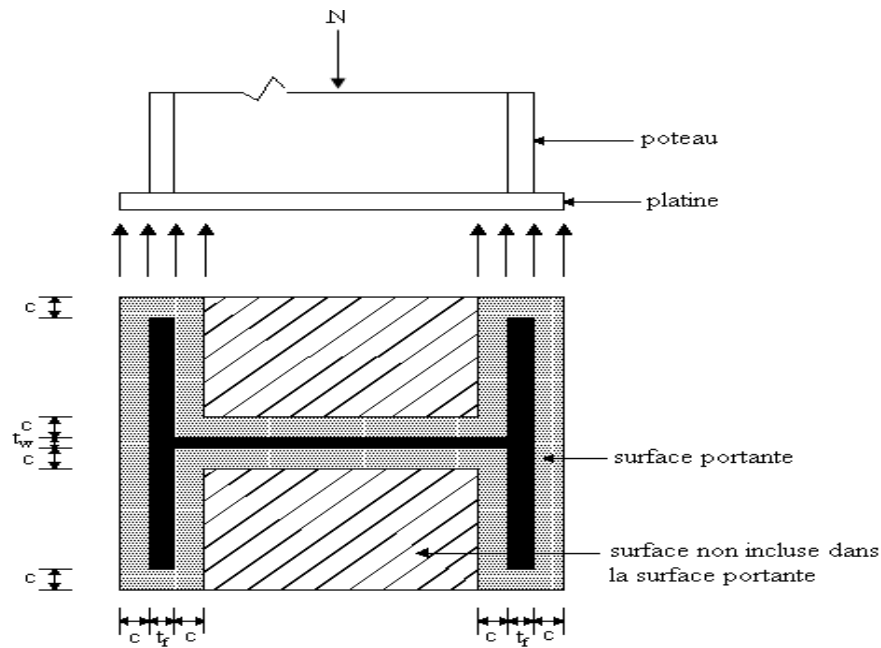


Figure IX.2 Surface en compression sous la plaque d'assise.

La résistance de contact de la liaison f_j est donnée par la formule :

$$f_j = B_j k_j f_{cd}$$

Avec :

B_j : le coefficient relatif à la liaison.

k_j : le facteur de concentration.

f_{cd} : la valeur de calcul de la résistance en compression du béton.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

f_{ck} : La résistance caractéristique en compression sur cylindre.

γ_c : Le coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton.

❖ **La surface portante :**

La largeur supplémentaire d'appui ne devant pas dépasser :

$$C \leq t \left(\frac{f_y}{3f_y \gamma_{M0}} \right)^{0,5}$$

Où :

t : Épaisseur de la plaque d'assise en acier.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier de la plaque d'assise.

On propose : une platine de dimensions (600×300×25)

D'après le ROBOT :

$$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$f_j = 26,8 \text{ MPa}$$

$$c = 51 \text{ mm}$$

Donc la surface portante est égale à :

$$S_p = (a \times b) - S_{np}$$

Où :

S_{np} : Surface non incluse dans la surface portante.

$$\begin{aligned} S_{np} &= (b_{\text{poteau}} - t_w) \times (h_{\text{poteau}} - 2c - 2t_f) \\ &= (300 - 11) \times (390 - 102 - 38) = 72250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S_p = (a \times b) - S_{np} = (450 \times 550) - 72250 = 175250 \text{ mm}^2$$

❖ La pression sur la surface portante :

N_t : Effort de traction

N_c : Effort de compression

$$\sigma = \frac{N_c}{S_p} = \frac{3624,22 \times 10^3}{175250} = 20,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 20,68 \text{ MPa} < f_j = 26,8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on prévoit une platine de 30 mm d'épaisseur et une surface de 550 mm × 450 mm

IX.3.2 Les tiges d'ancrages :

Il convient de dimensionner les tiges d'ancrage pour résister aux effets des charges de calcul, Elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des efforts de soulèvement.

L'effort de traction N_t incluant tout effort supplémentaire du à l'effet de levier, ne doit pas dépasser la résistance de calcul en traction $B_{t,Rd}$ de l'ensemble plaque-boulon.

La résistance de calcul en traction de l'ensemble plaque-boulon $B_{t,Rd}$ doit être prise égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

t_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon.

d_m : diamètre moyen de la tête du boulon.

➤ **La résistance de calcul à la traction $F_{t,Rd}$:**

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma M_b}$$

Avec :

A_s : Aire de la section résistance en traction du boulon.

f_{ub} : résistance à la traction de boulon.

γ_{M0} : 1,5 pour la résistance des boulons sollicités à la traction.

-La résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement $B_{p,Rd}$ de la tête du boulon :

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma M_b}$$

t_p : Épaisseur de la plaque sous la tête du boulon.

d_m : Diamètre moyen de tête du boulon.

Donc on a :

$$N_t \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma M_b}$$

$$N_t \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma M_b}$$

$$A_s \geq \frac{N_t \gamma M_b}{0,9 f_{ub}} \rightarrow A_s \geq \frac{971,5 \times 10^3 \times 1,5}{0,9 \times 400} \rightarrow A_s \geq 4047,91 \text{ mm}^2$$

Si on prend quatre goujons : $A_s \geq 4047,91 \text{ mm}^2 \rightarrow d \geq 36,53 \text{ mm}$

$$d_m \geq \frac{N_t \gamma M_b}{0,6 \pi t_p f_u} \rightarrow d_m \geq \frac{241,76 \times 10^3 \times 1,5}{0,6 \times 3,14 \times 30 \times 360} \rightarrow d_m \geq 17,82 \text{ mm}$$

Donc on a : $d \geq 36,53 \text{ mm}$

On prend quatre goujons de diamètre 40 mm

❖ **Vérification de l'adhérence béton-tige d'ancrage :**

Il faut vérifier la condition : $F_A \leq F_{adm}$

$$F_{adm} = \pi \times \tau_{su} \times \emptyset \times l_s$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2$$

F_A : Effort de traction.

\emptyset : Diamètre de la tige lisse.

τ_{su} : Contrainte d'adhérence.

l_s : Longueur de scellement droit.

ψ_s : Coefficient de scellement droit.

$$\tau = 3\emptyset ; l_2 = 2\emptyset ; l_1 = 20\emptyset$$

$$l_s = l_1 + l_2 + r = 120 + 800 + 80 = 1000 \text{ mm}$$

Avec : $\psi_s = 1$ Pour rond lisse.

$\psi_s: 1,5$ Pour HA

Donc :

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$$

$$F_{adm} = 3,14 \times 1,26 \times 40 \times 1000 = 158,26 \text{ KN}$$

$$F_A = 241,76 \text{ KN} > F_{adm} = 158,26 \text{ KN} \text{CNV}$$

Donc on augmente le diamètre des goujons (augmentation de diamètre → augmentation de la longueur de scellement → augmentation de la surface d'adhérence).

On prend : $\emptyset = 60 \text{ mm} \rightarrow l_s = 180 + 120 + 1500 = \text{mm}$

$$F_{adm} = 3,14 \times 1,26 \times 60 \times 1500 = 356,07 \text{ KN}$$

$$F_A = 241,76 \text{ KN} < F_{adm} = 356,07 \text{ KN} \text{CV}$$

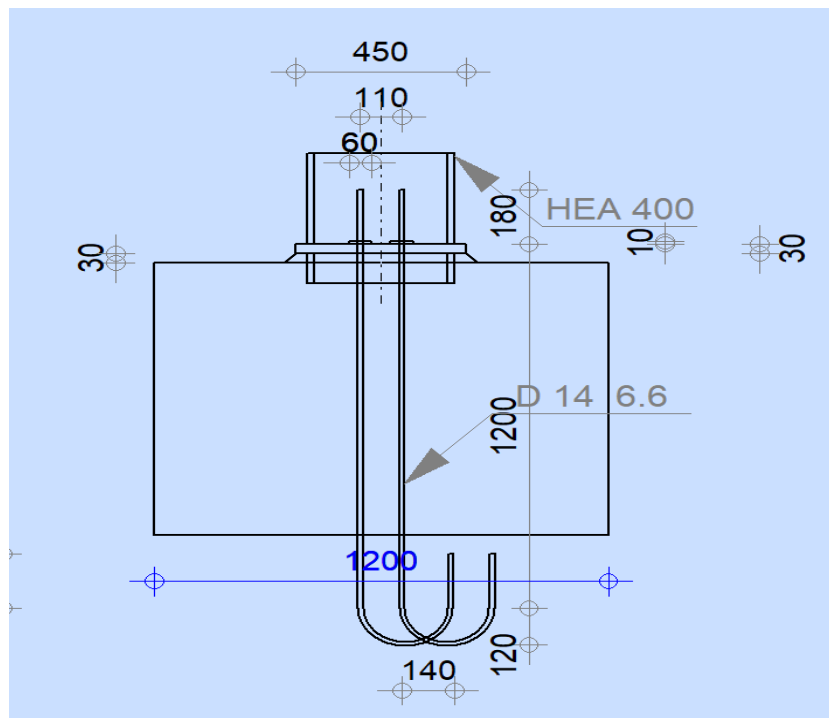


Figure IX.3 Les tiges d'encrages.



Chapitre X :
***Etude des
fondations.***



X

X.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et 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.

X.2 Définition :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

IX.3 Rappel :

❖ Les types des fondations :

-Fondation superficielle :

- Semelle isolée sous Poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux ou nervurés

-Fondation profonde (semelle sous pieux).

❖ Choix des fondations :

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (pour notre cas la contrainte admissible du sol = 2bar)

❖ Dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit la semelle la plus sollicitée. Les autres poteaux doivent être calculées de la même manière

❖ Stabilité des fondations :

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure
- Des sollicitations dues au sol.

X.4 Choix des fondations :

Le choix du type de fondations dépend de la charge reprise par l'ouvrage toute en tenant compte de la sécurité et de l'économie, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, On commence notre choix de fondation par les semelles isolées, filantes et enfin un radier ; chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

X.5 Dimensionnement des semelles :**X.5.1 Dimensionnement des semelles sous poteaux :**

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface .Tout

d'abords on va supposer que les semelles sont du type superficielles isolées de dimensions (A×B) m² qu'on doit calculer, si on obtient des dimensions acceptables (vis à vis les entres-axes) on adoptera les semelles telles qu'elles sont calculées; pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

Sinon on doit passer à un autre type de fondation superficielle (les semelles filantes ou le radier).

Numéro de semelle	N _{ser} (KN)	σ _{sol} (bar)	Surface des semelles (m ²)
A-1	215,16	2	1,07
A-3	197,03	2	0,98
A-4	483,92	2	2,41
A-6	482,83	2	2,41
B-1	461,84	2	2,3
B-3	752,69	2	3,76
B-4	347,36	2	1,73
C-1	582,73	2	2,91
C-3	715,88	2	3,57
C-4	1213,13	2	6,06
C-6	1562,32	2	7,81
D-1	305,67	2	1,52
D-2	942,98	2	4,71
D-3	1894,8	2	9,47
D-4	2408,5	2	12,04
D-6	890,75	2	4,45
E-1	496,44	2	2,48
E-2	397,31	2	1,98
F-1	32,3	2	0,16

F-3	3176,93	2	15,88
F-4	2397,71	2	11,98
F-5	911,84	2	4,55
F-6	911,21	2	4,55
G-1	691,56	2	3,45
G-3	142,45	2	0,71
G-4	1033,56	2	15,16
G-5	531,26	2	2,65
G-6	530,64	2	2,65
/	/	$S_{tot} (m^2)$	131,76

Tableau X.1 la surface des semelles.

La somme des surfaces des semelles est : $S = 131,76 \text{ m}^2$

La surface totale du bâtiment est : $S' = 732,55 \text{ m}^2$

$$\frac{s_s}{s_b} = \frac{131,76}{732,55} = 17,98 \leq 50 \%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

s : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison (G+Q).

Conclusion :

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bloc est de 17,98 % donc, nous avons choisie des semelles isolées.

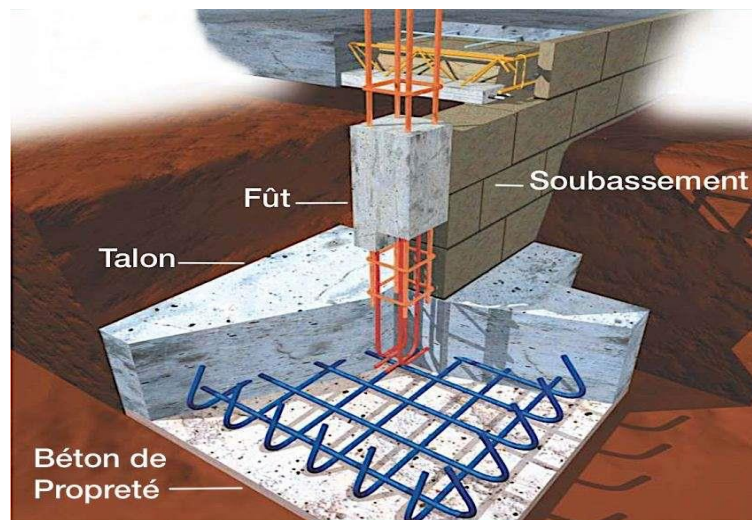


Figure X.1 Semelle isolée.

X.6 Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A/B est égal au rapport a/b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les fûts carrés : $a=b$ donc $A=B$

$$\text{Donc : } S=A^2$$

A est déterminé par :

$$s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A = B = \sqrt{s}$$

D'après le **ROBOT** :

On prend deux dimension des semelles :

❖ Semelle 1 :

$$N_{ser} = 3176,93 \text{ KN}$$

On fait le calcul pour la semelle la plus sollicitée :

$$s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{3176,93 \times 1000}{0,2} = 15,88 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } A=B= 3,98 \text{ m}$$

N_{ser} (KN)	σ_{sol} (bar)	A_{cal} (m)	A_{admis} (m)
3176,93	2	3,98	5

Tableau X.2 Résultats.

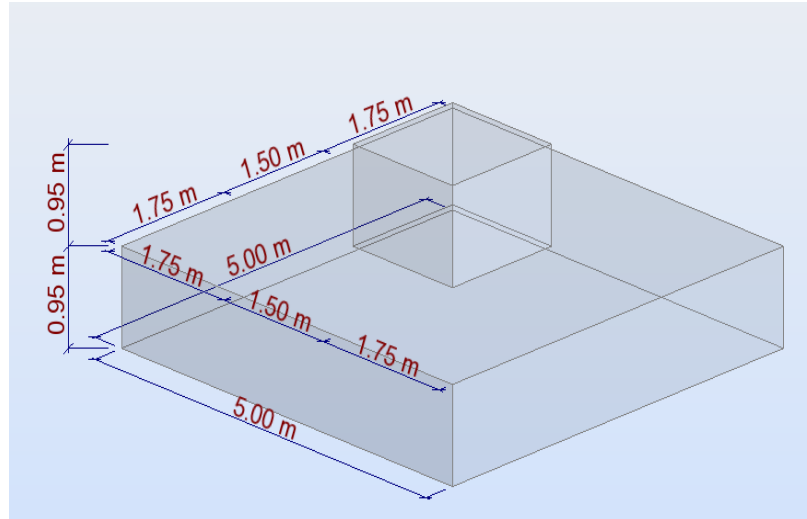


Figure X.2 Vue d'une semelle.

Hauteur total : $h_t = d + c$

$$d \geq \frac{B-d}{4}$$

Avec :

a et b : dimension du fut considéré.

A et B : dimension de la semelle.

$$d \geq \frac{B-d}{4} = \frac{500-150}{4} = 87,5 \text{ cm}$$

On adopte : $d = 90 \text{ cm}$

Donc : $h_t = 90 + 5 = 95 \text{ cm}$

❖ **Vérification des contraintes à l'état limite service :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{cal} = \frac{N_{tot}}{s} \leq \sigma_{sol}$

$$N_{tot} = N_{terre} + N_{semelle} + N_{ser}$$

➤ **Evaluation du poids propre de la semelle :**

$$N_{semelle} = (A \times B \times d) \times \gamma_b = (5 \times 5 \times 0,9) \times 25 = 562,5 \text{ KN}$$

➤ **Evaluation du poids propre du remblai :**

$$V_t = (A \times B \times \text{profondeur}) = 5 \times 5 \times 1,1 = 27,5 \text{ m}^3$$

$$\gamma_s = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$N_{\text{terre}} = V_t \times \gamma_s = (27,5 \times 19) = 522,5 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

N _{ser} (KN)	N _{sem} (KN)	N _{ter} (KN)	N _{tot} (KN)	S (m ²)	σ _{cal} (bar)	Observation
3176,93	562,5	522,5	4261,93	25	1,7	σ _{cal} < σ _{sol}

Tableau X.3 Vérification.

❖ **Ferraillage :**

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

$$1,35G + 0,5Q \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA99(Version2003)}$$

$$N_u = 4425,07 \text{ KN} \quad 1,35G+1,5Q$$

$$N = 3185,19 \text{ KN} \quad G+Q+E$$

$$N = 1819,91 \text{ KN} \quad 0,8G+E$$

• **Ferraillage de la semelle isolée :**

$$\begin{cases} A_a = \frac{N \times (A - a)}{8 \times d_a \times \bar{\sigma}_s} \\ A_b = \frac{N \times (B - b)}{8 \times d_b \times \bar{\sigma}_s} \end{cases}$$

$$d_b = h - c = 95 - 5 = 90 \text{ cm}$$

$$d_a = d_b - \frac{\emptyset}{2} = 90 - \frac{1,6}{2} = 89,2 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{N \times (A - a)}{8 \times d_a \times \bar{\sigma}_s} = \frac{4425,07 \times (500 - 150) \times 10^3}{8 \times 89,2 \times 348 \times 10^2} = 62,36 \text{ cm}^2$$

$$A_b = \frac{N \times (B - b)}{8 \times d_b \times \bar{\sigma}_s} = \frac{4425,07 \times (500 - 150) \times 10^3}{8 \times 90 \times 348 \times 10^2} = 61,81 \text{ cm}^2$$

On prend pour les deux sens :

$$A : 35\emptyset 16$$

$$B : 35\emptyset 16$$

• **Longueur de scellement :**

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_s} = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \emptyset_s \times 0,6 \times f_{t28}}$$

Avec :

$$\emptyset_s = 1 \dots\dots\dots \text{Rond lisse.}$$

$$\emptyset_s = 1,5 \dots\dots\dots \text{HA.}$$

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_s} = \frac{16 \times 400 \times 10^2}{4 \times 1,5 \times 0,6 \times 2,1 \times 10^2} = 84,65 \text{ cm}$$

❖ **Calcul les longrines :**

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrine ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Notre bâtiment est implanté sur un site meuble (S₃) situé en zone sismique IIa :

On adopte pour les deux directions des longrines (30×40) cm².

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction simple sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisées : N = 4425,07 KN

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Site meuble} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 12$$

Donc :

$$F = \frac{4425,07}{12} = 368,75 \text{ KN}$$

$$N = 368,75 \text{ KN}$$

• **Calcul les armatures longitudinales :**

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{368,75 \times 1000}{348 \times 100} = 10,59 \text{ cm}^2$$

Avec la section minimale : A_{s min} = 0,6% × b × h = 15 cm².

On adopte la section minimale : $A_{s \min} = 15 \text{ cm}^2$.

Ce qui convient à : 10T12

❖ **Ferraillage du fut :**

Les fondations ancrées à $D = 2 \text{ m}$, l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fut) de dimensions $(150 \times 150) \text{ cm}^2$

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant. Il est sollicité en flexion composée. On calculera uniquement le fût le plus sollicité par les efforts (N et V).

D'après le ROBOT :

On adopte :

Ferraillage longitudinale : 10HA12

Ferraillage transversale : 8HA6

Avec :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 13,5 \quad \rightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

Résultat d'après ROBOT :

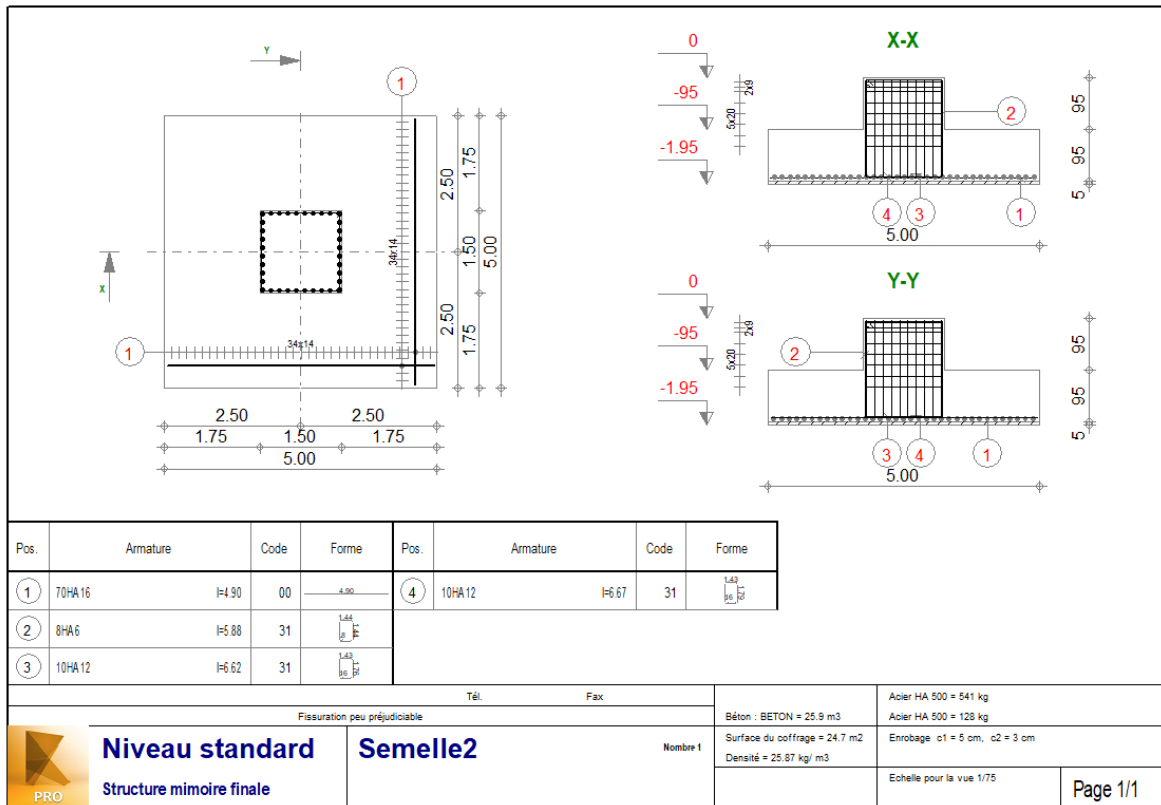


Figure X.3 Résultat ROBOT.

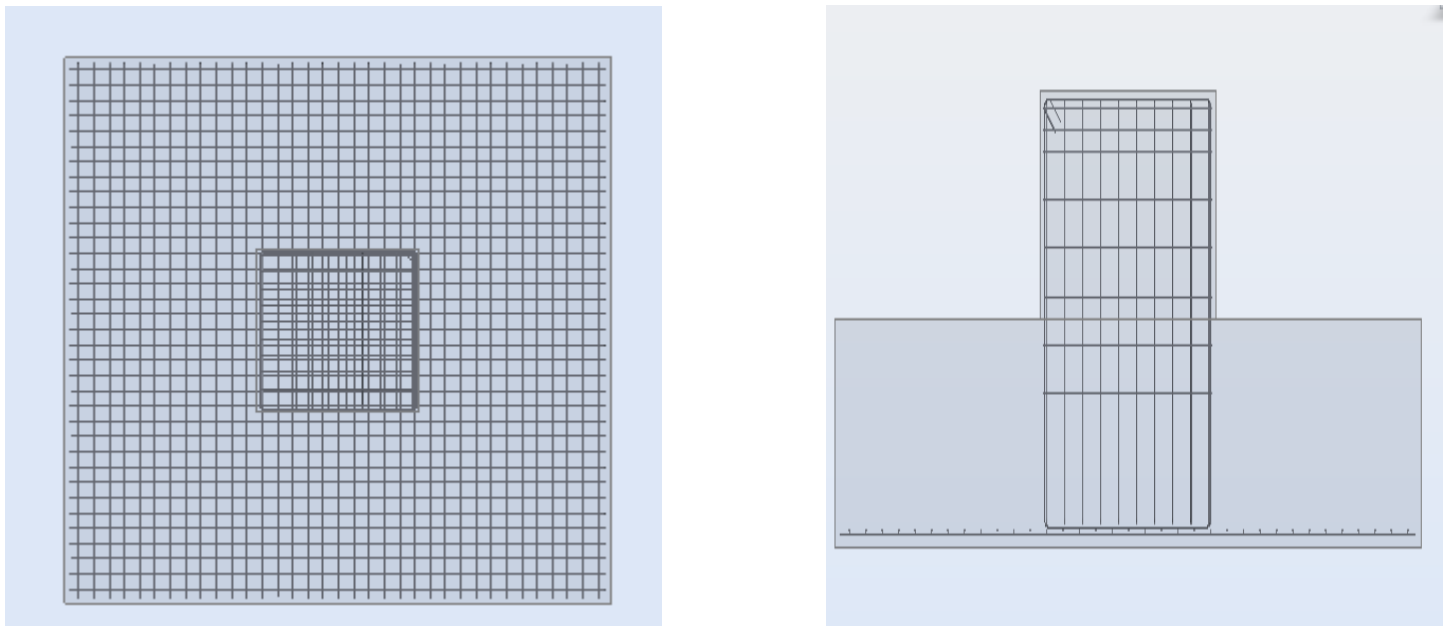


Figure X.4 Ferrailage des semelles.

Semelle 2 :

$$N_{ser} = 1213,13 \text{ KN}$$

On fait le calcul pour la semelle la plus sollicitée :

$$s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{1213,13}{2} = 6,06 \text{ m}^2$$

Donc : A=B= 2,4 m

N _{ser} (KN)	σ _{sol} (bar)	A _{cal} (m)	A _{admis} (m)
1213,13	2	2,4	3

Tableau X.4 Résultats.

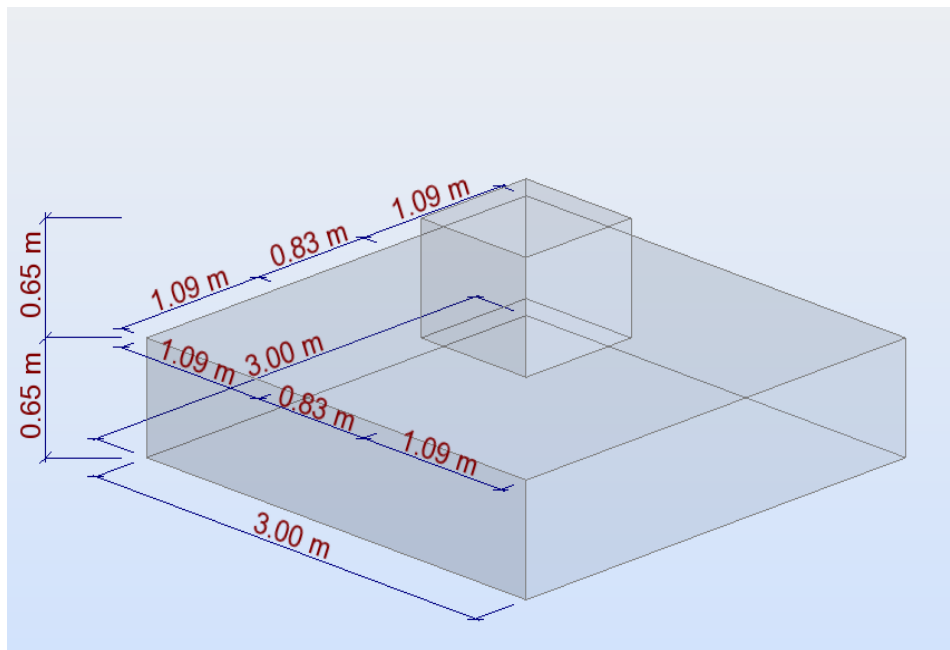


Figure X.5 Vue de la semelle.

Hauteur total : $h_t = d+c$

$$d \geq \frac{B-d}{4}$$

Avec :

a et b : dimension du fut considéré.

A et B : dimension de la semelle.

$$d \geq \frac{B-d}{4} = \frac{300-65}{4} = 58,75 \text{ cm}$$

On adopte : $d = 60 \text{ cm}$

Donc : $h_t = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$.

❖ **Vérification des contraintes à l'état limite service :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{cal} = \frac{N_{tot}}{s} \leq \sigma_{sol}$

$$N_{tot} = N_{terre} + N_{semelle} + N_{ser}$$

➤ **Evaluation du poids propre de la semelle :**

$$N_{semelle} = (A \times B \times d) \times \gamma_b = (3 \times 3 \times 1,4) \times 25 = 315 \text{ KN}$$

➤ **Evaluation du poids propre du remblai :**

$$\gamma_s = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$V_t = (A \times B \times \text{profondeur}) = 3 \times 3 \times 1,4 = 12,6 \text{ m}^3$$

$$N_{terre} = V_t \times \gamma_s = (12,6 \times 19) = 239,4 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

N _{ser} (KN)	N _{sem} (KN)	N _{ter} (KN)	N _{tot} (KN)	S (m ²)	σ _{cal} (bar)	Observation
1213,13	135	239,4	1587,53	9	1,76	σ _{cal} < σ _{sol}

Tableau X.5 Vérification.

❖ **Ferraillage :**

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :
1,35G + 0,5Q BAEL91

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA99(Version2003)}$$

$$N_u = 1686,89 \text{ KN} \quad 1,35G+1,5Q$$

$$N = 1273,12 \text{ KN} \quad G+Q+E$$

$$N = 610,44 \text{ KN} \quad 0,8G+E$$

• **Ferraillage de la semelle isolée :**

$$\begin{cases} A_a = \frac{N \times (A - a)}{8 \times d_a \times \bar{\sigma}_s} \\ A_b = \frac{N \times (B - b)}{8 \times d_b \times \bar{\sigma}_s} \end{cases}$$

$$d_b = h - c = 65 - 5 = 60 \text{ cm}$$

$$d_a = d_b - \frac{\emptyset}{2} = 65 - \frac{1,6}{2} = 59,2 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{N \times (A-a)}{8 \times d_a \times \sigma_s} = \frac{1686,89 \times (300-83) \times 10^3}{8 \times 59,2 \times 348 \times 10^2} = 22,21 \text{ cm}^2$$

$$A_b = \frac{N \times (B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_s} = \frac{1686,89 \times (300-83) \times 10^3}{8 \times 60 \times 348 \times 10^2} = 21,91 \text{ cm}^2$$

On prend pour les deux sens :

A : 22Ø12

B : 22Ø12

Avec :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) \quad \rightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

Résultat d'après ROBOT :

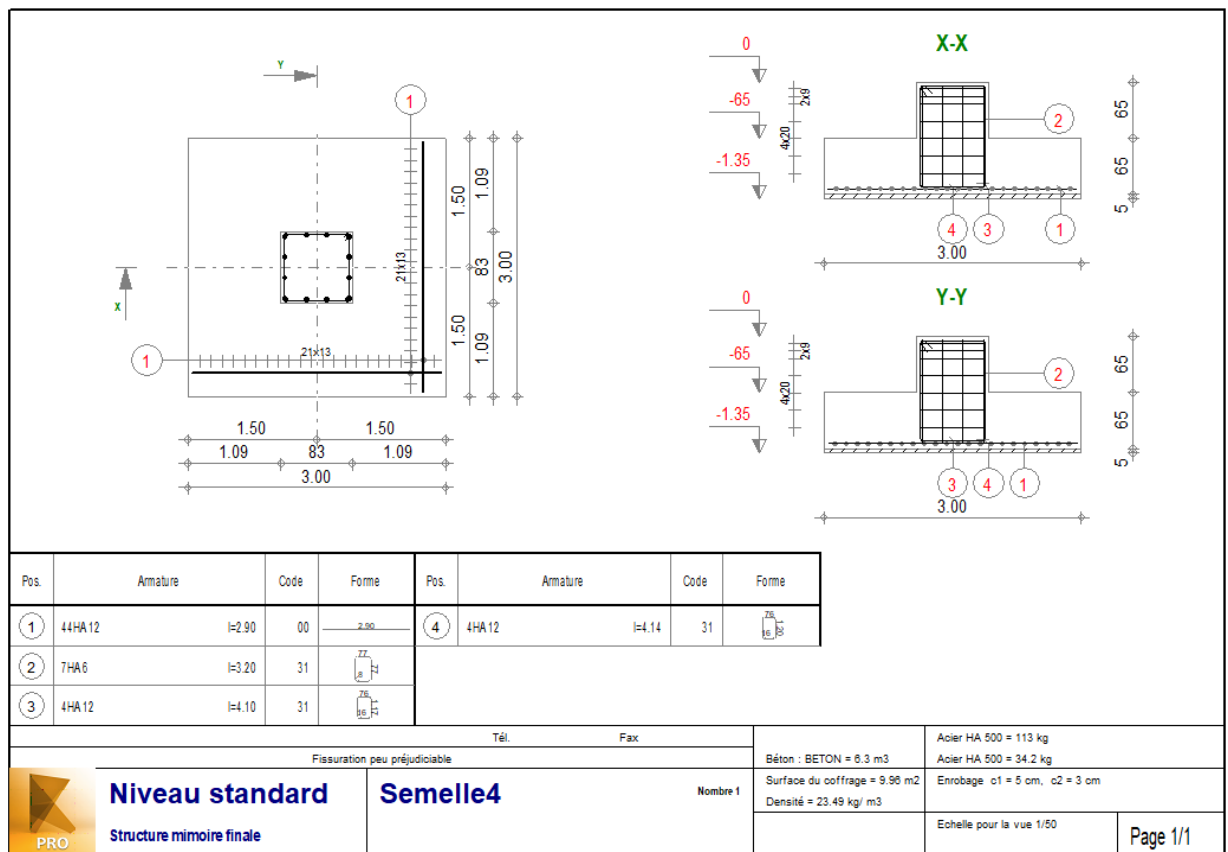


Figure X.6 Résultat ROBOT.

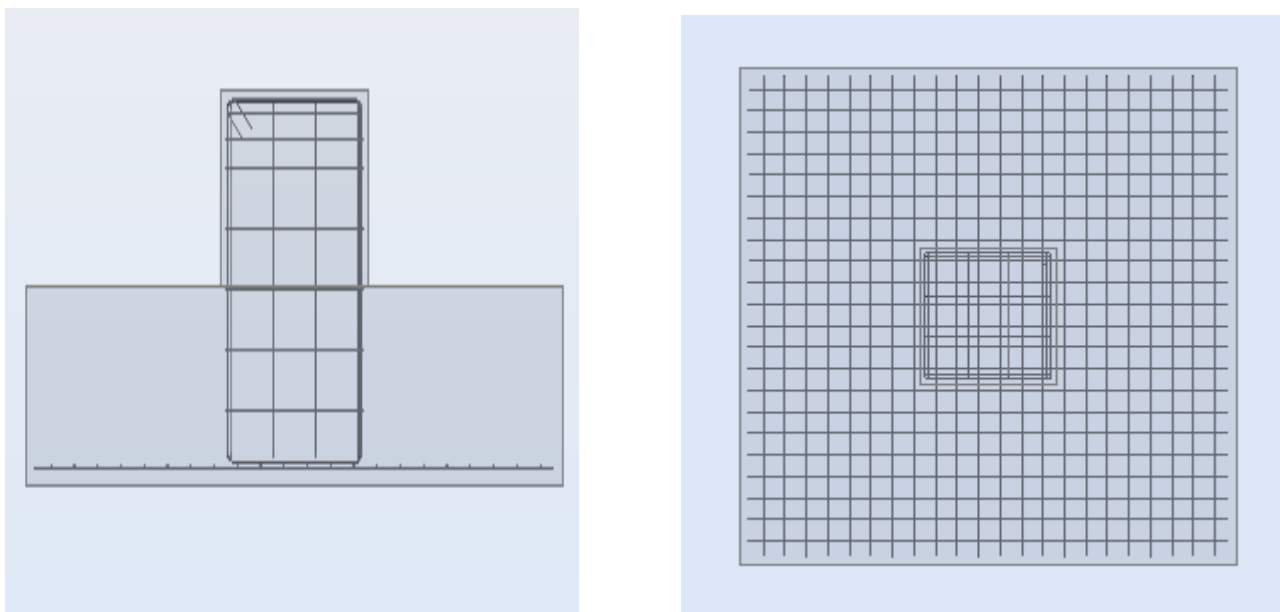


Figure X.7 Ferrailage des semelles.

Conclusion

L'étude de cette partie nous a permis de dimensionner et de vérifier les éléments de notre ouvrage métallique sous toutes les combinaisons d'actions possibles, et d'étudier les phénomènes d'instabilité élastiques qui peuvent mettre la structure hors de service.

Enfin, cette étude nous a permis d'approfondir et d'améliorer nos connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire concernant le dimensionnement des éléments d'une structure en charpente métallique et les phénomènes qui peuvent engendrer par les différentes sollicitations.



Partie II :

***Conception et étude
d'une structure R+5 en
béton armé.***

Introduction

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé une étude complète d'un ouvrage R+5 en béton armé contreventé par voiles et portiques après une conception des plans.

Alors que ce travail est constitué de six chapitres :

- Le premier chapitre consiste à la présentation du projet, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser (béton et l'acier).
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments de la structure et la descente des charges.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires : les planchers, balcons, escaliers et l'acrotère, l'ascenseur... ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre.
- Au quatrième chapitre, nous allons s'intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par des voiles de contreventement, en soumettons la structure au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérienne (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant deux logiciels ETABS et ROBOT.
- Le calcul du ferrailage des éléments de contreventement sera exposé au cinquième chapitre.
- Au sixième chapitre nous avons fait un choix des fondations qui convient au caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.



Chapitre I :

*Présentation du projet
et caractéristiques des
matériaux.*



Présentation du projet et caractéristiques des matériaux.

I.1 Présentation du projet :

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments d'un ouvrage (R+5) à usage administratif implanté à Sétif, tels que : fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, ascenseur), ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme va déterminer par le ferrailage des éléments de contreventement puis l'étude de l'infrastructure. Le calcul sera fait conformément au :(RPA99version2003) et règles (BAEL91, CBA 93) et moyennant des deux logiciels de calcul ETABS et ROBOT.

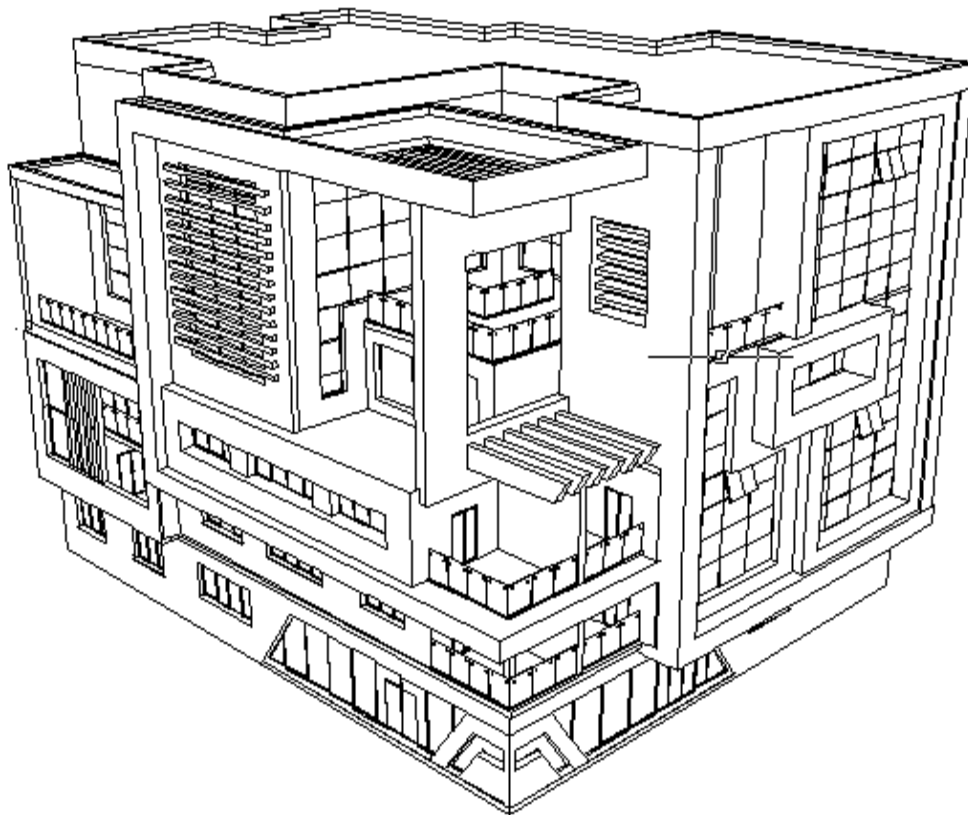


Figure.I.1 Vue 3D.

I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux de construction jouent un rôle important à la résistance et la rigidité face aux séismes. Leur choix est souvent pris entre divers critères tel que : le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau.

Le béton et l'acier sont deux constituants principaux d'un chantier, le béton a une résistance faible à la traction par contre une bonne résistance pour l'acier, le principe du béton (bétonnage) est d'insérer dans la matrice de l'acier (ferraillage) dans les zones tendues.

Une association efficace s'effectue entre eux, d'avantage :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).

- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (10^{-5} pour l'acier et 10^{-5} pour le béton).

I.2.1 Le Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés "Granulats" (sable, gravier, pierres cassées, ...), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

I.2.1.1 Dosage de béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- 350 kg de ciment de CPA 325.
- 400 kg de sable DS < 5 mm.
- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

I.2.1.2 Résistance du béton :

a. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance (f_{cj}) à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale des éprouvettes cylindriques après une conservation dans les conditions définies par les normes : âge aux 28 jours, les dimensions de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur et une température ambiante.

Les règles BAEL donnent les formules ou les expressions de variation de la contrainte du béton en fonction de son âge :

$$f_{Cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{C28} \quad \text{pour } f_{C28} \geq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{Cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{C28} \quad \text{pour } f_{C28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{Cj} = 1,10 \times f_{C28}.$$

-Pour notre étude on prend **fc28 = 25Mpa**.

b. Résistance à la traction :

Cette résistance est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse 60 MPa

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

Les règles **CBA93** le fixe à la valeur suivante pour module de déformation longitudinale au béton Sous l'action des contraintes normales :

❖ Déformation instantané :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{F_{C28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

❖ Déformation différé :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa .}$$

Sous l'effet du retrait, le raccourcissement unitaire dans le cas de pièces non massives à l'air libre comportant un pourcentage moyen d'armatures est normalement pris égal à :

- 1.5×10^{-4} en climat très humides.
- 2×10^{-4} en climat humide.
- 3×10^{-4} en climat tempéré sec.
- 4×10^{-4} en climat chaud et sec.

d. Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{[2 \times (1 + \nu)]}$$

Avec :

ν : Est le coefficient de poisson = $\frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$

$\nu = 0$ pour l'état limite ultime (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ pour l'état limite service (béton non fissuré).

e. Contrainte limite ultime du béton :

D'après **BAEL91**:

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

Avec :

- $\gamma_b = 1,5$: Pour les situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1,15$: Pour les situations accidentelles.

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action > 24h.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action < 1h.
- **Le coefficient réducteur 0,85** : Coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.

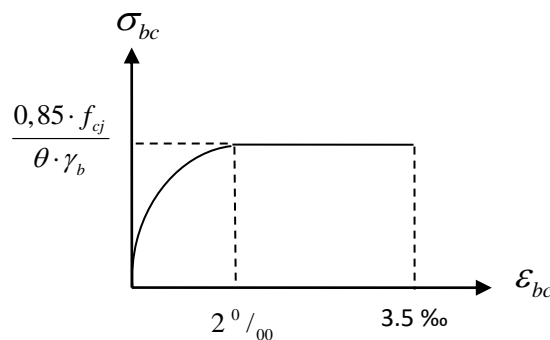


Figure.I.2 Diagramme parabolé-rectangulaire du béton.

I.2.1.3 Contrainte admissible :

a. Contrainte admissible de compression :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ \rightarrow $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabolé rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

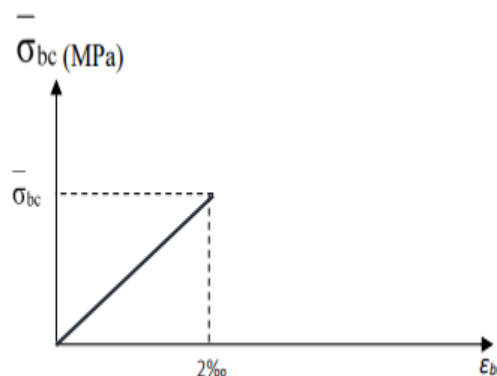


Figure I.3 Diagramme linéaire de contrainte-déformation.

➤ **Cas ou la fissuration est préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause est exposés en intempéries comprises ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

La contrainte de traction des armatures est limitée à : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}$

$$\bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

η : coefficient numérique (coefficient de fissuration)

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta = 1,3$ pour les hautes adhérences de diamètre < 6 mm.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

➤ **Cas ou la fissuration est très préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposées à un milieu agressif ou doivent une étanchéité dans ce cas ; la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma} = \min \left(0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

➤ **Cas ou la fissuration est non préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable ou peut nuisible lorsque les éléments en cause situés dans les locaux couverts et clos non soumis a des condensations ; dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été déterminé en état limite ultime :

$$\sigma_{st} \leq f_e$$

b. Contrainte limite de cisaillement :

Est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA.}$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA.}$$

I.2.2 Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage de carbone, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25 % de carbone.

Aciers durs pour 0,25 à 0,40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$

I.2.2.1 Types d'acier :

a. Les ronds lisses « R.L » :

On utilise les « R.L » Fe 24 ou 24 désigne la limite d'élasticité normale.

- Contrainte de rupture (σ_r) : $\sigma = 410 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité (f_e) : $f_e = 235 \text{ MPa}$

b. Les hautes adhérences « H.A » :

C'est dans le but d'augmenter l'adhérence « béton – acier », on utilise un acier ayant subi un traitement mécanique leur confiant une limite d'élasticité élevée. On utilise l'acier H.A de la classe Fe 40 (type1 : armatures obturées par laminage à chaud d'un acier naturellement dur) où : σ_r

Contrainte de rupture (σ_r) : $\sigma_r = 480 \text{ MPa}$

- Limite d'élasticité (f_e) : $f_e = 400 \text{ MPa}$



Figure I.4 Types d'acier.

I.2.2.2 Caractéristiques mécanique :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 1 et 2	F_e E 40	400	tout le travail en béton armé sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_e E 50	500	
Treillis soudés	TSL $\phi > 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TSHA $\phi \leq 6$ mm		

Tableau I.1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance $F_e E 400$ type 1 pour les armatures longitudinales. $f_e = 400$ MPa

- F_e E 24 pour les cadres et les étriers.

I.2.2.3 Contraintes limites de calcul :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure suivante :

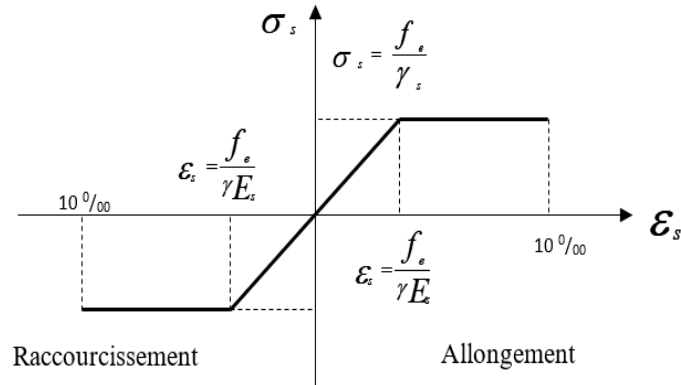


Figure I.5 Diagramme Contraintes Déformations de l'acier.

➤ **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.

Dans notre cas :

$\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$: Allongement unitaire de l'acier.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_{ed} : résistance de calcul des aciers à l'ELU.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour les aciers.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour les combinaisons accidentées.} \\ 1,15 & \text{pour les autres cas.} \end{cases}$$

➤ **L'allongement (ϵ_{s1}) :**

$$\epsilon_s = \frac{F_{ed}}{E_s}$$

ϵ_{s1} : allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de

calcul $\frac{f_e}{\gamma_s}$

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

E_s : module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

$$\varepsilon_s = \frac{348}{2.10^5} = 1,74 \text{ ‰}$$

L'allongement et le raccourcissement sont limités à **10‰**.

➤ **Etats limites de service ELS :**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

I.3 Actions et sollicitations :

I.3.1 Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- **G** : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- **Q** : Charges variables (exploitations + climatiques).
- **E** : Action accidentelle (séisme).

I.3.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

❖ Sollicitations de calcul :

➤ **Ferraillage des éléments secondaires :**

Dans le calcul manuel pour le ferraillage des éléments secondaire on utilise les combinaisons suivantes :

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

➤ **Ferraillage des éléments de contreventement :**

Pour le ferraillage des éléments de contreventement on utilise les combinaisons introduites à l'ETABS.

➤ **Ferraillage des poteaux :**

1,35G+1,5Q : Pour obtenir les efforts normaux.

0,8G±E : Pour obtenir les efforts tranchants.

G+Q±E : Pour obtenir les moments fléchissant.

➤ **Ferraillage des poutres :**

1,35G+1,5Q : Nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

0,8G±E : Permettra de déterminer le moment en valeur absolue sur les appuis (nappe inférieure).

G+Q±E : Donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis (nappe supérieure).

➤ **Ferraillage des voiles :**

0,8G±E : Pour le ferraillage à la flexion composée.

G+Q±E : Pour la vérification de la résistance du béton à la compression et l'acier à la traction.

I.4 Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

RPA 99/version 2003.

CBA 93 (Code du béton armé).

DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

BAEL 91 modifié99*.

EUROCODE 2



Chapitre II :
***Prédimensionnement,
évaluation et descente
des charges.***



II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience et a pour but de pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **BAEL91** et **RPA99/ version 2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la régle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

Le pré dimensionnement se fait du sommet vers la base.

Dans ce chapitre, on va faire un pré dimensionnement pour chaque type de l'élément suivant :

- Poutres.
- Poteaux.
- Dalles.
- Escaliers.
- Balcons.
- Voiles.
- Acrotère.

II.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et transmises aux poteaux ou aux voiles.

Le pré dimensionnement des poutres s’effectue à partir des Formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99/version 2003**.

❖ **D’après le BAEL91** : (condition de la flèche)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

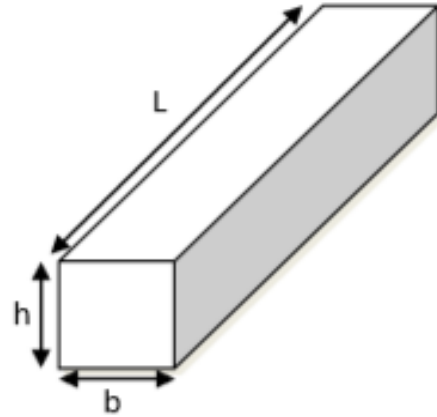
$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

Avec :

L : Portée le maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : Largeur de la section.



• **D’après le RPA version 2003** :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

II.2.1 Poutres longitudinale (principale) :

Selon **BAEL 91** :

Soit **L_{max}=11m**, la longueur maximale dans la sens transversale.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h. \end{cases}$$

$73,3 \leq h \leq 110 \Rightarrow$ On prend: **h = 80 cm**.

$24 \leq b \leq 40 \Rightarrow$ On prend : **b = 40cm**.

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du **RPA 99** :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 40 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 80 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 2,25 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc on adopte : **b= 40 cm**.

Soit : **b×h = 40×80cm²**

II.2.2 Poutres transversale (secondaire) :

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du **RPA99 V2003** :

Soit $L_{max} = 7m$, la longueur maximale dans la sens transversale.

AN :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$46,66 \leq h \leq 70$$

Donc on prend : **h = 60 cm**

$$0,3 * 60 \leq b \leq 0,5 * 60$$

$$18 \leq b \leq 30$$

$$b \geq 30cm \Rightarrow 30 \geq 20cm \dots\dots\dots CV.$$

$$h \geq 30cm \Rightarrow 60 \geq 30cm \dots\dots\dots CV.$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 2 \leq 4 \dots\dots\dots CV.$$

NB :

Pour les raisons architecturales nous avons des murs de 30 cm d'épaisseur.

Donc on adopte : **b = 30 cm**

Soit : **b x h = 30 x 60 cm²**

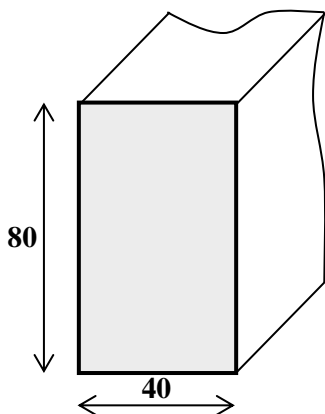


Figure II.1 Section de la poutre Principale.

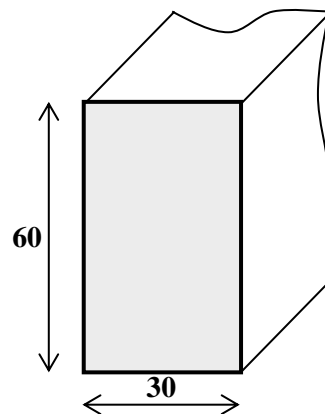


Figure II.2 Section de la poutre secondaire.

II.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

- **D'après RPA99/version 2003 :**

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

- **D'après les règles BAEL91 :**

L'effort normal ultime N_{ul} agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2.$$

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

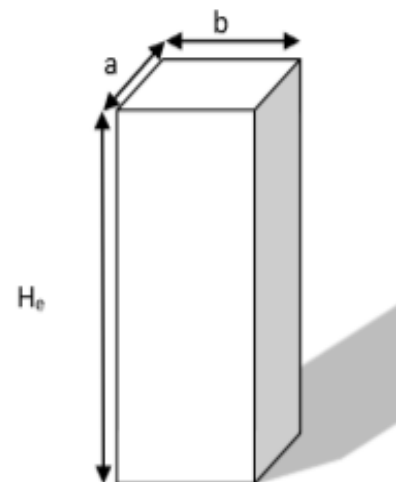
Avec :

B_r : section réduite du poteau.

N_{ul} : Effort normal maximal à l'ELU.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

F_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $f_e = 400 \text{ MPa}$)



A_s : section d'armature dans le poteau

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b = 1.5$ (situation durable ou transitoire).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s = 1.15$ (situation durable ou transitoire).

α : coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow N_u \leq \alpha \cdot B_r \cdot \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

- $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708^2 \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$.
- $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$.

On fixe : $\lambda = 35$

N_u : Est déterminé à partir de la descente des charges.

On adopte : $B_r = 0,064 * N_u$. (N_u : sera déterminé à partir de la dernière partie de ce chapitre).

❖ Vérification vis-à-vis le flambement :

D'après les règles **BAEL91** ; l'élanement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{I_{\min}}{B} \right)}$$

$$I = (b * h^3) / 12$$

Avec :

l_f : La longueur de flambement.

l_f = l₀/2.....poteau encastré a ces extrémité.

l_f = 2 l₀poteau encastré a un extrémité et libre à l'autre.

l_f = 0,707 l₀.....poteau encastré a un extrémité et articulé a l'autre.

B : section du béton.

i : rayon de giration.

I_{min} : moment quadratique.

λ : élancement.

I : Moment d'inertie.

Ou on utilise les formules de ce tableau en cas d'une section rectangulaire ou circulaire.

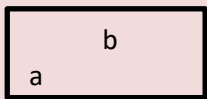
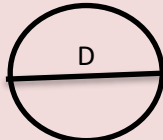
Type de section	B	I _{min}	I	λ
	ab	$\frac{ba^3}{12}$	$\frac{a}{2\sqrt{3}}$	$\frac{2\sqrt{3}l_f}{a}$
	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{D}{4}$	$\frac{4l_f}{D}$

Tableau I.1 Les formules des sections.

II.4 Pré dimensionnement des planchers :

II.4.1 Dalle Pleine :

L'épaisseur doit vérifier deux conditions :

- **Résistance au coup de feu :**

Cette condition est une condition supplémentaire due à l'incendie :

e = 11 cm pour 2 heures de coup de feu.

e = 7 cm pour 1 heure de coup de feu.

e = 17.5 cm pour 4 heures de coup de feu.

- **Résistance à la flexion :**

La condition de résistance donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

$$\frac{670}{50} \leq e \leq \frac{670}{30} \rightarrow 13,4 \leq e \leq 22,3$$

L_x est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas : $L_x = 6,70$ m

Donc on prend $e = 20$ cm

- **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- **Résistance à la flexion :**

On doit vérifier que la flèche maximale f_{max} subie par la dalle est inférieure aux valeurs limite des flèches, ceci se traduit par les conditions suivantes

$$f_{max} \leq \frac{l_{max}}{500} \quad \text{si } l_{max} \leq 5\text{m}$$

$$f_{max} \leq \frac{l_{max}}{1000} + 0.5 \quad \text{si } l_{max} > 5\text{m}$$

Dans notre cas $L_{max} = 11$ m

$$f_{max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{max}}{1000} + 0,5 \quad ; \quad I = \frac{be^3}{12} \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12ql_x^4}{384Eb \left(\frac{l_x}{1000}\right)}}$$

- Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b=1$ m avec une épaisseur $e= 20$ cm (préalablement déterminé).

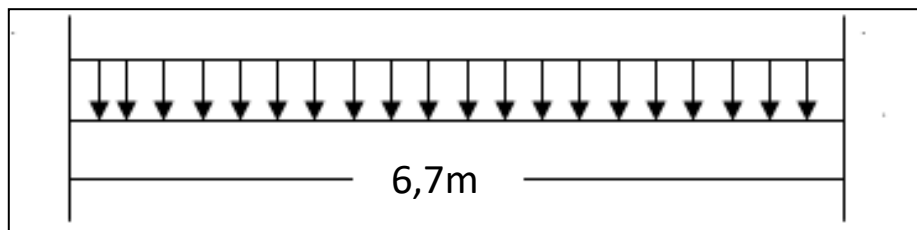


Figure II.3 Charge de la dalle.

$G = 6,6$ KN/m² \longrightarrow Charge permanente.

$Q = 2,5$ KN/m² \longrightarrow Charge d'exploitation.

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q=12,66 \text{ KN/m}^2$$

$$E=32.10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12ql_x^4}{384Eb\left(\frac{l_x}{1000}\right)}} \Rightarrow e \geq 0,17$$

$$e \geq 17 \text{ cm}$$

- On prend $e=20 \text{ cm}$

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine $e = 20 \text{ cm}$

II.5 Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place. On a un seul type d'escalier : escalier a trois volées et deux paliers de repos.

a. l'emmarchement :

Bâtiment à usage d'habitation :

L'emmarchement de 1 à 1,5 m

b. les marches et les contre marches :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de

BLONDEL.

$$0.6 \leq g + 2h \leq 0.65$$

h : Varié de 14cm à 20cm

g : Varié de 25cm à 32cm

On prend :

$$g = 30\text{cm}$$

$$h = 17\text{cm}$$

$$0.6 \leq 0,3 + 2 * 0,17 = 0.64 \leq 0.65 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les escaliers composent à 3 volées et 2 paliers à chaque étage.

❖ Volée d'escalier de l'étage courant + RDC :

Pour la hauteur d'étage est 3,4m, on a 3 volées, la 1^{ère} volée est de 1,36m, la 2^{ème} et la 3^{ème} volée est de 1,02m.

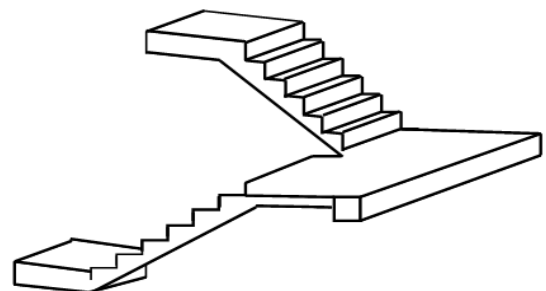


Figure II.4 Escalier : palier-pailleasse.

➤ **1^{er} volée :**

Hauteur d'étage..... $H_e = 3,4m$

Hauteur de volée..... $H_v = 1,36m$

⇒ Nombre de contre marche de volée :

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{1,36}{17} = 8 \rightarrow N_c = 8 \text{ Contre marche.}$$

⇒ Nombre de marche de volée :

$$N_m = N_c - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ Marches.}$$

⇒ La longueur de la ligne de foulé :

$$l_f = g * N_m = 0,3 * 7 = 2,1m$$

⇒ L'inclinaison de paillasse :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_v}{l_f} = \frac{1,36}{2,1} = 0,64 \rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

⇒ La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{H_v}{\sin(\alpha)} = \frac{1,36}{\sin(32,92)} = 2,5m$$

⇒ Epaisseur de la paillasse est calculée par la condition suivant :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{2,5}{30} = 0,083 \leq e \leq \frac{2,5}{20} = 0,12$$

➤ **2^{ème} et 3^{ème} volée :**

Hauteur d'étage..... $H_e = 3,4m$

Hauteur de volée..... $H_v = 1,02m$

⇒ Nombre de contre marche de volée :

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{1,02}{17} = 6 \rightarrow N_c = 6 \text{ Contre marche.}$$

⇒ Nombre de marche de volée :

$$N_m = N_c - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ Marches.}$$

⇒ La longueur de la ligne de foulé :

$$l_f = g * N_m = 0,3 * 5 = 1.5m$$

⇒ L'inclinaison de paillasse :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_v}{l_f} = \frac{1,02}{1,5} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

⇒ La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{H_v}{\sin(\alpha)} = \frac{1,02}{\sin(34,21)} = 1,81\text{m}$$

⇒ Epaisseur de la paillasse est calculée par la condition suivant :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{1,81}{30} = 0,06 \leq e \leq \frac{1,81}{20} = 0,09$$

→ Donc on prend : $e = 16\text{cm}$

II.6 Pré dimensionnement du balcon :

Les balcons sont des dalles pleines encastres dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

$$\frac{l}{15} \leq e \leq \frac{l}{20} + 7$$

l : est la largeur du plus grand balcon.

Dans notre cas $l = 1,7\text{ m}$

$$\frac{1}{15} \leq e \leq \frac{1}{20} + 7$$

$$11,33 \leq e \leq 15,5$$

Donc : on adopte l'épaisseur de balcon : $e = 15\text{ cm}$

II.7 Pré dimensionnement des voiles :

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités c.à.d. :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99] :

$$e_{\min} = 15\text{ cm.}$$

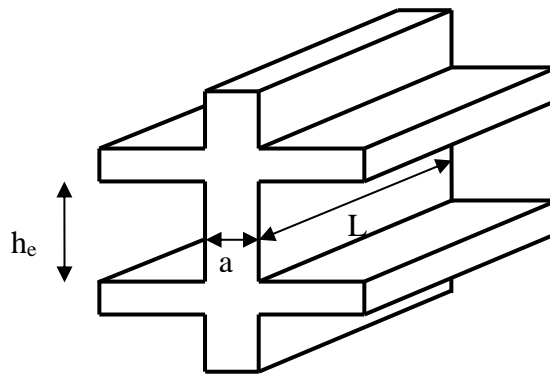


Figure II.5 Dimensions du voile.

➤ **Pour étage courant + RDC :**

La hauteur d'étage, $h_e = 3,40$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h_e/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 17 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(e_{\min}; h_e/20) \quad \Rightarrow \quad e \geq \max(15; 17)$$

$$e \geq 17 \text{ cm} \quad \text{on adopte que : } e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Pour le RDC (niveau 0,00) :**

La hauteur de RDC, $h_e = 3,91$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h_e/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 19,55 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(e_{\min}; h_e/20) \quad \Rightarrow \quad e \geq \max(15; 19,55)$$

$$e \geq 19,55 \text{ cm} \quad \text{on adopte que : } e = 20 \text{ cm}$$

Vérification de la condition $L > 4e$:

- Sens longitudinal : $L_{\min} = 100 \text{ cm} > 4e = 80 \text{ cm}$ (Vérifié).

- Sens transversal : $L_{\min} = 100 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$ (Vérifié).

II.8 Pré dimensionnement de l'acrotère :

Voir partie I chapitre 2 (II.2.4 L'acrotère).

II.9 Evaluation des charges et surcharges :

II.9.1 Les Planchers :

a. Plancher terrasse dalle pleine « inaccessible » :

	Couche et épaisseur (m)		Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
1	Gravillon roulé	0,05	17	0,85	
2	étanchéité	0,02	6	0,12	
3	Isolation thermique	0,05	0,3	0,015	
4	Forme en pente	0,1	22	2,2	
5	P- pleine	0,20	25	5	
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente (KN/m ²)				8,38	

Tableau II.2 Charge permanente due au plancher terrasse (dalles pleines).

✓ Surcharges d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

b. Plancher étage courant dalle pleine :

	Couche et épaisseur (m)		Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
1	Cloison	----	----	1,20	
2	Carrelage	0,02	22	0,44	
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40	
4	Couche de sable	0,02	18	0,36	
5	P-pleine	0,20	25	5	
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente (KN/m ²)				7,6	

Tableau II. 3 Charge permanente due au plancher étage (dalles pleines).

✓ Surcharges d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

II.9.2 Les balcons :

a. Balcons terrasse :

	Couche et épaisseur (m)		Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
	Gravillon roulé	0,05	17	0,85	
2	Etanchéité	0,02	6	0,12	
3	Isolation thermique	0,05	0.3	0,015	
4	Forme en pente	0,1	22	2,2	
5	Dalle pleine	0,16	25	4	
6	Enduit de ciment	0,02	20	0,40	
Charge permanente (KN/m ²)				7,58	

Tableau II .4 Charge permanente due au balcon terrasse.

✓ Surcharges d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

b. Balcon d'étage courant :

	Couche et épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
1	Carrelage 0,02	22	0,44	
2	Mortier de pose 0,02	20	0,40	
3	Lit de sable 0,02	18	0,36	
4	Dalle pleine 0,16	25	4	
5	Enduit de ciment 0,02	20	0,40	
Charge permanente (KN/m ²)			5,6	

Tableau II. 5 Charge permanente due au balcon étage.

✓ Surcharges d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

II.9.3 Les Murs :

a. Murs extérieurs : (épaisseur e= 30cm)

	Couche & épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
1	Enduit de plâtre 0,015	10	0,15	
2	Brique creux 0,10	9	0,9	
3	L'aine d'aire 0,05	----	----	
4	Brique creux 0,15	29	1,35	
5	Enduit de ciment 0,02	20	0,4	
Charge permanente (KN/m ²)			2,8	

Tableau II.6 Charge permanente due aux murs extérieurs.

b. Cloison intérieure : (épaisseur e= 10cm)

	Couche et épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
1	Enduit de plâtre 0,015	10	0,15	
2	Brique creux 0,1	9	0,9	
3	Enduit de plâtre 0,015	10	0,15	
Charge permanente (KN/m ²)			1,2	

Tableau II.7 Charge permanente due aux cloisons.

c. Cloisons intérieures à doubles parois :

	Couche et épaisseur (m)		Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
2	Brique creux	0,1	9	0,9
3	L'aire d'aire	0,05	----	---
4	Brique creux	0,15	9	1,35
5	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
	Charge permanente (KN/m ²)			2,55

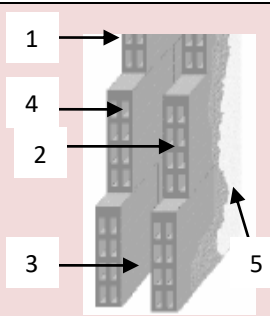


Tableau II.8 Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.

II.9.4 Les escaliers :

a. Palier :

Matériaux et épaisseur (m)	Poids Volumique (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)	
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de pose	0,02	20	0,40
couche de sable fin	0,02	18	0,36
poids propre de palier	0,16	25	4
Enduit de ciment	0,02	20	0,40
		Total (KN/m²) = 5,6	

Tableau II.9 Charge permanente due aux paliers.

Surcharge d'exploitation : Q= 4 KN/m².

✓ Paillasse avec inclinaison 32.92 ° :

Matériaux et épaisseur (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)	
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de pose	0,02	20	0,40
couche de sable fin	0,02	18	0,36
poids propre des marches	0,85	22	1,87
poids propre de paillasse	0,16x25/cos32,92		4,76
Enduit de ciment	0,02	20	0,4
		Total (KN/m²) = 8,23	

Tableau II.10 Charge permanente due aux paillasses.

Surcharge d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

✓ Paillasse avec inclinaison $34,21^\circ$:

Matériaux et épaisseur (m)		Poids Volumique (kN/m^3)	Poids (kN/m^2)
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de pose	0,02	20	0,40
couche de sable fin	0,02	18	0,36
poids propre des marches	0,85	22	1,87
poids propre de paillasse	0,16x25/cos34,21		4,83
Enduit de ciment	2cm	20	0.4
		Total (KN/m^2) = 8,30	

Tableau II.11 Charge permanente due aux paillasses.

Surcharge d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

II.10 Descente des charges :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, ...) Les charges Permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q) qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesures de simplification, les calculs de descente des charges sont faits en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux

Pour les décomptes des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle – ci est au plus égal à 25% de la surface des murs. Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (portes et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges le poteau plus sollicité qui est :

Le Poteau centrale : **F-3**

II.10.1 Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort (G)
- Les charges d’exploitation ou surcharges (Q)

1. Les charges permanentes : (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

2. Les charges d’exploitation : (Q)

Supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d’habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d’une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire est doit être capable de ci sont présentées dans le **D.T.R** des charges permanentes et charges d'exploitations.

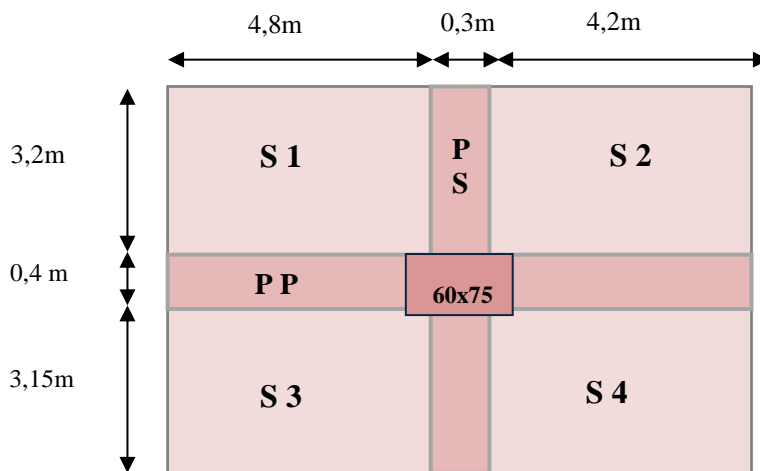


Figure II.7 Dimension de la section revenant au poteau central.

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d’exploitation (Q) :

• **Calcul de surfaces :**

$$S_1 = (4,8 \times 3,2) \rightarrow S_1 = 15,36m^2$$

$$S_2 = (4,2 \times 3,2) \rightarrow S_2 = 13,44m^2$$

$$S_3 = (3,15 \times 4,8) \rightarrow S_3 = 15,12 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (4,2 \times 3,15) \rightarrow S_4 = 13,23 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \rightarrow S = 57,15 \text{ m}^2$$

$$S' = 9,4 \times 6,75 \rightarrow S' = 63,45 \text{ m}^2$$

❖ **Calcul les charges permanentes :**

➤ **Les planchers :**

⇒ Plancher terrasse : ($G = 8,38 \text{ KN/m}^2$).

$$G = 8,38 \times S = 8,38 \times 57,15 \quad G = 478,91 \text{ KN}$$

⇒ Plancher étage courant : ($G = 7,6 \text{ KN/m}^2$).

$$G = 7,6 \times S = 7,6 \times 57,15 \quad G = 434,34 \text{ KN}$$

➤ **Les poteaux :**

⇒ Etage courant +RDC : $G = 0,6 \times 0,4 \times 3,4 \times 25 = 20,4 \text{ KN}$

➤ **Les poutres :**

$$G_{\text{poutre.p}} = 0,8 \times 0,4 \times (4,8 + 4,2 - 0,3) \times 25 \quad G_{\text{poutre.p}} = 69,6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}} = 0,6 \times 0,3 \times (3,2 + 3,15) \times 25 \quad G_{\text{poutre.s}} = 28,57 \text{ KN}$$

❖ **Calcul les charges d'exploitation :**

➤ **Les planchers :**

⇒ Plancher terrasse : ($Q = 1 \text{ KN/m}^2$)

$$Q = 1 \times S' = 1 \times 63,45 \quad Q = 63,45 \text{ KN}$$

⇒ Plancher étage courant ($Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q = 2,5 \times S = 2,5 \times 57,15 \quad Q = 142,87 \text{ KN}$$

❖ Les coupes :

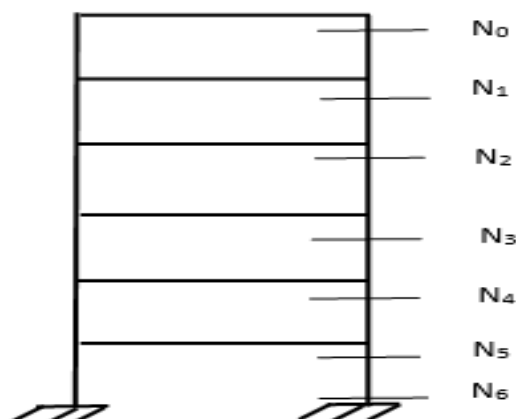


Figure II.8 Les coupes.

❖ Charges et surcharges revenants au poteau :

éléments	Plancher terrasse	Plancher étage	Poutre (P+S)	poteau
G	478,91	434,34	98,17	20,4
Q	63,45	142,87	/	/

niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse	478,91	63,45
	Poutre (P+S)	98,17	
	Total	577,08	63,45
N ₁	Venant de N ₀	577,08	63,45
	Plancher étage	434,34	142,87
	Poutre (P+S)	98,17	
	poteau	20,4	
	Total	1129,99	206,32
N ₂	Venant de N ₁	1129,99	206,32
	Plancher étage	434,34	142,87
	Poutre (P+S)	98,17	
	poteau	20,4	
	Total	1682,9	349,19
N ₃	Venant de N ₂	1682,9	349,19
	Plancher étage	434,34	142,87
	Poutre (P+S)	98,17	
	poteau	20,4	
	Total	2235,81	492,06
N ₄	Venant de N ₃	2235,81	492,06

	Plancher étage	434,34	142,87
	Poutre (P+S)	98,17	
	poteau	20,4	
	Total	2788,72	634,93
N₅	Venant de N4	2788,72	634,93
	Plancher étage	434,34	142,87
	Poutre (P+S)	98,17	
	poteau	20,4	
	Total	3341,63	777,8
N₆	Venant de N5	3341,63	777,8
	poteau	20,4	
	Total	3362,03	777,8
Total		3362,03	777,8

Tableau II.12 Descente des charges pour poteau central.

Donc : $N_U = 1,35G + 1,5Q$

$$N_S = G + Q$$

$$\Rightarrow N_U = 5705,44 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 4139,83 \text{ KN}$$

NB : il revoir la majoration d'un poteau central.

→ Ces efforts doivent être majores de 11 %, on obtient finalement :

$$E L U: N_u = 1,15 \times 5705,44 = 6561,25 \text{ KN}$$

$$E L S: N_s = 1,15 \times 4139,83 = 4760,8 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des sections des poteaux :**

$$B_r \geq 0,064 \times 6561,25 \times 10^{-3} = 0,42 \text{ m}^2$$

$$\text{On a: } B_r = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{on fixe: } b = \mathbf{0,60 \text{ m.}}$$

$$B_r = 0,58(a-0,02)$$

$$\text{Il faut que: } B_r \geq 0,42 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,75 \Rightarrow \text{on prend } a = \mathbf{0,75 \text{ m.}}$$

$$B_r = (0,75-0,02)(0,6-0,02) = 0,42 \geq 0,25 \dots\dots\dots C.V$$

On adopte : poteau : **60×75 cm**

• **Vérification vis- à vis le Flambement :**

D'après les règles BAEL91, l'élanement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 35$$

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$) poteau encastré à ses deux extrémités.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } I : \text{moment d'inertie.}$$

B =section du béton.

• **Etages courants + RDC :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \quad \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,4 \times \frac{\sqrt{12}}{0,6} = 13,74$$

$$\lambda = 13,74 < 35 \dots\dots \text{C.V}$$

Vérification vis- à vis l'RPA99/v2003 :

$$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow a = 60 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \rightarrow b = 60 \text{ cm} > 340/20 = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow 0,25 < 0,8 < 4 \dots\dots\dots \text{C. V}$$



Chapitre III :
Etude des éléments
secondaires.



III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 99version 2003**.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Acrotère.
- Planchers.
- Ascenseur.
- Escaliers.
- Balcon.

III.2 Acrotère : (Voir chapitre 4 partie I)

III.3 Les plancher :

Un plancher est une aire généralement plane et horizontale, qui délimite les étages. Il assure la fonction de résistance mécanique.

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

III.3.1 Dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule.
 $e = 20 \text{ cm}$

III.3.1.1 méthode de calcul :

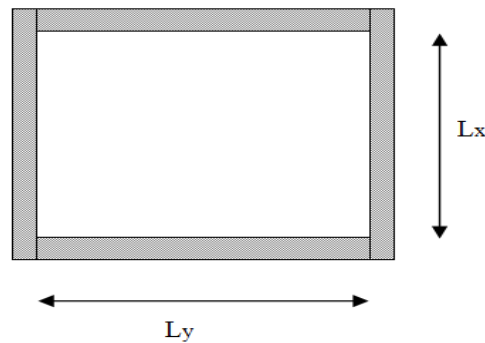


Figure III.1 Dalle pleine.

Les portées l_x et l_y d'un « panneau » de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- Si $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} = \alpha \leq 1$, la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si $\alpha \leq 0,4$, la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

- Dans le sens de la petite portée l_x : $M_{ox} = \mu_x p L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée l_y : $M_{oy} = \mu_y p M_{ox}$

Où les coefficients μ_x et μ_y sont des fonctions du rapport des portées L_x / L_y et du

Type d'état limite considéré (puisque la valeur du coefficient de Poisson n'est pas identique à l'ELU et l'ELS).

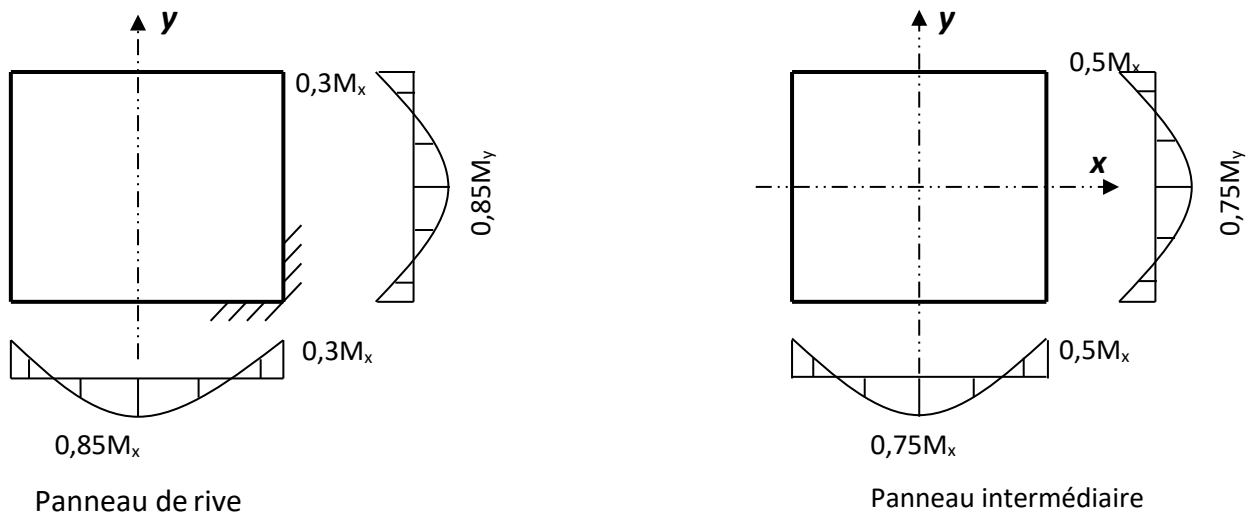


Figure III.2 les moments dans les panneaux.

On générale on considère dans l'étude des dalle une bonde de 1 m de largeur c-à-d qu'on a $b=100$ cm.

➤ **Panneau intermédiaire :**

On a $L_x= 6,5\text{m}$ et $L_y= 8,40\text{m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6,5}{8,4} = 0,77 \geq 0,4 \quad \rightarrow \text{le panneau portée dans les deux sens.}$$

➤ **panneau de rive :**

On a $L_x= 6,7\text{m}$ et $L_y= 10,7\text{m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6,7}{10,7} = 0,62 \geq 0,4 \quad \rightarrow \text{le panneau portée dans le deux sens.}$$

a) Plancher terrasse :

❖ **Combinaisons des charges :**

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

✓ La charge permanente : $G= 8,38$ KN/ml

✓ La charge d'exploitation : $Q=1$ KN/ml

-L'E.L.U : $P_u = 1,35G+1,5Q= 12,81$ KN/ml.

-L'E.L.S : $P_s = G+Q= 9,38$ KN/ml.

❖ Calcul des section d'aciers :

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (cm)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
25	2,1	1,5	1,15	18	14,16	400	348

Tableau III.1 Paramètres de calcul.

Pour le calcul on prend une bonde de 1 m :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

$$St \leq \min (3h_0; 33 \text{ cm}) ; \quad A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Panneau intermédiaire :**

❖ **Calcul des moment fléchissant :**

➤ **E.L.U :**

$$L_x = 6,5\text{m} , \quad L_y = 8,4\text{m} , \quad \alpha = 0,77$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,264 ; \quad \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9 \alpha) = 0,558$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Pu \cdot L_x^2 = 142,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 79,7 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Ps \cdot L_x^2 = 104,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 58,15 \text{ KN.m}$$

	Mu (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	Z_b (cm)	A_s (cm ² /ml)	A_{ymin} (cm ² /ml)	A_{adopte} (cm ² /ml)	St (cm)
M_{Tx}	107,19	100	15	0,23	15,47	19,9	2,17	10T16= 20,11	10
M_{Ty}	59,78	100	15	0,13	16,6	11,09	2,17	8T14=12,32	15
M_{ax}	71,46	100	15	0,16	16,31	13,26	2,17	10T14=15,3 9	10
M_{ay}	39,85	100	15	0,09	17,06	4,28	2,17	6T14=9,24	15

Tableau III.2 Diamètre des sections d’aciers.

❖ **Condition de non fragilité :**

Sens L_x :

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2.A_{ymin}} = 0,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{Xadopte} = 20,11 \text{ cm}^2 > 0,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C. V$$

Avec un espacement St = 10 cm.

Sens L_y :

$$A_{min} = 8\%d = 0,08 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{yadopte} = 12,32 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

Avec un espacement St = 15 cm

❖ **Vérification de la contrainte :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj}$
- $\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$ avec : $\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d - Y)}{I}$; $\bar{\sigma}_a = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

Fissuration est considérée comme préjudiciable.

Sens L_x :

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{20,11}{100} = 3,01 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 3,01 \times 18 = 108,36 \text{ cm}^2$$

$$Y = -3,01 + \sqrt{3,01^2 + 108,36} = 7,82 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (7,82)^3 + 15 \times 20,11 \times (18 - 7,82)^2$$

$$I = 47201,10 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = \max \{ M_{t_{\text{ser}}} ; M_{a_{\text{ser}}} \} = \max \{ 78,47 ; 52,31 \} \rightarrow M_{\text{ser}} = 78,47 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{12,32}{100} = 1,84 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 1,84 \times 18 = 66,24 \text{ cm}^2$$

$$Y = -1,84 + \sqrt{1,84^2 + 66,24} = 6,5 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (6,5)^3 + 15 \times 12,32 \times (18 - 6,5)^2$$

$$I = 33593,96 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = \max \{ M_{t_{\text{ser}}} ; M_{a_{\text{ser}}} \} = \max \{ 43,76 ; 29,17 \} \rightarrow M_{\text{ser}} = 43,76 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification de contrainte de béton :

Sens de Lx :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{78,47 \times 10^6 \times 78,2}{47201,10 \times 10^4} = 13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Sens de Ly :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{43,76 \times 10^6 \times 65}{33593,96 \times 10^4} = 8,46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ vérification de contrainte d'acier :

Sens de Lx :

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I} = \frac{15 \times 78,47 \times 10^6 \times (180-78,2)}{47201,10 \times 10^4} = 203,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 203,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens de Ly :

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I} = \frac{15 \times 43,76 \times 10^6 \times (180-65)}{33593,96 \times 10^4} = 224,7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 224,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u_x} = \frac{p_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{12,81 \times 6,5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,77}{2}} \rightarrow V_{u_x} = 30,05 \text{ KN.m}$$

$$V_{u_y} = \frac{p_u \cdot L_y}{3} = 35,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times h} < \tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{35,86 \times 10^{-3}}{1 \times 0,2} = 0,18 \text{ MPa} \quad , \quad \tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

⇒ Pas d'armatures d'ame.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}}{1000} + 0.5 \quad \text{si } l_{\max} > 5\text{m}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 6,7 \text{ m}$

$$f_{\max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{\max}}{1000} + 0,5 \quad ; \quad I = \frac{be^3}{12}$$

$$f_{\max} = \frac{ql_x^4}{384EI} = 2,79 \text{ mm} \leq 11,5 \text{ mm}$$

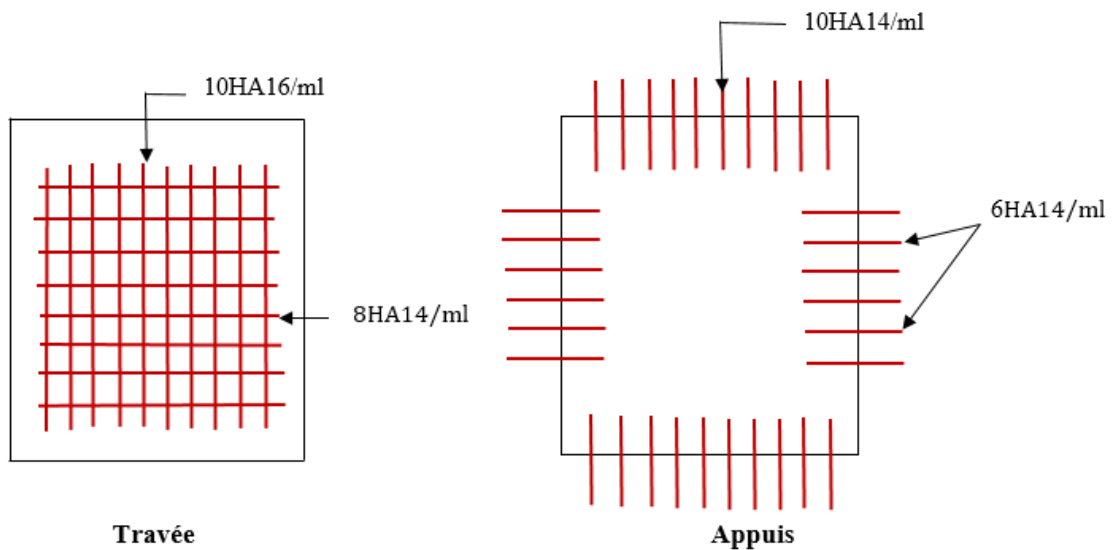


Figure III.3 Schéma de ferrailage d'un panneau intermédiaire .

➤ **Panneau de rive :**

❖ **Calcul des moment fléchissant :**

➤ **E.L.U :**

$$L_x = 6,7\text{m} \quad , \quad L_y = 10,7\text{m} \quad , \quad \alpha = 0,63$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,199 \quad ; \quad \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9 \alpha) = 0,328$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Pu \cdot L_x^2 = 114,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 46,89 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot P_s \cdot L_x^2 = 29,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 9,71 \text{ KN.m}$$

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	Z_b (cm)	A_s (cm²)	A_{ymin} (cm²/ml)	A_{adopte} (cm²)	St (cm)
M_{Tx}	97,12	100	18	0,21	15,71	17,76	2,17	10T16=20,11	10
M_{Ty}	39,86	100	18	0,09	17,06	7,22	2,17	6T14=9,24	15
M_{ax}	34,28	100	18	0,07	17,2	6,16	2,17	6T14=9,24	15
M_{ay}	23,45	100	18	0,05	17,44	4,28	2,17	6T14=9,24	15

Tableau III.3 Diamètre des sections d'aciers.

❖ **Condition de non fragilité :**

Sens L_x :

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2 \cdot A_{ymin}} = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{xadopte} = 20,11 \text{ cm}^2 > 0,54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

Avec un espacement St = 10 cm.

Sens L_y :

$$A_{min} = 8\% d = 0,08 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{yadopte} = 9,24 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C. V$$

Avec un espacement St = 15 cm

❖ **Vérification de la contrainte :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

- $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$; $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj}$

- $\sigma_s \leq \sigma_s^-$ avec : $\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I}$; $\sigma_a = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

Fissuration est considérée comme préjudiciable.

Sens L_x :

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{20,11}{100} = 3,01 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 3,01 \times 18 = 108,36 \text{ cm}^2$$

$$Y = -3,01 + \sqrt{3,01^2 + 108,36} = 7,82 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (7,82)^3 + 15 \times 20,11 \times (18 - 7,82)^2$$

$$I = 47201,10 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = \max \{ M_{t_{\text{ser}}} ; M_{a_{\text{ser}}} \} = \max \{ 62,7 ; 41,82 \} \rightarrow M_{\text{ser}} = 62,7 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{9,24}{100} = 1,38 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 1,38 \times 18 = 50 \text{ cm}^2$$

$$Y = -1,38 + \sqrt{1,38^2 + 50} = 5,82 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (5,82)^3 + 15 \times 9,24 \times (18 - 5,82)^2$$

$$I = 27132,88 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = \max \{ M_{t_{\text{ser}}} ; M_{a_{\text{ser}}} \} = \max \{ 20,58 ; 13,72 \} \rightarrow M_{\text{ser}} = 20,58 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification de contrainte de béton :

Sens de Lx :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{62,7 \times 10^6 \times 78,2}{47201,10 \times 10^4} = 10,38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Sens de Ly :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{20,58 \times 10^6 \times 58,2}{27132,88 \times 10^4} = 4,41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ vérification de contrainte d'acier :

Sens de Lx :

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I} = \frac{15 \times 62,7 \times 10^6 \times (180-78,2)}{47201,10 \times 10^4} = 202,84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 202,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens de Ly :

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I} = \frac{15 \times 20,58 \times 10^6 \times (180-58,2)}{27132,88 \times 10^4} = 138,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 138,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ vérification de l'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{u_x} = \frac{p_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{12,81 \times 6,7}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,63}{2}} \rightarrow V_{u_x} = 32,63 \text{ KN.m} \\ V_{u_y} = \frac{p_u \cdot L_y}{3} = 45,68 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times h} < \tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{45,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,2} = 0,22 \text{ MPa} \quad , \quad \tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \tau_{lim}$ C.V

⇒ Pas d'armatures d'ame.

❖ Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq \frac{l_{max}}{1000} + 0.5 \quad \text{si } l_{max} > 5m$$

Dans notre cas $L_{max} = 11 m$

$$f_{max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{max}}{1000} + 0,5 \quad ; I = \frac{be^3}{12}$$

$$f_{max} = \frac{ql_x^4}{384EI} = 3,15 \leq 11,$$

❖ Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq \frac{l_{max}}{1000} + 0.5 \quad \text{si } l_{max} > 5m$$

Dans notre cas $L_{max} = 6,7 m$

$$f_{max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{max}}{1000} + 0,5 \quad ; I = \frac{be^3}{12}$$

$$f_{max} = \frac{ql_x^4}{384EI} = 3,15mm \leq 11,5mm$$

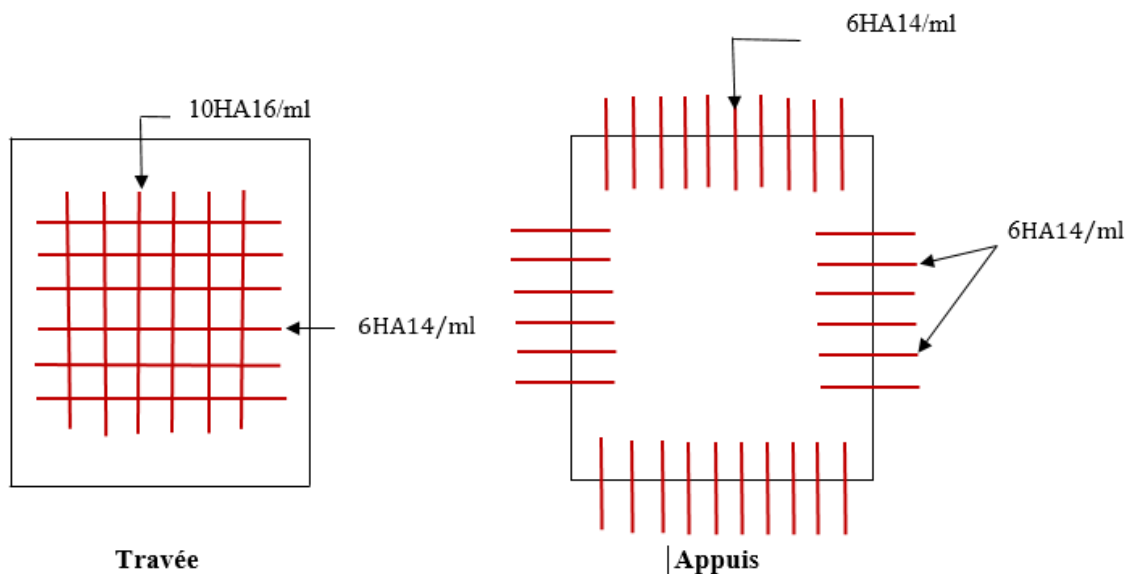


Figure III.4 Schéma de ferrailage d'un panneau de rive.

b) Plancher étage :

❖ **Combinaisons des charges :**

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

✓ La charge permanente : $G= 7,6 \text{ KN/ml}$

✓ La charge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/ml}$

-L'E.L.U : $P_u = 1,35G+1,5Q= 12,66 \text{ KN/ml}$.

-L'E.L.S : $P_s = G+Q= 9,1 \text{ KN/ml}$.

➤ **Panneau intermédiaire :**

❖ **Calcul des moment fléchissant :**

➤ **E.L.U :**

$$L_x = 6,5\text{m} \quad , \quad L_y = 8,4 \text{ m} \quad , \quad \alpha = 0,77$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,264 \quad ; \quad \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9 \alpha) = 0,558$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 156,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 87,15 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot P_s \cdot L_x^2 = 112,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 62,82 \text{ KN.m}$$

	Mu (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	Z_b (cm)	A_s (cm ² /m l)	A_{ymin} (cm ² /ml)	A_{adopte} (cm ² /ml)	St (cm)
M_{Tx}	117,2	100	18	0,26	15,24	22,09	2,17	10T16=20,11	10
M_{Ty}	65,36	100	18	0,14	16,46	12,32	2,17	8T14=12,32	10
M_{ax}	78,13	100	18	0,17	16,16	14,73	2,17	10T14=15,39	10
M_{ay}	43,57	100	18	0,09	16,97	8,21	2,17	6T14=9,24	10

Tableau III.4 Diamètre des sections d'aciers.

❖ Condition de non fragilité :

Sens L_x :

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2 \cdot A_{ymin}} = 0,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{Xadopte} = 20,11 \text{ cm}^2 > 0,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C. V$$

Avec un espacement St = 10 cm.

Sens L_y :

$$A_{min} = 8\%d = 0,08 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{Yadopte} = 12,32 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

Avec un espacement St = 15 cm

❖ Vérification de la contrainte :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj}$
- $\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$ avec : $\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d - Y)}{I}$; $\bar{\sigma}_a = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

Fissuration est considérée comme préjudiciable.

Sens L_x :

➤ La position de l'axe neutre :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{20,11}{100} = 3,01 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 3,01 \times 18 = 108,36 \text{ cm}^2$$

$$Y = -3,01 + \sqrt{3,01^2 + 108,36} = 7,82 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (7,82)^3 + 15 \times 20,11 \times (18 - 7,82)^2$$

$$I = 47201,10 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = \max \{ M_{t_{\text{ser}}} ; M_{a_{\text{ser}}} \} = \max \{ 84,49 ; 56,33 \} \rightarrow M_{\text{ser}} = 84,49 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{12,32}{100} = 1,84 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 1,84 \times 18 = 66,24 \text{ cm}^2$$

$$Y = -1,84 + \sqrt{1,84^2 + 66,24} = 6,5 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (6,5)^3 + 15 \times 12,32 \times (18 - 6,5)^2$$

$$I = 33593,96 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = \max \{ M_{t_{\text{ser}}} ; M_{a_{\text{ser}}} \} = \max \{ 47,12 ; 31,41 \} \rightarrow M_{\text{ser}} = 47,12 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification de contrainte de béton :**

Sens de L_x :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot Y}{I} = \frac{84,49 \times 10^6 \times 78,2}{47201,10 \times 10^4} = 13,99 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens de L_y :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot Y}{I} = \frac{47,12 \times 10^6 \times 65}{33593,96 \times 10^4} = 9,11 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ vérification de contrainte d'acier :

Sens de Lx :

$$\sigma_a = \frac{15.M_{ser} \cdot (d-Y)}{I} = \frac{15 \times 84,44 \times 10^6 \times (180-78,2)}{47201,10 \times 10^4} = 223,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 223,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens de Ly :

$$\sigma_a = \frac{15.M_{ser} \cdot (d-Y)}{I} = \frac{15 \times 56,33 \times 10^6 \times (180-65)}{33593,96 \times 10^4} = 239,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 239,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ vérification de l'effort tranchant :

$$Vu_x = \frac{p_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{12,81 \times 6,5}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,77}{2}} \rightarrow Vu_x = 30,05 \text{ KN.m}$$

$$Vu_y = \frac{p_u \cdot L_y}{3} = 35,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times h} < \tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{35,86 \times 10^{-3}}{1 \times 0,2} = 0,18 \text{ MPa} \quad , \quad \tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Pas d'armatures d'ame.

❖ Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq \frac{l_{max}}{1000} + 0.5 \quad \text{si } l_{max} > 5\text{m}$$

Dans notre cas $L_{max} = 6,7 \text{ m}$

$$f_{max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{max}}{1000} + 0,5 \quad ; \quad I = \frac{be^3}{12}$$

$$f_{\max} = \frac{ql_x^4}{384EI} = 2,75 \text{ mm} \leq 11,5 \text{ mm}$$

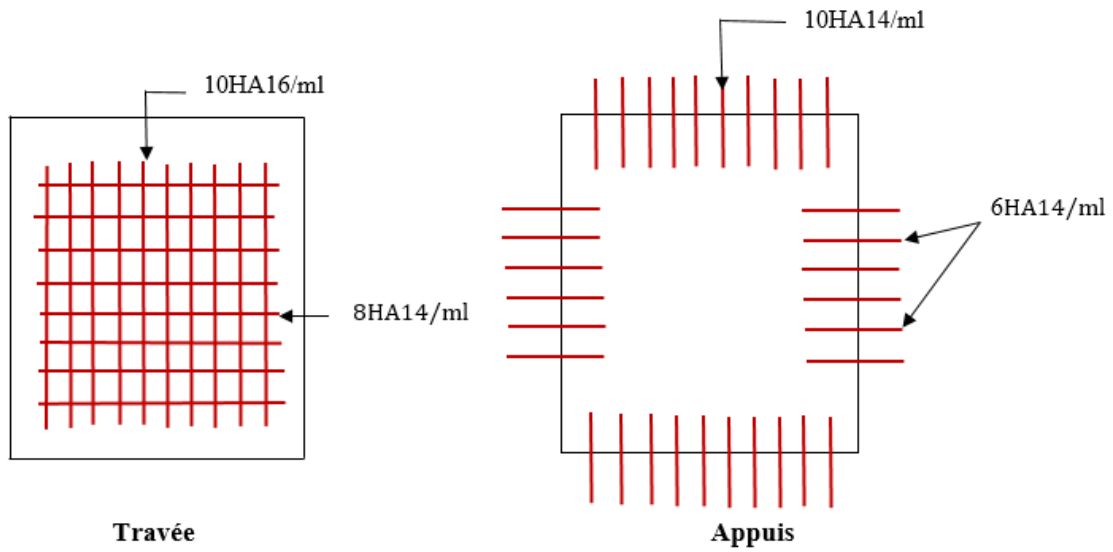


Figure III.5 Schéma de ferrailage d'un panneau intermédiaire.

➤ **Panneau de rive :**

❖ **Calcul des moment fléchissant :**

➤ **E.L.U :**

$$L_x = 6,7 \text{ m} \quad , \quad L_y = 10,7 \text{ m} \quad , \quad \alpha = 0,63$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,199 \quad ; \quad \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9 \alpha) = 0,328$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Pu \cdot L_x^2 = 124,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 51,27 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Ps \cdot L_x^2 = 90,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 29,55 \text{ KN.m}$$

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	Z_b (cm)	A_s (cm ²)	A_{ymin} (cm ² /ml)	A_{adopte} (cm ²)	St (cm)
M_{Tx}	106,19	100	18	0,23	15,5	19,68	2,17	10T16=20,11	10
M_{Ty}	43,58	100	18	0,09	16,97	8,07	2,17	6T14=9,24	15
M_{ax}	37,48	100	18	0,08	17,12	6,94	2,17	6T14=9,24	15
M_{ay}	25,64	100	18	0,06	17,93	4,75	2,17	6T14=9,24	15

Tableau III.5 Diamètre des sections d’aciers.

❖ Condition de non fragilité :

Sens L_x :

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2.A_{ymin}} = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{xadopte} = 20,11 \text{ cm}^2 > 0,54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Avec un espacement $St = 10 \text{ cm}$.

Sens L_y :

$$A_{min} = 8\%d = 0,08 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{yadopte} = 9,24 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$

❖ Vérification de la contrainte :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$; $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj}$
- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ avec : $\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I}$; $\sigma_a = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

Fissuration est considérée comme préjudiciable.

Sens L_x :

➤ La position de l’axe neutre :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{20,11}{100} = 3,01 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 3,01 \times 18 = 108,36 \text{ cm}^2$$

$$Y = - 3,01 + \sqrt{3,01^2 + 108,36} = 7,82 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (7,82)^3 + 15 \times 20,11 \times (18 - 7,82)^2$$

$$I = 47201,10 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = \max \{ M_{t_{\text{ser}}} ; M_{a_{\text{ser}}} \} = \max \{ 67,55 ; 45,03 \} \rightarrow M_{\text{ser}} = 67,55 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$Y = - D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{9,24}{100} = 1,38 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 1,38 \times 18 = 50 \text{ cm}^2$$

$$Y = - 1,38 + \sqrt{1,38^2 + 50} = 5,82 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (5,82)^3 + 15 \times 9,24 \times (18 - 5,82)^2$$

$$I = 27132,88 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = \max \{ M_{t_{\text{ser}}} ; M_{a_{\text{ser}}} \} = \max \{ 22,16 ; 14,78 \} \rightarrow M_{\text{ser}} = 22,16 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification de contrainte de béton :**

Sens de L_x :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot Y}{I} = \frac{67,55 \times 10^6 \times 78,2}{47201,10 \times 10^4} = 11,2 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens de Ly :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{22,16 \times 10^6 \times 58,2}{27132,88 \times 10^4} = 4,75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

❖ vérification de contrainte d'acier :

Sens de Lx :

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I} = \frac{15 \times 67,55 \times 10^6 \times (180-78,2)}{47201,10 \times 10^4} = 218,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 218,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Sens de Ly :

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I} = \frac{15 \times 22,16 \times 10^6 \times (180-58,2)}{27132,88 \times 10^4} = 149,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 149,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

❖ vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u_x} = \frac{p_{u,Lx}}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{12,81 \times 6,7}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,63}{2}} \rightarrow V_{u_x} = 32,63 \text{ KN.m}$$

$$V_{u_y} = \frac{p_{u,Ly}}{3} = 45,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times h} < \tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{45,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,2} = 0,22 \text{ MPa} \quad , \quad \tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \dots\dots\dots CV$$

⇒ Pas d'armatures d'ame.

❖ Vérification de la flèche :

$$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}}{1000} + 0.5 \quad \text{si } l_{\max} > 5\text{m}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 6,7 \text{ m}$

$$f_{\max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{\max}}{1000} + 0,5 \quad ; \quad I = \frac{be^3}{12}$$

$$f_{\max} = \frac{ql_x^4}{384EI} = 3,11 \text{ mm} \leq 11,5 \text{ mm}$$

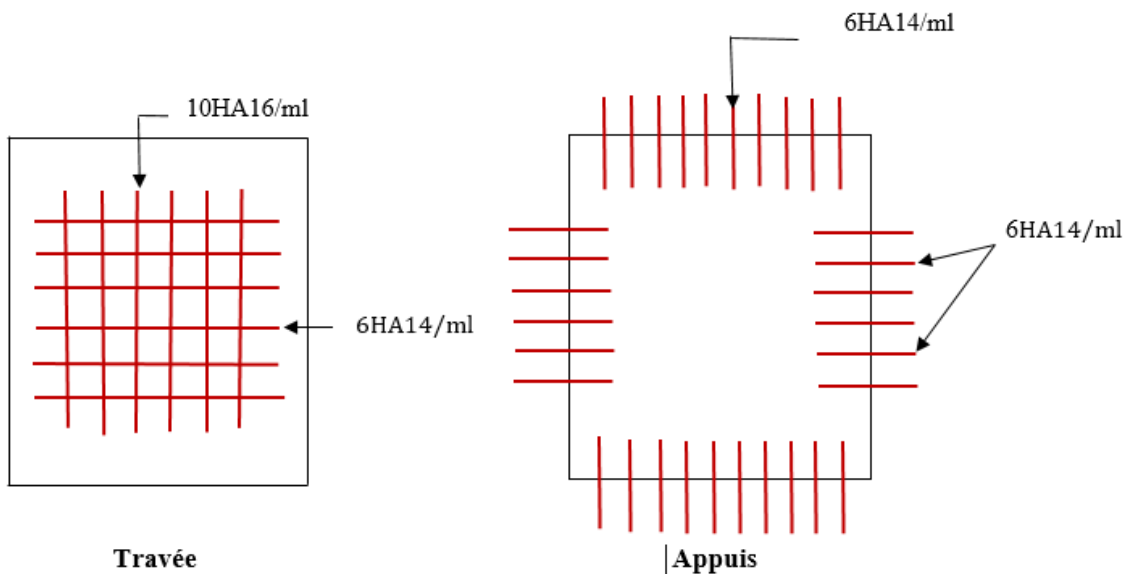


Figure III.6 Schéma de ferrailage d'un panneau de rive.

III.4 L'ascenseur :

III.4.1 Dalle d'ascenseur :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité due au poids de la machine. La dalle de locale machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids d'ascenseur tel que le poids de la cabine, poids du contre poids et le poids de la machine. Généralement, la dalle qui supporter l'ascenseur est une dalle pleine en béton armé.

III4.1.1 Dimensionnement :

❖ Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est en fonction de sa portée et des charges qu'elle devra supporter.

Il est déterminé par la condition suivant :

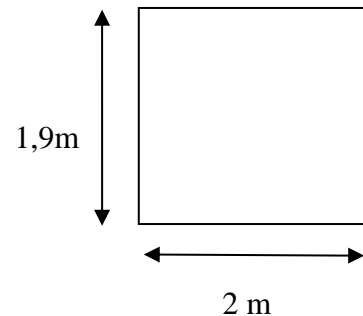
$h_0 \leq Lx/20$ Si: $\alpha < Lx/Ly = 0.4$ (la dalle portant dans seul sens).

$h_0 \leq Lx/40$ Si: $\alpha \geq Lx/Ly = 0.4$ (la dalle portant dans les deux sens).

$$\text{On a: } \begin{cases} Lx = 1,9 \text{ m} \\ Ly = 2 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = 0,95 > 0,4$$

La dalle travail dans les deux sens.

$$\text{Donc : } h_0 \geq 190/20 = 9,5\text{cm}$$



Avec des considérations pratiques (expérience) on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : **e = 16 cm**

❖ Calcul les sollicitations :

➤ Charge permanent :

$$G = g + g_1$$

$$g_1 = \frac{P_1 + P_2 + P_3}{S}$$

Avec :

g : Poids propre de la dalle.

P_1 : Poids de la cabine ($P_1 = 7,657 \text{ KN}$).

P_2 : Poids de la machine ($P_2 = 12,5262 \text{ KN}$).

P_3 : Contre poids ($P_3 = 12,5262 \text{ KN}$).

S : Surface de la dalle : $S = 1,9 \times 2 = 3,8 \text{ m}^2$.

On a:

$$g = 0,16 \times 25 = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$g_1 = \frac{7,657 + 12,5262 + 12,5262}{3,8} = 8,6 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 8,6 + 4 = 12,6 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$**

On a combinaison des charges :

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 12,6 + 1,5 \times 5 = 24,51 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 6,25 + 5 = 17,60 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul des moments :**

En supposant que la dalle repose librement sur son contour :

⇒ **ELU :**

$$M_x = 33,82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 30,30 \text{ KN.m}$$

⇒ **ELS:**

$$M_x = 24,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 21,76 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des section d'aciers :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 m à l'E.L.U. pour le calcul on utilise les formules suivant :

$$\text{On a: } f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b ; \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (cm)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
25	2,1	1,5	1,15	15	14,16	400	348

Tableau III.6 Paramètres de calcul.

Pour le calcul on prend une bonde de 1 m :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

$$St \leq \min (3h_0; 33 \text{ cm}) ; \quad A_{y_{\min}} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Mu (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ _{bu}	Z _b (cm)	A _s (cm ² /ml)	A _{ymin} (cm ² /ml)	A _{adopte} (cm ² /ml)	St (cm)
M _{Tx}	25,36	100	15	0,08	14,28	5,10	1,81	5T12=5,65	20
M _{Ty}	22,72	100	15	0,07	14,35	4,57	1,81	5T12=5,65	20
M _{ax}	16,91	100	15	0,05	14,52	3,4	1,81	5T12=5,65	20
M _{ay}	15,15	100	15	0,05	14,57	3,04	1,81	5T12=5,65	20

Tableau III.7 Diamètre des sections d’aciers.

❖ Condition de non fragilité :

Sens L_x :

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2 \cdot A_{ymin}} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{xadopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C. V$$

Avec un espacement St = 20 cm

Sens L_y :

$$A_{min} = 8\% d = 0,08 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{yadopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C. V$$

Avec un espacement St = 20 cm

❖ Vérification de la contrainte :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

- $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$; $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj}$
- $\sigma_s \leq \sigma_s^-$ avec : $\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I}$; $\sigma_a = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

Fissuration est considérée comme préjudiciable.

Sens L_x :

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,84 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,84 \times 15 = 25,42 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,84 + \sqrt{0,84^2 + 25,42} = 4,27 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4,27)^3 + 15 \times 5,65 \times (15 - 4,27)^2$$

$$I = 12352,66 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = \max \{ M_{t_{\text{ser}}} ; M_{a_{\text{ser}}} \} = \max \{ 18,21 ; 12,14 \} \rightarrow M_{\text{ser}} = 18,21 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,84 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,84 \times 15 = 25,42 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,84 + \sqrt{0,84^2 + 25,42} = 4,27 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4,27)^3 + 15 \times 5,65 \times (15 - 4,27)^2$$

$$I = 12352,66 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = \max \{ M_{t_{\text{ser}}} ; M_{a_{\text{ser}}} \} = \max \{ 16,32 ; 10,88 \} \rightarrow M_{\text{ser}} = 16,32 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification de contrainte de béton :

Sens de Lx :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{18,21 \times 10^6 \times 42,7}{12352,66 \times 10^4} = 6,29 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Sens de Ly :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{16,32 \times 10^6 \times 42,7}{12352,66 \times 10^4} = 5,64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ vérification de contrainte d'acier :

Sens de Lx :

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I} = \frac{15 \times 18,21 \times 10^6 \times (150-42,7)}{12352,66 \times 10^4} = 237,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 237,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens de Ly :

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_{ser} \cdot (d-Y)}{I} = \frac{15 \times 16,32 \times 10^6 \times (150-42,7)}{12352,66 \times 10^4} = 212,64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 212,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u_x} = \frac{p_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{24,51 \times 1,9}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,95}{2}} \rightarrow V_{u_x} = 15,78 \text{ KN.m}$$

$$V_{u_y} = \frac{p_u \cdot L_y}{3} = 16,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times h} < \tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{16,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 1,02 \text{ MPa} \quad , \quad \tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

⇒ Pas d'armatures d'ame.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}}{1000} + 0.5 \quad \text{si } l_{\max} > 5\text{m}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 6,7 \text{ m}$

$$f_{\max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{\max}}{1000} + 0,5 \quad ; \quad I = \frac{be^3}{12}$$

$$f_{\max} = \frac{ql_x^4}{384EI} = 7,61 \text{ mm} \leq 11,5 \text{ mm}$$

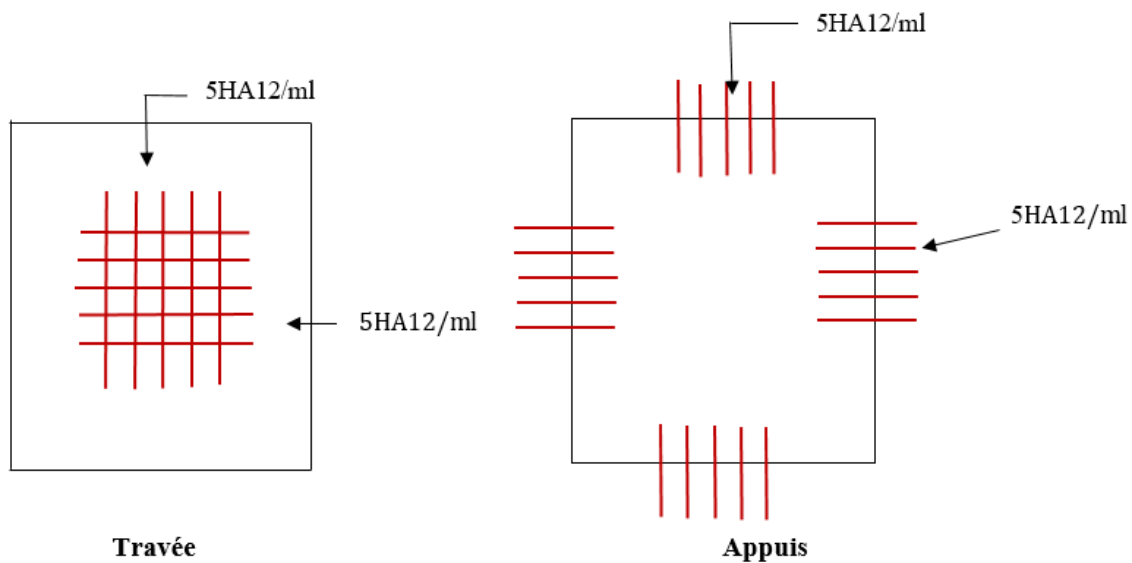


Figure III.7 Schéma de ferrailage de dalle d'ascenseur.

III.5 Les escaliers :

Dans une construction la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire soit des escaliers soit des ascenseurs. La cage d'escalier qui est le volume importé à l'escalier, comporte plusieurs éléments dont les charges et surcharges seront transmises successivement aux poutres puis aux poteaux. Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation de la destination de l'ouvrage, (habitation, salles de classe de spectacles.... etc.).

Parmi les autres conditions entrant dans le choix des dimensions, on retrouve :

- Condition d'accès facile d'un étage à un autre.
- Condition de dégagement rapide des escaliers.

- Condition de sécurité.
- Condition d'éclairage.

Pour notre construction, on a un seul type d'escalier :

- Escalier à trois volées.

III.5.1 Escalier étages courants :

- 1^{er} Volée :

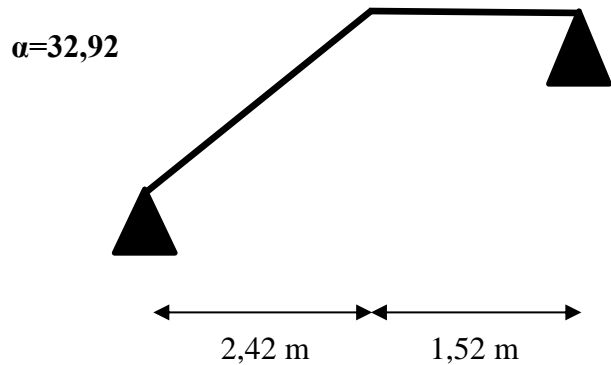


Figure III.8 Schéma statique d'escalier.

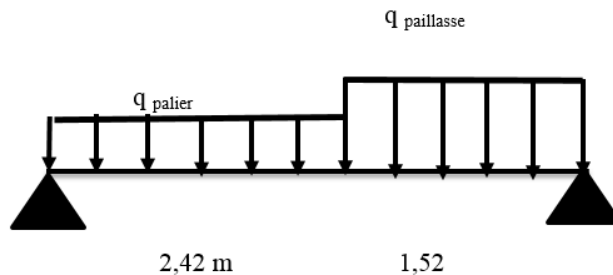


Figure III.9 charge sur l'escalier.

❖ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour 1m de largeur les combinaisons des charges à l'ELU :

- Les charges de palier :

$$G = 5,6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 4 = 13,56 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 5,6 + 4 = 9,6 \text{ KN/ml}$$

- Les charges de paillasse : ($\alpha = 32,92$)

$$G = 8,23 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 8,23 + 1,5 \times 4 = 17,11 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 8,23 + 4 = 12,23 \text{ KN/ml}$$

➤ **La charge équivalente :**

⇒ **ELU :**

$$q_{equ} = \frac{q_{pal} \times L_{pal} + q_{pail} \times L_{pail}}{L_{pal} + L_{pail}} = 15,74 \text{ KN/ml}$$

⇒ **ELS :**

$$q_{eqser} = \frac{q_{pal} \times L_{pal} + q_{pail} \times L_{pail}}{L_{pal} + L_{pail}} = 11,21 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = 13,48 \text{ KN/ml}$$

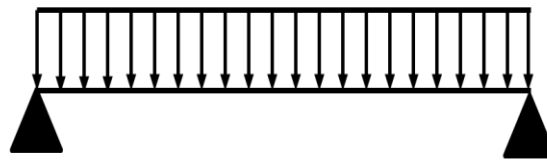


Figure III.10 Charge équivalente.

❖ **Ferraillage Des escaliers :**

➤ **ELU :**

⇒ **Moment isostatique :** $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 30,54 \text{ KN.m}$

⇒ **Moment en travée :** $M_t = 0.85M_0 = 25,96 \text{ KN.m}$

⇒ **Moment sur appui :** $M_A = 0.5M_0 = 15,27 \text{ KN.m}$

➤ **ELS :**

⇒ **Moment isostatique :** $M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 21,76 \text{ KN.m}$

⇒ **Moment en travée :** $M_t = 0.85M_0 = 18,49 \text{ KN.m}$

⇒ **Moment sur appui :** $M_A = 0.5M_0 = 10,88 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h) = (100×16) cm².

F _{c28} (MPa)	θ	F _{t28} (MPa)	γ _b	γ _s	d (cm)	F _{bu} (MPa)	F _e (MPa)	σ _s (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	15	14,2	400	348

Tableau III.8 Différents coefficients pour le calcul de Ferrailage escalier.

On utilise les formules suivantes :

$$d=e-c-\phi/2=16-2-1/2 =15 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b (cm)	d (cm)	M _u (KN. m)	μ	α	Z (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s adopté}
travée	100	15	25,96	0,08	0,10	14,36	1,81	5,2	6T14=9,24
Appui	100	15	15,27	0,04	0,06	14,63	1,81	3	6T10=4,71

Tableau III.9 Résultats du calcul du ferrailage escalier.

➤ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33) = \min(3 \times 16, 33) = \min(48,33) = 33 \text{ cm}$$

⇒ **En travée :** S_t = 15 cm < 26cmcv.

⇒ **Sur appuis :** S_t = 15 cm < 33cmcv.

➤ **Les armateurs de réparation :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

⇒ **En travée :** → A_r = $\frac{9,24}{4} = 2,31$ → 4T10 = 3,14 cm² S_t=25cm

⇒ **Sur appui :** → A_r = $\frac{4,71}{4} = 1,18$ → 4T8 = 2,01 cm² S_t=25cm

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_1 \rightarrow$ Fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_1 = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_1 = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPA} \} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \qquad T_u : L'effort tranchant maximal sur appui.$$

$$T_u = \frac{q \times l}{2} = 31\text{KN}$$

$$\tau_u = 0,20\text{MPa} \rightarrow \tau_u = 0,20\text{MPa} < \bar{\tau}_1 = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de flèche est :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{16}{394} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,04 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{16}{394} \geq \frac{25,96}{10 \times 30,54} \rightarrow 0,083 \geq 0,084 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{AS}{bd} \leq \frac{6,99}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{9,24}{100 \times 15} \leq \frac{6,99}{400} \rightarrow 0,0057 \leq 0,02 \dots\dots\dots \text{CV}$$

\rightarrow les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, alors : le calcul de la flèche s'imposera.

❖ **Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$.

\Rightarrow **En travée :**

$$\alpha = 0,1 ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,4$$

$$\left[\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,45$$

\Rightarrow **Sur appui :**

$$\alpha = 0,06 ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,41$$

$$\left[\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,45$$

donc : $\alpha = 0,1 \leq 0,45 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus :

➤ **Calcul de la flèche :**

D'après l'article b.65 du BAEL 91, la flèche La flèche totale est donnée par :

$$\Delta\rho = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

Avec :

f_{gv} ; ρ_{gi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes

f_{ji} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère.

Cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{l}{500}$

$$\text{On a : } f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0$$

$$\text{Avec } A_s' = 0 \quad ; \quad A_s = 9,24 \text{ cm}^2 \quad \text{et } y = 5,42 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2]$$

$$I = 12456,91 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right) + 15A_s(d - V)^2$$

$$I_0 = 410379,95 \text{ cm}^4$$

$$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d\right) / (b \cdot d + 15A_s)$$

$$V = 23,23 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i \quad ; \quad E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad ; \quad E_v = 37000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

y(cm)	I(cm ⁴)	V(cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (MPa)	λ _v (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)
5,42	12456,91	23,23	410379,95	0,0062	3,41	1,36	32164,19	10818,86

Tableau III.10 Différents coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier.

❖ La flèche du a l'ensemble des charges permanente :

La combinaison q = G → pour 1m

Paillasse → q₁ = 8,23 KN/ml

Palier → q₂ = 5,6 KN/ml

q_{eq} = 7,21KN/ml

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 13,99 \text{ KN. m}$$

$$M_s = 0.85M_0 = 11,89 \text{ KN. m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 137,24 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0,33$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 2125821479,87 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{fg}} = 0,27 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \sigma_v \mu} = 3114516972,06 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,55 \text{ mm}$$

❖ Flèche instantané due à j (f_{ji}):

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement

Paillasse → q₁ = 1.35G = 1,35 × 8,23 = 11,11 KN/ml

Palier → q₂ = 1.35 × 5,6 = 7,56KN/ml

Q_{eq} = 9,74 KN/ml

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 18,9 \text{ KN. ml}$$

$$M_s = 16,06 \text{ KN. ml}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 185,39 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0,449$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 1784108753,5 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,43 \text{ mm}$$

❖ flèche due à G+Q ‘ ρ_{pi} ’ :

Paillasse → $q_1 = 8,23 + 4 = 12,23$ KN/ml

Palier → $q_2 = 5,6 + 4 = 9,6$ KN/ml

$$Q_{eq} = 11,21 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 21,75 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 18,49 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 213,37 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1,75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0,501$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \mu} = 1668042127,18 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad f_{pi} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fg}} = 0,53 \text{ mm}$$

$$\Delta f_1 = f_{GV} - f_{ji} + f_{pi} - f_{Gi}$$

$$\Delta f_1 = 0,38 \text{ mm}$$

Et on a : $L = 3,94 \text{ m} ; \bar{f} = 7,88 \text{ mm}$

$$\Delta f_{fi} = 0,38 < \bar{f} = 7,88 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Schéma de ferrailage :

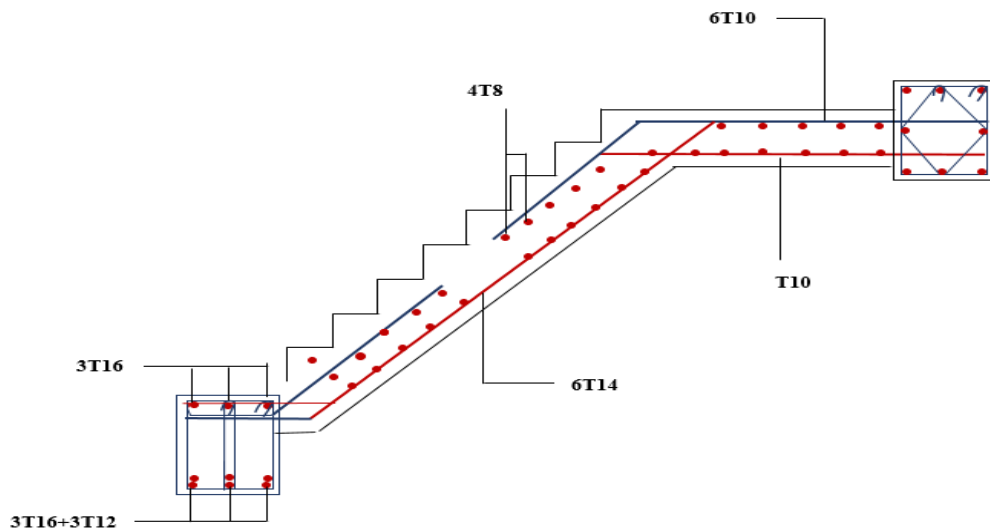


Figure III.11 Ferrailage d’escalier (1^{er} volée).

- 2^{ème} Volée :

$$\alpha = 32,21$$

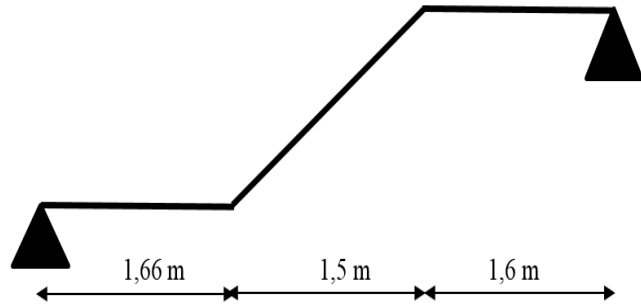


Figure III.12 Schéma statique d'escalier.

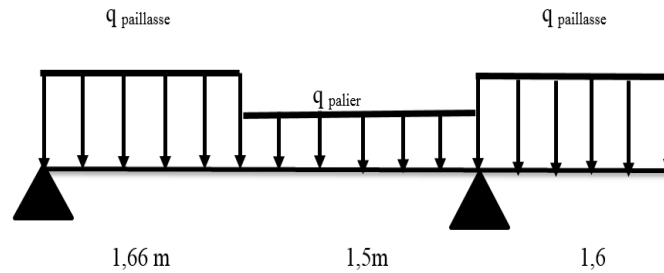


Figure III.13 Schéma statique d'escalier.

❖ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour 1m de largeur les combinaisons des charges à l'ELU.

➤ Les charges de palier :

$$G = 5,6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 4 = 13,56 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 5,6 + 4 = 9,6 \text{ KN/ml}$$

➤ Les charges de paillasse : ($\alpha = 34,21$)

$$G = 7,1 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ult} = 1,35 \times 7,1 + 1,5 \times 4 = 15,58 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 7,1 + 4 = 11,1 \text{ KN/ml}$$

⇒ La charge équivalente :

➤ ELU :

$$q_{equ} = \frac{q_{pal} \times L_{pal} + q_{pail} \times L_{pail}}{L_{pal} + L_{pail}}$$

$$q_{equ} = \frac{13,56 \times 1,5 + 15,58 \times 3,26}{1,5 + 3,26} = 14,94 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_{eqser} = \frac{q_{pal} \times L_{pal} + q_{pail} \times L_{pail}}{L_{pal} + L_{pail}}$$

$$q_{eqser} = \frac{9,6 \times 1,5 + 11,04 \times 3,26}{1,5 + 3,26} = 10,58 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = 14,94 \text{ KN/ml}$$

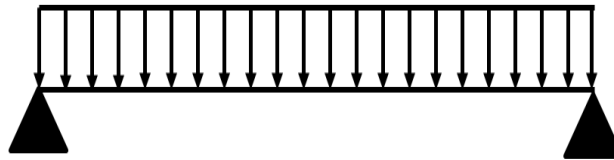


Figure III.14 Charge équivalente.

❖ Ferrailage Des escaliers :

➤ ELU :

⇒ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 42,32 \text{ KN.m}$

⇒ Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 35,97 \text{ KN.m}$

⇒ Moment sur appui : $M_A = 0.5M_0 = 21,16 \text{ KN.m}$

➤ ELS :

⇒ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 29,98 \text{ KN.m}$

⇒ Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 25,48 \text{ KN.m}$

⇒ Moment sur appui : $M_A = 0.5M_0 = 14,99 \text{ KN.m}$

❖ Calcul des armatures :

➤ Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section $(b \times h) = (100 \times 12) \text{ cm}^2$.

F_{c28} (MPa)	θ	F_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (cm)	F_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	10	14,2	400	348

Tableau III.11 Différents coefficients pour le calcul de Ferrailage escalier.

On utilise les formules suivantes :

$$d=e-c-\phi/2=12-2-1/2 =10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{Smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b (cm)	d (cm)	M_u (KN. m)	μ	α	Z (cm)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s adopté
travée	100	10	35,97	0,25	0,37	8,5	1,20	12,15	8T14=12,32
Appui	100	10	21,16	0,15	0,2	9,18	1,20	6,62	6T12=6,79

Tableau III.12 Résultats du calcul du ferrailage escalier.

➤ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33) = \min(3 \times 12, 33) = \min(26,33) = 26 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } S_t = 12 \text{ cm} < 26\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv.}$$

$$\Rightarrow \text{En appuis : } S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv.}$$

➤ **Les armateurs de réparation :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } \rightarrow A_r = \frac{12,15}{4} = 3,03 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 ; S_t = 25\text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{Sur appui : } \rightarrow A_r = \frac{6,62}{4} = 1,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 ; S_t = 25\text{cm}$$

❖ **Vérification de la contraint tangentielle :**

On vérifie la condition suivant : $\tau_u \leq \bar{\tau}_1 \rightarrow$ Fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_1 = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_1 = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPA} \} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

T_u : L'effort tranchant maximal sur appui.

$$T_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{14,94 \times 4,76}{2} = 35,55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35,55 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,35 \text{ MPA} \rightarrow \tau_u = 0,35 \text{ MPA} < \bar{\tau}_1 = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivant sont vérifiées, le calcul de flèche est :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{476} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,025 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{12}{476} \geq \frac{35,55}{10 \times 42,32} \rightarrow 0,025 \geq 0,084 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{AS}{bd} \leq \frac{11,61}{f_e} \Rightarrow \frac{112,151}{100 \times 10} \leq \frac{11,61}{400} \rightarrow 0,012 \leq 0,03 \dots\dots\dots \text{CV}$$

les deux Première conditions n'est pas vérifiée, alors : le calcul de la flèche s'imposera.

❖ **Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

⇒ **En travée :**

$$\alpha = 0,37 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,41$$

$$\left[\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,45$$

⇒ **Sur appui :**

$$\alpha = 0,2 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,41$$

$$\left[\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,45$$

donc: $\alpha = 0,37 \leq 0,45 \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Calcul de la flèche :**

D'après l'article b.65 du BAEL 91, la flèche La flèche totale est donnée par :

$$\Delta\rho = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

Avec :

↳ **f_{gv} ; ρ_{gi}**: flèches dues à l'ensemble des charges permanentes

↪ f_{ji} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

↪ f_{pi} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère.

↪ Cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{l}{500}$

$$\text{On a : } f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0$$

$$\text{Avec } A_s' = 0 \quad ; \quad A_s = 12,15 \text{ cm}^2 \quad \text{et } y = 4,41 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2]$$

$$I = 8556,94 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - V \right)^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$I_0 = 380816,89 \text{ cm}^4$$

$$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d \right) / (b \cdot d + 15A_s)$$

$$V = 22,75 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5\rho} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = 0,4\lambda_i \quad ; \quad E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad ; \quad E_v = 37000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

y(cm)	I(cm ⁴)	V(cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (MPa)	λ _v (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)
4.41	8556,94	22,75	380816,89	0,017	1,25	0,5	32164,19	10818,86

Tableau III.13 Différents coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier.

❖ La flèche du a l'ensemble des charges permanente :

La combinaison $q = G \dots$ pour 1m

Paillasse $\rightarrow q_1 = 7,1 \text{ KN/ml}$

Palier $\rightarrow q_2 = 5,6 \text{ KN/ml}$

$$q_{eq} = \frac{7,01 \times 3,26 + 5,6 \times 1,5}{3,26 + 1,5} = 6,63 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 18,78 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,85 M_0 = 15,96 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 156,35 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1,75 \times F_{t28}}{4 \rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0,708$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \mu} = 222154,93 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fg}} = 0,51 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \sigma_v \mu} = 309322,4 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,08 \text{ mm}$$

❖ Flèche instantané due à j (f_{ji}):

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement

Paillasse $\rightarrow q_1 = 1,35 G = 1,35 \times 7,01 = 9,58 \text{ KN/ml}$

Palier $\rightarrow q_2 = 1,35 \times 5,6 = 7,56 \text{ KN/ml}$

$$Q_{eq} = \frac{(9,58 \times 3,26) + (1,5 \times 7,56)}{4,76} = 8,32 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 23,56 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 0,85 \times 42,80 = 20,03 \text{ KN.ml}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 196,21 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1,75 \times F_{t28}}{4 \rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0,76$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \mu} = 214879,13 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,66 \text{ mm}$$

- flèche due à G+Q 'ρ_{pi}' :

Paillasse → q₁ = 7,1+4 = 11,1 KN/ml

Palier → q₂ = 5,6+4 = 9,6 KN/ml

$$Q_{eq} = 10,62 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 30,08 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 25,57 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 250,45 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0,806$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \mu} = 208684,54 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad f_{pi} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fg}} = 0,86 \text{ mm}$$

$$\Delta f_1 = f_{GV} - f_{ji} + f_{pi} - f_{Gi}$$

$$\Delta f_1 = 0.78 \text{ mm}$$

Et on a : L = 4,76 m : $\bar{f} = 9,52 \text{ mm}$

$$\Delta f_1 = 0,78 < \bar{f} = 9,52 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Schéma de ferrailage :

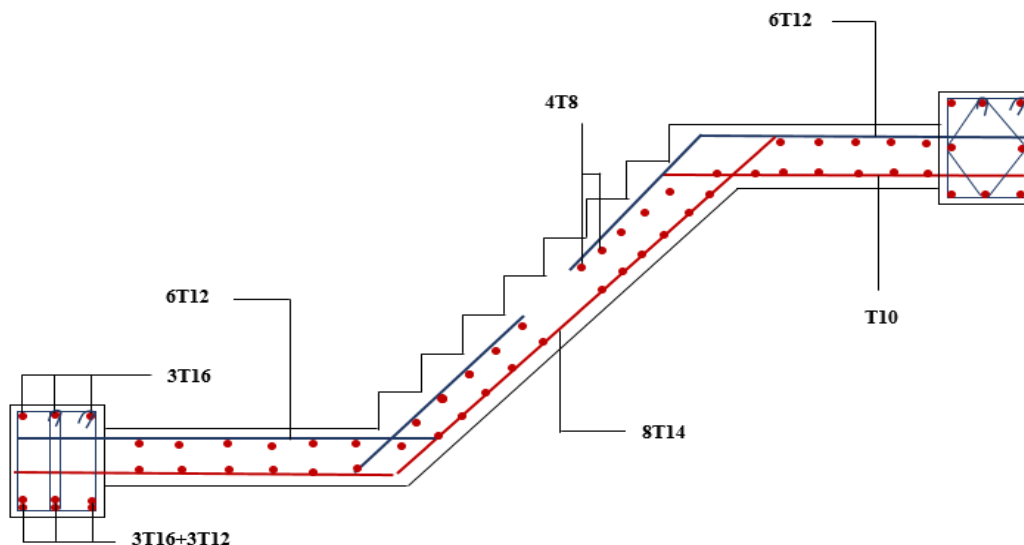


Figure.III.15 Ferrailage d'escalier (2^{eme} volée).

- 3^{ème} Volée :

$$\alpha=34,21$$

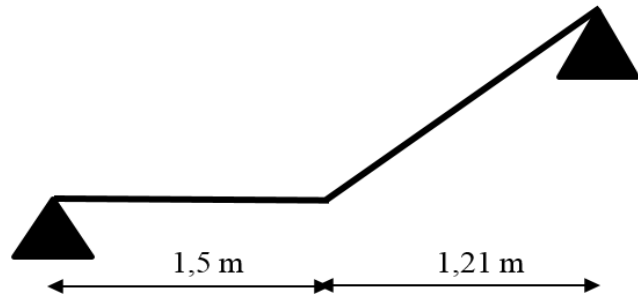


Figure III.16 Schéma statique d'escalier.

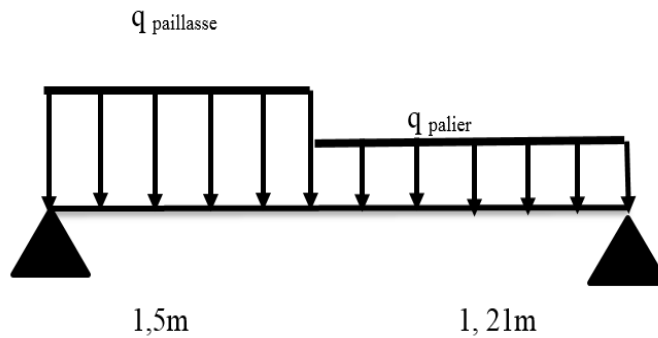


Figure III.17 charge d'escalier.

❖ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fera pour 1m de largeur les combinaisons des charges à l'ELU.

➤ **Les charges de palier :**

$$G= 4,6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=4 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u=1.35 \times 5,6 + 1.5 \times 4 = 12,21 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser}=4,6 + 4 = 8,6 \text{ KN/ml}$$

➤ **Les charges de paillasses :** ($\alpha=34,21$)

$$G= 7,1 \text{ kN/m}^2$$

$$Q=4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u=1.35 \times 7,1 + 1.5 \times 4 = 15,58 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser}=7,1 + 4 = 11,1 \text{ KN/ml}$$

⇒ La charge équivalente :

➤ ELU :

$$q_{equ} = \frac{q_{pal} \times L_{pal} + q_{pail} \times L_{pail}}{L_{pal} + L_{pail}}$$

$$q_{equ} = 14,08 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_{eqser} = \frac{q_{pal} \times L_{pal} + q_{pail} \times L_{pail}}{L_{pal} + L_{pail}}$$

$$q_{eqser} = 9,98 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = 14,08 \text{ N/ml}$$

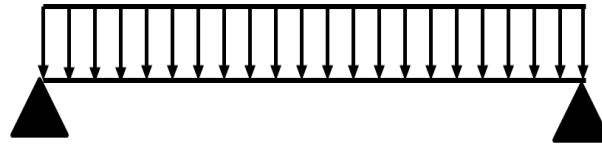


Figure III.18 Charge équivalente.

❖ Ferrailage Des escaliers :

➤ ELU :

⇒ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 12,92 \text{ KN.m}$

⇒ Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 10,98 \text{ KN.m}$

⇒ Moment sur appui : $M_A = 0.5M_0 = 6,46 \text{ KN.m}$

➤ ELS :

⇒ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = 9,16 \text{ KN.m}$

⇒ Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 7,79 \text{ KN.m}$

⇒ Moment sur appui : $M_A = 0.5M_0 = 4,58 \text{ KN.m}$

❖ Calcul des armatures :

➤ Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section $(b \times h) = (100 \times 12) \text{ cm}^2$.

F_{c28} (MPa)	θ	F_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (cm)	F_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	10	14,2	400	348

Tableau III.14 Différents coefficients pour le calcul de Ferrailage escalier.

On utilise les formules suivantes :

$$d=e-c-\phi/2=12-2-1/2 =10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{Smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b (cm)	d (cm)	M _u (KN. m)	μ	α	Z (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s adopté}
travée	100	10	10,98	0,077	0,1	9,59	1,20	3,29	6T10 =4,71
Appui	100	10	6,46	0,045	0,05	9,77	1,20	1,9	6T8=3,02

Tableau III.15 Résultats du calcul du ferrailage escalier.

➤ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33) = \min(3 \times 12, 33) = \min(26,33) = 26 \text{ cm}$$

⇒ **En travée :** $S_t = 15 \text{ cm} < 26\text{cm}$ cv.

⇒ **En appuis :** $S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm}$ cv.

➤ **Les armateurs de réparation :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

⇒ **En travée :** $\rightarrow A_r = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S_t = 25\text{cm}$

⇒ **Sur appui :** $\rightarrow A_r = \frac{3,02}{4} = 0,75 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S_t = 25\text{cm}$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_1 \rightarrow$ Fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_1 = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_1 = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPA} \} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

T_u : L'effort tranchant maximal sur appui.

$$T_u = \frac{q \times l}{2} = 19,24\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{35,46 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,35\text{MPa} \rightarrow \tau_u = 0,35\text{MPa} < \bar{\tau}_1 = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivant sont vérifiées, le calcul de flèche est :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{271} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,044 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{12}{271} \geq 0,085 \rightarrow 0,044 \geq 0,085 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{AS}{bd} \leq \frac{11,61}{f_e} \Rightarrow \frac{3,29}{100 \times 10} \leq \frac{4,71}{400} \rightarrow 0,0032 \leq 0,011 \dots \dots \dots \text{CV}$$

les deux Première conditions n'est pas vérifiée, alors : le calcul de la flèche s'imposera.

❖ **Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$.

⇒ **En travée :**

$$\alpha = 0,1 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,41$$

$$\left[\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,45$$

⇒ **Sur appui :**

$$\alpha = 0,05 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,41$$

$$\left[\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,45$$

donc: $\alpha = 0,1 \leq 0,45 \dots \dots \dots \text{CV}$

• **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Calcul de la flèche :**

D'après l'article b.65 du BAEL 91, la flèche La flèche totale est donnée par :

$$\Delta\rho = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

Avec :

f_{gv} ; ρ_{gi}: flèches dues à l'ensemble des charges permanentes

f_{ji} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère.

Cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{l}{500}$

$$\text{On a : } f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0$$

$$\text{Avec } A_s' = 0 \quad ; \quad A_s = 4,71 \text{ cm}^2 \quad \text{et } y = 3,13 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2]$$

$$I = 3351,11 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - V \right) + 15A_s(d - V)^2$$

$$I_0 = 35845,45 \text{ cm}^4$$

$$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d \right) / (b \cdot d + 15A_s)$$

$$V = 10,23 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5\rho} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = 0,4\lambda_i \quad ; \quad E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad ; \quad E_v = 37000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

y(cm)	I(cm ⁴)	V(cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (MPa)	λ _v (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)
3,13	3351,11	10,23	35845,45	0,0092	2,27	0,91	32164,19	10818,86

Tableau III.16 Différents coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier.

❖ **La flèche du a l'ensemble des charges permanente :**

La combinaison q = G ...pour 1m

Paillasse → q₁ = 7,1KN/ml

Palier → q₂ = 4,6 KN/ml

q_{eq} = 5,72 KN/ml

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 5,25 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85 M_0 = 4,465 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 137,33 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4 \rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0,488$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \mu} = 186983899,01 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fg}} = 0,55 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \sigma_v \mu} = 273156445,53 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,11 \text{ mm}$$

❖ **Flèche instantané due à j (f_{ji}):**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement

$$\text{Paillasse} \rightarrow q_1 = 1.35 G = 1.35 \times 7,1 = 9,59 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier} \rightarrow q_2 = 1.35 \times 4,6 = 6,21 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{eq} = 7,72 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 7,09 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 0.85 \times 42.80 = 6,02 \text{ KN.ml}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 185,34 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4 \rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0,589$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \mu} = 168537685,87 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,82 \text{ mm}$$

• **flèche due à G+Q ‘ ρ_{pi} ’ :**

$$\text{Paillasse} \rightarrow q_1 = 7,1 + 4 = 11,1 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier} \rightarrow q_2 = 4,6 + 4 = 8,6 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{eq} = 9,72 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 8,92 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 7,58 \text{ KN.ml}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 233,36 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4 \rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0,66$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \mu} = 158102408,96 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad f_{pi} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fg}} = 1,1 \text{ mm}$$

$$\Delta f_1 = f_{GV} - f_{ji} + f_{pi} - f_{Gi}$$

$$\Delta f_1 = 0,84 \text{ mm}$$

Et on a : $L = 2,71 \text{ m} : \bar{f} = 5,42 \text{ mm}$

$$\Delta f_1 = 0,84 < \bar{f} = 5,42 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Schéma de ferrailage :

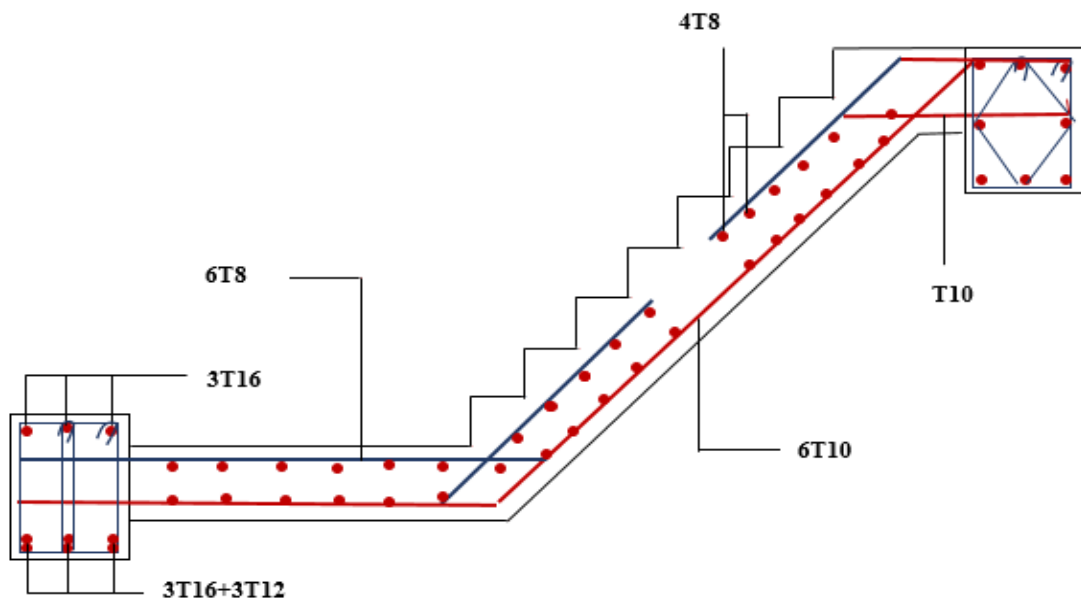


Figure III.19 Ferrailage d’escalier (3^{eme} volée).

III.4.3 Etude de la poutre palier :

La poutre est prévue pour être un support d’escalier, elle est partiellement encadrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l’action du poids de palier et paillasse.

❖ Pré dimensionnement :

Selon « BAEL » les dimensionnements de la poutre sont :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

on a : $l = 242 \text{ cm}$

$$\frac{242}{15} \leq h \leq \frac{242}{10} \rightarrow 16,13 \leq h \leq 24,2$$

On prend

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \Rightarrow 30 > 30 \dots\dots\dots CV \\ b \geq 20 \Rightarrow 20 > 20 \dots\dots\dots CV \\ h/b < 4 \Rightarrow 1,5 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

h = 30 cm

b = 20 cm

Donc on choisie un section de la poutre paliere (b×h=20×30) cm²

❖ **Calcul des sollicitations :**

➤ **A l'état limite ultime :**

poids propre de la poutre : $G_p = 0.3 \times 0.2 \times 25 = 1.5 \text{ KN/m}$

poids propre de la paillasse : $R = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,58 \times 2,42}{2} = 18,85 \text{ KN/m}$

⇒ $q_{utot} = 1.35(G_p + R) = 27,47 \text{ KN/m}$

⇒ **Moment isostatique** : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 20,11 \text{ KN. m}$

⇒ **Moment en travée** : $M_t = 0.85 M_0 = 17,09 \text{ KN. m}$

⇒ **Moment sur appui** : $M_a = 0.5 M_0 = 10,06 \text{ KN. m}$

➤ **A l'état limite service :**

poids propre de la poutre : $G_p = 0.3 \times 0.2 \times 25 = 1.5 \text{ KN/m}$

poids propre de la paillasse : $R = \frac{q_{ser} \times l}{2} = \frac{13,43 \text{ KN}}{\text{m}}$

⇒ $q_{stot} = (G_p + R) = 14,93 \text{ KN/m}$

⇒ **Moment isostatique** : $M_0 = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = 10,93 \text{ KN. m}$

⇒ **Moment en travée** : $M_t = 0.85 M_0 = 9,29 \text{ KN. m}$

⇒ **Moment sur appui** : $M_a = 0.5 M_0 = 5,46 \text{ KN. m}$

❖ **Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{Smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad ; \quad b = 20 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b (cm)	d (cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s adopté}
travée	20	27	17,09	0,082	0,1	25,83	0,65	1,9	3HA12 =3,39
Appui	20	27	10,05	0,048	0,06	26,32	0,65	1,1	3HA12 =3,39

Tableau III.17 Résultats du calcul de poutre palier

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

La fissuration est non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$T_u = (q_u \times l) / 2 = 33,23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u / (b \times d) = 1,13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,13 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivant sont vérifiées, le calcul de flèche est :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{16}{242} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad 0,049 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{12}{242} \geq \frac{17,09}{10 \times 20,11} \quad \rightarrow \quad 0,049 \geq 0,085 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{3,39}{20 \times 27} \quad \Rightarrow \quad \frac{1,9}{20 \times 27} \leq \frac{3,39}{400} \quad \rightarrow \quad 0,0035 \leq 0,005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

les deux Première conditions n'est pas vérifiée, alors : le calcul de la flèche s'imposera.

❖ **Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$.

⇒ **En travée :**

$$\alpha = 0,1 \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,84$$

$$u = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = [(30 - 5) + (20 - 5)] \times 2 = 80 \text{ cm} = 0.8 \text{ m}$$

$$A_s^{\text{tor}} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Alors : On adopte: 4T8 = 2,01 cm²

❖ **Pourcentage minimal :**

D'après B.A.E.L 91 on :

$$\frac{A_s^{\text{tor}}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow 1,54 > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \text{ cv}$$

❖ **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = 0,19 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min\{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{24.3 ; 40\} = 24.3 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 24.3 \text{ cm} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.045 \rightarrow A_t = 0.041 \times 20 = 0.82 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2,01 cm²

Le schéma de ferrailage est présenté dans les figures ci-dessus (ferrailage des escaliers).

III.4 Les balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 15 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions. Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres.

Avec des considérations pratiques (expérience) on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : **e = 16cm**

Dans notre cas on a deux type de balcon : **Balcon encastree sur trois côté.**

➤ **Balcon 1 :**

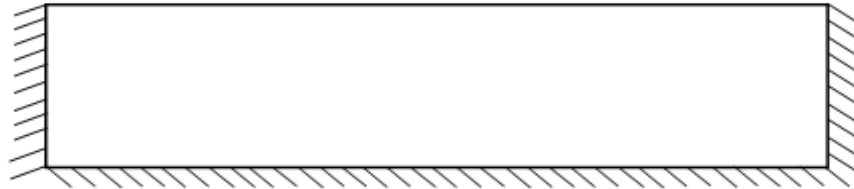


Figure III.21 Dimensions du balcon encastres trois côtés.

❖ **Evaluation des charges :**

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur :

La charge permanente : $G=5,6$ KN/ml.

- La charge d’exploitation : $Q= 3,5$ KN/ml.
- Poids du mur extérieur : $P=4,67$ KN/ml ($P=9 \times H$ de mur $\times e$).

❖ **Sollicitation :**

- **L’ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{12,81KN/ml}$$

$$P_u = \mathbf{9,1KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{2}$$

$$T_u = V = q_u * l$$

	Type	valeur	coefficient
G	uniforme	5,6	1,35
Q	uniforme	3,5	1,5
P	Linge // X	4,67	1,35

Tableau III.18 Type des charges à L’ELU.

- **L’ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = \mathbf{9,1KN/ml}$$

$$P_{ser} = 4,67 \text{KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{2}$$

$$T_{ser} = q_{ser} * l$$

	Type	valeur	coefficient
G	uniforme	5,6	1
Q	uniforme	3,5	1
P	Linge // X	4,67	1

Tableau III.19 Type des charges à L'ELS.

Balcon 1 :

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

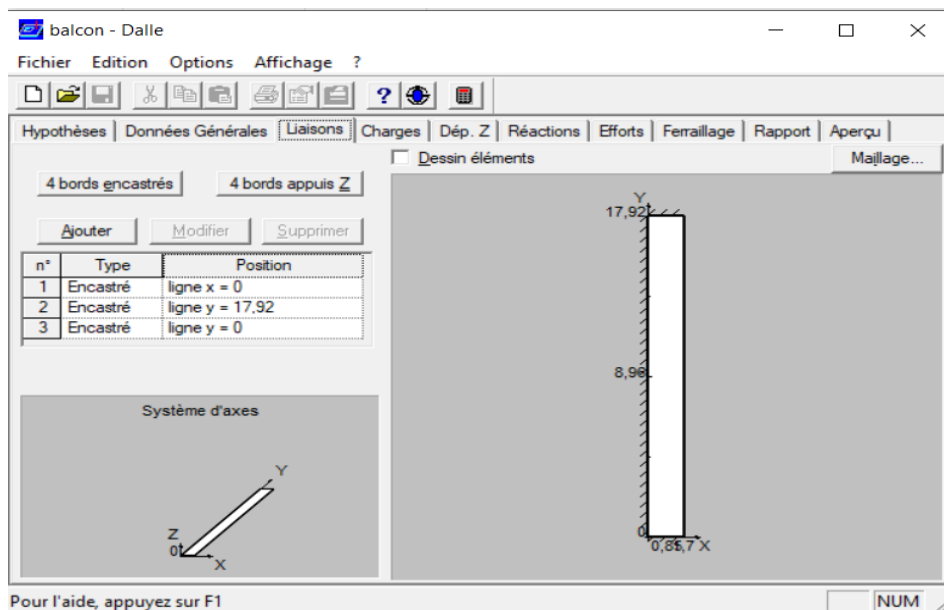


Figure III.22 Résultat selon le SOCOTEC

	X (m)	Y (m)	M _{xx}
Sur appui	0	0	0,36
En travée	0	8,96	-18,24
	X (m)	Y (m)	M _{yy}
Sur appui	1,7	1,73	2,13
En travée	1,7	0	-14,72
	X (m)	Y (m)	T _{zx}
Sur appui	1,27	0	10,79
En travée	0	3,3	-23,12
	X(m)	Y(m)	T _{zy}
Sur appui	1,7	17,92	41,65
En travée	1,7	0	-41,65

Tableau III.20 Les résultats des efforts à l'ELU.

	X (m)	Y (m)	M _{xx}
Sur appui	0	0	0,25
En travée	0	8,96	-12,96
	X(m)	Y(m)	M _{yy}
Sur appui	1,7	1,73	1,51
En travée	1,7	0	-10,43
	X(m)	Y(m)	T _{zx}
Sur appui	1,27	0	7,66
En travée	0	3,3	-16,42
	X(m)	Y(m)	T _{zy}
Sur appui	1,7	17,92	29,59
En travée	1,7	0	-29,59

Tableau III.21 Les résultats des efforts à l'ELS.

❖ Calcul de ferrailage :

Pour le calcul on prend une bande de 1m

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$z = d(1 - 0.6\mu)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_{sc}}$$

$$\text{On a : } A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1000 * 144 * \frac{2,1}{400} = 173,88 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_s; A_{\min})$$

Section	sens x-x		sens y-y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	0,36	18,24	2,13	14,92
b(cm)	100	100	100	100
d(cm)	10,8	10,8	10,8	10,8
μ	0	0,08	0,01	0,06
α	0	0,1	0,01	0,08
Z(cm)	12,99	12,48	12,94	12,59
A_s(cm²)	0,07	4,2	0,47	3,36
A_s(Min)	1,3	1,3	1,3	1,3
A_s adopte (cm²)	4HA8=2,01	4HA12=4,52	4HA8=2,01	4HA8=2,01
S_t(cm)	25	25	25	25

Tableau III.22 Calcul des ferrailages.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min(0,1 * f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau'_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = 0,14 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau'_u \rightarrow$ la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

❖ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bu}}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\overline{\sigma_{bu}} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K * Y_{ser}$$

$$\sigma_{st} = 15 * K(d - y)$$

$$\text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$b * y^2 + 30(A_s + d'A'_s) * y - 30(d * A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0 ; A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$100y^2 + 135,6y - 1762,8 = 0$$

La solution de l'équation est : $y = 3.57 \text{ cm}$

❖ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s(d - y)^2 + 15 * A'_s(y - d')^2 ; \text{ avec } A'_s = 0$$

$$I = 7545,74 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,24 \text{ N/mm}^2$$

$$K = 0,24 \text{ N/mm}^2$$

	Sens xx		Sens yy	
	M _{ax} (KN.m/ml)	M _{tx} (KN.m/ml)	M _{ay} (KN.m/ml)	M _{ty} (KN.m/ml)
M _{ser} (KN.m)	0,36	18,24	2,13	14,72
A _s (cm ²)	0,096	4,19	0,47	3,36
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
σ_{bc} (Mpa)	0,17	8,63	1	6,96
σ_{st} (Mpa)	6,74	341,92	39,93	275,93
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	CV	CNV	CV	CNV

Tableau III.23 Vérification des contraintes à L'ELS.

- Calcule les armatures à L'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} ; \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

M _{ser} (KN.m)	μ_s	β	A _{ser} (cm ²)	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	A _s adopte (cm ²)	St (cm)
M _{Tx} = 18,24	0,0053	0,8856	5,24	24,17	8,34	CV	5HA12=5,65	20
M _{Ty} = 14,72	0,0043	0,8852	4,63	24,43	8,25	CV	5HA14=5,65	20

Tableau III.24 Ferrailage à L'ELS.

❖ Schéma de ferrailage :

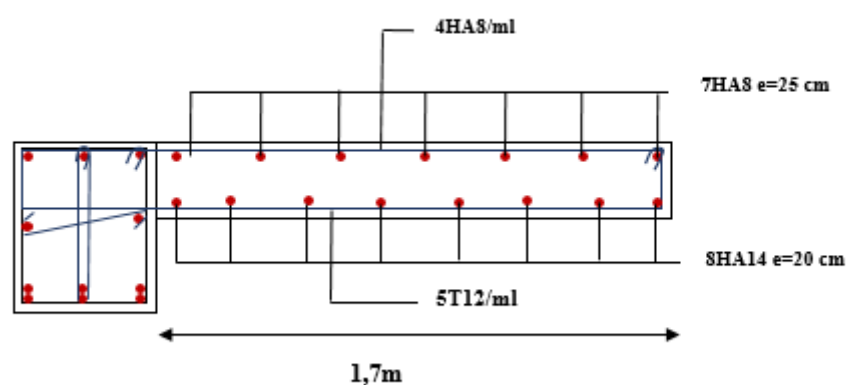
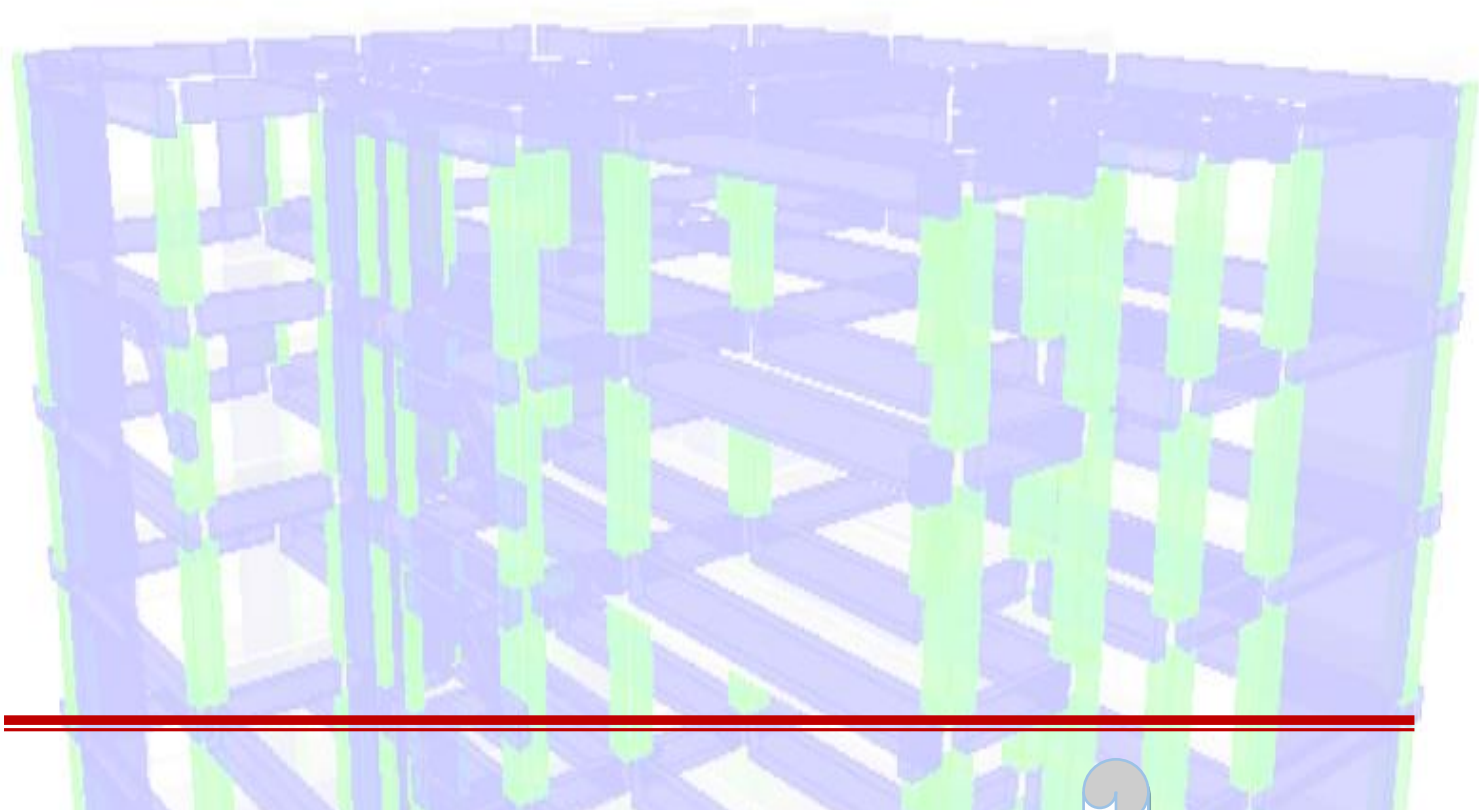


Figure III.23 Ferrailage du balcon encastré sur trois côté.

III.5 Conclusion :

Dans ce chapitre on a calculer les sollicitations et le ferrailage des différents éléments secondaires en basant sur le BAEL et RPA 99. Pour assurer la sécurité et la durabilité de ces éléments.



Chapitre IV:
Etude dynamique.



IV.1 Introduction :

Ce chapitre consiste à étudier la résistance de notre ouvrage au séisme, les forces sismiques et leur distribution dans les systèmes de contreventement doivent être celle prévues par le RPA 99 version 2003.

IV.2 Choix de la méthode de calcul pour notre structure :

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable à notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaites)

IV.3 Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :

❖ La classification du système de contreventement :

	Description du système de contreventement	Valeur De R
A	Béton armé	
1a	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau IV.2 Classification de la structure selon le système de contreventement.

Notre ouvrage en béton armé est de forme irrégulière, donc L'ouvrage est classe comme irrégulier en plan et en élévation.

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone IIa	A = 0,15
Classification des ouvrages selon Leur importance	Groupe 2	
Classification des sites	Site meuble S3	T1 = 0,15 s T2 = 0,50 s
Classification des systèmes de contreventements	Système de contreventement Mixte portiques – voiles.	R = 3,5 CT = 0,05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Irrégulier en plan Irrégulier en élévation	Bâtiment irrégulier

Tableau IV.3 Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

❖ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1,3$$

$$\text{pour une construction mixte } \begin{cases} \xi = 7 \% \\ \eta = 0.8819 \end{cases}$$

IV.4 Modalisation de la structure :

L'analyse se fera automatiquement par deux logiciels de calcul **ETABS 9.7.0** et **ROBOT** après discrétisation de la structure en élément fini ; ces logiciels offrent la possibilité de faire une comparaison entre les résultats de calcul pour la même structure.

IV.4.1 Modalisation de la structure par logiciel ETABS V 9.7.0 :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations

en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI...). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

❖ **Modélisation des éléments structuraux :**

La modélisation des éléments structuraux des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « **Shell** » à quatre nœuds.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

❖ **Modélisation de la masse :**

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité P_q RPA99/Version 2003 (dans notre cas $P_q = 0,3$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2.5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

❖ **Nombre de mode à considérer :**

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

❖ **Démarches de modélisation de notre structure :**

Lors de modélisation de notre structure en ETABS dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

- a. Définition de la géométrie de la structure.
- b. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
- c. Détermination des conditions aux appuis.
- d. Détermination des chargements de la structure.
- e. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.

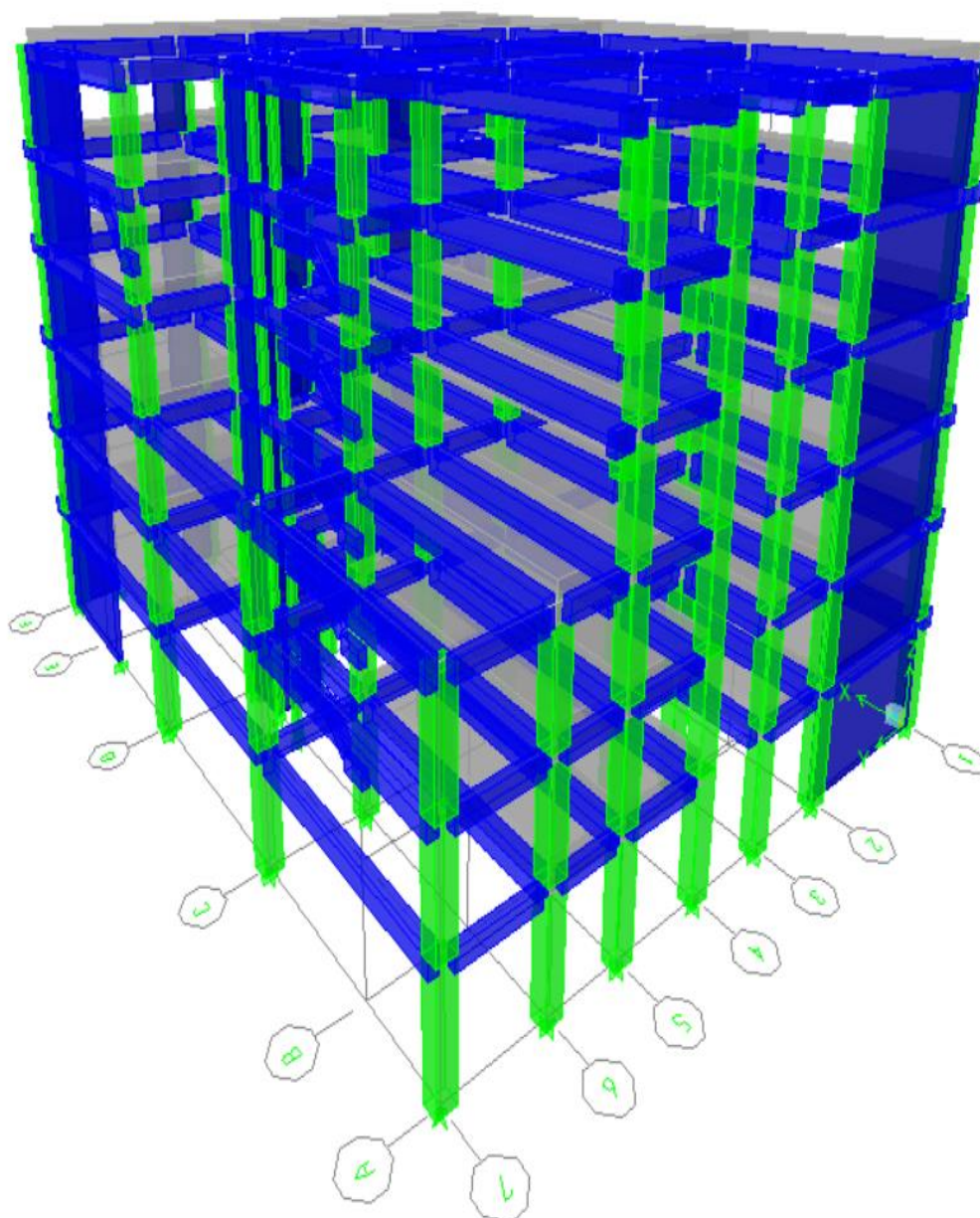


Figure IV.1 Vue en 3D de la structure par ETABS.

IV.4.2 Modalisation de la structure par logiciel ROBOT :

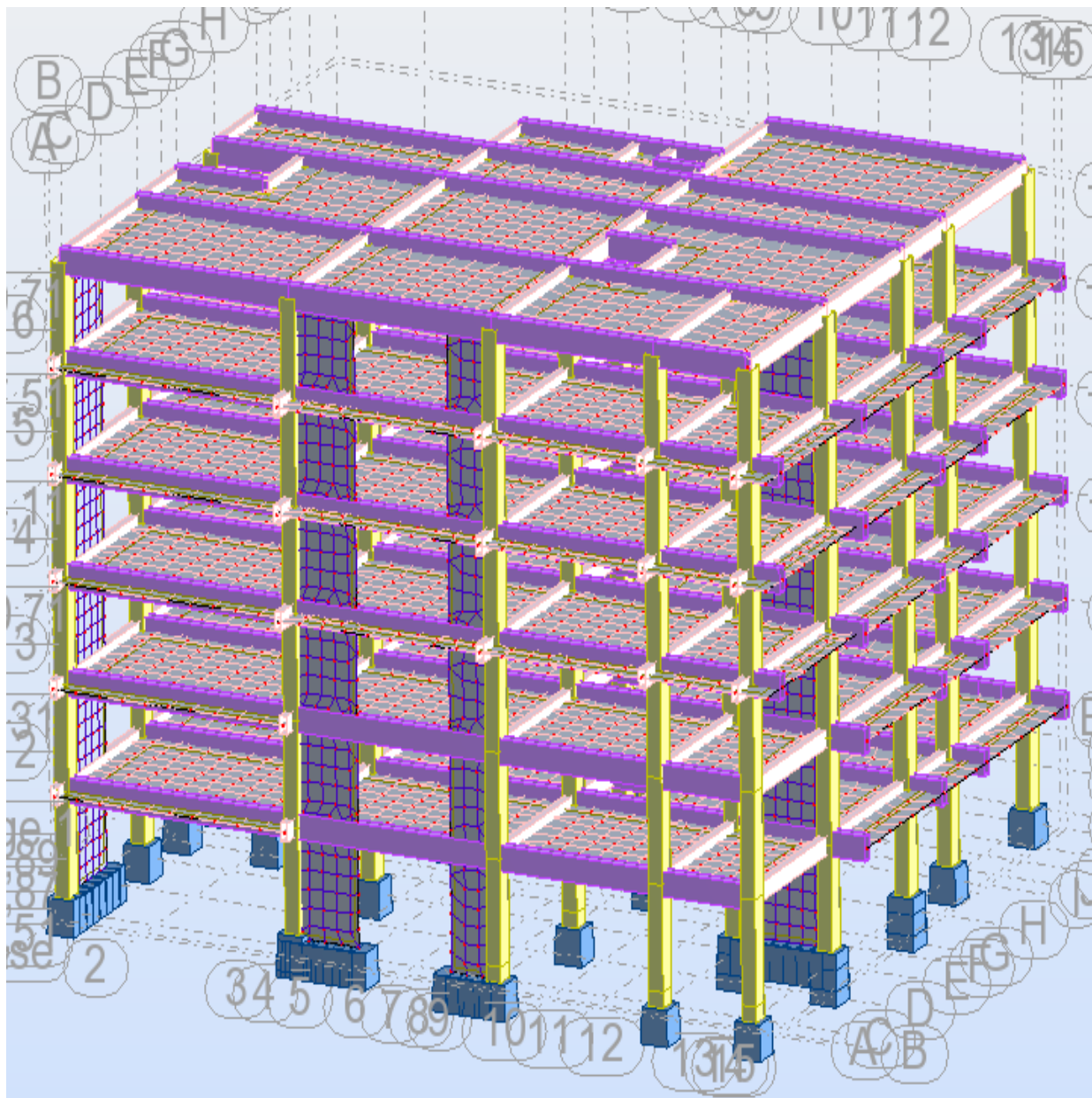


Figure IV.1 Vue en 3D de la structure par ROBOT.

IV.5 L'analyse dynamique de la structure par les deux logiciels :

IV.5.1 Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul.

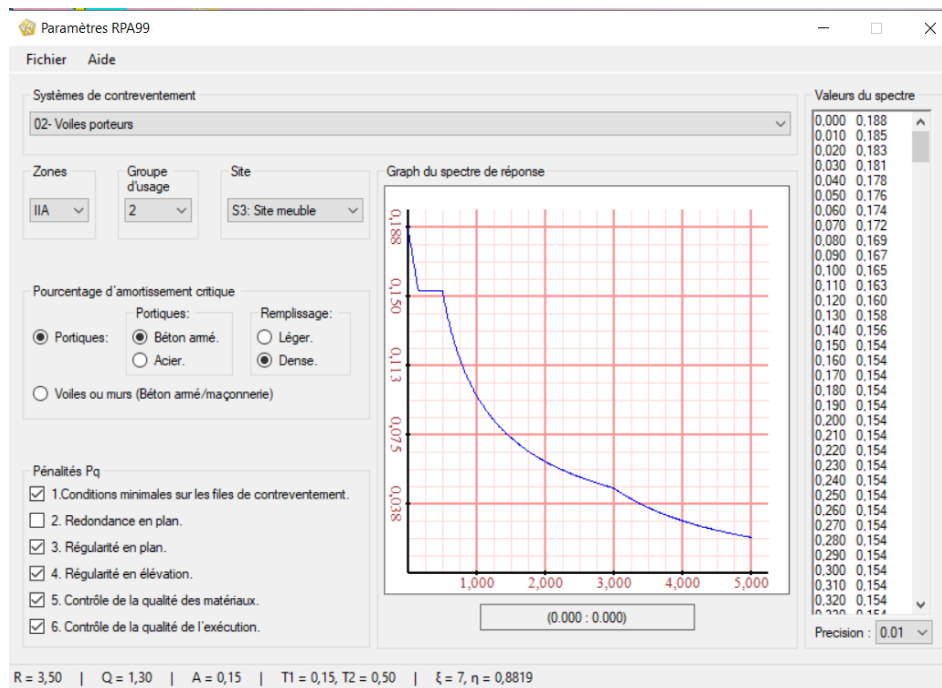


Figure IV.2 Spectre de réponse.

IV.5.2 Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur et l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représente ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99 /2003**.

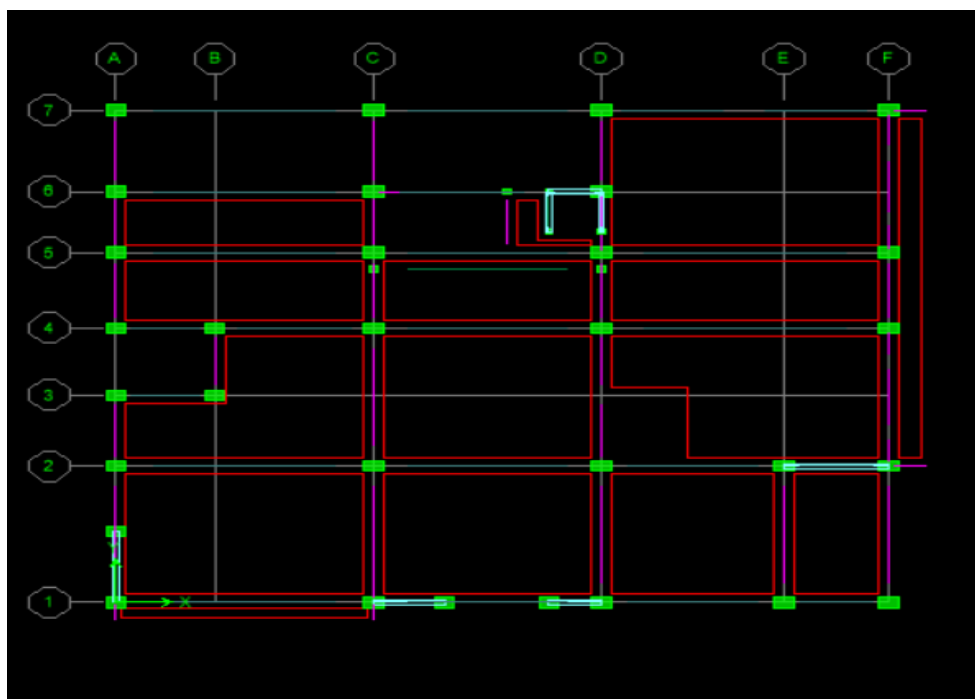


Figure IV.3 disposition des voiles.

IV.5.3 Résultat de calcul modal :

❖ Résultat de calcul modal par ETABS :

➤ Les modes propres :

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau et les figures suivantes :

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,615401	3,9478	63,1952	0	3,9478	63,1952	0
2	0,457755	46,1959	4,6122	0	50,1437	77,8075	0
3	0,3645	32,4595	13,2611	0	82,6032	81,0686	0
4	0,233994	0,1582	0,0003	0	82,7614	81,0688	0
5	0,205905	0,9954	8,6857	0	83,7568	89,7545	0
6	0,15741	0,0018	0,0003	0	83,7586	89,7549	0
7	0,147693	7,2783	3,7102	0	91,0369	93,465	0
8	0,119036	2,0993	0,0145	0	93,1361	93,4796	0
9	0,115857	1,9993	3,6008	0	95,1354	97,0803	0
10	0,082494	0,2435	0,4233	0	95,3789	97,5037	0
11	0,080768	2,1818	0,9227	0	97,5607	98,4264	0
12	0,071249	0,0781	0,3312	0	97,6388	98,7575	0

Tableau IV.6 Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses.

1^{re} mode :

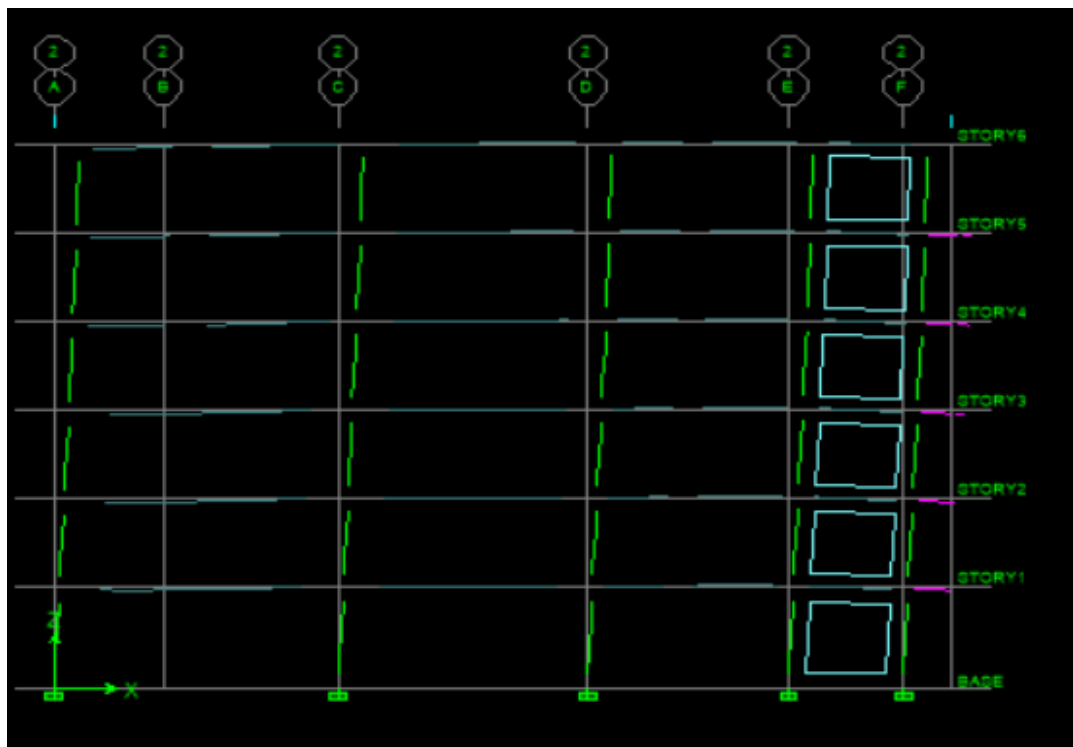


Figure IV.4 Premier mode de déformation (translation suivant x).

2^{ème} mode :

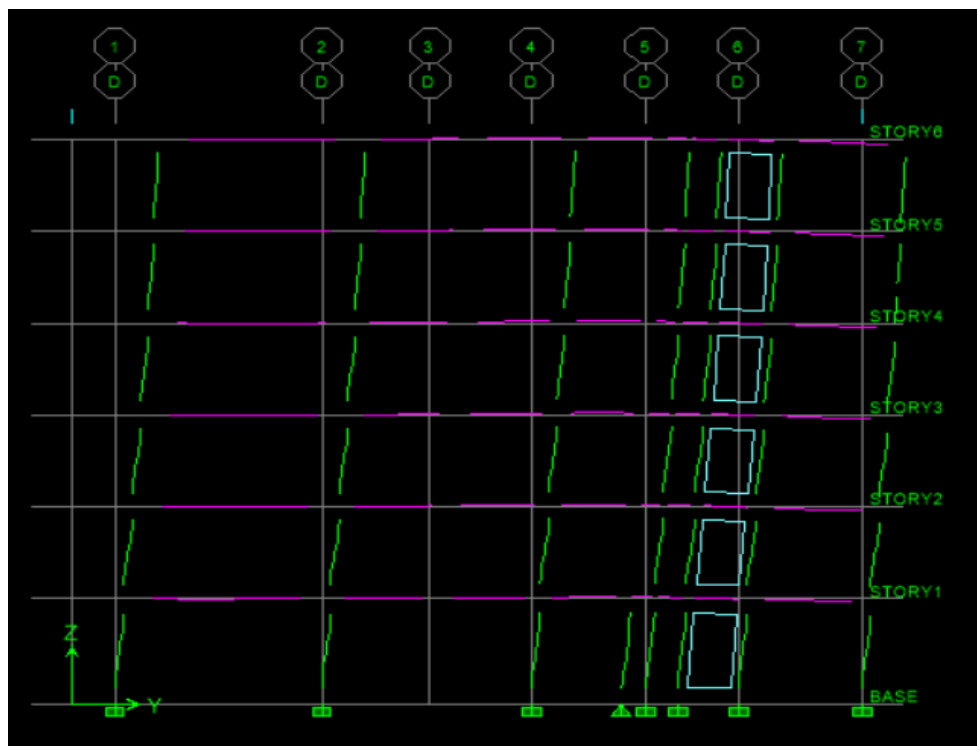


Figure IV.5 Deuxième mode de déformation (translation suivant y).

3^{ème} mode :

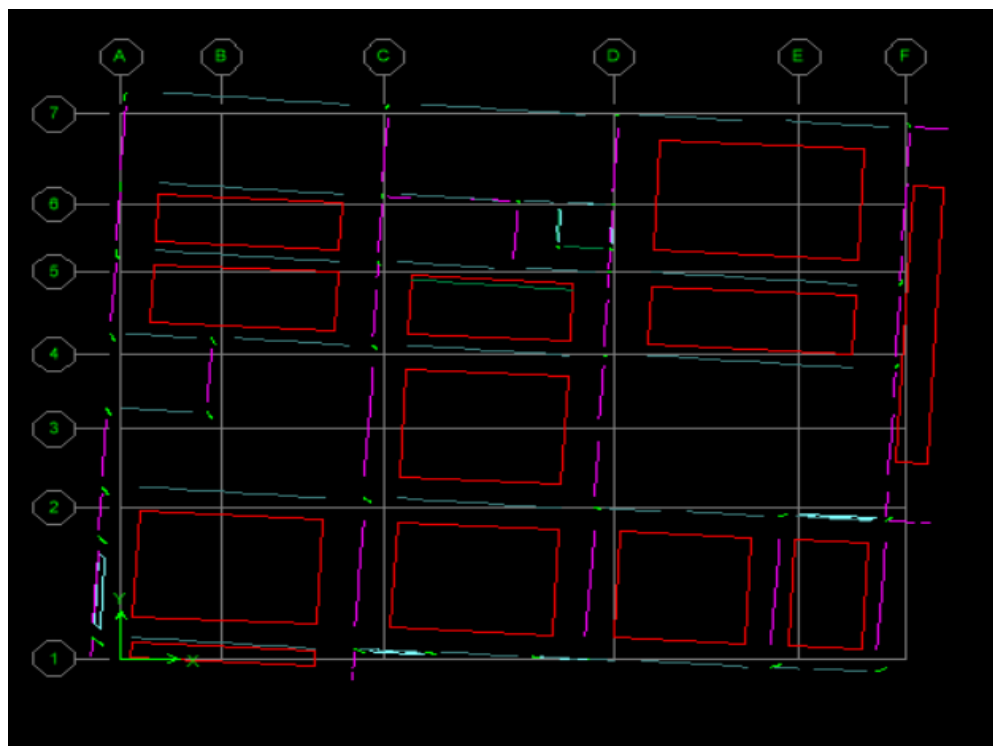


Figure IV.6 Troisième mode de déformation (rotation suivant z).

❖ **Résultat de calcul modal par ROBOT :**

➤ **Les modes propres :**

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau et les figures suivantes :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
5/ 1	1,72	0,58	0,00	63,54	0,00
5/ 2	2,20	0,46	72,81	63,74	0,00
5/ 3	2,41	0,42	74,45	73,51	0,00
5/ 4	5,87	0,17	74,80	85,71	0,06
5/ 5	7,09	0,14	83,44	87,21	1,07
5/ 6	7,22	0,14	86,23	87,58	3,53
5/ 7	7,65	0,13	86,28	87,58	7,17
5/ 8	7,76	0,13	86,30	87,58	9,70
5/ 9	7,87	0,13	86,30	87,59	10,32
5/ 10	8,00	0,13	86,30	87,59	10,33
5/ 11	8,10	0,12	89,17	89,06	11,38
5/ 12	8,12	0,12	89,21	89,07	13,41
5/ 13	8,24	0,12	90,34	89,34	14,96
5/ 14	8,55	0,12	90,44	89,38	20,51
5/ 15	8,69	0,12	90,45	89,38	36,04
5/ 16	8,90	0,11	90,45	89,38	36,81
5/ 17	9,01	0,11	90,45	89,38	38,48
5/ 18	9,12	0,11	90,45	89,38	38,49
5/ 19	9,26	0,11	90,45	89,38	38,52
5/ 20	9,29	0,11	90,45	89,39	38,52

Tableau IV.6 Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses.

1^{ere} mode :

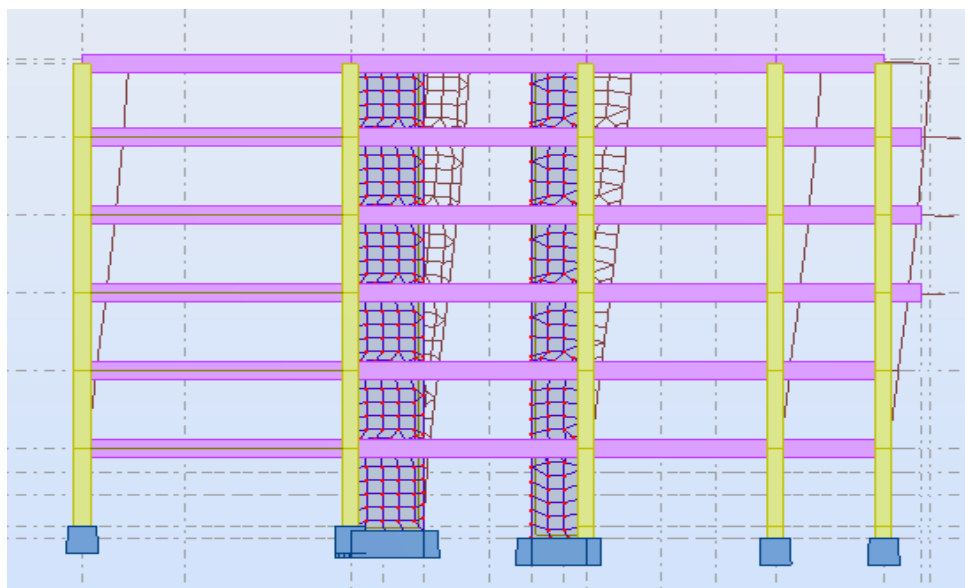


Figure IV.4 Premier mode de déformation (translation suivant x).

2^{ème} mode :

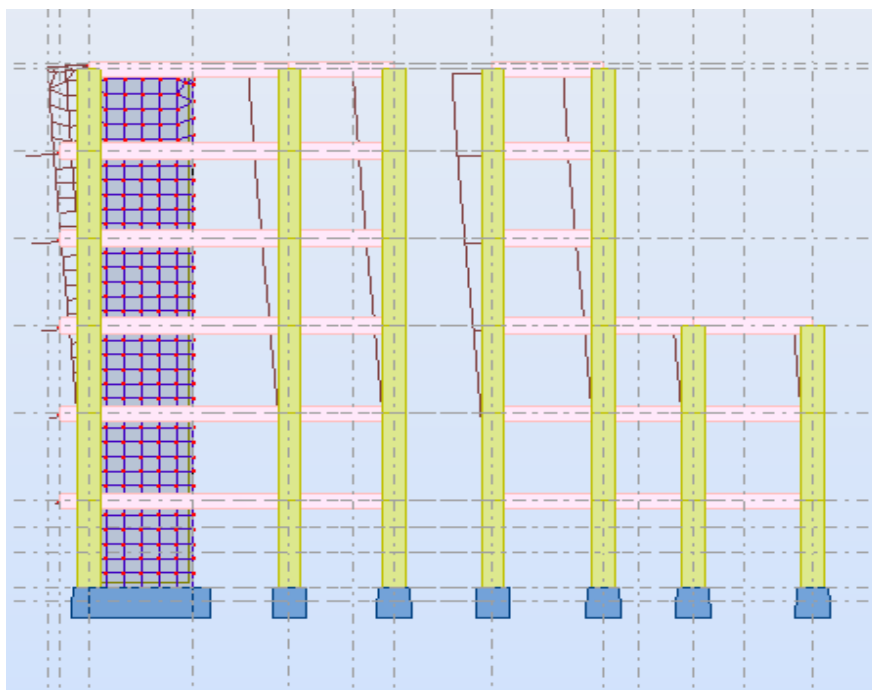


Figure IV.5 Deuxième mode de déformation (translation suivant y).

3^{ème} mode :

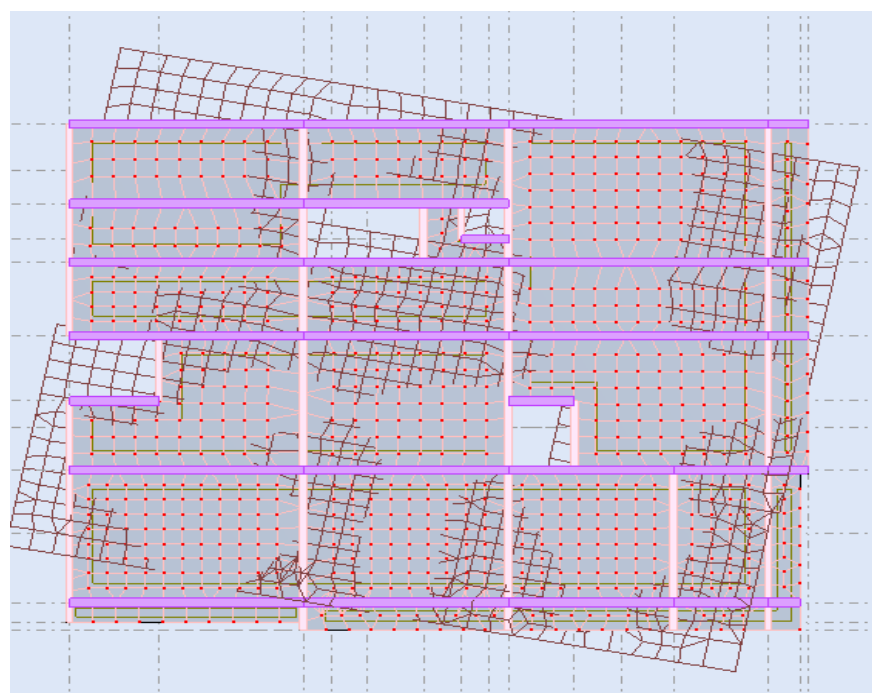


Figure IV.6 Troisième mode de déformation (rotation suivant z).

IV.6 La période fondamentale théorique :

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$C_T = 0,05$$

$$D'où : T = 0,05 \times 21,11^{\frac{3}{4}} = 0,49 \text{ s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x : } D = 29,6 \text{ m} \rightarrow T_x = \frac{0,09 \times 21,11}{\sqrt{29,6}} = 0,34 \text{ s} \\ \text{Sens y : } D = 24,2 \text{ m} \rightarrow T_y = \frac{0,09 \times 21,11}{\sqrt{24,2}} = 0,38 \text{ s} \end{array} \right.$$

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Une période fondamentale par ETABS: $T_{\text{dynm}} = 0,61 \text{ sec}$
- Une période fondamentale par ROBOT: $T_{\text{dynm}} = 0,58 \text{ sec}$
- Une période empirique : $T_{\text{emp}} = 0,49 \text{ sec}$

D'après RPA99v 2003 (Art 4.2.4. Page 54), il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

- $1,3 \times T_{\text{emp}} = 0,63 \text{ sec} \geq T_{\text{dynm}} = 0,61 \text{ s} \dots\dots\dots \text{CV (ETABS)}$.
- $1,3 \times T_{\text{emp}} = 0,63 \text{ sec} \geq T_{\text{dynm}} = 0,58 \text{ s} \dots\dots\dots \text{CV (ROBOT)}$.
- La 1^{ère} mode et 2^{ème} mode est des modes de translation CV
- La 3^{ème} mode est mode de torsion CV

Il faudra aussi que la somme modèle effective atteigne 90% de la masse totale de la structure :

- D'après logiciel ETABS : (7^{ème} mode)
- D'après logiciel ROBOT : (4^{ème} mode)

IV.7 Le poids totale de la structure :

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation : $\beta = 0,20$

Niveau	Poids (KN)	
	ETABS	ROBOT
Terrasse	9865,51	8111,15
Etage 4	10322,18	9051,06
Etage 3	10322,18	9051,06
Etage 2	11457,89	10408,33
Etage 1	11253,25	10051,09
RDC	11284,96	10133,02

Tableau IV.7 Poids total de la structure.

IV.8 Vérifications réglementaires :**IV.8.1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :**

	Story	Centre de masse.		Centre de rigidité.		Excentricité Théorique		Excentricité Théorique		$e_x^{the} \leq e_x^{acc}$	$e_y^{the} \leq e_y^{acc}$
		X _{CM}	Y _{CM}	X _{CCM}	Y _{CCM}	e_x^{the}	e_x^{the}	e_x^{acc}	e_y^{acc}		
ETABS	RDC	16,419	11,289	17,55	12,66	1,14	1,32	1,48	1,21	CV	CNV
	ETAGE 1	16,444	11,311	17,58	12,63	1,14	1,32	1,48	1,21	CV	CNV
	ETAGE 2	15,939	10,876	17,07	12,26	1,14	1,39	1,48	1,21	CV	CNV
	ETAGE 3	17,73	11,604	18,87	12,99	1,14	1,39	1,48	1,21	CV	CNV
	ETAGE 4	16,257	11,415	17,39	12,8	1,14	1,39	1,48	1,21	CNV	CNV
	ETAGE 5	16,251	11	17,23	12,05	0,98	1,05	1,48	1,21	CV	CV
ROBOT	RDC	16,419	11,289	17,55	12,66	1,57	1,26	1,48	1,21	CV	CNV
	ETAGE 1	16,444	11,311	17,58	12,63	1,57	1,26	1,48	1,21	CV	CNV
	ETAGE 2	15,939	10,876	17,07	12,26	1,57	1,28	1,48	1,21	CV	CNV
	ETAGE 3	17,73	11,604	18,87	12,99	1,57	1,28	1,48	1,21	CV	CNV
	ETAGE 4	16,257	11,415	17,39	12,8	1,57	1,28	1,48	1,21	CNV	CNV
	ETAGE 5	16,251	11	17,23	12,05	1,48	1,21	1,48	1,23	CNV	CV

Tableau IV.7 Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique +accidentelle).

- Selon le RPA l'excentricité théorique $e^{the} < 5\%L = 1,48$ n'est pas vérifiée ; à cause de l'irrégularité de la structure.
- A partir des résultats précédents on a : $e^{the} > e^{acc}$ donc la valeur considérée est e^{the}

IV.9 Vérification de l'effort sismique :

	Niveau	Load	Poids	Loc	Vx	Vy	Mx	My
ETABS	STORY 1	G+Q+Ex	11284,96	Bottom	9720,98	4612,58	1259974,35	-1595712,25
ROBOT	STORY 1	G+Q+Ex	10133,02	Bottom	9482,51	4236,89	1259543,22	-1595562,98

Tableau VI.8 Les forces dynamiques à la base dans les deux sens.

❖ Coefficient dynamique (Site = S3) :

- ♦ $\eta = 0,8819$. $T_x = 0,34$ s ; donc $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2,2$
- ♦ $\eta = 0,8819$. $T_y = 0,38$ s ; donc $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D_y = 2,2$

❖ **Calcul de la résultante des forces sismiques « V_{bas} » :**

➤ **Calcul de la résultante des forces sismiques « V_{bas} » par ETABS :**

$$V_b^s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x^s = V_y^s = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,3}{3,5} \times 11284,96 = 1383,21 \text{ KN}$$

$$0,8V_x^s = 0,8V_y^s = 1106,57 \text{ KN}$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 4612,58 > 0,8V_x^s = 1106,57 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

$$V_{ty} = 4612,55 > 0,8V_y^s = 1106,57 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Calcul de la résultante des forces sismiques « V_{bas} » par ROBOT :**

$$V_b^s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x^s = V_y^s = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,3}{3,5} \times 10133,02 = 1242,18 \text{ KN}$$

$$0,8V_x^s = 0,8V_y^s = 993,74 \text{ KN}$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 4630,24 > 0,8V_x^s = 993,74 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

$$V_{ty} = 4393,71 > 0,8V_y^s = 993,74 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

IV.10 Modélisation par brochette :

a. Distribution de la force sismique selon la hauteur :

$$T_y = 0,38 \text{ s} < 0,7 \text{ s} ; \quad F_{ty} = 0$$

	Etage	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i * h_i$ (KN.m)	$\sum W_i * h_i$ (KN.m)	V_x	F_{xi}
ETABS	terrasse	9865,51	21,11	208260,91	783747,67	4612,58	1225,67
	4	10322,18	17,51	180741,37	783747,67	4612,58	1063,71
	3	10322,18	14,11	145645,95	783747,67	4612,58	857,16
	2	11457,89	10,71	122714	783747,67	4612,58	722,2
	1	11253,25	7,31	82261,25	783747,67	4612,58	484,13
	RDC	11284,96	3,91	44124,19	783747,67	4612,58	259,68
ROBOT	terrasse	8111,15	21,11	171226,37	681951,65	4630,24	1162,57
	4	9051,06	17,51	158484,06	681951,65	4630,24	1076,05
	3	9051,06	14,11	127710,45	681951,65	4630,24	867,11
	2	10408,33	10,71	111473,21	681951,65	4630,24	756,86
	1	10051,09	7,31	73473,46	681951,65	4630,24	498,86
	RDC	10133,02	3,91	39620,1	681951,65	4630,24	269,02

Tableau IV.9 La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

	Etage	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i * h_i$ (KN.m)	$\sum W_i * h_i$ (KN.m)	V_y	F_{yi}
ETABS	terrasse	9865,51	21,11	208260,91	783747,67	4612,55	1225,66
	4	10322,18	17,51	180741,37	783747,67	4612,55	1063,7
	3	10322,18	14,11	145645,95	783747,67	4612,55	857,15
	2	11457,89	10,71	122714	783747,67	4612,55	722,1
	1	11253,25	7,31	82261,25	783747,67	4612,55	484
	RDC	11284,96	3,91	44124,19	783747,67	4612,55	259,5
ROBOT	terrasse	8111,15	21,11	171226,37	681951,65	4393,71	1103,18
	4	9051,06	17,51	158484,06	681951,65	4393,71	1020,85
	3	9051,06	14,11	127710,45	681951,65	4393,71	822,81
	2	10408,33	10,71	111473,21	681951,65	4393,71	718,2
	1	10051,09	7,31	73473,46	681951,65	4393,71	473,37
	RDC	10133,02	3,91	39620,1	681951,65	4393,71	255,26

Tableau IV.10 La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

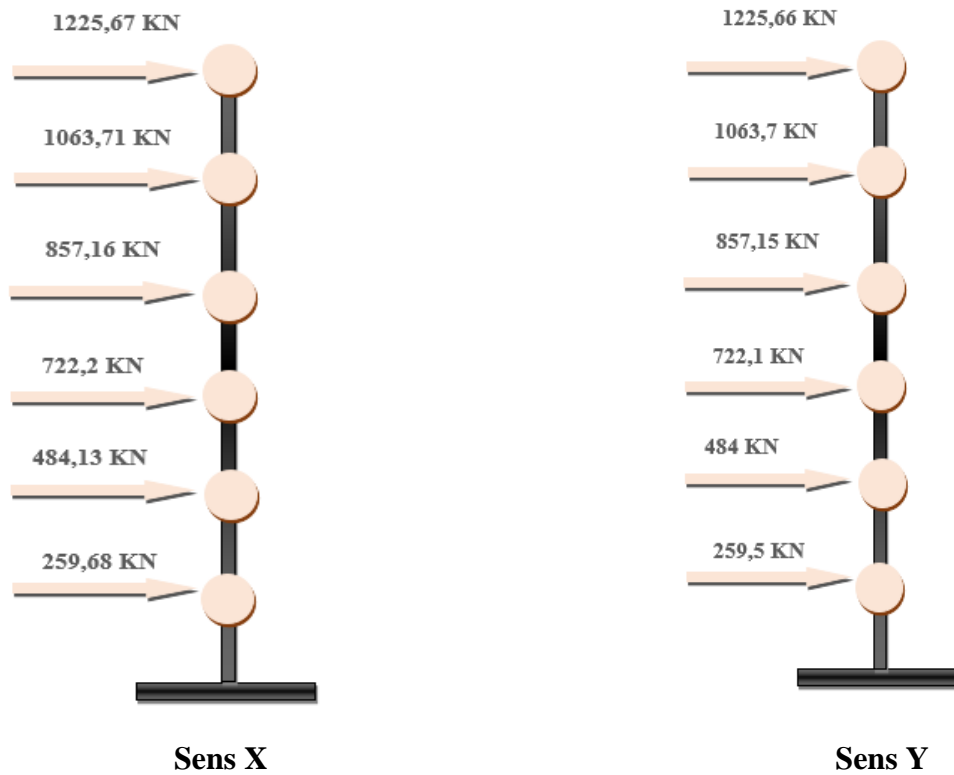


Figure V1.6 Distribution de l'effort sismique selon la hauteur (ETABS).

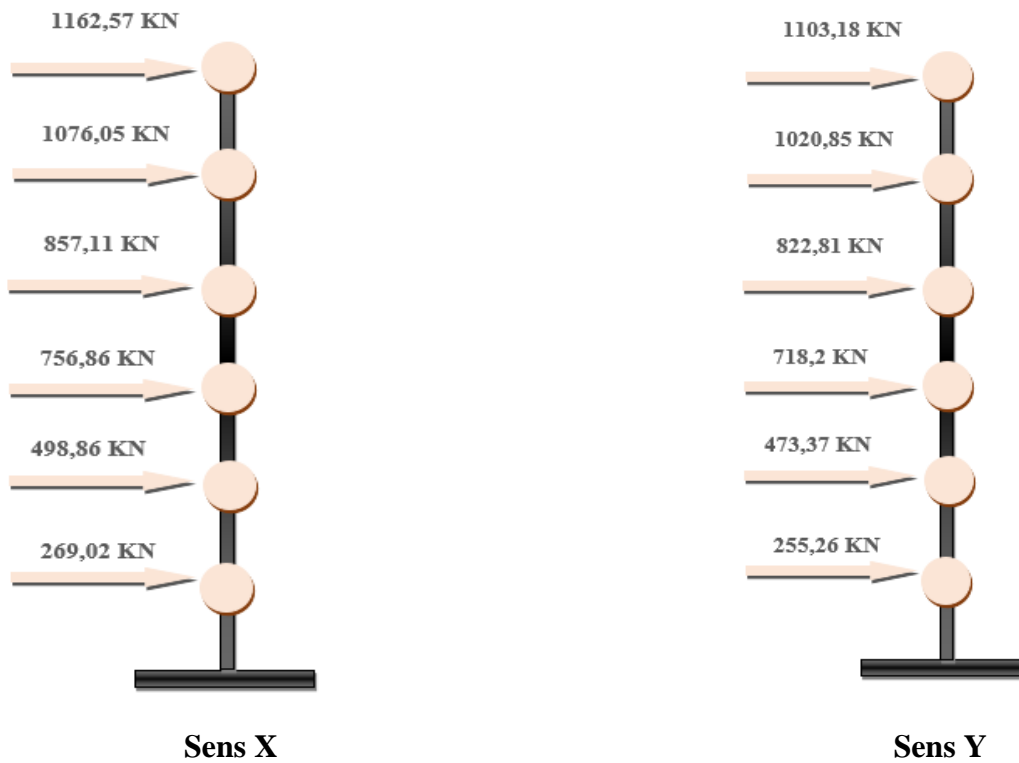


Figure V1.6 Distribution de l'effort sismique selon la hauteur(ROBOT).

b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

	Etage	$W_i * h_i$ (KN.m)	$\sum W_i * h_i$ (KN.m)	V_x	F_{xi}	F_t	V_{ix}
ETABS	terrasse	208260,91	783747,67	4612,58	1225,67	0	1225,67
	4	180741,37	783747,67	4612,58	1063,71	0	2289,38
	3	145645,95	783747,67	4612,58	857,16	0	3146,54
	2	122714	783747,67	4612,58	722,2	0	3868,74
	1	82261,25	783747,67	4612,58	484,13	0	4352,87
	RDC	44124,19	783747,67	4612,58	259,68	0	4612,55
ROBOT	terrasse	171226,37	681951,65	4630,24	1162,57	0	1162,57
	4	158484,06	681951,65	4630,24	1076,05	0	2238,62
	3	127710,45	681951,65	4630,24	867,11	0	3105,73
	2	111473,21	681951,65	4630,24	756,86	0	3862,59
	1	73473,46	681951,65	4630,24	498,86	0	4361,45
	RDC	39620,1	681951,65	4630,24	269,02	0	4630,47

Tableau IV.11 La distribution de l'effort tranchant suivant X.

	Etage	$W_i \cdot h_i$ (KN.m)	$\sum W_i \cdot h_i$ (KN.m)	V_y	F_{yi}	F_t	V_{iy}
ETABS	terrasse	208260,91	783747,67	4612,55	1225,66	0	1225,66
	4	180741,37	783747,67	4612,55	1063,7	0	2289,36
	3	145645,95	783747,67	4612,55	857,15	0	3146,51
	2	122714	783747,67	4612,55	722,1	0	3868,61
	1	82261,25	783747,67	4612,55	484	0	4352,61
	RDC	44124,19	783747,67	4612,55	259,5	0	4612,11
ROBOT	terrasse	171226,37	681951,65	4393,71	1103,18	0	1103,18
	4	158484,06	681951,65	4393,71	1020,85	0	2124,03
	3	127710,45	681951,65	4393,71	822,81	0	2946,84
	2	111473,21	681951,65	4393,71	718,2	0	3665,04
	1	73473,46	681951,65	4393,71	473,37	0	4138,41
	RDC	39620,1	681951,65	4393,71	255,26	0	4393,47

Tableau IV.12 La distribution de l'effort tranchant suivant Y.

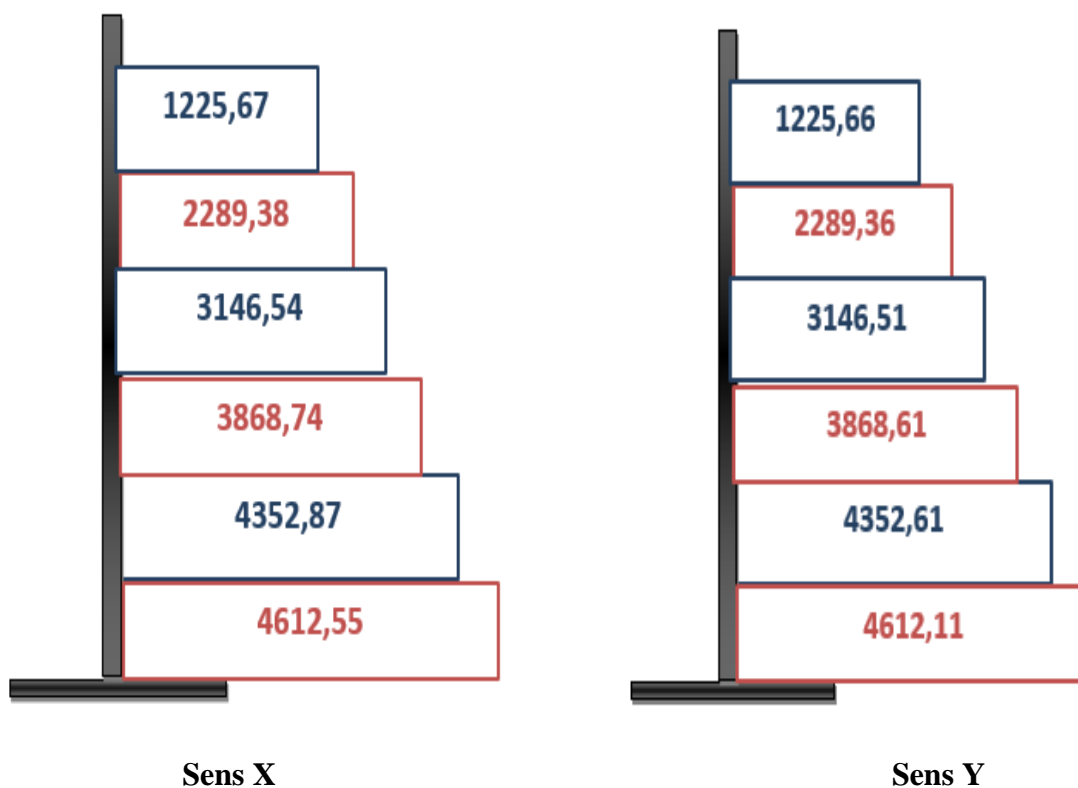


Figure VI.7 La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y(ETABS).

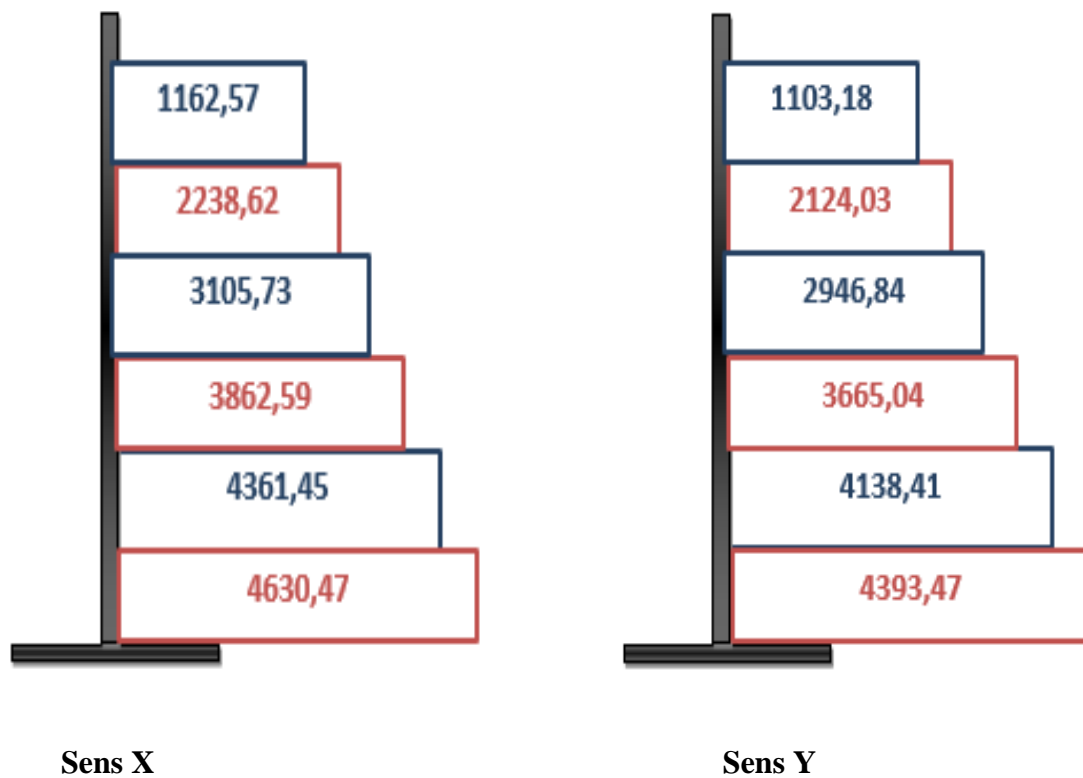


Figure VI.7 La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y(ROBOT).

	Niveaux	δ_{ei} (m)	δ_i (m)	Δ_i (m)	H_i (m)	Δ_{adm}	OB
ETABS	RDC	0,0007	0,0024	0,02	3,4	0,034	CV
	Etage 1	0,0014	0,0049	0,021	3,4	0,034	CV
	Etage 2	0,0019	0,0066	0,014	3,4	0,034	CV
	Etage 3	0,0027	0,0094	0,021	3,4	0,034	CV
	Etage 4	0,0031	0,01	0,017	3,4	0,034	CV
	terrasse	0,0031	0,01	0,0108	3,91	0,0391	CV
ROBOT	RDC	0,00044	0,0015	0,02	3,4	0,034	CV
	Etage 1	0,001	0,0035	0,021	3,4	0,034	CV
	Etage 2	0,0016	0,0056	0,014	3,4	0,034	CV
	Etage 3	0,002	0,007	0,021	3,4	0,034	CV
	Etage 4	0,0026	0,0091	0,017	3,4	0,034	CV
	terrasse	0,0031	0,0108	0,0108	3,91	0,0391	CV

Tableau IV.13 Vérification des déplacements dans le sens X.

	Niveaux	δ_{ei} (m)	δ_i (m)	Δ_i (m)	H_i (m)	Δ_{adm}	OB
ETABS	RDC	0,0014	0,0049	0,0035	3,4	0,034	CV
	Etage 1	0,0037	0,012	0,0083	3,4	0,034	CV
	Etage 2	0,0062	0,021	0,0148	3,4	0,034	CV
	Etage 3	0,0078	0,027	0,0192	3,4	0,034	CV
	Etage 4	0,0096	0,033	0,0234	3,4	0,034	CV
	terrasse	0,0099	0,034	0,0241	3,91	0,0391	CV
ROBOT	RDC	0,0014	0,0049	0,0071	3,4	0,034	CV
	Etage 1	0,0037	0,012	0,009	3,4	0,034	CV
	Etage 2	0,0062	0,021	0,006	3,4	0,034	CV
	Etage 3	0,0078	0,027	0,006	3,4	0,034	CV
	Etage 4	0,0096	0,033	0,001	3,4	0,034	CV
	terrasse	0,099	0,034	0,034	3,91	0,0391	CV

Tableau IV.14 Vérification des déplacements dans le sens Y.

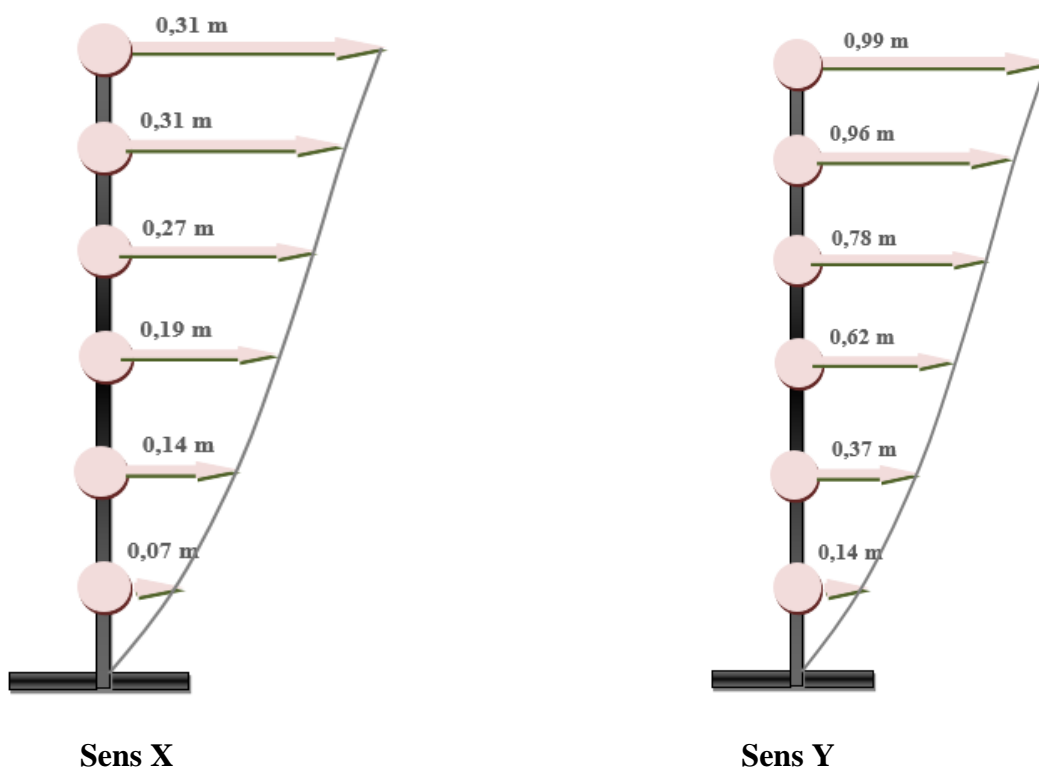


Figure IV.8 Déplacements de chaque niveau dans les deux sens X et Y(ETABS).

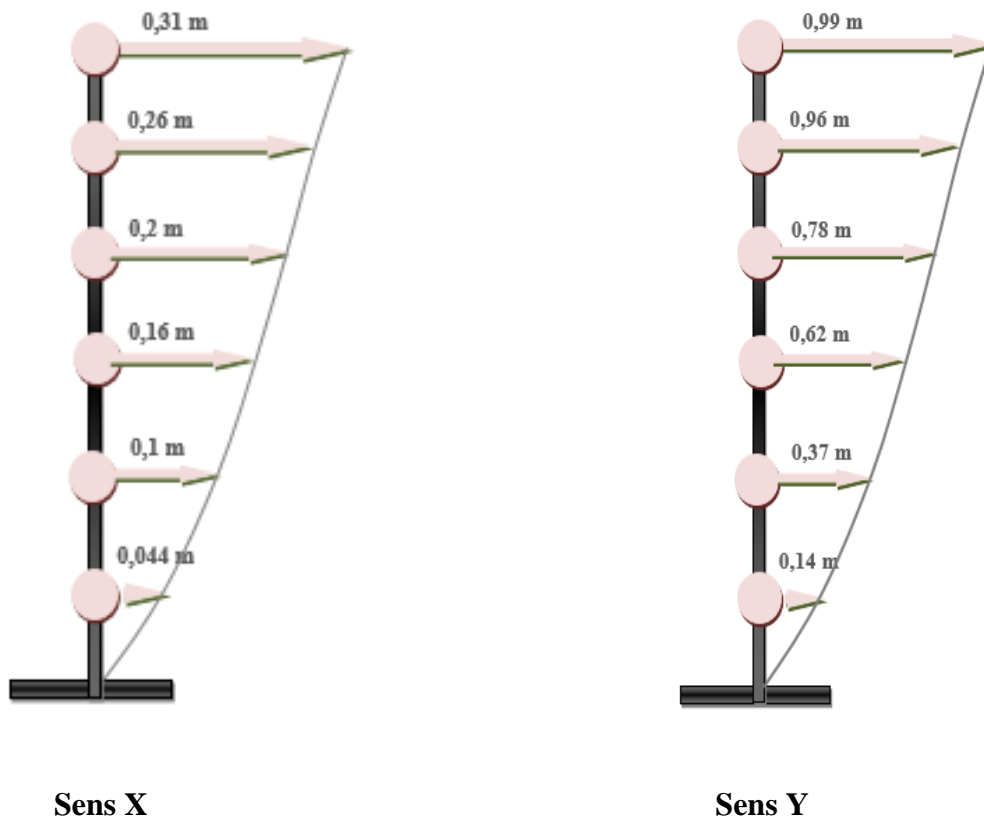


Figure IV.8 Déplacements de chaque niveau dans les deux sens X et Y(ROBOT).

❖ **Analyse des résultats :**

Les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

VI.11 Justification vis à vis de l'effet P- Δ :

	Etage	w_i (KN)	P_i (KN)	Δ_i (m)	V_i (KN)	h_i (m)	Θ_i	$\Theta_i < 0,1$
ETABS	Terrasse	9865,51	9865,51	0,02	1225,67	3,4	0,047	CV
	Etage 4	10322,18	20187,69	0,021	2289,38	3,4	0,054	CV
	Etage 3	10322,18	30509,87	0,014	3146,54	3,4	0,039	CV
	Etage 2	11457,89	41967,76	0,021	3868,74	3,4	0,067	CV
	Etage 1	11253,25	53221,01	0,017	4352,87	3,4	0,061	CV
	RDC	11284,96	64505,97	0,0108	4612,55	3,91	0,038	CV
ROBOT	Terrasse	8111,15	8111,15	0,02	1162,57	3,4	0,041	CV
	Etage 4	9051,06	17162,21	0,021	2238,62	3,4	0,047	CV
	Etage 3	9051,06	26213,27	0,014	3105,73	3,4	0,034	CV
	Etage 2	10408,33	36621,6	0,021	3862,59	3,4	0,058	CV
	Etage 1	10051,09	46672,69	0,017	4361,45	3,4	0,053	CV
	RDC	10133,02	56850,71	0,0108	4630,47	3,91	0,033	CV

Tableau IV.15 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X.

	Etage	w_i (KN)	p_i (KN)	Δ_i (m)	V_i (KN)	h_i (m)	Θ_i	$\Theta_i < 0,1$
ETABS	Terrasse	9865,51	9865,51	0,0035	1225,66	3,4	0,0082	CV
	Etage 4	10322,18	20187,69	0,0083	2289,36	3,4	0,021	CV
	Etage 3	10322,18	30509,87	0,0148	3146,51	3,4	0,042	CV
	Etage 2	11457,89	41967,76	0,0192	3868,61	3,4	0,061	CV
	Etage 1	11253,25	53221,01	0,0234	4352,61	3,4	0,084	CV
	RDC	11284,96	64505,97	0,0241	4612,11	3,91	0,086	CV
ROBOT	Terrasse	8111,15	8111,15	0,0071	1103,18	3,4	0,015	CV
	Etage 4	9051,06	17162,21	0,009	2124,03	3,4	0,021	CV
	Etage 3	9051,06	26213,27	0,006	2946,84	3,4	0,015	CV
	Etage 2	10408,33	36621,6	0,006	3665,04	3,4	0,017	CV
	Etage 1	10051,09	46672,69	0,001	4138,41	3,4	0,0033	CV
	RDC	10133,02	56850,71	0,034	4393,47	3,91	0,089	CV

Tableau IV.16 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.

❖ **Analyse des résultats :**

On voit bien que la condition est satisfaite dans les deux sens, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

VI.12 Justification de la stabilité au renversement :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

		W(KN)	L(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/ Mr	Observation
ETABS	Suivant x	11284,96	29,6	167017,4	1595172,25	9,55 >1,5	CV
	Suivant y		24,2	136548,014	1326685,69	9,71 > 1,5	CV
ROBOT	Suivant x	10133,02	29,6	149968,4	24541,85	6,11 >1,5	CV
	Suivant y		24,2	122609,54	23288,12	5,26 > 1,5	CV

Tableau IV.17 Vérification de la stabilité au renversement.

L'ouvrage est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

IV.13 Conclusion :

Les résultats de l'étude dynamique menée par la méthode modale spectral au moyen des deux logiciels ETABS et ROBOT vérifient tous les conditions exigées par les règles en vigueur. Donc ces résultats sont exploités par suit pour un calcul de dimensionnement des éléments structurants suivant :

- **Poteaux :**

RDC + étages : **60×75 cm²**

30×30 cm²

- **Voiles :**

L = 3,5 m de l'épaisseur **e = 20 cm**

L = 2 m de l'épaisseur **e = 20cm**

L = 2,7 m de l'épaisseur **e = 20cm**

L = 4 m de l'épaisseur **e = 20cm**

- **Poutres :**

Poutres principales : **40×80 cm²**

Poutres secondaire : **30×60 cm²**



Chapitre V :
***Ferrailage des éléments
de contreventement.***



V.1 Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93 et RPA 99 et BAEL 91).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA99 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Le ferrailage des éléments de contreventement devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le BAEL91 et le règlement parasismique Algérien RPA 99ver.03.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poutres.
2. poteaux.
3. voiles.

V.2 Ferrailage des portiques :

V.2.1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher aux poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

➤ **Situation durable :**

$$\gamma_s = 1,15, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5, \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$\gamma_s = 1, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15, \quad f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

❖ **Combinaisons des charges :**

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Etat limite ultime :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par : $1,35G+1,5Q$

➤ **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation : $G+Q$

➤ **Etat limite accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

G+Q±E..... Selon RPA2003

0,8G±E..... Selon RPA2003

Donc les poutres seront ferraillées suivant les combinaisons :

1,35G + 1.5 Q Selon BAEL93

G + Q±E Selon RPA2003

0,8G ± E Selon RPA2003

- **La combinaison (1)** : pour obtenir le moment en travée.
- **La combinaison (2)** : pour obtenir le moment à la nappe inférieure.
- **La combinaison (3)** : pour obtenir le moment à la nappe supérieure.

❖ **Calcul de ferraillage :**

a. Ferraillage des poutres principales : (40×80)

- **Ferraillage en travée : ELU**
- **Ferraillage sur appui (nappe supérieure) : G+Q+E**
- **Ferraillage sur appui (nappe inférieure) : 0,8G+E**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appuis).

D'après les résultats des logiciels :

	ELU (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0,8G+E (KN.m)
ROBOT			
Moments	200,89	187,85	176,97
ETABS			
Moments	188,71	185,98	144,51

TableauV.1 Les moments maximaux.

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par BAEL 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

	Position	Mu (KN.m)	b(cm)	h (cm)	d(cm)	μ	α	Z (cm)	As(cm ²)	Amin	A adoptée(cm ²)
ROBOT	Travée	200,89	40	80	72	0,068	0,089	69,45	8,32	3,48	4HA12+4HA16 = 17,09
	Appuis Sup	187,85	40	80	72	0,064	0,083	69,62	7,76	3,48	4HA12+4HA16 = 17,09
	Appuis Inf	176,97	40	80	72	0,06	0,078	69,76	7,29	3,48	4HA12+4HA16 = 17,09
ETABS	Travée	188,71	40	80	72	0,064	0,083	69,7	7,79	3,48	4HA12+4HA16 = 17,09
	Appuis Sup	185,98	40	80	72	0,063	0,081	69,64	7,67	3,48	4HA12+4HA16 = 17,09
	Appuis Inf	144,51	40	80	72	0,049	0,063	70,18	5,91	3,48	4HA12+4HA16 = 17,09

TableauV.2 Calcul du ferrailage des poutres longitudinales.

❖ **Choix des barres :**

- En travée: 3HA12+3HA16 $\Rightarrow A_s$ adoptée = 17,09 cm²
- Sur appui : nappe sup : 3HA12+3HA16 $\Rightarrow A_s$ adoptée = 17,09 cm²
nappe inf : 3HA12+3HA16 $\Rightarrow A_s$ adoptée = 17,09 cm²

❖ **Vérification du ferrailage :**

- **Section minimale (RPA) :** $A_{min} = 0,5\% b \times h$
- **Section maximale (RPA) :** 4 % b × h en zone courante.
6 % b × h en zone de recouvrement.
- **Condition de non fragilité :** $A_{min} = \frac{0,23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$

		A _{min} RPA	A _{max} RPA 4 % b × h	A _{max} RPA 6 % b × h	A _{min} BAEL	A _{cal}	A adoptée (cm ²)	O.B
ROBOT	Travée	16	128	192	3,48	8,32	4HA12+4HA16 = 17,09	CV
	Appui sup	16	128	192	3,48	7,76	4HA12+4HA16 = 17,09	CV
	Appui inf	16	128	192	3,48	7,29	4HA12+4HA16 = 17,09	CV
ETABS	Travée	16	128	192	3,48	7,79	4HA12+4HA16 = 17,09	CV
	Appui sup	16	128	192	3,48	7,67	4HA12+4HA16 = 17,09	CV
	Appui inf	16	128	192	3,48	5,91	4HA12+4HA16 = 17,09	CV

TableauV.3 Vérification du ferrailage des poutres longitudinales.

❖ **Vérification à L'ELU :**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable : $\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée : 923 → $T_{\max} = 83,46 \text{ KN}$ ROBOT

B 82 → $T_{\max} = 69,47 \text{ KN}$ ETABS

Avec : $b = 40 \text{ cm}$; $d = 72 \text{ cm}$

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0,26 \text{ MPa}$ ROBOT

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0,24 \text{ MPa}$ ETABS

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ CV

❖ **Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

On a : $\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right)$

$\phi_1 \leq \min\left(\frac{800}{35}; \frac{400}{10}; 12\right) = 12 \text{ cm}$

→ On prendre T8

➤ **Espacement entre les cadres :**

$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend $S_t=30 \text{ cm}$

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$S_{t1} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4 \cdot b} = 67 \text{ cm}$

$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 40 \text{ cm}$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 16,8 \text{ cm}$.

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$

Donc on adopte :

→ $S_t=10 \text{ cm}$ en zone nodale.

→ $S_t=15 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1,8 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

❖ Vérification à l'ELS :

➤ La contrainte de compression du béton :

Nappe inférieure : $A_t = 4HA12+4HA16 = 17,09 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de σ_b :

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 40y^2 + 512,7y - 36914,4 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 24,64 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 583080,32 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée(**ROBOT**) : 923 → $M_{ser} = 138,72 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{138,72 \times 10^6 \times 246,4}{583080,32 \times 10^4} = 7,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 7,12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{138,72 \times 10^6}{583080,32 \times 10^4} \times (720 - 246,4) = 169,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 169,01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée(**ETABS**) : B94 → $M_{ser} = 145,2 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{145,2 \times 10^6 \times 193}{598285,17 \times 10^4} = 5,7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 5,7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{145,2 \times 10^6}{598285,17 \times 10^4} \times (720 - 193) = 127,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 127,8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

❖ La vérification de la flèche :

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

Avec : $G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 87,72 \text{ KN/ml}$

$$Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 28,5 \text{ KN/ml}$$

$$L = 5,5 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{(87,72 + 28,5) \times 11^2}{8} = 109,86 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 4T12 + 4T16 = 17,09 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,073 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{10M_0} \rightarrow 0,073 \geq 0,026 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{10M_0} \rightarrow 0,075 \geq 0,026 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,00593 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$$\frac{L_{\text{max}}}{5} : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 1m}$$

$$\frac{L_{\text{max}}}{4} : \text{ Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1,1 m}$$

b. Ferraillage des poutres secondaires : (30×60)

- Ferraillage en travée : ELU
- Ferraillage sur appui (nappe supérieure) : G+Q+E
- Ferraillage sur appui (nappe inférieure) : 0,8G+E

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appuis).

D'après les résultats des logiciels :

	ELU (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0,8G+E (KN.m)
ROBOT			
Moments	160,88	162,51	153,48
ETABS			
Moments	130,11	141,09	106,5

TableauV.4 Les moments maximaux.

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par BAEL 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

	Position	Mu (KN.m)	b(cm)	h (cm)	d(cm)	μ	α	Z (cm)	As(cm ²)	Amin	A adoptée(cm ²)
ROBOT	Travée	160,88	30	60	54	0,129	0,17	50,23	9,2	1,95	3HA12+3HA16 = 9,42
	Appuis Sup	162,51	30	60	54	0,131	0,18	50,19	9,3	1,95	3HA12+3HA16 = 9,42
	Appuis Inf	153,48	30	60	54	0,123	0,16	50,42	8,75	1,95	3HA12+3HA16 = 9,42
ETABS	Travée	130,11	30	60	54	0,104	0,138	50,99	7,33	1,95	3HA12+3HA16 = 9,42
	Appuis Sup	141,09	30	60	54	0,113	0,151	52,72	7,99	1,95	3HA12+3HA16 = 9,42
	Appuis Inf	106,5	30	60	54	0,085	0,112	51,57	5,93	1,95	3HA12+3HA16 = 9,42

TableauV.5 Calcul du ferrailage des poutres transversales.

❖ **Choix des barres :**

- En travée: 3HA12+3HA16 ⇒ $A_{s \text{ adoptée}} = 9,42 \text{ cm}^2$
- Sur appui : nappe sup : 3HA12+3HA16 ⇒ $A_{s \text{ adoptée}} = 9,42 \text{ cm}^2$
- nappe inf : 3HA12+3HA16 ⇒ $A_{s \text{ adoptée}} = 9,42 \text{ cm}^2$

❖ Vérification du ferrailage :

- Section minimale (RPA) : $A_{min} = 0,5\% b \times h$
- Section maximale (RPA) : $4 \% b \times h$ en zone courante.
 $6 \% b \times h$ en zone de recouvrement.
- Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{0,23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$

		$A_{min RPA}$	$A_{max RPA}$ $4 \% b \times h$	$A_{max RPA}$ $6 \% b \times h$	$A_{min BAEL}$	A_{cal}	A adoptée (cm ²)	O.B
ROBOT	Travée	9	72	108	1,95	9,2	3HA12+3HA16 = 9,42	CV
	Appui sup	9	72	108	1,95	9,3	3HA12+3HA16 = 9,42	CV
	Appui inf	9	72	108	1,95	8,75	3HA12+3HA16 = 9,42	CV
ETABS	Travée	9	72	108	1,95	7,33	3HA12+3HA16 = 9,42	CV
	Appui sup	9	72	108	1,95	7,99	3HA12+3HA16 = 9,42	CV
	Appui inf	9	72	108	1,95	5,93	3HA12+3HA16 = 9,42	CV

Tableau V.6 Vérification du ferrailage des poutres transversales.

❖ Vérification à L'ELU :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable : $\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicité : 1047 → $T_{max} = 62,56 \text{ KN} \dots \dots \text{ROBOT}$

B 165 → $T_{max} = 47,82 \text{ KN} \dots \dots \text{ETABS}$

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 54 \text{ cm}$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 0,35 \text{ MPa} \dots \dots \text{ROBOT}$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 0,29 \text{ MPa} \dots \dots \text{ETABS}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV}$

❖ Calcul de la section des armatures transversales :

- Choix du diamètre :

On a : $\phi_1 \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right)$

$\phi_1 \leq \min \left(\frac{600}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right) = 12 \text{ cm}$

→ On prendre T8

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t=30 \text{ cm}$

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_{tfe}}{0,4 \cdot b} = 50\text{cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} , S_{t2}) = 40 \text{ cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 14,4 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$

Donc on adopte :

→ $S_t=10 \text{ cm}$ en zone nodale.

→ $S_t=15\text{cm}$ en zone courante.

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure : $A_t = 3T12+3T16 = 9,42 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de σ_b :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 282,6y - 15260,4 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 18,33 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 241369,66 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée (ROBOT) : $1047 \rightarrow M_{ser} = 124,23 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{124,23 \times 10^6 \times 183,3}{241369,66 \times 10^4} = 9,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 9,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{St} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{124,23 \times 10^6}{241369,66 \times 10^4} \times (540 - 183,3) = 175,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St} = 175,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{St} = 201,63 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée (ETABS) : B 138 $\rightarrow M_{ser} = 95,8 \text{ KN}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{95,8 \times 10^6 \times 171,7}{213596,02 \times 10^4} = 7,70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 7,70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{St} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{95,8 \times 10^6}{213596,02 \times 10^4} \times (540 - 171,7) = 147,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St} = 147,7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{St} = 201,63 \text{ MPa}$$

❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

Avec : $G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{plancher}) = 57,7 \text{ KN/ml}$

$$Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q = 18,25 \text{ KN/ml}$$

$$L = 5,5 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{(57,7 + 18,25) \times 7^2}{8} = 46,5 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 3T12 + 3T16 = 9,42 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,085 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,074 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,085 \geq 0,036 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0058 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

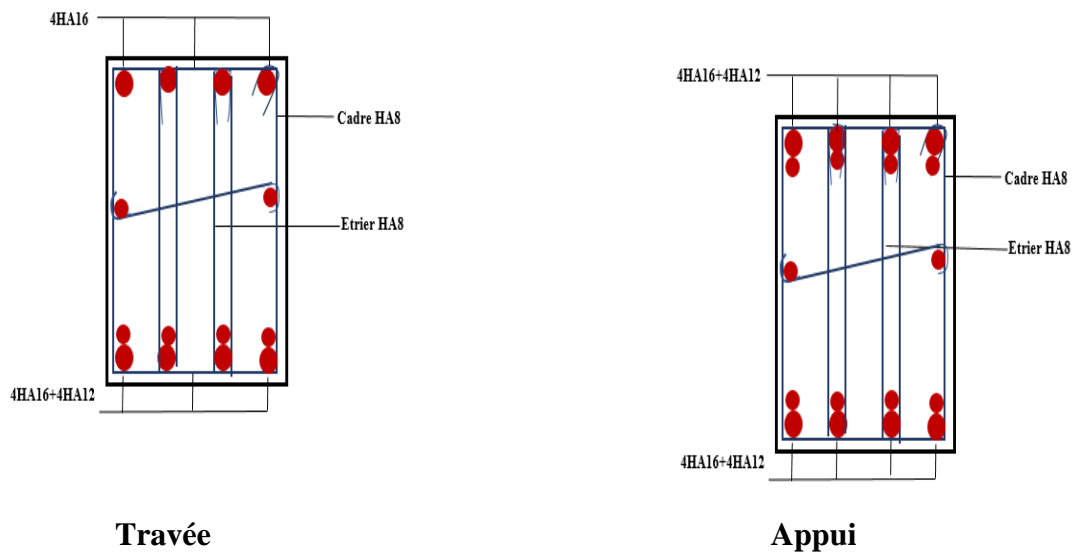
NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$\frac{L_{max}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 1m

$\frac{L_{max}}{4}$: Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1,1 m

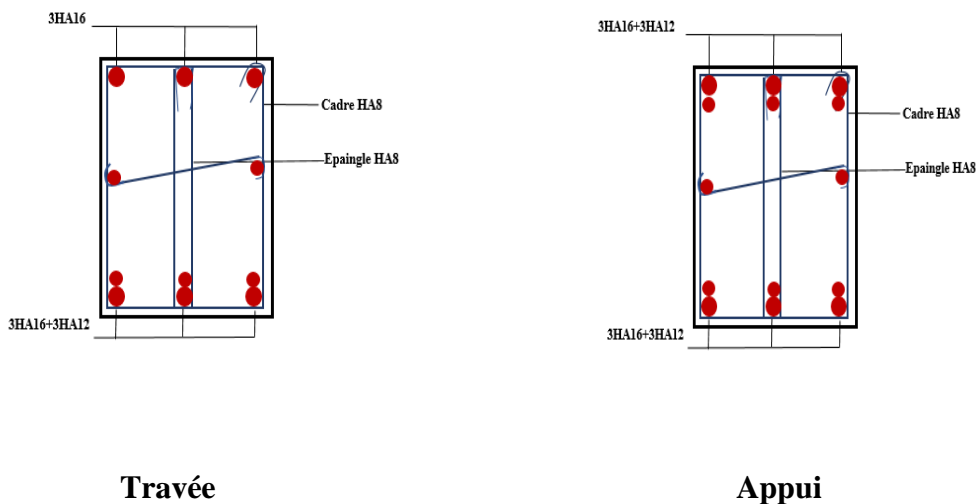
V.2.1.3 Schéma de ferrailage :

➤ **Poutre longitudinal :**



FigureV.1 Schéma de ferrailage des poutres longitudinales.

➤ **Poutre transversale :**



FigureV.2 Schéma de ferrailage des poutres transversales.

V.2.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations préjudiciables.

❖ Selon BAEL 91 :

Situation durable : 1,35 G +1,5 Q

❖ Selon le RPA 99 :

Situation accidentelle : G +Q ± E

$$0,8G \pm E$$

Avec :

G : charges permanentes.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

- N_{\max} \longrightarrow M correspondant. (1,35G+1,5Q).
- M_{\max} \longrightarrow N correspondant.(G+Q ± E).
- N_{\min} \longrightarrow M correspondant.(0,8G ± E).

V.2.2.1 Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en **zone sismique IIa** est limité par :

- $A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 3\% \rightarrow$ En zone courante.
- $A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \rightarrow$ En zone recouvrement.
- $A_{\min} = A_s > 0,8 \% b \times h$ (zone IIa)
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.

❖ Les Efforts internes :

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par les logiciels **ETABS** et **ROBOT**.

Calcul en flexion composée en situation accidentelle et durable.

V.2.2.2 Calcul de ferrailage :

Le résumée des sollicitations données par les logiciels. Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

	ROBOT		ETABS	
Poteau (cm ²)	60 × 75	30 × 30	60 × 75	30 × 30
Combinaison	ELU			
N _{max} (KN)	5945,06	705,65	6165,77	851,14
M _{corr} (KN. m)	14,42	12,29	15,03	13,74
Combinaison	G + Q [±] E			
M _{max} (KN. m)	461	281,2	500,64	322,65
N _{corr} (KN)	2676,66	635,63	3320,28	835,63
Combinaison	0,8G [±] E			
N _{min} (KN)	3541,66	557,81	3816,84	638,48
M _{corr} (KN. m)	434,09	73,12	371,39	84,23

TableauV.7 Les sollicitations dues aux poteaux. ELU

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », en prenant le cas le plus défavorable.

	Poteau	M(KN.m)	N(KN)	A _{Scal}	A _{Smin(BAEL)}	A _{Smin(RPA)}	A _{S adopt} (cm ²)
ROBOT	60 × 75	461	5945,06	0	10,8	36	12HA20=37,7
	30 × 30	281,2	705,65	0	4,8	14,87	8HA16=16,08
ETABS	60 × 75	500,64	6165,77	0	10,8	36	12HA20=37,7
	30 × 30	322,65	851,14	0	4,8	14,87	8HA16=16,08

TableauV.8 Calcul du ferrailage des poteaux.

V.2.2.3 Vérification de ferrailage :

❖ Les armatures longitudinales :

➤ Suivant le RPA :

- La section minimale :

La section minimale est de $A_{min} = 0,8\% \times b \times h$

- La section maximale :

La section maximale est de 3% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

➤ Suivant les règles BAEL91 :

- La section minimale : $A_{min} = 0,2\% \times b \times h$
- La section maximale: $A_{max} = 5\% \times b \times h$

	Section	A_{smin} BAEL91	A_{smin} RPA	A_{max} BAEL91 $5\%b \times h$	A_{max} RPA $3\% b \times h$	A_{max} RPA $6\% b \times h$	A_{sadopt}	O.B
ROBOT	60 × 75	10,8	36	225	180	270	37,18	CV
	30 × 30	4,8	14,87	45	36	54	16,08	CV
ETABS	60 × 75	10,8	36	225	180	270	37,18	CV
	30 × 30	4,8	14,87	45	36	54	16,08	CV

Tableau V.9 Vérification de ferraillage des poteaux.

❖ Vérification à l'ELU :

➤ Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :

D'après le BAEL :

Fissuration non préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Les résultats sont resumés dans le tableau suivant :

	b × h	T_{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
ROBOT	60 × 75	87,03	0,21	3,33	CV
	30 × 30	17,88	0,22	3,33	CV
ETABS	60 × 75	82,58	0,2	3,33	CV
	30 × 30	15,57	0,19	3,33	CV

Tableau V.10 Vérification des efforts tranchants des poteaux selon BAEL.

➤ **Vérification selon le RPA :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0,075 \rightarrow \text{Si : } \lambda_g \geq 5,00$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0,04 \rightarrow \text{Si : } \lambda_g < 5,00$$

Avec : $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$ $L_f = 0,70 \times l_0 = 2,38 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	b × h	L_f	λ_g	ρ_d	τ_u	τ̄_u	O.B
ROBOT	60 × 75	2,38	3,96	0,04	0,21	1,87	CV
	30 × 30	2,38	7,93	0,075	0,22	1	CV
ETABS	60 × 75	2,38	3,96	0,04	0,2	1,87	CV
	30 × 30	2,38	7,93	0,075	0,19	1	CV

Tableau V.11 Vérification des efforts tranchants des poteaux selon RPA.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Choix de diamètre :**

On a : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_1 \rightarrow \text{donc : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6,33 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte des cadres : T8

$$S_t \leq \text{Min} (15\phi_1; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} ([15 \times 2]; 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

➤ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{min} (10\phi_1, 15\text{cm}); \text{ en zone IIa}$$

$$S_t \leq \text{min} ([10 \times 2], 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **Dans la zone courante :**

$$s_t \leq 15\phi_1 \text{ (zone I et II)} \rightarrow s_t \leq 15 \times 2 \rightarrow s_t = 30 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Calcul de la section d'armature transversale :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\rho_a \times T_u)}{(h_1 \times f_e)}$

➤ $\rho_a = 2,50 \dots \dots \dots$ Si : $\lambda_g \leq 5$

➤ $\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots$ Si : $\lambda_g > 5$

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 15 \text{ cm} \rightarrow$ zone IIa \rightarrow soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $S_t \leq \min(15\phi_1) \rightarrow$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

La quantité d'armatures transversales minimale $A'_t/S_t \times b$ en % est donnée comme suit :

➤ Si $\lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots 0,3\%$

➤ Si $\lambda_g < 3 \dots \dots \dots 0,8\%$

➤ Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots$ interpoler entre les valeurs limite précédentes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivantes :

	$b \times h$	T_{max}	h_1	λ_g	ρ_a	A_t	$A_t \text{ adopt}$
ROBOT	60 × 75	87,03	0,75	3,96	2,5	1,45	4T8=2,01
	30 × 30	17,88	0,3	7,93	3,75	1,21	4T8=2,01
ETABS	60 × 75	82,58	0,75	3,96	2,5	1,37	4T8=2,01
	30 × 30	15,57	0,3	7,93	3,75	1,17	4T8=2,01

TableauV.12 Calcul les armatures transversales des poteaux.

❖ **Calcul de la zone de recouvrement :**

Selon RPA:

La longueur de recouvrement : soit le tableau suivant la zone IIa.

ϕ (mm)	16	20
40 ϕ (m)	0,64	0,8

TableauV.13 Longueur de recouvrement des barres.

❖ **Vérification à l'état limite de service :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel "SOCOTEC"

➤ **Contrainte admissible de béton :**

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

➤ **Contrainte admissible d'acier :**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

	b × h	N_{SER}	M_{SER}	A_S (cm²)	σ_{bc}	σ_{bc} < 15	σ_{St}	σ_{st} < 201,63
ROBOT	60 × 75	4316,1	13,46	37,18	12,02	CV	95,06	CV
	30 × 30	847,58	9,27	16,08	1,56	CV	23,5	CV
ETABS	60 × 75	5450,78	12,73	37,18	11,64	CV	94,61	CV
	30 × 30	625,6	8,93	16,08	1,56	CV	21,83	CV

Tableau V.14 Vérification des contraintes à l'ELS.

V.2.2.4 Schéma de ferraillage :

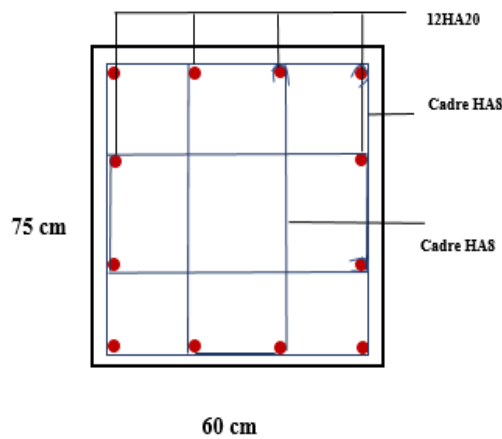


Figure V.3 Schéma des Ferraillages des poteaux 60×75.

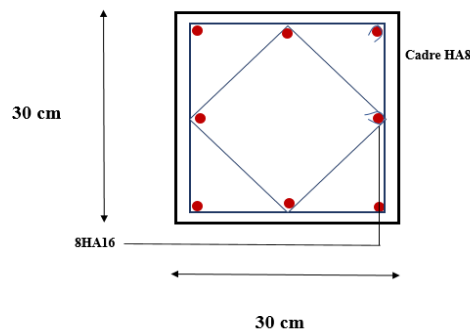


Figure V.4 Schéma des Ferraillages des poteaux 30×30.

V.2.3 Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

➤ **Voiles pleins :**

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

1. Aciers verticaux :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

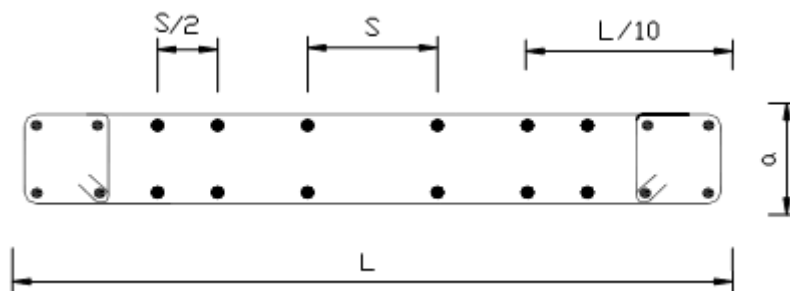


Figure V.5 Section transversale du voile.

2. Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

3. Règles communes :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 \times e ; 30\text{cm})$$

Avec :

e : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

$$\Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm} \quad \text{lorsque} \quad \Phi_v \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm} \quad \text{lorsque} \quad \Phi_v > 20 \text{ mm.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ⇒ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- ⇒ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.2.3.1 Calcul du ferraillage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; 2 \times \frac{l'}{3} \right)$$

Avec : l' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

V.2.3.2 Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- Section entièrement comprimée. SEC.
- Section entièrement tendue. SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** »

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

❖ **Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

⇒ Si : M > 0..... σ_A > 0 et σ_B < 0.

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer 'L_t' en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : T = 0.50 × σ_B × L_t × b.

La section d'armature nécessaire est donnée par : A_{cal} = $\frac{T \times Y_s}{f_e}$.

⇒ Si : M < 0..... σ_A < 0 et σ_B > 0.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

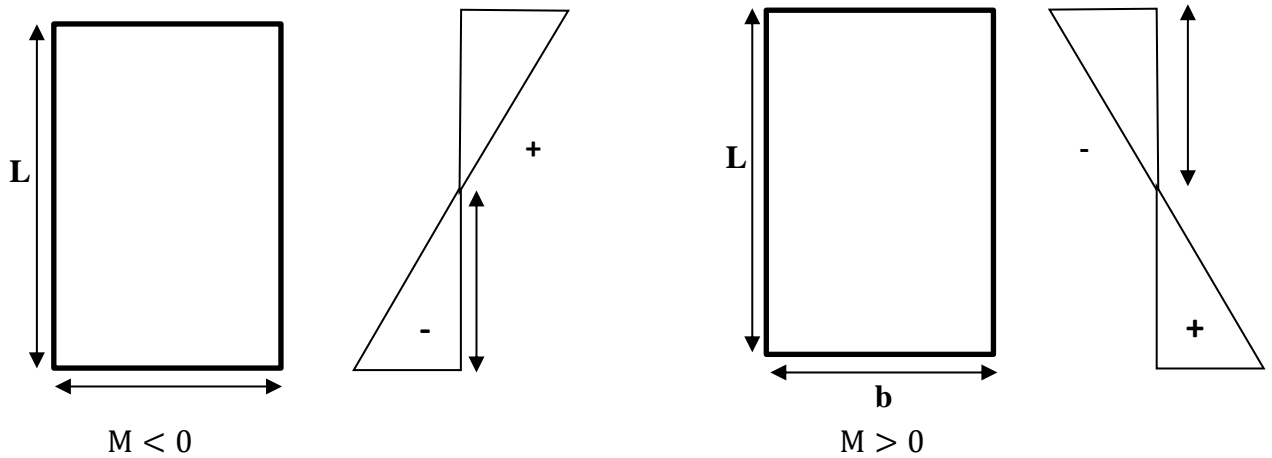


Figure V.6 Section partiellement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée SEC :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 L \times b$$

- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{sc} = \frac{T}{(f_e/\gamma_s)}$

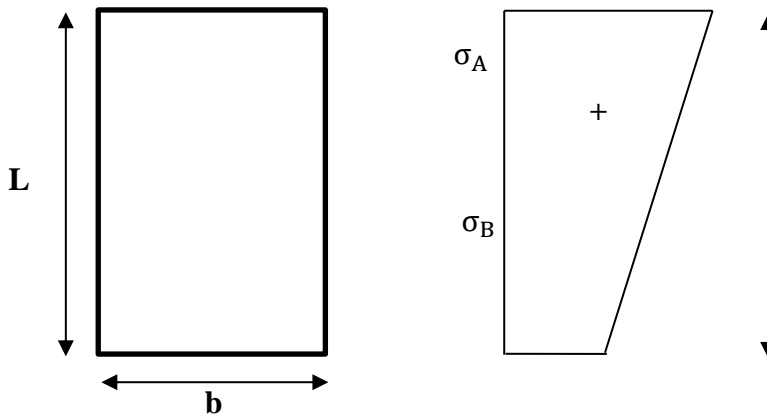
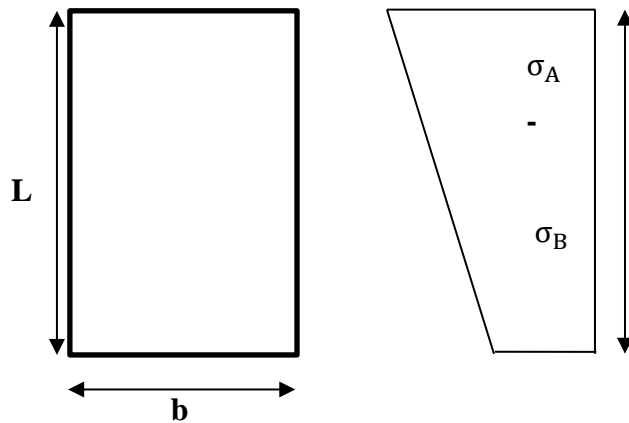


Figure V.7 Section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement tendue SET :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B)

- La longueur tendue est égal à « L »..... $L = L_t$
- L'effort de traction est donnée par : $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times L \times b/2$.
- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{sc} = \frac{T}{(f_e/\gamma_s)}$



FigureV.8 Section entièrement tendue.

V.2.3.3 Ferraillage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

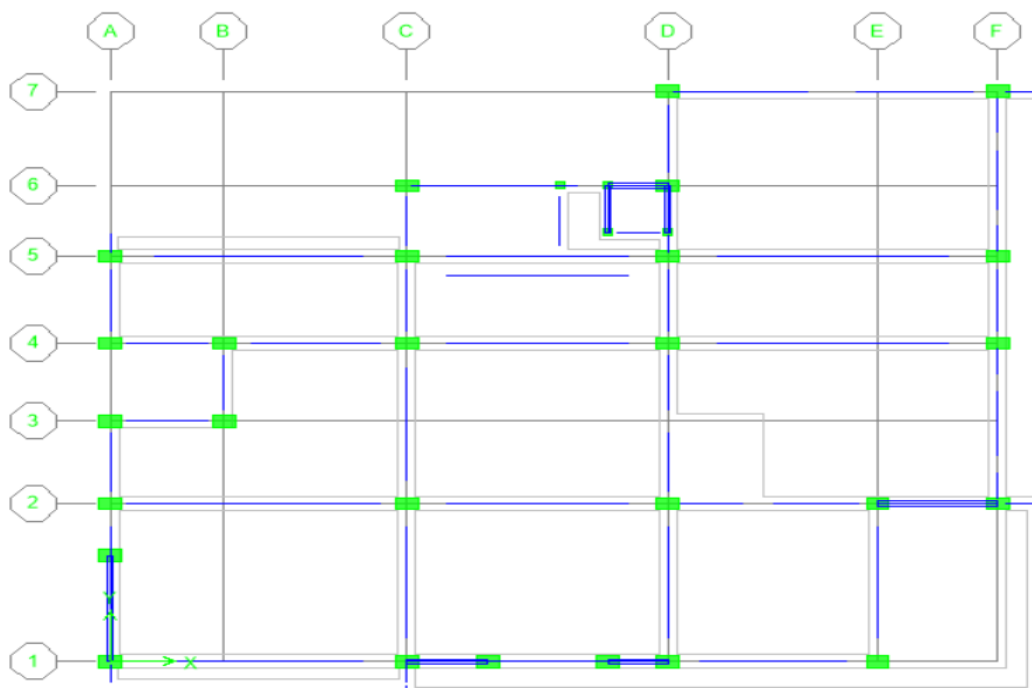
1. Calcul de ferraillage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0,15\% b \times L$ Globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0,10\% b \times L$ Dans la zone courante.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :



FigureV.9 Vue en plan des voiles existants.

❖ Exemple de calcul :

➤ Sens Y-Y : (Voile V3)

Les données utilisées sont les suivantes :

⇒ Dimension :

- $L = 3,5 \text{ m}$
- $b = 0,2 \text{ m}$

⇒ Caractéristique géométrique :

- $I = \frac{0,20 \times 3,5^3}{12} = 0,71 \text{ m}^4$
- $s = 0,7 \text{ m}^2$
- $Y = 1,75 \text{ m}$

⇒ Les sollicitations sont :

- $M = 393,02 \text{ KN.m}$
- $N = 2470,34 \text{ KN}$

⇒ Les contraintes :

$$\sigma_a = 6611,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = -5488,36 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0 \rightarrow$ section est : SPC

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 1,59 \text{ m} \quad A_{s \text{ cal}}$$

$$T = 0,50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 871,33 \text{ KN}$$

$$A_{s \text{ cal}} = T * \gamma S / f_e$$

$$A_{s \text{ cal}} = 25,05 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1): $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

- $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t = 6,36 \text{ cm}^2$
- $A_{\min} = 0,0015 \times b \times L = 0,15\% 20 \times 350 = 10,5 \text{ cm}^2$
- $A_{\text{adopté}} = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 25,05 \text{ cm}^2$

❖ Espacement :

➤ En zone courante :

$$s_t \leq \min(1,5 e; 30) = 30 \text{ cm} \quad \text{On choisit: } s_t = 20 \text{ cm}$$

➤ En zone d'about :

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

- Sens X-X :

Voile	ROBOT			ETABS		
	Vx1	Vx2	Vx3	Vx1	Vx2	Vx3
L(m)	2	2,7	4	2	2,7	4
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m ⁴)	0,13	0,33	1,067	0,13	0,33	1,068
S(m ²)	0,4	0,54	0,8	0,4	0,54	0,8
Y(m)	1,00	1,35	2,00	1,00	1,35	2,00
M (KN.m)	1296,85	1409,05	3426,99	1350,6	1425,2	3652,55
N (KN)	765,32	692,12	620,26	771,1	715,24	674,56
σ _b (KN/m ²)	-7813,08	-4516,86	-3525,28	-8201,75	-4540,50	-6005,33
σ _a (KN/m ²)	11639,68	7080,26	9325,93	12057,25	7189,54	7691,73
NS	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L _t (m)	0,803	1,052	1,097	0,810	1,045	1,754
T (KN)	627,61	474,99	386,82	664,09	474,54	414,23
A _{S cal} (cm ²)	18,04	13,66	31,12	19,09	13,64	30,28
A _{S rpa} (cm ²)	3,21	4,21	4,39	3,24	4,18	4,02
A _{S min} (cm ²)	6	8,1	12	6	8,1	12
A _{adopte} (cm ²)	18,04	13,66	31,12	19,09	13,64	30,28
As adopté (cm ² /face)	16T12+2T10 =19,67	20T10+3T10 =18,07	22T12+9T12 =31,12	16T12+2T10 =19,67	20T10+3T10 =18,07	22T12+9T12 =31,12
S _{t courant} (cm)	20	20	20	20	20	20
S _{t about} (cm)	10	10	10	10	10	10

Tableau V.15 Résumé des résultats de ferrailage verticale des voiles longitudinales.

- Sens-Y-Y :

	ROBOT	ETABS
Voile	Vy1	Vy1
L(m)	3,5	3,5
b(m)	0,2	0,2
I(m⁴)	0,71	0,71
S(m²)	0,7	0,7
Y(m)	1,75	1,75
M (KN.m)	2470,34	2710,3
N (KN)	393,02	467,33
σ_b (KN/m²)	-5488,36	-6969,86
σ_a (KN/m²)	6611,27	7305,08
NS	SPC	SPC
L_t (m)	1,588	1,57
T (KN)	871,33	939,64
A_{S cal} (cm²)	25,05	27,01
A_{S rpa} (cm²)	6,35	6,3
A_{S min}(cm²)	10,5	10,5
A_{adopte} (cm²)	25,05	27,01
A_{S adopté} (cm²/face)	30T12+2T10 = 35,47	30T12+2T10 = 35,47
S_{t courant} (cm)	20	20
S_{t about} (cm)	10	10

Tableau V.16 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversale.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :**

La vérification de cisaillement se fait comme suit :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{(b \times 0,90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

- Sens X X :

	Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
ROBOT	V _{1x}	450,43	0,2	2	1,44	3,25	CV
	V _{2x}	302,09	0,2	2,7	1,32	3,25	CV
	V _{3x}	296,53	0,2	4	1,25	3,25	CV
ETABS	V _{1x}	469,75	0,2	2	1,67	3,25	CV
	V _{2x}	219,87	0,2	2,7	1,05	3,25	CV
	V _{3x}	301,48	0,2	4	1,3	3,25	CV

TableauV.17 Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

- Sens Y-Y :

	Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
ROBOT	V _{1y}	532,72	0,2	3,5	1,93	3,25	CV
ETABS	V _{1y}	585,12	0,2	3,5	2,08	3,08	CV

TableauV.18 Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

2. Calcul de ferrailage horizontal :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_s}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\delta_s (\tau_u - 0,3 f_{tj \times k})}{0,9 f_e}$$

k = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K = 1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K = 1 + 3σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K = 1 - 10σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm}, σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est :

Pour: $\tau \leq 0,025 \times f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0015 \times b \times L$

Pour: $\tau > 0,025 \times f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0025 \times b \times L$

❖ Exemple d'application :

- Suivant sens YY : (Voile V3)

Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ \rightarrow K = 0$

$$S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) \quad S_t = 20\text{cm}$$

$$V = 871,33 \text{ KN}$$

$$\tau = 1,93 \text{ MPa} \leq 3,25 \text{ MPa}$$

$$A_{BAEL} = \frac{(\tau \times S_t) \times b}{0,9 \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{(1,93 \times 20) \times 20}{0,9 \times (400/1)} = 2,14 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 2,71 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage minimal de RPA :

$$\tau = 1,93 > 0,025 \times f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \quad a \quad A_t = 0,0025 \times b \times L$$

$$A_{RPA} = 0,25\% \times 20 \times 3,5 = 1,75 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$A_t = \max(2,71 ; 1,75) = 2,14 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{ml/face}) = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}}(\text{ml/face}) = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- Sens X-X:

	Voiles	τ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	A_{BAEL} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_t ($\text{cm}^2/\text{ml/face}$)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)
ROBOT	V _{1x}	1,44	0,2	0,2	2	2,41	0,1	1,41	5T8=2,51
	V _{2x}	1,32	0,2	0,2	2,7	1,51	0,135	1,32	5T8=2,51
	V _{3x}	1,25	0,2	0,2	4	0,83	0,2	1,27	5T8=2,51
ETABS	V _{1x}	1,67	0,2	0,2	2	1,63	0,1	1,63	5T8=2,51
	V _{2x}	1,05	0,2	0,2	2,7	1,16	0,135	1,19	5T8=2,51
	V _{3x}	1,3	0,2	0,2	4	2,55	0,2	1,32	5T8=2,51

Tableau V.19 Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.

- Sens Y-Y :

	Voiles	τ (MPa)	S_t (m)	b (m)	L (m)	A_{BAEL} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_t ($cm^2/ml/face$)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
ROBOT	V_{1y}	1,93	0,2	0,2	3,5	2,14	1,75	2,14	5T8=2,51
ETABS	V_{1y}	2,08	0,2	0,2	3,5	2,31	1,75	2,31	5T8=2,51

Tableau V.20 Ferraillage horizontal des voiles sens Y-Y.

V.2.3.4 Schéma de ferraillage des voiles :

- ❖ Suivant x-x :

- $L = 2 \text{ m}$; $A_s = 18,1 \text{ cm}^2$; $L_t = 0,8 \text{ m}$

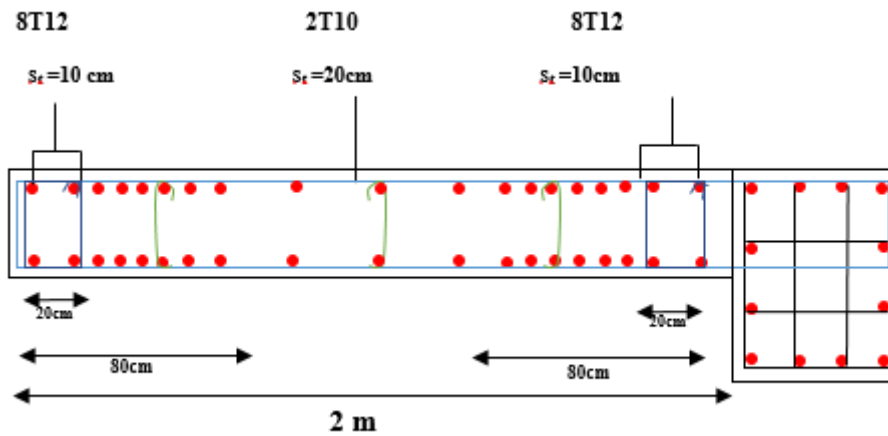


Figure V.10 Schéma de ferraillage V_{x1}

- $L = 2,7 \text{ m}$; $A_s = 15,84 \text{ cm}^2$; $L_t = 1,05 \text{ m}$

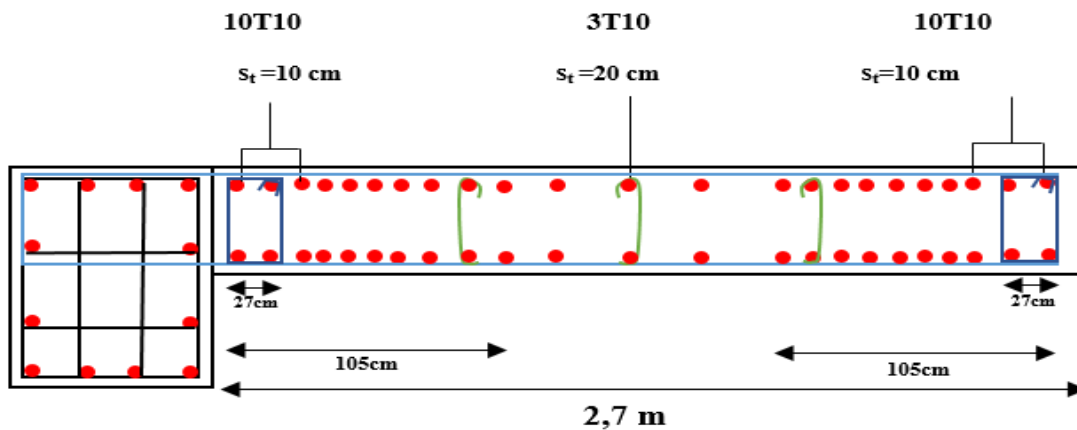
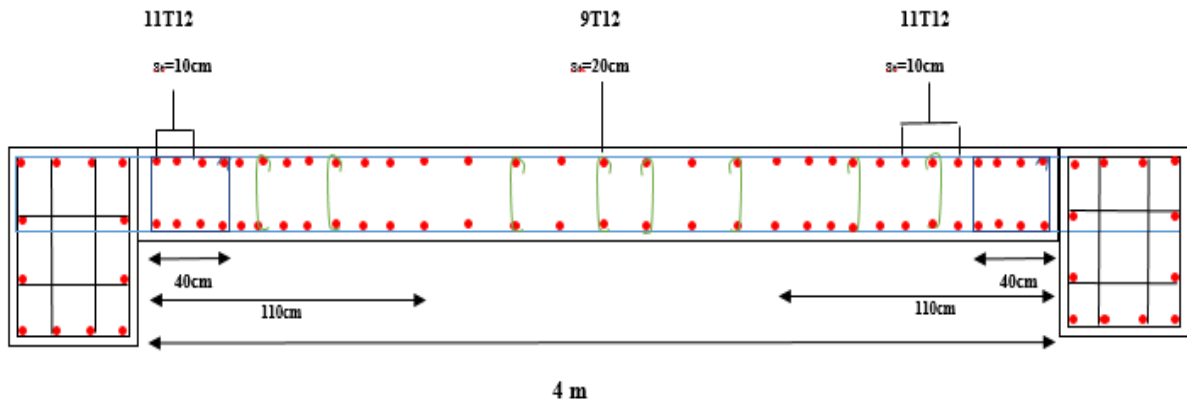


Figure V.11 Schéma de ferraillage V_{x2}

- $L = 4 \text{ m}$; $A_s = 31,66 \text{ cm}^2$; $L_t = 1,09 \text{ m}$



FigureV.12 Schéma de ferraillage V_{x3}

❖ Suivant y-y :

- $L = 3,5 \text{ m}$; $A_s = 27,57 \text{ cm}^2$; $L_t = 1,58 \text{ m}$

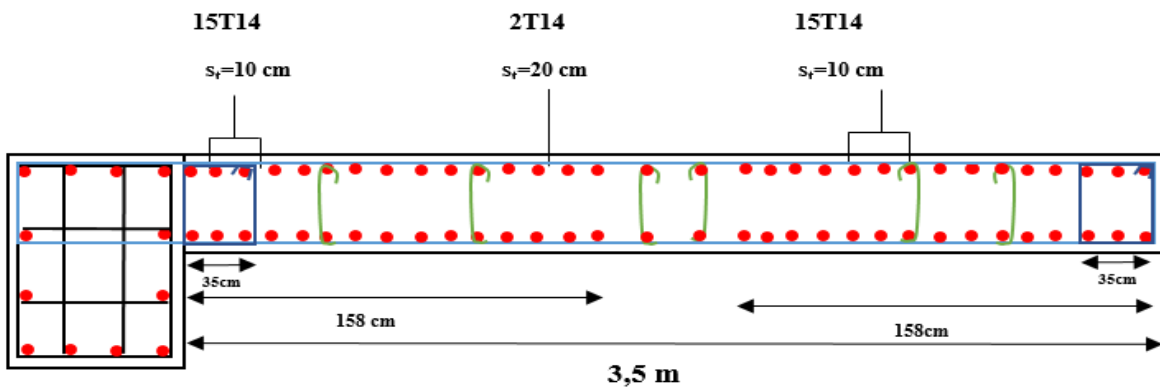


Figure V.13 Schéma de ferraillage V_{y1}

V.2.3.5 Ferrailage des voiles d'ascenseur :

Voile	ROBOT			ETABS		
	VY1	Vx2	VY3	VY1	Vx2	VY3
L(m)	1,8	2	1,8	1,8	2	1,8
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m ⁴)	0,0972	0,1333	0,0972	0,0972	0,1333	0,0972
S(m ²)	0,36	0,4	0,36	0,36	0,4	0,36
Y(m)	0,90	1,00	0,90	0,90	1,00	0,90
M (KN.m)	1555,27	829,45	1486,6	1589,21	889,54	1479,57
N (KN)	631,59	454,75	611,91	654,21	438,25	678,47
σ_b (KN/m ²)	-4498,08	-1834,00	-12065,06	-12897,66	-5575,93	-11815,08
σ_a (KN/m ²)	5784,69	4607,75	15464,56	16532,16	7767,18	15584,36
NS	SPC	SET	SET	SPC	SPC	SPC
L _t (m)	0,787	0,569	0,789	0,789	0,836	0,776
T (KN)	887,01	418,74	773,24	1017,43	466,02	917,07
A _{S cal} (cm ²)	25,50	12,04	22,23	29,25	13,40	26,37
A _{S rpa} (cm ²)	3,15	2,28	3,16	3,16	3,34	3,10
A _{s min} (cm ²)	5,4	6	5,4	5,4	6	5,4
A _{adopte} (cm ²)	25,50	12,04	22,23	29,25	13,40	26,37
As adopté (cm ² /face)	14T16+1T10 =28,94	10T12+4T10 =14,45	14T16+1T10 =28,94	14T16+1T10 =28,94	10T12+4T10 =14,45	14T16+1T10 =28,94
S _{t courant} (cm)	20	20	20	20	20	20
S _{t about} (cm)	10	10	10	10	10	10

TableauV.21 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile d'ascenseur.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles d'ascenseur :

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

	Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
ROBOT	Asc1	643,71	0,2	1,8	2,01	3,25	CV
	Asc2	320,54	0,2	2	1,27	3,25	CV
	Asc3	594,21	0,2	1,8	1,98	3,25	CV
ETABS	Asc1	720,18	0,2	1,8	2,26	3,25	CV
	Asc2	347,68	0,2	2	1,33	3,25	CV
	Asc3	648,7	0,2	1,8	2,03	3,25	CV

Tableau V.22 Vérification de la contrainte de cisaillement de la cage d'ascenseur.

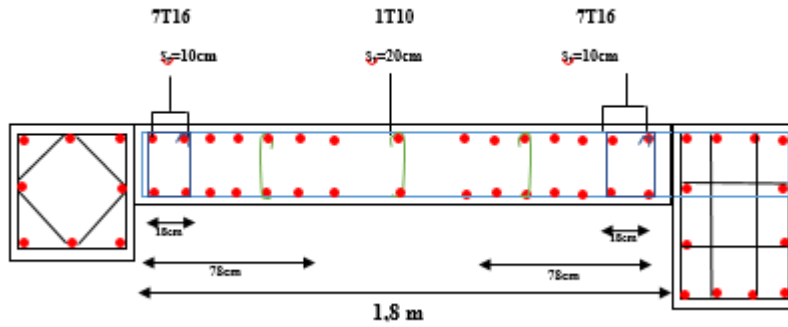
1. Calcul de ferrailage horizontal :

	Voiles	τ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_t (cm ² /ml/face)	A adoptée (cm ²)
ROBOT	Asc1	2,01	0,2	0,2	1,8	2,44	0,9	1,96	5T8=2,51
	Asc2	1,27	0,2	0,2	2	1,8	1	1,26	5T8=2,51
	Asc3	1,98	0,2	0,2	1,8	2,6	0,9	1,92	5T8=2,51
ETABS	Asc1	2,26	0,2	0,2	1,8	2,51	0,9	2,03	5T8=2,51
	Asc2	1,33	0,2	0,2	2	1,14	1	1,29	5T8=2,51
	Asc3	2,03	0,2	0,2	1,8	2,25	0,9	1,97	5T8=2,51

Figure V.23 Voile cage d'ascenseur.

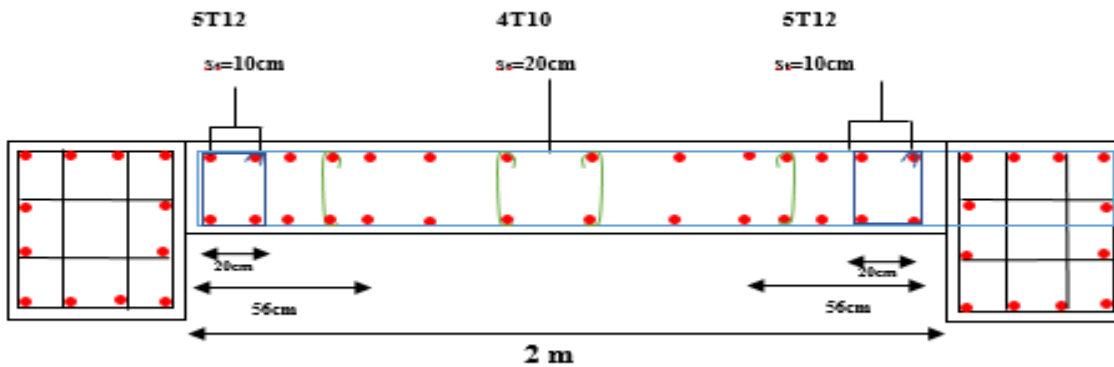
V.2.3.6 Schéma de ferrailage des voiles d'ascenseur :

- $L=1,8$ m ; $A_s = 27,57$ cm² ; $L_t = 0,79$ m



FigureV.14 Schéma de ferraillage voile Asc1 ; Asc3.

- $L=2\text{ m}$; $A_s= 18,1\text{ cm}^2$; $L_t = 0,57\text{ m}$



FigureV.15 Schéma de ferraillage voile Asc2.

V.3 Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillages obtenus par des logiciels de calcul (ETAPS ; ROBOT et SOCOTEC) ainsi que le ferraillage minimal édicté par les règles parasismiques Algériennes et les règles BAEL.



Chapitre VI :
Etude des fondations.



VI.1 Introduction :

Dans n'importe quel projet de construction, comprendre le phénomène d'interaction sol-structure est très important, malheureusement cette interaction est souvent négligée. Vue la complexité de cette interaction mutuelle, la connaissance du sol support apparaît plus que primordiale. Pour pouvoir apprécier au mieux la qualité d'un sol on est obligé de réaliser certains essais de mécanique des sols, ces derniers donneront des résultats décisifs sur lesquels sera basé le choix de l'implantation du futur site de construction.

Les fondations sont les éléments de transition entre la structure porteuse et le sol, elles doivent assurer la stabilité de l'ensemble de la construction. Un projet de fondations répond à certaines opérations à effectuer comme :

- ❖ Reconnaissance du bon sol : essais « in situ » ou prélèvements d'échantillons (carottages) et essais au laboratoire.
- ❖ Calcul de la stabilité de la fondation (descente des charges).
- ❖ Choix entre fondation superficielle et profonde.
- ❖ Calcul des tassements.
- ❖ Adaptation du projet aux résultats.

VI.2 Fonction des fondations :

- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

VI.3 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la portance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise les fondations superficielles :
 - ❖ Semelles isolées.
 - ❖ Semelles filantes.
 - ❖ Radier général.
- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise les fondations profondes :
 - ❖ Fondations sur puits (semi profondes).
 - ❖ Fondations sur pieux (profondes).

VI.4 Choix des fondations :

Le choix du type de fondations dépend de la charge reprise par l'ouvrage toute en tenant compte de la sécurité et de l'économie, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, On commence notre choix de fondation par les semelles isolées, filantes et enfin un radier ; chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (**C.D.G**) des fondations.

VI.5 Types des semelles :

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface .Tout d'abords on va supposer que les semelles sont du type superficielles isolées de dimensions (A×B) m² qu'on doit calculer, si on obtient des dimensions acceptables (vis à vis les entres-axes) on adoptera les semelles telles qu'elles sont calculées; pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment, Sinon on doit passer à un autre type de fondation superficielle (le radier ou les semelles filantes).

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison (G+Q)

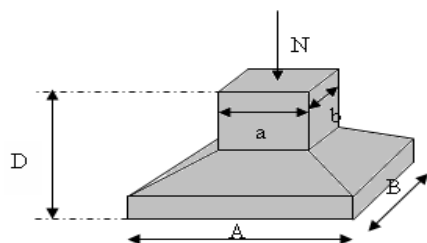


Figure VI.1 Semelle isolée sous poteau.

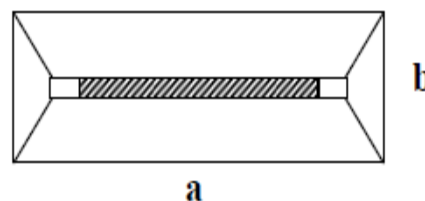


Figure VI.2 Semelle filante.

D'après l'ETABS on a obtenu sur les résultats des surfaces des semelles sous les poteaux suivants :

Numéro de semelle	ETABS			ROBOT		
	N _{ser} (KN)	σ_{sol} (bar)	Surface des semelles (m ²)	N _{ser} (KN)	σ_{sol} (bar)	Surface des semelles (m ²)
A-1	2228,47	200	11,14	2320,35	200	11,60175
A-2	1560,75	200	7,80375	1725,96	200	8,6298
A-3	621,33	200	3,10665	689,54	200	3,4477
A-4	2256,78	200	11,2839	2340,35	200	11,70175
A-5	2124,64	200	10,6232	2394,1	200	11,9705
A-6	1505,95	200	7,52975	1480,75	200	7,40375
A-7	266,05	200	1,33025	280,26	200	1,4013
B-3	827,54	200	4,1377	876,12	200	4,3806
B-4	2454,14	200	1,22	2364,65	200	11,82325
C-1	6903,53	200	34,51765	6890,2	200	34,451
C-2	6494,13	200	32,47065	6892,5	200	34,4625
C-4	4536,25	200	22,68125	4557,53	200	22,78765
C5	3236,5	200	16,1825	3746,25	200	18,73125
C-6	2444,18	200	1,22	2520,56	200	12,6028
C-7	435,51	200	2,17755	510,65	200	2,55325
D-1	5902,91	200	29,51455	5412,85	200	27,06425
D-2	4948,84	200	24,7442	4750,23	200	23,75115
D-4	3376,13	200	16,88065	3210,96	200	16,0548
D-5	2490,5	200	12,4525	2210,94	200	11,0547
D-6	1844,56	200	9,2228	1480,32	200	7,4016
D-7	1979,47	200	9,89735	1720,23	200	8,60115

E-1	3486,44	200	17,4322	3250,89	200	16,25445
E-2	2305,49	200	11,52745	2420,36	200	12,1018
F-1	1982,48	200	9,9124	1590,3	200	7,9515
F-2	2144,57	200	10,72285	2044,32	200	10,2216
F-4	2218,42	200	11,0921	2018,32	200	10,0916
F-5	2428,64	200	12,1432	2520,32	200	12,6016
F-7	1879,88	200	9,3994	1510,32	200	7,5516
		S_{tot}(m²)	352,37		S_{tot}(m²)	368,65

TableauVI.1 la surface des semelles.

D'après l'ETABS on a obtenu sur les résultats des surfaces des semelles sous les voiles suivants :

Voile	ETABS		ROBOT	
	N (KN)	S = N/σ _{sol} (m ²)	N (KN)	S = N/σ _{sol} (m ²)
VX1	226,6	1,133	234,22	1,133
VX2	153,68	0,7684	179,54	0,7684
VX3	202,78	1,0139	245,87	1,0139
VX4	838,8	4,194	799,47	4,194
ASC1	166,52	0,8326	204,45	0,8326
ASC2	218,26	1,0913	242,66	1,0913
ASC3	120,46	0,8326	145,15	0,8326
Total		15,02		15,33

TableauVI.2 Les surfaces des semelles filantes.

La surface totale du bâtiment est : S_b = 732,55 m²

➤ **ETABS:**

$$S_{\text{tot}} = 352,37 + 15,02 = 367,38 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{tot}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{367,38}{732,55} \times 100 = 50,15 \%$$

ROBOT:

$$S_{\text{tot}} = 368,65 + 15,33 = 383,98 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{tot}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{383,98}{732,55} \times 100 = 52,41 \%$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit la possibilité d'avoir un chevauchement entre les semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général Comme fondation.

VI.6 Radier :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Les charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trames).

Il existe quatre types de radier :

- Le radier dalle (peu utilisé).
- Le radier nervuré (le plus courant).
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- Le radier voute (rarement utilisé).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise. On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

VI.6.1 Pré dimensionnement du radier nervuré :

L'épaisseur du radier (h_r) doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ **L'épaisseur du radier :**
- ❖ **Condition forfaitaire :**

Il faut respecter la condition suivante $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$

- $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Telle que : $L_{\max} = 11 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 55 \text{ cm}$

On prend : $h_r = 70 \text{ cm}$

❖ **Nervure :**➤ **La hauteur de la nervure :****1. Condition forfaitaire :**

- $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :

- L_{\max} : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{\max} = 11 \text{ m}$ D'où : $h_n \geq 110 \text{ cm}$

Il faut respecter la condition suivante $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$ CV**2. Condition de la longueur élastique :**

- $L_e \geq \frac{2 * L_{\max}}{\pi}$
- $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K * b}}$

Avec :

- **K** : La raideur moyenne du sol $K = 40000 \text{ KN/m}^2$
- **E** : Le module d'élasticité longitudinal du béton $E = 3,21 * 10^7 \text{ KN/m}^2$
- On obtient :
- $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 * K * L_{\max}^4}{E * \pi^4}} = 93,55 \text{ cm}$

On adopte : $h_n = 1,2 \text{ m}$ et $b = 50 \text{ cm}$ ❖ **Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $h_r = 70 \text{ cm}$, avec des nervures d'une hauteur $h_n = 1,2 \text{ m}$. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

3. Condition de résistance au cisaillement :

D'après le pratique BAEL 91 Art 3.2.1 p180, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \min \left[0,15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$$

Avec :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU: $V_u = \frac{q_u * L_{max}}{2}$

N_u : L'effort normal a la base, $N_u = 75771,49$ KN.....ROBOT

N_u : L'effort normal a la base, $N_u = 76811,18$ KN.....ETABS

D'où :

ROBOT :

- $q_u = \frac{N_u * 1ml}{S_{bat}} \rightarrow q_u = \frac{75771,49}{732,55} = 103,43$ KN/m
- $V_u = \frac{103,43 * 11}{2} = 568,86$ KN

$$\tau_u = \frac{568,86}{0,5 * 0,9 * 1,2 * 10^3} = 1,053 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

ETABS :

- $q_u = \frac{N_u * 1ml}{S_{bat}} \rightarrow q_u = \frac{76811,18}{732,55} = 104,85$ KN/m
- $V_u = \frac{104,85 * 11}{2} = 576,69$ KN

$$\tau_u = \frac{576,69}{0,5 * 0,9 * 1,2 * 10^3} = 1,06 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

4. La surface minimale du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1,5**

- $\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol adm}$.

Avec :

- $\sigma_{sol adm}$: la capacité portante de sol.

Donc :

$$S_{rad} > \frac{N_u}{\sigma_{sol adm}} = \frac{75771,49}{1,5 * 200} = 252,57 \text{ m}^2 < S_{bat} = 732,55 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{ROBOT}$$

$$S_{rad} > \frac{N_u}{\sigma_{sol adm}} = \frac{76811,18}{1,5 * 200} = 256,03 \text{ m}^2 < S_{bat} = 732,55 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{ETABS}$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

➤ **Calcul du D (débordement) :**

- $D \geq \max \left[\frac{h_r}{2}, 30\text{cm} \right] = 35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 40 \text{ cm}$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D * 2 * (L_x + L_y) = 732,55 + 0,4 * 2 * (29,9 + 24,5)$$

$$= 776,07 \text{ m}^2.$$

Alors la surface du radier est : $S_{\text{rad}} = 776,07 \text{ m}^2$

❖ **Vérification du poinçonnement :**

➤ **Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

- $N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime de poteau.

- h : L'épaisseur totale de la dalle.
- μ_c : périmètre du contour cisailé : $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 10,2 \text{ m}$

Donc :

$$\frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = 14535 \text{ KN} \rightarrow N_u = 5945,06 \text{ KN} < 14535 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV} \dots \dots \dots \text{ ROBOT}$$

$$\frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = 14535 \text{ KN} \rightarrow N_u = 6388,61 \text{ KN} < 14535 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV} \dots \dots \dots \text{ ETABS}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

➤ **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur 2,7 m et : $N_u = 639,63 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ ROBOT}$

$N_u = 681,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ ETABS}$

Pour une bande de 1 ml :

$N_u / \text{ml} = 639,63 / 2,7 = 236,9 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{ ROBOT}$

$N_u / \text{ml} = 681,6 / 2,7 = 252,44 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{ ETABS}$

Cette vérification s'effectue comme suit :

- $N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

- $\mu_c = 2(l + b + 2h) = 14 \text{ m}$

Donc : $\frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 19950 \text{ KN} \rightarrow N_u = 639,63 \text{ KN} < 19950 \text{ KN} \dots \dots \text{CV} \dots \text{ROBOT}$

$\frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 19950 \text{ KN} \rightarrow N_u = 681,6 \text{ KN} < 19950 \text{ KN} \dots \dots \text{CV} \dots \text{ETABS}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

❖ **Caractéristiques géométriques du radier :**

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

- Les inerties/X : $I_{xx} = 11994,9 \text{ m}^4$
- Les inerties/Y : $I_{yy} = 18859,1 \text{ m}^4$

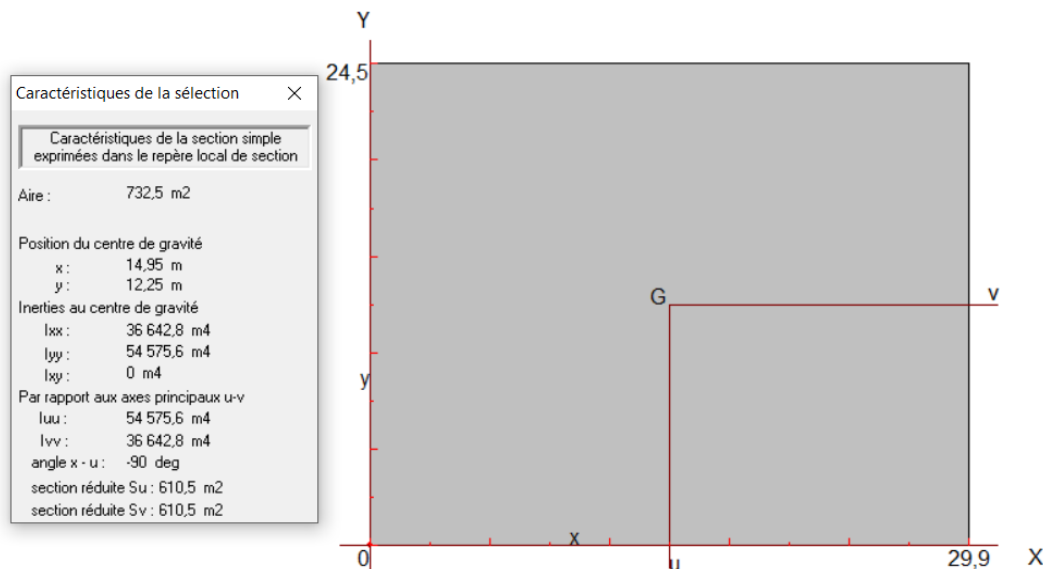


Figure VI.3 Schéma du radier sous SOCOTEC.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 14,95 \text{ m.}$
- $Y_g = 12,25 \text{ m.}$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après :

ROBOT :

- $X_{g\ m} = 16,08\ m$
- $Y_{g\ m} = 10,99\ m$

ETABS :

- $X_{g\ m} = 16,08\ m$
- $Y_{g\ m} = 10,99\ m$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 1,13\ m$
- $e_y = -1,26\ m$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

➤ **Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

$$\bullet \sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$$

Avec : $N_t = N_{bat} + N_{rad}$

D'où :

$$\bullet N_{rad} = G_{rad} = 776,07 \times 0,7 \times 25 = 13581,22\ KN$$

ROBOT :

$$N_t = 89352,71\ KN$$

$$\text{Donc : } \rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{89352,71}{776,07} = 115,13\ KN/m^2 < \sigma_{adm} = 200\ KN/m^2 \dots\dots\dots CV$$

ETABS :

$$N_t = 90392,4\ KN$$

$$\text{Donc : } \rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{90392,4}{776,07} = 116,47\ KN/m^2 < \sigma_{adm} = 200\ KN/m^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$:**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : $0,8G \pm E$:

D'après les **RPA99/Version2003** le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison $0,8G \pm E_x$:

	Combinaison	N (KN)	M (KN. m)	e (m)	L/4 (m)	OB
ROBOT	$0,8G \pm E_x$	34336,92	55366,12	1,61	7,47	CV
ETABS		35861,47	56187,84	1,56	6,12	CV

Tableau VI.3 Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$.

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

La contrainte moyenne est : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec :

- $\sigma_1 = \frac{N}{S} + M * \frac{V}{I}$
- $\sigma_2 = \frac{N}{S} - M * \frac{V}{I}$

On a: $I_x = 36642,8 \text{ m}^4$ $I_y = 54575,6 \text{ m}^4$

	ROBOT		ETABS	
	Sens-X	Sens-Y	Sens-X	Sens-Y
M (KN. m)	55366,12	41120,15	56187,84	42037,56
N (KN)	34336,92	34336,92	35861,47	35861,47
σ_1 (KN/m²)	69,25	56,12	71,67	58,41
σ_2 (KN/m²)	24,53	37,66	26,28	39,54
σ_m (KN/m²)	58,07	51,5	60,32	53,69

Tableau VI.4 Calcul des contraintes.

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2$ Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

➤ **Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$:**

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * V \leq 1,5 * \sigma_{adm}$$

	ROBOT		ETABS	
	Sens-X	Sens-Y	Sens-X	Sens-Y
M (KN. m)	76568,07	78336,58	79032,41	80092,95
N (KN)	72905,23	72905,23	76051,13	76051,13
σ_1(KN/m²)	130,79	117,15	135,78	121,84
σ_2(KN/m²)	68,64	81,98	71,94	85,88
σ_m(KN/m²)	189,6	168,2	189,6	168,2

Tableau VI.5 Vérification de la compression sous G+Q±E.

Conclusion :

La stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VI.7 Ferrailage du radier :

1. Dalle de radier :

❖ **Les combinaisons des charges :**

➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \left(\frac{13581,22}{776,07} - 200 \right) = 246,37 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS:**

$$q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = 182,5 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Ferrailage de panneau le plus sollicité :**

On a pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 10,7 \text{ m}$, $L_y = 6,7 \text{ m}$, $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$\alpha = 0,63 > 0,4 \rightarrow$ (La dalle porte dans les deux sens).

- $M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2$. Bonde // à l_x
- $M_{0y} = \mu_y * M_x$. Bonde // à l_y

➤ **ELU :**

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_u (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
10,7×6,7	6,7	10,7	0,63	246,37	0,079	0,328	873,7	286,57

Tableau VI.6 Les sollicitations à l'ELU.

➤ ELS :

Panneau	L _x (m)	L _y (m)	α	q _{ser} (KN)	μ _x	μ _y	M _{ox} (KN. m)	M _{oy} (KN. m)
10,7×6,7	6,7	10,7	0,63	132,5	0,079	0,328	469,88	154,12

Tableau VI.7 Les sollicitations à l'ELS.

❖ Calcul des sections d'armatures :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 M_x$; $M_{ty} = 0,75 M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,50 M_x$; $M_{ay} = 0,50 M_y$)

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M _U (KN, m)	436,85	655,27	143,28	214,92
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0,70	0,70	0,70	0,70
d (m)	0,63	0,63	0,63	0,63
F _{su} (Mpa)	348	348	348	348
F _{bu} (Mpa)	14,16	14,16	14,16	14,16
Z (m)	0,62	0,62	0,62	0,62
A _s (cm ²)	20,04	30,37	6,64	9,96
A _{s min} (cm ²)	7,60	7,60	7,60	7,60
Choix des barres	10T16	10T20	6T14	5T16
A _{s adop} (cm ²)	20,11	31,42	9,24	10,05

Tableau VI.8 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.

➤ Condition de non fragilité : selon BAEL :

selon Ly : $A_{sy \min} = 8 \times h_0$ selon Lx : $A_{sx \min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{sy \min}$

➤ Espacement maximal :

1. Et travée :

$$S_t \leq \min (3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

2. Sur appui :

$$S_t \leq \min (3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **ELS :**

- $A'_s = 0 \rightarrow b * y^2 + 30 * A_s * y - 30 * d * A_s = 0$
- $I = \frac{b*y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{st} = 15 * K(d - y) \quad ; \quad \sigma_{bc} = K * y$
- $\bar{\sigma}_{bc \text{ adm}} = 0.6 \times f_{c28}$
- $\bar{\sigma}_{st \text{ adm}} = \inf\left(\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow$ Fissuration très préjudiciable.

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	233,92	350,87	76,75	115,13
h (m)	0,70	0,70	0,70	0,70
d (m)	0,63	0,63	0,63	0,63
y (cm)	6,96	8,08	5,25	5,38
I (cm ⁴)	955267,22	1691616,63	336995,66	501208,32
K (N/mm ³)	0,024	0,025	0,022	0,023
$\sigma_{st \text{ adm}}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc \text{ adm}}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	1,67	2,02	1,15	1,23
σ_{st} (MPa)	131,74	135,95	95,57	97,14
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st \text{ adm}}$	CV	CV	CV	CV

Tableau VI.9 Vérification des contraintes à l'ELS.

2. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 40 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec : $h = 0,7 \text{ m}$, $d = 63 \text{ cm}$

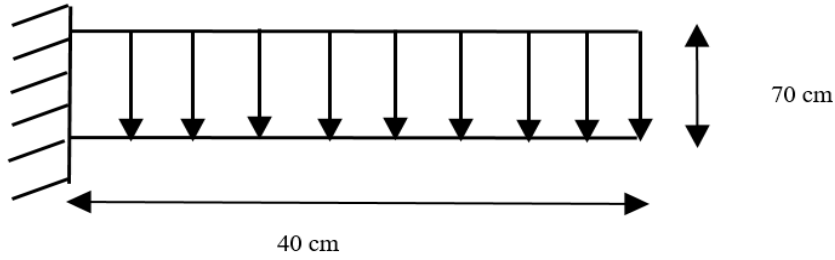


Figure VI.4 Schéma du débord.

La fissuration est préjudiciable : $M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{2}$

Donc on ferraille à l'ELU :

➤ **ELU:**

➤ $Q_u = 246,37 \text{ KN/m} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_u \cdot l^2}{2} = 19,7 \text{ KN.m}$

➤ **ELS:**

- $Q_{\text{ser}} = 132,5 \text{ KN/m} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \cdot l^2}{2} = 10,6 \text{ KN.m}$

- $\sigma_{\text{st adm}} = 164,97 \text{ MPa}$ et $\sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

ELU	
q_u (KN/m)	246,37
L (m)	0,4
M_u (KN.m)	19,7
b (m)	1
d (m)	0,63
μ_{bu}	0,0044
α	0,056
Z (cm)	61,59
A_s (cm²)	0,19
$A_{s \text{ min}}$ (cm²)	6,08
Choix des barres	4HA16
$A_{s \text{ adop}}$ (cm²)	8,04

Tableau VI.10 Ferrailage de débord de radier à l'ELU.

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{s_{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s_{adop}} > A_{s_{min}} = 6,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Verification à l'ELS:**

Les résultants de calcule sont donnés dans le tableau suivant :

ELS	
q_{ser}(KN/m)	132,5
L(m)	0,40
M_{ser} (KN. m)	10,6
A_{st} (cm²)	8,04
y (cm)	11,18
I (cm⁴)	370429,18
K(N/mm³)	0,0071
σ_{bc} (MPa)	7,9
σ̄_{bc} (MPa)	15
σ_{st} (MPa)	155,1
σ̄_{st} (MPa)	164,97
σ_{bc} < σ̄_{bc}	CV
σ_{st} < σ̄_{st}	CV

TableauVI.11 Vérification de débord de radier à l'ELS.

Les résultats sont vérifiés donc on adopte le ferrailage de l'ELU.

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A_s}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on adopte : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 10 cm

Remarque :

Pour l'exécution de ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

3. Schéma de ferrailage de débord du radier :

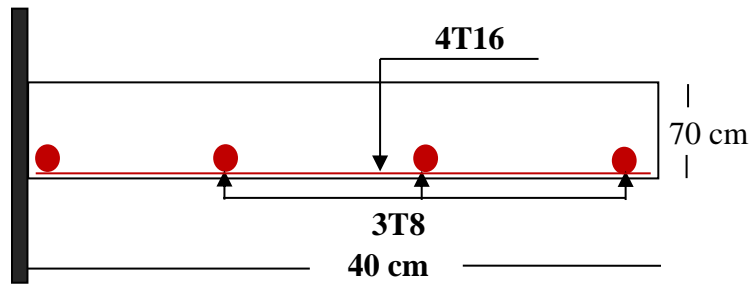


Figure VI.5 schéma de ferrailage débordement.

VI.8 Calcul des nervures :

L'analyse se fera par un logiciel de calcul **SAFE 16.0.1** pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

VI.8.1 Présentation du logiciel SAFE 16.0.1:

SAFE est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègrent l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments inter faciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. **SAFE** fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

➤ Démarches de modélisation de notre radier :

Lors de modélisation de notre structure dans **SAFE**, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis **ETABS** exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur **SAFE**.
3. Définition du matériau.
4. Définition du radier et des nervures dans **SAFE**.
5. Modélisation du radier et des nervures.

6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.

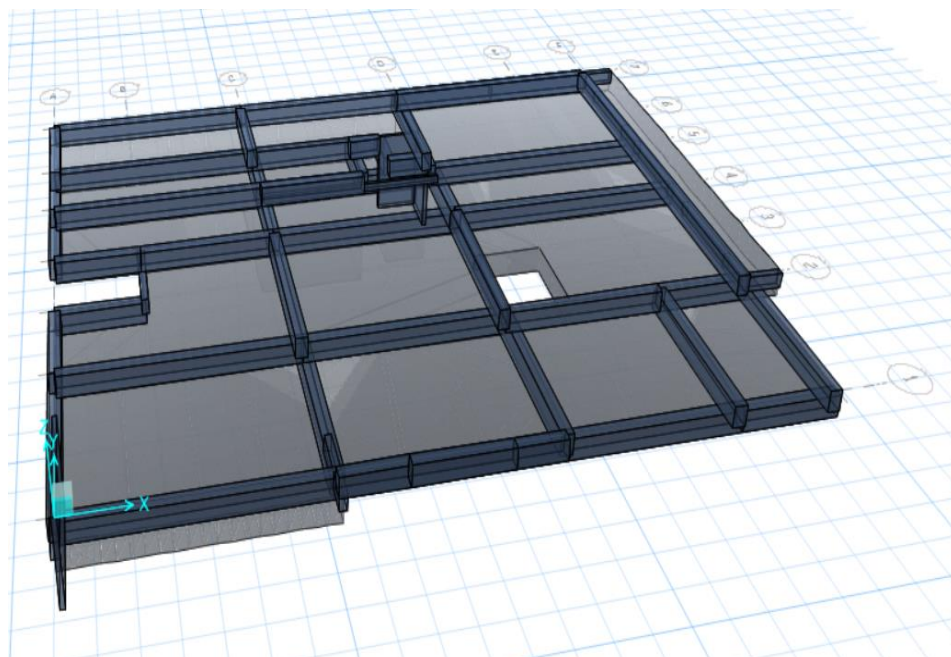


Figure VI.6 Modélisation de radier dans SAFE 2016.

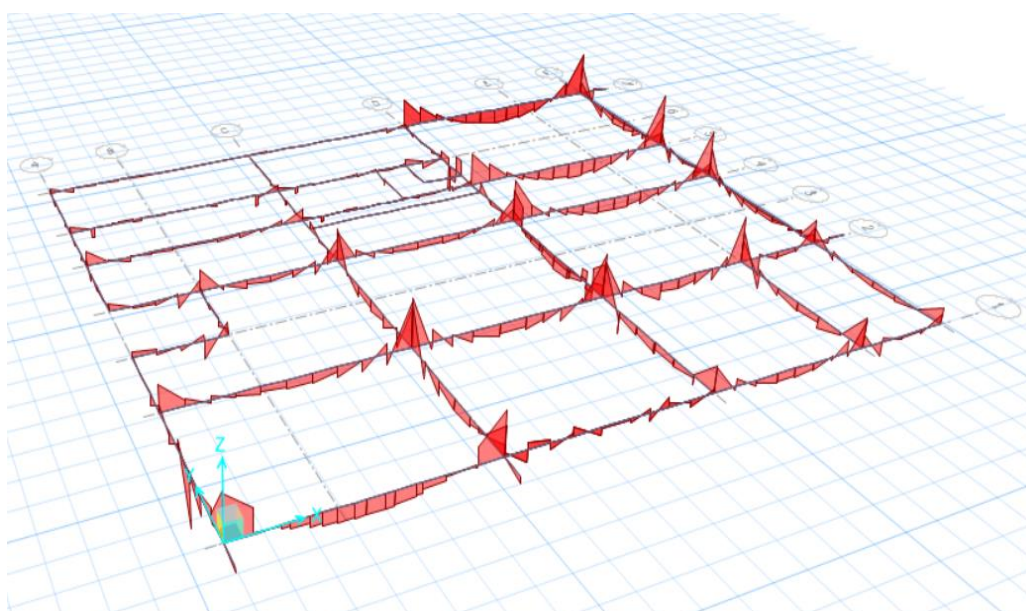


Figure VI.7 diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 2016.

VI.8.2 Modélisation de radier par ROBOT :

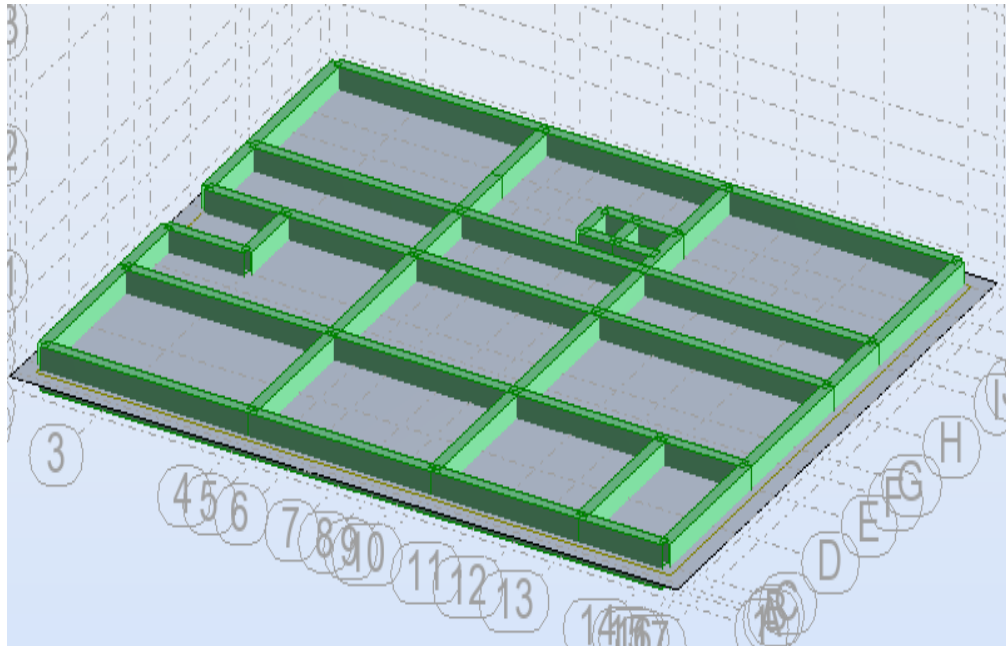


Figure VI.8 Modélisation de radier dans ROBOT.

VI.8.3 Ferrailage longitudinal :

Pour le calcul on prend la nervure $(b * h) = (50 * 120) \text{ cm}^2$

➤ Ferrailage à l'ELU :

Sens X et Y :

	ROBOT		ETABS	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN, m)	626,48	437,18	671,03	479,18
b (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
h (m)	1,2	1,2	1,2	1,2
d (m)	1,08	1,08	1,08	1,08
μ_{bu}	0,075	0,052	0,081	0,058
F_{su} (Mpa)	348	348	348	348
F_{bu} (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
Z (m)	1,037	1,05	1,034	1,047
A_s (cm ²)	17,35	11,96	18,64	13,14
A_{smin} (cm ²)	6,52	6,52	6,52	6,52
Chois des barres	6T20	4T16+4T14	6T20	4T16+4T14
A_{sadop} (cm ²)	18,85	14,2	18,85	14,2

Tableau VI.12 Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.

➤ Vérification à ELS :

	ROBOT		ETABS	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	573,12	323,96	554,67	256,36
h (m)	1,2	1,2	1,2	1,2
d (m)	1,08	1,08	1,08	1,08
y (cm)	22,75	19,37	21,94	18,76
I (cm ⁴)	2470139,41	1724934,46	2422845,31	1789738,85
K (N/mm ³)	0,011	0,019	0,014	0,024
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	2,85	4,95	2,49	2,88
σ_{st} (MPa)	109,98	229,95	146,81	206,09
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CV	CNV	CV	CNV

Tableau VI.13 Vérification à l'ELS.

❖ Calcul des armatures à l'ELS :

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

❖ Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

ELS	ROBOT	ETABS
	Travée	Travée
M_{ser} (KN, m)	323,96	256,36
h (m)	1,2	1,2
b (m)	0,5	0,5
d (m)	1,08	1,08
$\sigma_{st adm}$ (Mpa)	164,97	164,97
μ_s	0,0033	0,0027
β_s	0,98	0,9

$A_s(\text{cm}^2)$	18,55	15,84
Choix des barres	4T20+4T14	4T20+4T14
$A_{\text{sadop}}(\text{cm}^2)$	18,73	18,73
K	0,0043	0,0049
$\sigma_{\text{st}}(\text{Mpa})$	62,73	57,68
$\sigma_{\text{st}} < 164,97 \text{ Mpa}$	CV	CV

Tableau VI.14 Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.

❖ Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] \quad \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{570,44 \times 10^3}{500 \times 1080} = 1,056 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV} \dots \dots \dots \text{ETABS}$$

$$\tau_u = \frac{620,03 \times 10^3}{500 \times 1080} = 1,14 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV} \dots \dots \dots \text{ROBOT}$$

❖ Les armatures de peau :

Les armatures de peau calculer par :

- $A_p = 0,1\% b * h$
- $A_p = \frac{0,1 * 50 * 120}{100} = 6 \text{ cm}^2$

On adopte au milieu de la section de nervure : **4T14**

❖ Les armatures transversales :

➤ Espacement :

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min(30 ; 16,8) = 15 \text{ cm}$$

➤ Diamètre des armatures transversal :

- CBA :

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4$$

$$A_t = 0,75 \text{ cm}^2$$

- RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 * S_t * b$$

$$A_t = 0,003 * 15 * 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 4 cadres de Ø8

Donc on choisit :

- Dans les zones courantes : $S_t = 15 \text{ cm}$
- Dans les zones nodales : $S_t = 10 \text{ cm}$

VI.8.4 Schéma de ferrailage :

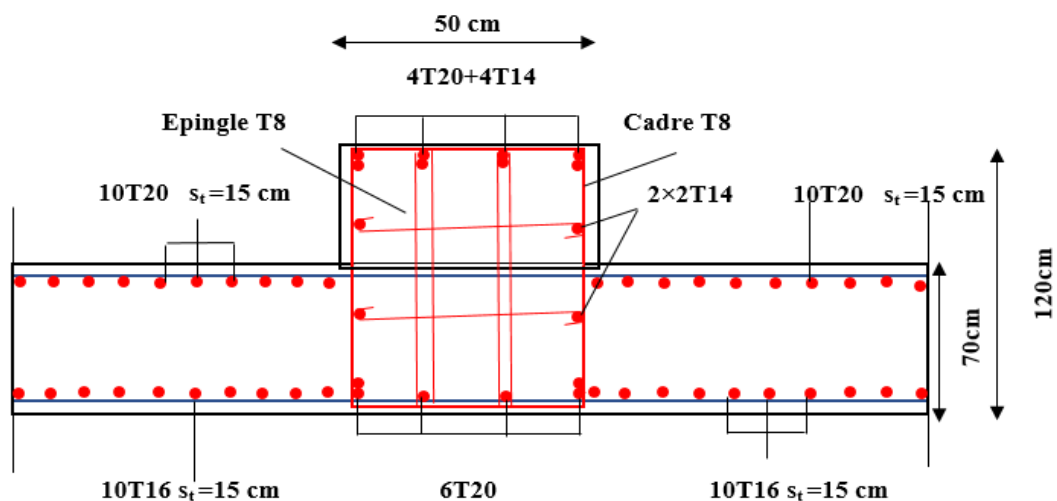


Figure VI.9 Ferrailage des nervures sens X sur appuis.

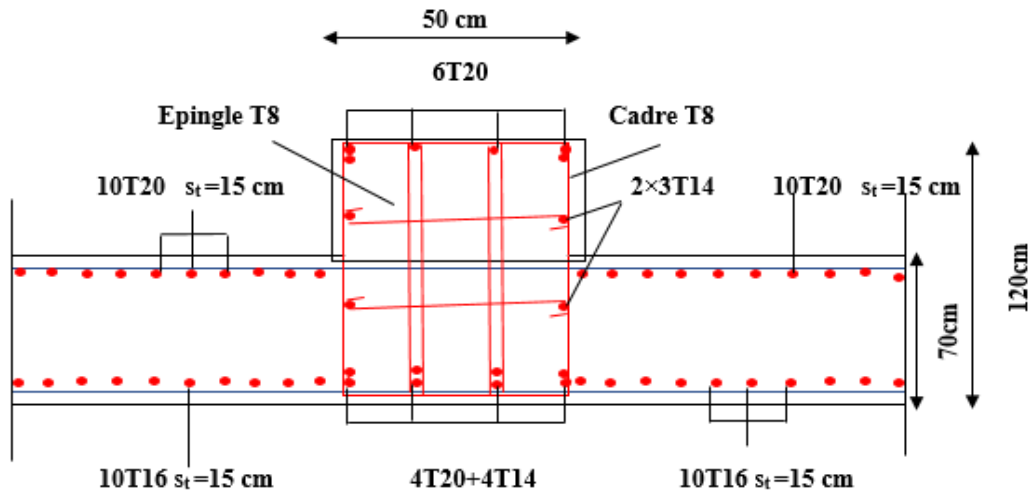


Figure VI.10 Ferrailage des nervures sens X en travée.

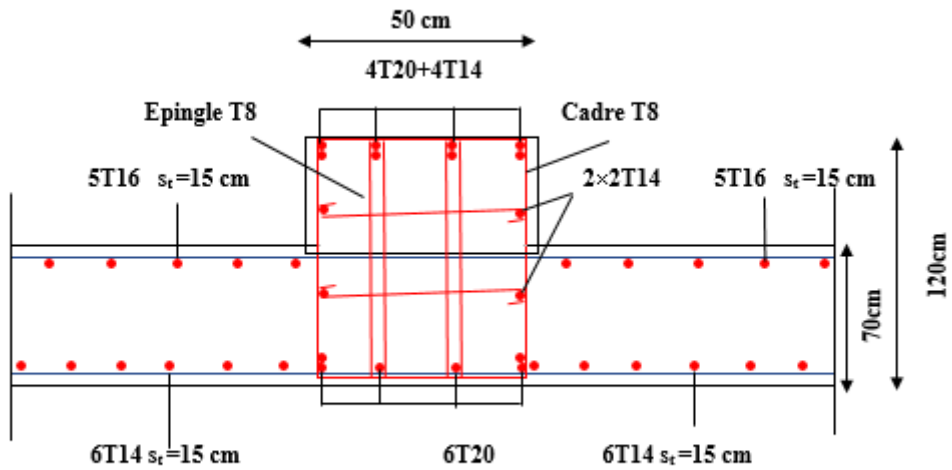


Figure VI.11 Ferrailage des nervures sens Y sur appui.

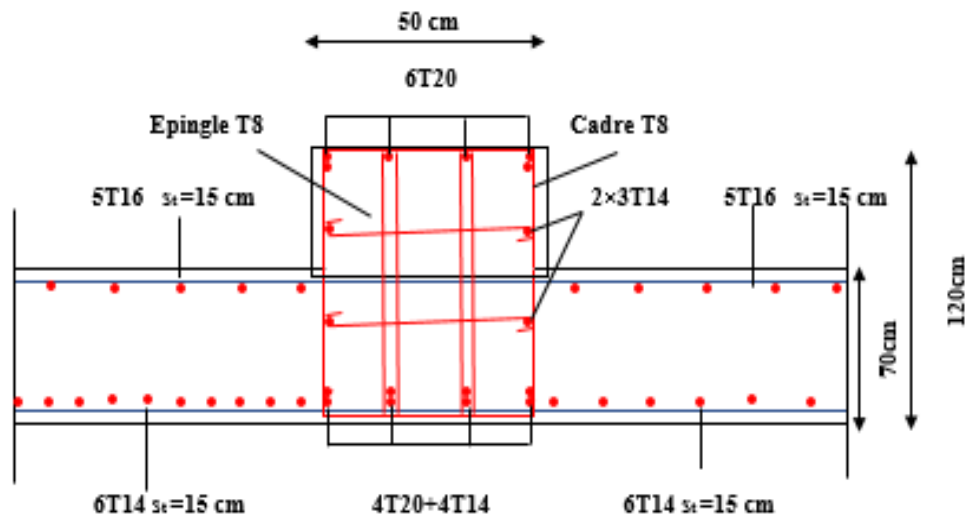


Figure VI.12 Ferrailage des nervures sens Y en travée.

VI.9 Conclusion :


Dans ce chapitre, nous avons calculé et dimensionné notre infrastructure, pour assurer la stabilité et la bonne transmission des charges au sol en adoptant un radier général.

Conclusion

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant deux logiciels de calcul ETABS et ROBOT.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confronté, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

En effet, la conception des structures en béton armé doit satisfaire les critères de sécurité, en raison de la nature inhérente des incertitudes sur les propriétés mécaniques du béton et de l'acier, les dimensions géométriques, la profondeur de l'enrobage et les chargements appliqués.

A collage of architectural and engineering tools. In the upper right, a grey scientific calculator with a small LCD screen sits on a set of blueprints. In the lower right, a white hard hat is positioned. A yellow folding ruler is stretched across the middle of the image. The background is filled with various architectural drawings, including floor plans and technical diagrams with labels like 'BORCHÉ 4-32', 'CIRQUE 10-52', and 'Terrasse: 27,15m²'.

Partie III :
Etude comparative.

Introductions et généralités

Types de construction, et il est essentiel de connaître la catégorie dans laquelle votre projet tombe. Une bonne compréhension du type de construction de votre bâtiment est nécessaire pour concevoir efficacement des services tels que la résistance et la durabilité. L'analyse des idées critiques de votre projet d'un point de vue architectural et d'ingénierie nous nous utilisons les bâtiments tous les jours ; cependant, la plupart des gens ne savent pas comment les construire ou le type de construction qui les a influencés. Différentes réglementations régissent différents aides à remettre en question notre conscience conventionnelle dans la construction.

Citons dans un dernier lieu les avantages et les inconvénients des constructions étudiées dans notre projet :

❖ **Les constructions en béton armé :**

➤ **Avantages :**

- **Facilité de mise en œuvre :** il est facile de réaliser en béton armé des constructions aux formes variées, car le béton est mis en place à l'état pâteux.
- **Economie d'entretien :** les constructions en béton armé bien réalisées ne nécessitent aucun entretien.
- **Résistance au feu :** le béton est mauvais conducteur de chaleur.
- **Résistance aux efforts accidentels :** à cause de leur poids propre élevé les constructions en béton armé sont moins sensibles aux variations des surcharges.
- Très peu consommateur d'énergie lors de sa fabrication, qui ne demande aucune Cuisson.

➤ **Inconvénients :**

- **Poids propre élevé :** les constructions en béton armé sont plus lourdes que les constructions métalliques et nécessitent donc des fondations plus coûteuses.
- **Lenteur d'exécution :** cette lenteur est due à la nécessité de poser les armatures, de construire des coffrages qui sont immobilisés pour un certain temps de protéger le béton frais contre le gel et de minimiser les effets du retrait.

- **Difficulté de modification** : à cause de leur monolithisme, les constructions en béton armé sont difficiles à modifier.
- Un chantier qui prend un espace très important.

Le principal inconvénient est la durée de réalisation très longue, qui est due à l'intempérie, et à la période entre le coffrage et le décoffrage qui peut atteindre 28 jours dans les conditions normales.

❖ **Les constructions en charpente métallique :**

➤ **Avantages :**

- **Montage rapide**, simple indépendant des conditions climatiques.
- **Utilisation optimale de l'espace** : grâce aux grandes portées et aux sections réduites des éléments.
- **Structures porteuses aérées et tolérances réduites** : facilitant la mise en place des installations techniques et des éléments de la seconde-œuvre.
- **Facilité d'adaptation aux changements** d'affectation grâce à des assemblages démontables et à l'intégration des nouveaux éléments.
- **Grande choix de couleur** : grâce au revêtement protecteur contre la corrosion et l'incendie.
- **Economie importantes** : grâce aux poids réduits de la structure et à des fondations minimales.
- **Chantier sec et peu bruyant**, ne nécessite qu'un espace réduit.
- **Possibilités architecturale plus étendues** qu'en béton.
- Grâce à sa ductilité, l'acier possède **une bonne résistance aux forces sismiques**.

➤ **Inconvénients :**

- L'inconvénient majeur des constructions métalliques, est sa **perte de résistances à haute température**. De ce fait-là survenu d'un incendie peut entraîner des problèmes de stabilité et donc de sécurité et pour remédier, il peut être appliqué une peinture ignifuge ou peut être également recouvre les structures métalliques par des matériaux ininflammables tel que le plâtre, cette solution est aujourd'hui la plus courante.
- Il n'est pas utilisé dans les milieux agressifs.
- La nécessité des personnes qualifiées pour le montage.
- Très grand consommateur d'énergie lors de sa fabrication.

Cette partie est consacrée à une étude comparative entre deux constructions l'une en charpente métallique et l'autre en béton armé, commençant par un calcul du métré suivi par une interprétation des résultats obtenus.



Chapitre I :

Calcul de métré.



I

I.1 Introduction :

Le métré est un compose de calcul des surfaces et des volumes qui permettent de déterminer les quantités de matières à mettre en œuvre.

Il est l'action qui vise à déterminer en amont les matériaux ou tout autre composant nécessaire à la construction, leur quantité et leur coût sur la base d'un prix unitaire, permet ainsi de déterminer en amont le coût de l'ouvrage à partir des plans réalisés.

Le métré a pour objet de calcul détaillé des diverses quantités d'ouvrages élémentaires. Ils consistent donc à analyser qualitativement et quantitativement l'ensemble des travaux nécessaires à la réalisation des projets afin de pouvoir, en fin de compte en déterminer le prix.

I.2 Mode de mesure :

Le mesurage se fait, soit sur plan (avant métré) soit sur place. Le détail de l'ouvrage correspond toujours à une décomposition géométrique de ligne, de surface, de volume préparé sur plans, repérée sur place, cette décomposition conduit le métreur à appliquer des formules usuelles de calcul qu'il doit connaître par cœur, ou savoir très facilement au retrouver.

La décomposition devra toujours être faite de façon à supprimer les causes d'erreurs ; il devra aussi avoir pour but les mêmes calculs à une stade ultérieure d'achèvement au de finition. Elle correspond toujours à des travaux réellement fait. D'où une première règle :

- Le prix unitaire s'applique aux quantités réelles ; tous vide déduit dans l'application facilité l'expose et la recherche.

Tous dérogation devra être explicitement mentionnée par exemple : l'entrepreneur en raison de la difficulté pourra dire vides compté pour pleins dans le cas de montage d'une cloison ajourée en brique, lorsque l'appareillage justifiera à ses yeux cette dérogation.

La règle ; en pareille cas, veut que l'accord de la vérification soit obtenu avant le début des travaux.

Une seconde règle également intangible dit que :

- Une mure se mesure entre ce repère d'extrémité et non pas d'angle à angle.

I.3 Etablissement devis quantitatif et estimatif en prix sec :

I.3.1 Calcul des quantités des ouvrages :

Pour établir ce devis il nécessaire de calculer les quantités des ouvrages prévus dans le projet. Le calcul des quantités des ouvrages au (l'avant métré) est établir en tentant compte des unités des référence données ou bordereau des prix : longueur, surface, volume, poids.

La pratique de ce calcule quantitatif de divers partie constitutive d'un ouvrage ne présent pas de difficulté ; mais nécessaire à l'application de calcule de surface de volume ou de poids.

Notre projet et décompose au plusieurs ouvrage ou lots :

- ❖ **Les terrassements** : comprend les quantités des déblais et remblais ainsi que l'excès des terres transporté à la décharge.
- ❖ **Gros ouvre** : comporte l'infrastructure et la superstructure.
- ❖ **L'infrastructure** : comporte les ouvrages suivant

Le gros béton (béton de propriété), voile, les avant poteaux, radier, les longrines.

- ❖ **La superstructure** : en calcul les quantités des ouvrages entrant dans la constituions de celle-ci, citant.

- **Pour la structure en béton armé :**

- Les éléments structuraux : les poteaux ; les poutres ; les voiles.
- Les éléments secondaires : dalle pleines ; escaliers et l'acrotère.

- **Pour la structure en charpente métallique :**

- Les éléments structuraux : le palé de stabilité, les sommiers, les solives, les poteaux.
- Les éléments secondaires : planchers mixtes, escaliers, et l'acrotère.

- **Maçonnerie et enduit :**

- Les murs en maçonnerie : de notre projet en dispose de deux type de murs. Mure a une seule et a doublé parois réaliser en brique creuse.
- L'enduit extérieur et intérieur réalise en ciment et plâtre.
- Revêtement des planches et escalier.
- Menuiserie : métallique et on bois.
- Peinture et vitrerie.

Remarque :

Pour notre projet en fait les calculs de terrassement, voile, palé de stabilité, poteau, poutre, sommier, solive, planché à corps creux, plancher mixte, escalier et l'acrotère ; maçonnerie, l'enduit, revêtement et peinture.

I.4 Calcul de métré :

Pour notre projet en fait les calculs de terrassements, fondations, voiles, palé de stabilité, poteaux, poutres, sommiers, solives, plancher a dalle pleine, plancher mixte, escaliers et l'acrotère, maçonneries, l'enduits, revêtement et peinture.

Pour qu'on puisse faire la comparaison nous allons calculer le devis estimatif de notre projet :

D'après l'entreprise B.H.M les prix sont comme suit :

L'acier est de 200 DA le Kg.

Le béton armé de 35.000 DA le m³.

Les dalles des compressions : 38.000 DA/m³

II.4.1 structure en charpente métallique :

N ⁰	Désignation des ouvrages	unité	Quantité	P.U	MONTANT (DA)
1	terrassement				
	déblais	m ³	809,69	400.00	323876.00
	remblais	m ³	976,61	300.00	292983.00
	Transport des terres à la décharge.	m ³	642,79	300.00	192837.00
	TOTAL				809696.00
2	Béton en infrastructure				
	Béton de propriété e = 0,10m	m ³	42,8	5000.00	214040
	Gros béton (fut)	m ³	26,49	4000.00	105960
	Semelles isolées	m ³	312,85	38000.00	11888300
	Longrine	m ³	115,28	38000.00	4380640
	Dallage de 15cm (béton armé)	m ³	109,88	3500.00	384580
	TOTAL				6273520
3	L'acier d'ossature en élévation				
	Poteaux (RDC) HEA 400	Kg	13557,5	200	2711500
	Poteaux (étages) HEA 400	Kg	65875	200	13175000
	Sommiers (terrasse) IPE 500	Kg	22448,25	200	4489650

	Sommiers (RDC +étages) IPE 550	Kg	150064,2	200	30012840
	Solive (terrasse) IPE 240	Kg	12022,7	200	2404540
	Solive (RDC +étages) IPE 270	Kg	96896,01	200	19379202
	Palé de stabilité UPE 300	Kg	25691,61	200	5138322
	Le limon UPE 120 (volée 1)	Kg	66,78	200	13356
	Le limon UPE 160 (volée 2)	Kg	70,38	200	14076
	Le limon UPE 80 (volée 3)	Kg	27,18	200	5436
	Acrotère	m ³	666.742	25000	16668550
	Les tiges d'ancrages	kg	31,41	1565	49156.65
4	Plancher mixte				
	TN 40 (RDC +étages)	m ²	40542,4	3400	1278441.60
	Dalle de compression	m ³	10135,5	3500	354742.50
	TOTAL				15866639.21
5	Maçonnerie-enduit				
5-1	Maçonnerie				
	Mur 30cm RDC	m ²	363,324	1600.00	5813184.00
	Mur 30cm étage	m ²	3390,334	1600.00	5424534.40
	Mur 10cm RDC	m ²	555,470	1200.00	666564.00
	Mur 10cm étage	m ²	1421,540	1600.00	2274464.00
5-2	Enduit				
	Enduit extérieur au mortier de ciment sur mur	m ²	1541,720	500.00	770860.00
	Enduit au mortier de ciment sous plafonds	m ²	2695,080	300.00	808524.00
	Enduit intérieur au mortier de ciment sur mur	m ²	5307,350	500.00	2653675.00
	Enduit de plâtre sur mur	m ²	5307,350	350.00	1857572.50
	Enduit de plâtre sous plafond	m ²	2695,080	350.00	943278.00
	TOTAL				7033909.50
6	Revêtement (carrelage)				
	Carrelage granito étage+ RDC (30×30)	m ²	3302,03	1200	3962436
	TOTAL	/	/	/	3962436.00
7	Revêtement				

	Forme de pente en béton	m ²	667	600.00	400200.00
	Complexe par vapeur	m ²	667	400.00	266800.00
	Panneaux en ligne agglomère	m ²	667	600.00	400200.00
	Etanchéité en ligne aggloméré.	m ²	667	750.00	500250.00
	Gravillon roule 5/15 e à 0,05	m ²	667	300.0	200100.00
	TOTAL	/	/	/	1767550.00
8	Peinture				
	Peinture vinylique plafonds étage + RDC	m ²	2695,08	200.00	539016.00
	Peinture intérieur en 3 couche sur mur étage	m ²	13052,10	250.00	3263025.00
	Peinture intérieur en 3 couche mur RDC	m ²	2869,95	110.00	315694.50
	Peinture extérieur en 3 couche sur mur RDC	m ²	947,04	110.00	104174.40
	Peinture extérieur en 3 couche sur mur étage	m ²	3678,14	110.00	404595.40
	Peinture sur mur cage d'escalier + plafonds	m ²	1347,54	110.00	148229.40
	TOTAL	/	/	/	4774734.70

Tableau I.1 Calcul de métré de structure en charpente métallique.

II.4.2 Structure en béton armé :

N°	Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	P .U	montant
1	Terrassement				
	Déblais	m ³	853,218	400.00	341287.20
	Remblais	m ³	1020,127	300.00	306038.10
	Transport des terres à la décharge	m ³	686,309	300.00	205892.70
	TOTAL	/	/	/	853218.00
2	Béton en infrastructure				
	Béton de propreté e = 0,10 m	m ³	75,083	500.00	375415.00
	Radier générale et nervure	m ³	607,446	38000.00	23082948.00
	Dallage de 15cm (béton armé)	m ³	110,978	3500.00	388423.00

	TOTAL	/	/	/	23508912.50
3	Béton en élévation				
	Béton armé en élévation dosé a 350 kg/m ³				
	Poteaux RDC	m ³	44,064	38000.00	1674.43
	Poteaux étages	m ³	195,680	28500.00	5576.88
	Poutre RDC	m ³	74,482	28000.00	2085.49
	Poutre étages	m ³	286,812	28000.00	8030.73
	Voiles RDC	m ³	18,728	28000.00	524384.00
	Voiles étage	m ³	93,640	28000.00	2621920.00
	Les escaliers	m ³	12,124	28500.00	287935.500
	Acrotère	m ³	666,742	25000.00	16668550.00
	balcon	m ³	17,606	28000.00	492968.00
	Dalle pleins RDC	m ³	92,266	2200.00	202985.20
	Dalle pleins étage	m ³	424,740	2200.00	934428.00
	TOTAL	/	/	/	39158313.20
4	Maçonnerie-enduit				
4-1	Maçonnerie				
	Mur 30cm RDC	m ²	363,324	1600.00	5813184.00
	Mur 30cm étage	m ²	3390,334	1600.00	5424534.40
	Mur 10cm RDC	m ²	555,470	1200.00	666564.00
	Mur 10cm étage	m ²	1421,540	1600.00	2274464.00
4-2	Enduit				
	Enduit extérieur au mortier de ciment sur mur	m ²	1541,720	500.00	770860.00
	Enduit au mortier de ciment sous plafonds	m ²	2695,080	300.00	808524.00
	Enduit intérieur au mortier de ciment sur mur	m ²	5307,350	500.00	2653675.00
	Enduit de plâtre sur mur	m ²	5307,350	350.00	1857572.50
	Enduit de plâtre sous plafond	m ²	2695,080	350.00	943278.00
	TOTAL				7033909.50
5	Revêtement (carrelage)				
	Carrelage granito étage+ RDC (30×30)	m ²	3302,03	1200.00	3962436.00

	Carrelage d'escaliers (palier de repos)	m ²	27,00	1200.00	32400.00
	Marche et contre marche	m ²	71,91	1600.00	115056.00
	TOTAL	/	/	/	4109892.00
6	Revêtement				
	Forme de pente en béton	m ²	667	600.00	400200.00
	Complexe par vapeur	m ²	667	400.00	266800.00
	Panneaux en ligne agglomère	m ²	667	600.00	400200.00
	Etanchéité en ligne aggloméré.	m ²	667	750.00	500250.00
	Gravillon roule 5/15 ep à 0,05	m ²	667	300.0	200100.00
	TOTAL	/	/	/	1767550.00
7	Peinture				
	Peinture vinylique plafonds étage + RDC	m ²	2695,08	200.00	539016.00
	Peinture intérieur en 3 couche sur mur étage	m ²	13052,10	250.00	3263025.00
	Peinture intérieur en 3 couche mur RDC	m ²	2869,95	110.00	315694.50
	Peinture extérieur en 3 couche sur mur RDC	m ²	947,04	110.00	104174.40
	Peinture extérieur en 3 couche sur mur étage	m ²	3678,14	110.00	404595.40
	Peinture sur mur cage d'escalier + plafonds	m ²	1347,54	110.00	148229.40
	TOTAL	/	/	/	4774734.70

Tableau I.2 Calcul de métré de structure en béton armé.

I.5 Estimation de coût :

	Structure en charpente métallique	Structure en béton armé
terrassament	809696.00	853218.00
Béton en infrastructure	6273520.00	27416034.50
Béton en élévation / acier ossature de la structure	15866639.21	39158313.20
Dalle pleine / plancher mixte	3675269.60	1137413.20
Maçonnerie –enduite	7033909.50	7033909.50
Revêtement carrelage	3962436.00	4109892.00
Revêtements	1767550.00	1767550.00
Peinture	4774734.70	4774734.70
Coût total de la structure	65564644.47 DA	81206529.90 DA

Tableau I.3 Estimation de coût pour les deux structures.

I.6 Comparaison entre les deux structures :

I.6.1 Comparaison des coûts :

Le coût de construction est, à côté de celui du terrain, une composante décisive dans la formation du prix du logement neuf. Beaucoup de facteurs influent sur les valeurs qu'il peut prendre. Le coup de projecteur présenté ici vise à éclairer comment ce coût varie avec le type d'immeuble construit, maison ou immeuble collectif dans leurs principales variantes en se plaçant du point de vue du maître de l'ouvrage.

D'après les calculs nous avons obtenus les résultats suivants :

- Le coût de la structure en charpente métallique 65564644.47 DA
- Le coût de la structure en béton armé 81206529.90 DA
- Le coût de la dalle pleine 1137413.20 DA
- Le coût de la dalle collaborant 3675269.60 DA
- Le coût de fondation types des semelles isolées 6273520.00 DA
- Le coût de radier 27416034.50 DA
- Le coût de superstructure en béton arme 33552725.41 DA

- Le coût de superstructure en charpente métallique 33405269.41 DA

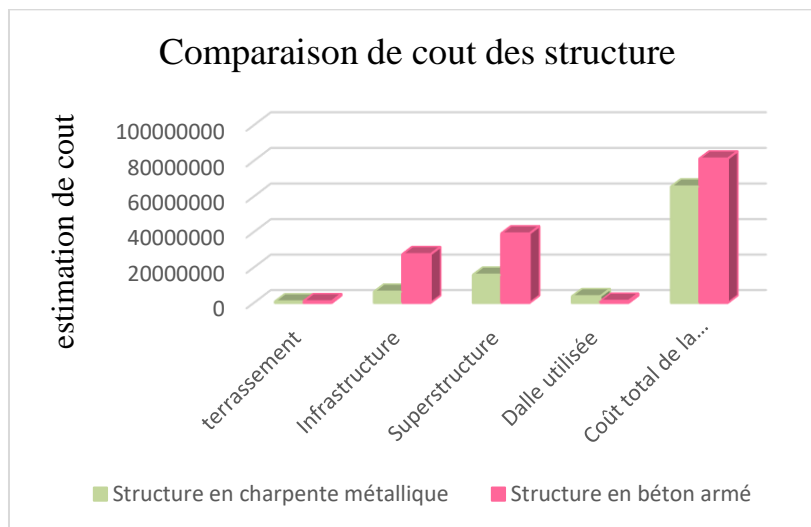


Figure I.1 histogramme de coût des structures.

En se basant sur les prix obtenus et l'histogramme ci-dessus, nous tirons les conclusions suivantes :

- Le prix de la construction en charpente métallique est moins chère de 24% que la construction en béton armé.
- Nous avons utilisé une dalle pleine à partir de rez de chaussée jusqu'à la terrasse dans la structure en béton armé qui est moins chère de 32% que la dalle mixte dans charpente métallique.
- Le prix de la superstructure en charpente métallique est moins chère de 40,51% que la construction en béton armé.
- Un radier nervuré est plus cher par rapport à une fondation de type des semelles isolées à un pourcentage de 72%

À la fin de notre travail nous comparons les travaux antérieurs réalisés à une comparaison entre les travaux qui sont réalisés à l'université Mohamed Seddik ben Yahia –Jijel- département de génie civil : PFE [13] : **Etude d'un bâtiment R+5 en charpente métallique et autre en Béton armé avec un calcul de métré implantés en zone I.**

Le prix de la construction en béton armé est moins chère de 43% que la construction en charpente métallique.

❖ Conclusion :

Cette étude exige qu'il y ait une relation entre les matériaux de construction des structures et son coût.

- Les constructions à usage administratif en charpente métallique sont plus économiques que celles en béton armé.

- Le choix de type de construction dépend de domaine d'utilisation de cette construction à titre d'exemple : si la construction à usage d'habitation (petit porté), donc l'ossature en béton armé est plus rigide ainsi que plus économique.

I.6.2 Comparaison des délais :

Comme la construction en charpente métallique a un montage rapide, simple indépendant des conditions climatiques par rapport au construction en béton armé qui exige une durée de réalisation très longue, qui est dus à l'intempérie, et à la période entre le coffrage et le décoffrage qui peut atteindre 28 jours dans les conditions normales.

Donc, la construction en charpente métallique a un délai très court par rapports à la construction en béton armé.

I.7 Conclusion et recommandations :

Suite à la conclusion de notre étude comparative pour ce projet et qui à démontrer que le coût réel de la charpente est inférieur à celui du béton.

Notre point de vue personnel est le suivant :

- Afin de gagner sur le coût de revient pour une structure en charpente métallique il faut que le plan de celle-ci réponde strictement à des trames qui correspondent aux exigences des longueurs des profilés afin de pouvoir réaliser un projet nettement économique.
- Quant aux grandes surfaces la structure en charpente métallique reste la plus favorable économiquement et la plus sollicitée sur le plan durée de réalisation.



Chapitre II :

*Influence de la réponse
dynamique sur les deux
structures.*



II.1 Introduction :

Il existe plusieurs logiciels dédiés au calcul des structures selon les matériaux de construction usuels tels que le béton armé, l'acier, l'aluminium, le bois...etc., et selon les différentes normes et réglementations internationales appliquées.

Parmi ces logiciels présents sur le marché ; le ROBOT utilisé largement dans les pays d'Europe, et les pays du nord d'Afrique principalement les pays francophones. Alors que le logiciel ETABS est utilisé dans le monde entier principalement dans les pays anglophones. Notre étude consiste à comparer ces deux logiciels en étudiant des structures différentes en terme d'élévations et en terme de matériaux de construction (Béton armé et charpente métallique) tout en respectant la réglementation algérienne en vigueur à savoir : charges et surcharges, RPA99 v2003, CBA93, CCM66, RNV.

Notre étude se limite au comportement linéaire des structures, et nous interprétons uniquement les résultats généraux tels que : les modes propres, les participations massiques, les déplacements, les efforts dans les éléments barres, ... etc., nous n'aborderons pas les calculs des section (dimensionnement et/ou ferrailage). Selon les résultats obtenus, nous mettrons en relief les points communs entre les deux logiciels et les points de divergence avec des explications dans le cas échéant, afin de permettre aux futures utilisateurs le bon choix de ces deux logiciels selon le type de structure à étudier.

II.2 Interprétation des résultats obtenus :**II.2.1 Les résultats obtenus de la structure en béton armé par les deux logiciels :**

❖ Périodes de vibration :

Niveau	ETABS	ROBOT
Mode 1	0,615	0,58
Mode 2	0,45	0,46
Mode 3	0,36	0,42

Tableau II.1 Les valeurs des périodes de vibration.

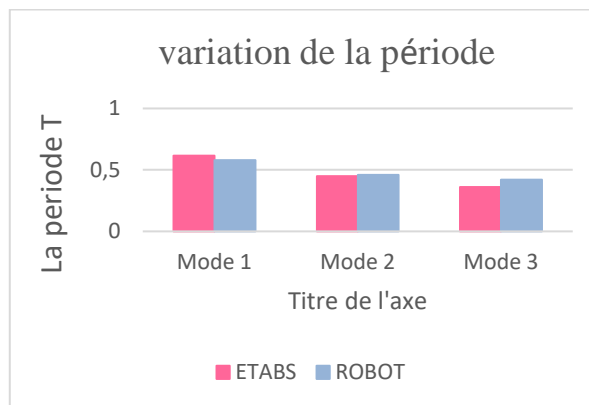


Figure II.1 histogramme de la période de vibration.

❖ Poids des étages :

Niveau	ROBOT	ETABS
Terrasse	8111,15	9865,51
Etage 4	9051,06	10322,18
Etage 3	9051,06	10322,18
Etage 2	10408,33	11457,89
Etage 1	10051,09	11253,25
RDC	10133,02	11284,96

Tableau II.2 Les valeurs des poids des étages.

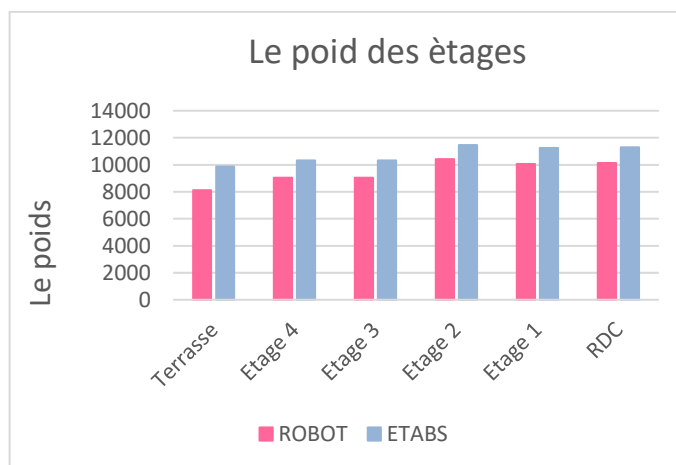
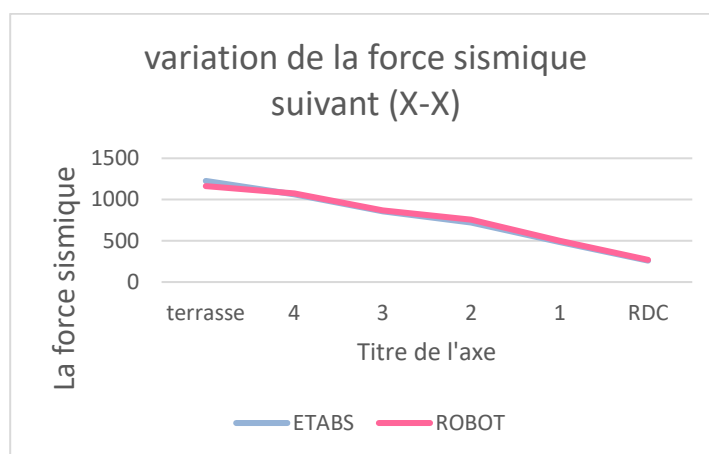


Figure II.2 histogramme des poids des étages.

- ❖ Les forces sismiques :
- Sens X :

Niveau	ETABS	ROBOT
terrasse	1225,67	1162,57
4	1063,71	1076,05
3	857,16	867,11
2	722,2	756,86
1	484,13	498,86
RDC	259,68	269,02

Tableau II.3 Les valeurs des forces sismiques Sens X.



FigureII.3 Diagramme des forces sismiques Sens X.

- Sens Y :

Niveau	ETABS	ROBOT
terrasse	1225,66	1103,18
4	1063,7	1020,85
3	857,15	822,81
2	722,1	718,2
1	484	473,37
RDC	259,5	255,26

Tableau II.4 Les valeurs des forces sismiques Sens Y.

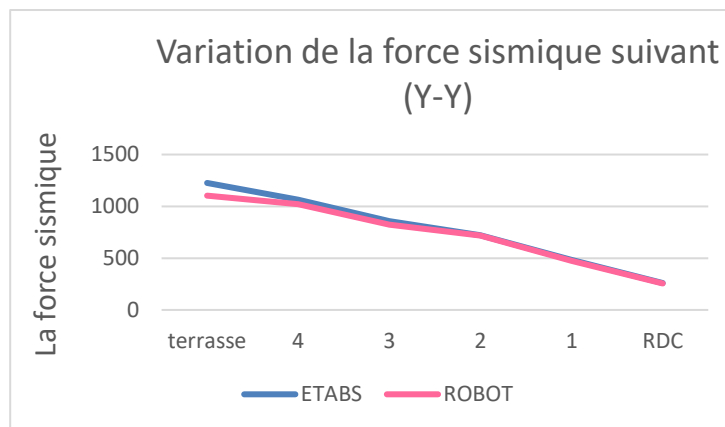


Figure II.4 Diagramme des forces sismiques Sens Y.

- ❖ Les efforts tranchants :
- Sens X :

Niveau	ETABS	ROBOT
terrasse	1225,67	1162,57
4	2289,38	2238,62
3	3146,54	3105,73
2	3868,74	3862,59
1	4352,87	4361,45
RDC	4612,55	4630,47

Tableau II.5 Les valeurs des efforts tranchants Sens X.

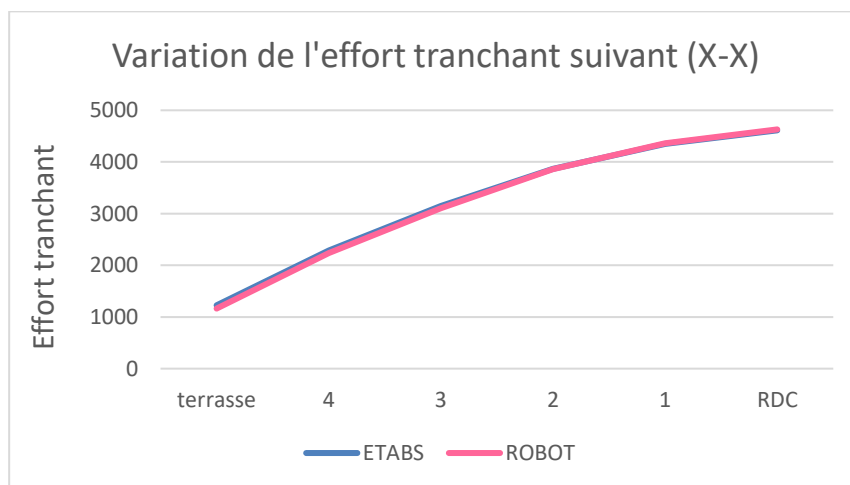


Figure II.5 Diagramme des efforts tranchants Sens X.

➤ **Sens Y :**

Niveau	ETABS	ROBOT
terrasse	1225,66	1103,18
4	2289,36	2124,03
3	3146,51	2946,84
2	3868,61	3665,04
1	4352,61	4138,41
RDC	4612,11	4393,47

Tableau II.6 Les valeurs des efforts tranchants Sens Y.

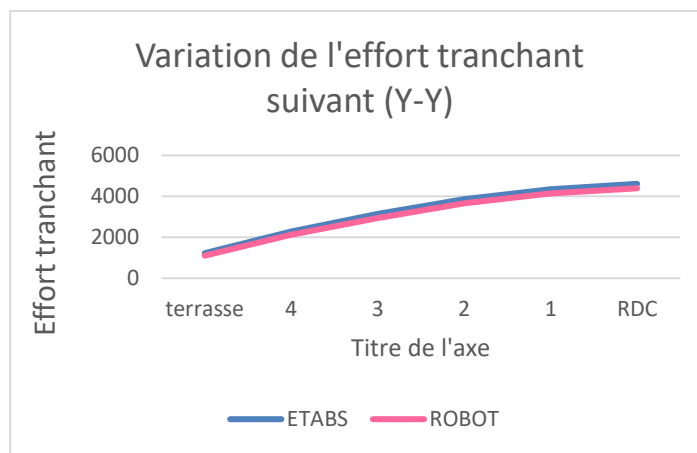


Figure II.6 Diagramme des efforts tranchants Sens Y.

❖ **Les déplacements :**

➤ **Sens X :**

Niveau	ETABS	ROBOT
terrasse	0,0007	0,00044
4	0,0014	0,001
3	0,0019	0,0016
2	0,0027	0,002
1	0,0031	0,0026
RDC	0,0031	0,0031

Tableau II.7 Les valeurs des déplacements Sens X.

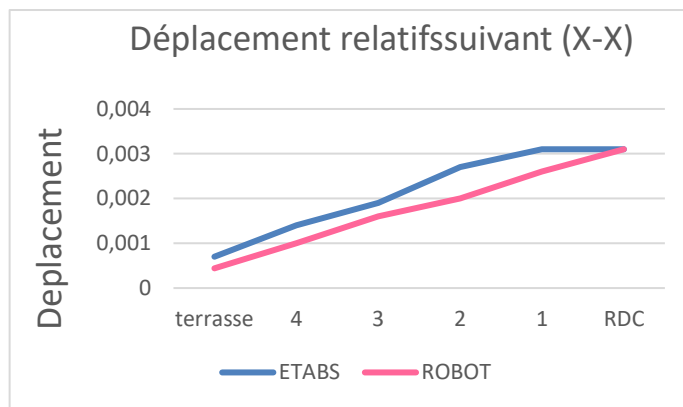


Figure II.7 Diagramme des déplacements Sens X.

➤ Sens Y :

Niveau	ETABS	ROBOT
terrasse	0,0014	0,0014
4	0,0037	0,0037
3	0,0062	0,0062
2	0,0078	0,0078
1	0,0096	0,0096
RDC	0,0099	0,0099

Tableau II.8 Les valeurs des déplacements Sens Y.

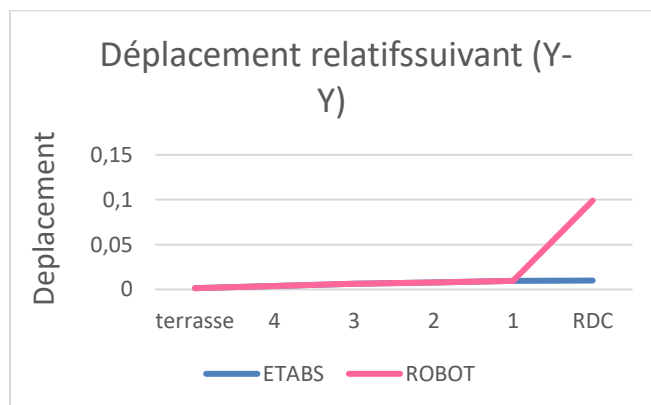


Figure II.8 Diagramme des déplacements Sens Y.

- ❖ L'effet P-Δ :
- Sens X :

Niveau	ETABS	ROBOT
terrasse	0,02	0,02
4	0,021	0,021
3	0,014	0,014
2	0,021	0,021
1	0,017	0,017
RDC	0,0108	0,0108

Tableau II.9 Les valeurs d'effet P-Δ Sens X.

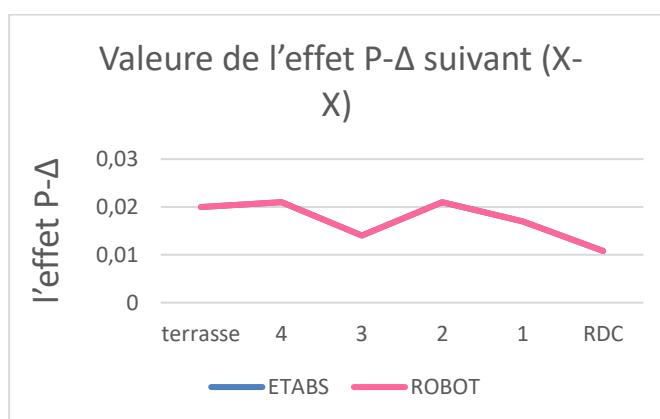


Figure II.9 Diagramme d'effet P-Δ Sens X.

- Sens Y :

Niveau	ETABS	ROBOT
terrasse	0,0035	0,0071
4	0,0083	0,009
3	0,0148	0,006
2	0,0192	0,006
1	0,0234	0,001
RDC	0,0241	0,034

Tableau II.10 Les valeurs d'effet P-Δ Sens Y.

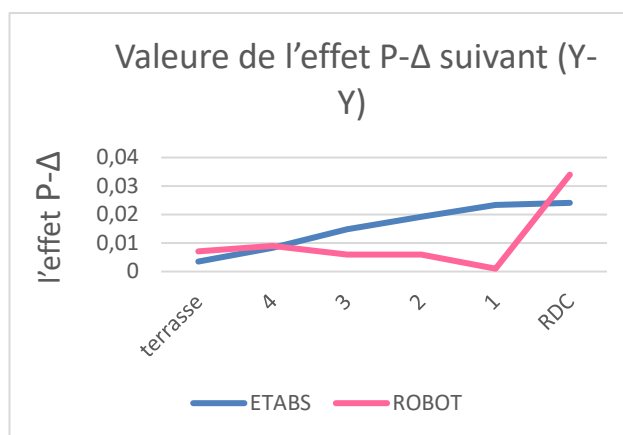


Figure II.10 Diagramme d'effet P-Δ Sens Y.

❖ Interprétation des résultats obtenus :

ROBOT et ETABS sont des logiciels de calcul et d'analyse pour n'importe quel structures quel que soit complexité, nous permet de représenter une structure réelle par un modèle numérique que le logiciel peut le traiter et l'analyser et déterminer les efforts internes (moments, efforts normaux, efforts tranchants), qui résistent les charges extérieures appliquées sur la structure, par utilisation de la méthode des éléments finis.

D'après les résultats obtenus ; Nous notons que la plupart des résultats sont les mêmes par les deux logiciels et les différents qui nous avons obtenus peut-être revient à :

- La précision de la méthode de calcul de chaque logiciel.
- Le pourcentage d'erreur provoqué par le modèle réduit.
- Le type de maillage est le plus influence dans la précision de la résolution des calculs.

Le choix d'un logiciel de calcul a été toujours lié à l'habitude de l'utilisateur ou à la région géographique où un logiciel donné est le plus utilisé que d'autres, néanmoins, il est évident que chaque produit a ses propres qualités et ses propres inconvénients.

Chaque logiciel que soit le ROBOT ou ETABS a ses qualités supérieures dans un domaine bien précis, ce qui conduit à un choix au préalable selon le type de structure et

selon le matériau utilisé. Pour notre étude comparative nous choisissons le logiciels ROBOT à cause de leurs bonnes caractéristiques que ETABS tel que :

- Dimensionner tous les éléments de la structure et faire le ferrailage des éléments en béton et l'assemblage des éléments en charpente selon les codes mondial de dimensionnement.
- Affecter et, ou de modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation de calcul.
- Vérifier la structure modélisée avant de lancer le calcul pour connaître les erreurs et les avertissements et les objets liés à ces erreurs.
- Faire les plans d'exécution et les notes de calcul.
- Maillage automatique, avec le logiciel Robot vous pouvez aussi gérer des modèles complexes grâce à des techniques de maillage automatique. Chaque panneau peut être travaillé individuellement avec du maillage automatique ou avec des paramètres de maillage définis manuellement. Vous obtenez ainsi des éléments finis de haute qualité.
- Robot Structural n'est pas uniquement un logiciel de charpente métallique. Il prend aussi en charge la conception pour le béton armé et l'acier grâce à 40 normes acier internationales et 30 normes béton armé. La conception et le choix des matériaux sont facilités ainsi que la validation des éléments structurels.
- La possibilité aux ingénieurs structure de faire plusieurs études dans même fichier (analyse des structure, étude des fondation, assemblage des profils, ...).

II.2.2 Les résultats obtenus à travers ROBOT des structures en charpente métallique et en béton armé :

❖ **Périodes de vibration :**

Niveau	BA	CM
Mode 1	0,58	0,85
Mode 2	0,46	0,74
Mode 3	0,42	0,49

Tableau II.11 Les valeurs des périodes de vibration.

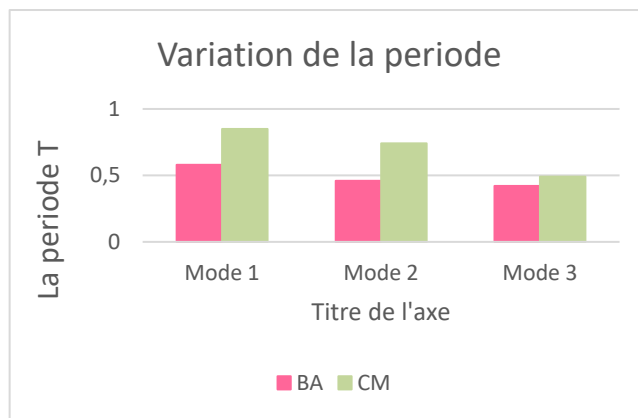


Figure II.11 histogramme de la période de vibration.

La figure représente une variation des périodes des trois modes de vibration pour les deux structures.

On remarque que la période de la structure en charpente métallique est plus grand de 60,86% que la structure en béton armé.

❖ Poids des étages :

Niveau	BA	CM
Terrasse	8111,15	4356,78
Etage 4	9051,06	4533,67
Etage 3	9051,06	4533,67
Etage 2	10408,33	5217,24
Etage 1	10051,09	5055,77
RDC	10133,02	5016,65

Tableau II.12 Les valeurs des poids des étages.

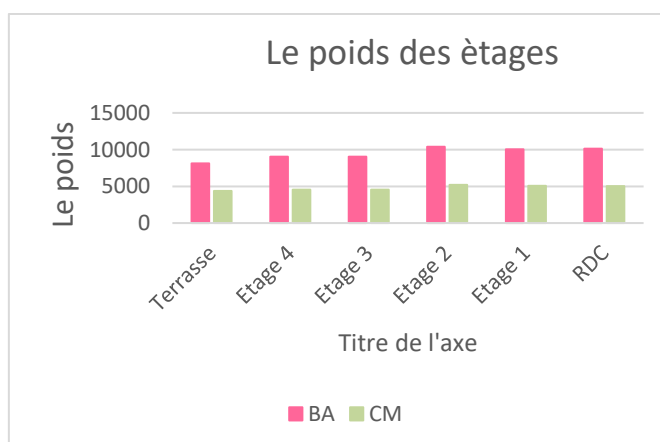


Figure II.12 histogramme des poids des étages.

La figure représente le poids de chaque étage pour les deux structures.

On observe que le poids des étages de la structure en béton armé est plus grand d'un pourcentage moyen de 49,91% que la structure en charpente métallique.

❖ **Les forces sismiques :**

➤ **Sens X :**

Niveau	BA	CM
terrasse	1162,57	641,11
4	1076,05	564,05
3	867,11	454,53
2	756,86	397,02
1	498,86	262,59
RDC	269,02	139,37

Tableau II.13 Les valeurs des forces sismiques Sens X.

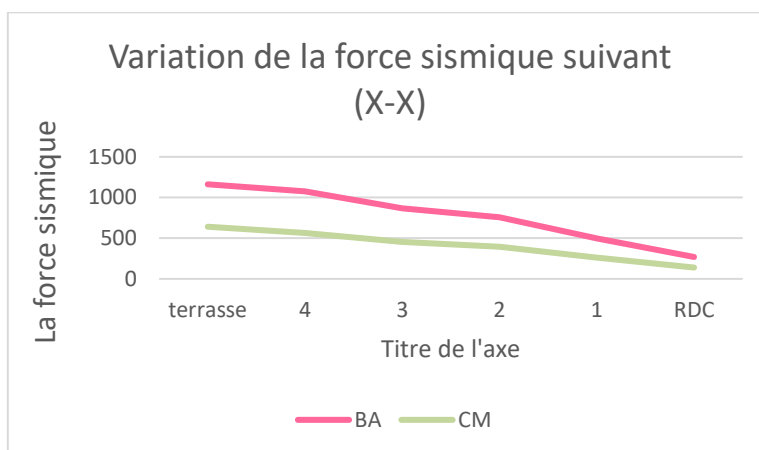


Figure II.13 Diagramme des forces sismiques Sens X.

➤ **Sens Y :**

Niveau	BA	CM
terrasse	1103,18	726,72
4	1020,85	639,37
3	822,81	515,22
2	718,2	450,04
1	473,37	297,66
RDC	255,26	157,98

Tableau II.14 Les valeurs des forces sismiques Sens Y.

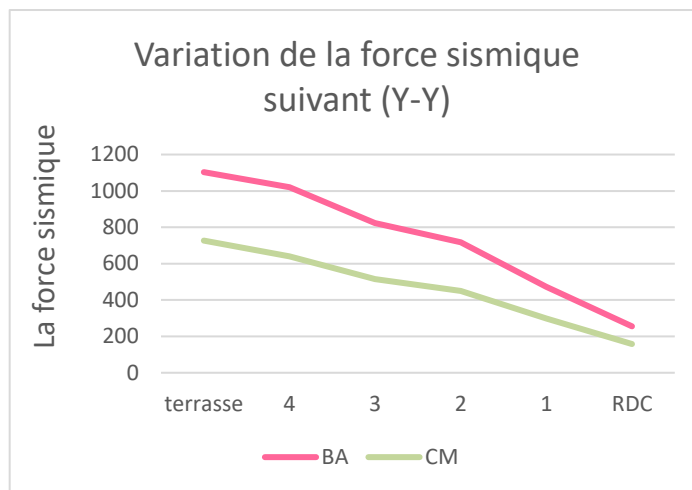


Figure II.14 Diagramme des forces sismiques Sens Y.

La figure représente une variation des forces sismique en fonction des niveaux des étages pour les deux structures.

❖ Les efforts tranchants :

➤ Sens X :

Niveau	BA	CM
terrasse	1162,57	641,11
4	2238,62	1205,17
3	3105,73	1659,7
2	3862,59	2056,72
1	4361,45	2319,32
RDC	4630,47	2458,7

Tableau II.15 Les valeurs des efforts tranchants Sens X.

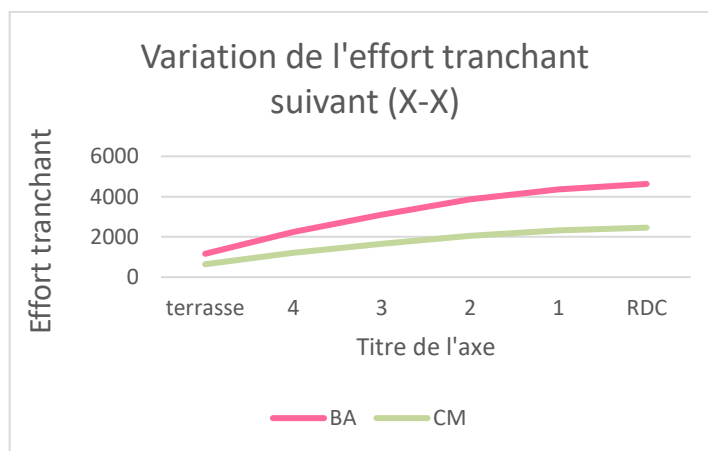


Figure II.15 Diagramme des efforts tranchants Sens X.

➤ Sens Y :

Niveau	BA	CM
terrasse	1103,18	726,72
4	2124,03	1366,1
3	2946,84	1881,32
2	3665,04	2331,37
1	4138,41	2629,03
RDC	4393,47	2787,02

Tableau II.16 Les valeurs des efforts tranchants Sens Y.

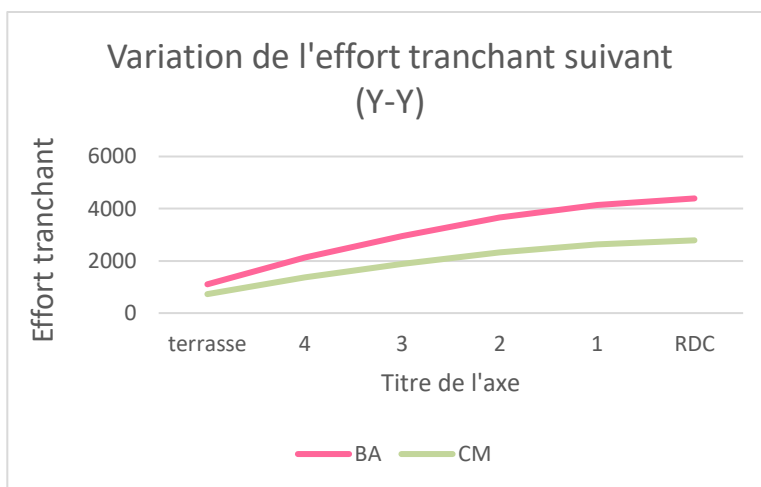


Figure II.16 Diagramme des efforts tranchants Sens Y.

La figure représente une variation des efforts tranchants en fonction des niveaux des étages pour les deux structures.

❖ Les déplacements :

➤ Sens X :

Niveau	BA	CM
terrasse	0,00044	0,003
4	0,001	0,004
3	0,0016	0,004
2	0,002	0,004
1	0,0026	0,003
RDC	0,0031	0,003

Tableau II.17 Les valeurs des déplacements Sens X.

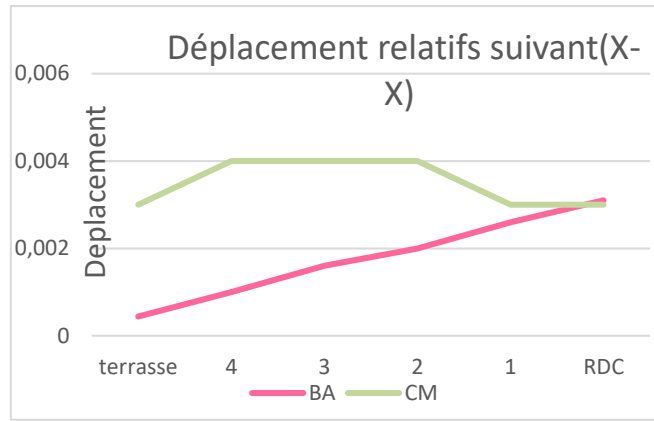


Figure II.17 Diagramme des déplacements Sens X.

➤ Sens Y :

Niveau	BA	CM
terrasse	0,0014	0,003
4	0,0037	0,004
3	0,0062	0,003
2	0,0078	0,004
1	0,0096	0,003
RDC	0,0099	0,002

Tableau II.18 Les valeurs des déplacements Sens Y.

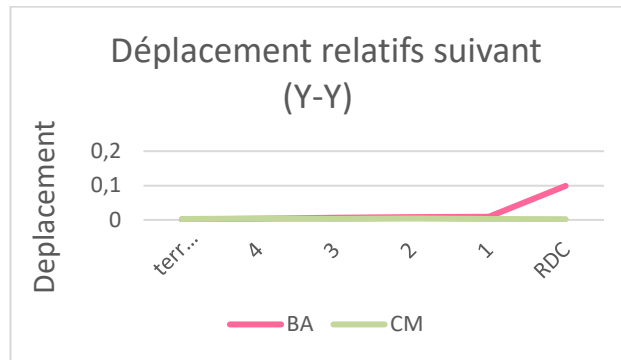


Figure II.18 Diagramme des déplacements Sens Y.

La figure représente une variation des déplacements en fonction des niveaux des étages pour les deux structures.

D'après les résultats des diagrammes ; on conclut que :

Les deux courbes sont différents.

- ❖ L'effet P-Δ :
- Sens X :

Niveau	BA	CM
terrasse	0,02	0,009
4	0,021	0,012
3	0,014	0,012
2	0,021	0,012
1	0,017	0,009
RDC	0,0108	0,009

Tableau II.19 Les valeurs d'effet P-Δ Sens X.

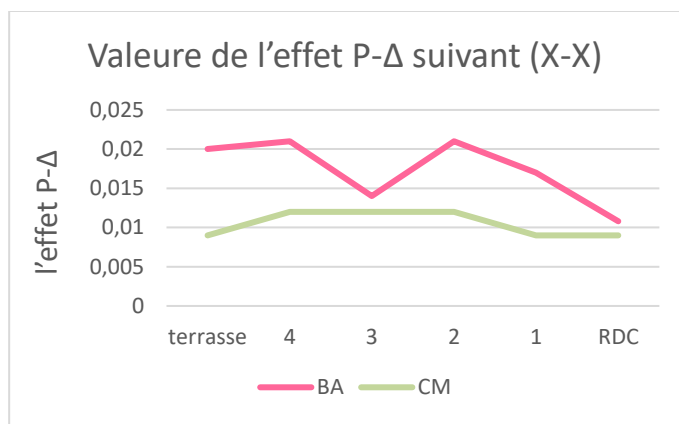


Figure II.19 Diagramme d'effet P-Δ Sens X.

- Sens Y :

Niveau	BA	CM
terrasse	0,0071	0,009
4	0,009	0,012
3	0,006	0,009
2	0,006	0,012
1	0,001	0,009
RDC	0,034	0,006

Tableau II.20 Les valeurs d'effet P-Δ Sens Y.

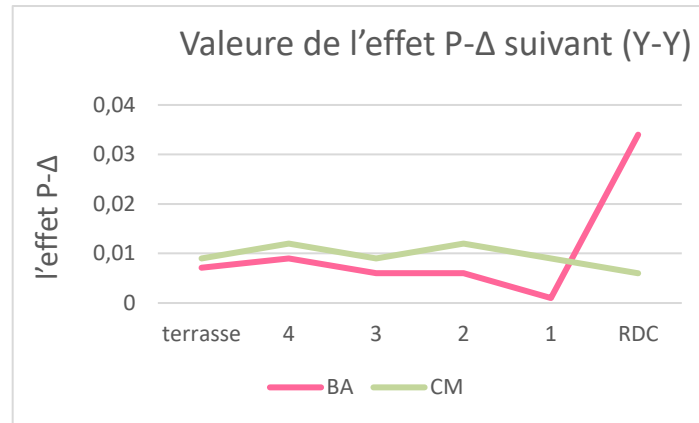


Figure II.20 Diagramme d'effet P-Δ Sens Y.

La figure représente une variation de l'effet P-Δ en fonction des niveaux des étages pour les deux structures.

D'après les résultats des diagrammes ; on observe que :

Les deux courbes sont différents.

❖ Spectre de réponse :

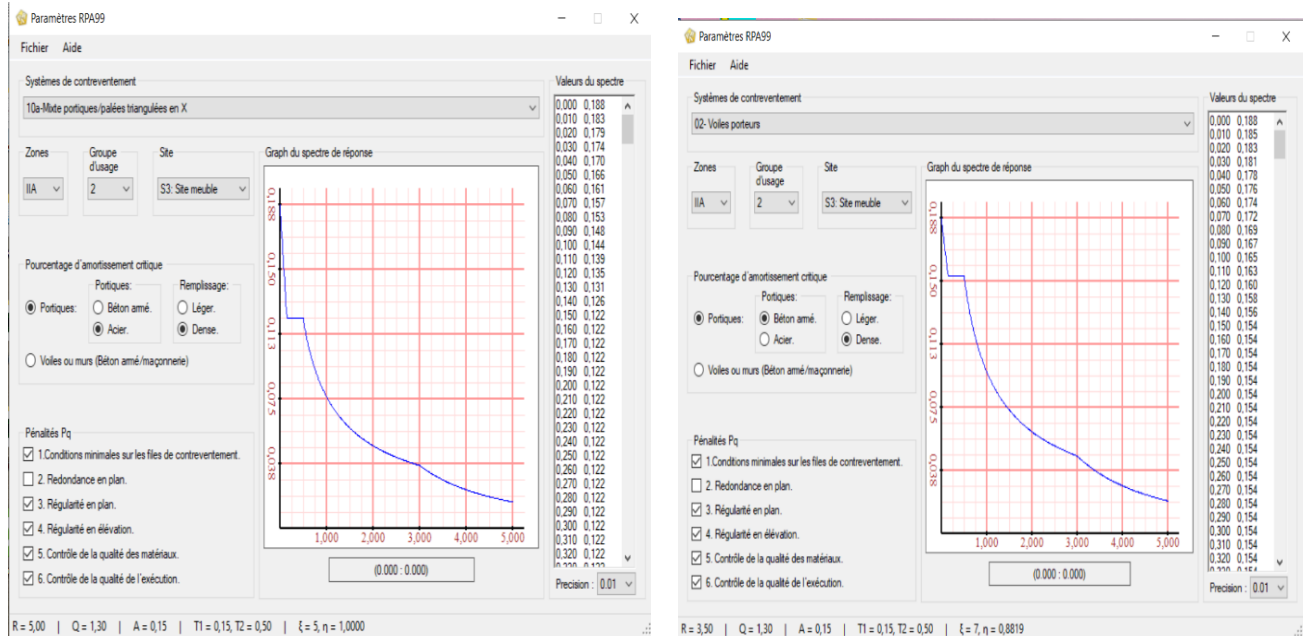


Figure II.21 Spectre de réponse des deux structures.

La figure représente le Spectre de réponse des deux structures.

❖ **Interprétation des résultats :**

➤ De l'histogramme II.11, on constate que :

La période fondamentale est en fonction de Coefficient C_T qui est en fonction du système de contreventement et de type de remplissage.

➤ D'après l'histogramme II.12, on observe que :

Le poids de la structure métallique est moins que le poids de la structure en béton armé.

Cette différence de poids due à la différence des matériaux de construction utilisés :

- Le plancher collaborant utilisée dans la structure métallique s'agit de dalle mixte constitué d'une tôle profilée en acier recouverte de béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration de béton due au retrait et aux effets de température par contre en utilise dalle pleine dans la construction en béton armé.
- Le poids des éléments structuraux dans la structure en béton armé qui engendre par le grand pré dimensionnement des éléments de la structure plus grand par rapport aux éléments dans la structure en charpente métallique.

➤ D'après les résultats des diagrammes II.14 ; on conclut que :

La relation entre la force sismique et le poids de la structure est proportionnelle.

➤ D'après les résultats des diagrammes II.16 ; on remarque que :

L'effort tranchant lie à la force sismique de la structure.

❖ **Conclusion :**

Nous notons que les différences entre les résultats sont les suites :

- À cause de poids propre élevé dans les structures en béton armé, elles sont moins sensibles aux variations des surcharges et plus résistantes aux efforts sismiques.
- Grace à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- La rigidité des structures en béton armé et la flexibilité des structures en charpente métallique ainsi que les coefficients d'amplification dynamique et de comportement R ; donne une différence de la période entre les deux structures.

- La différence entre les participations massiques ainsi que les efforts sismiques et les efforts tranchants interpréter par la différence des poids et des charge appliques sur les structures.

Conclusion.

À présent, vous avez une bonne idée des différents types de construction disponibles. En comprenant les différents types de construction, nous apprécions mieux les bâtiments dans lequel nous vivons. Comprendre les types de construction est une information importante pour la sécurité des bâtiments et aide à donner aux gens une idée plus aiguë de ce qu'il faut anticiper dans des situations dangereuses. Plusieurs facteurs influent sur le type de construction d'un bâtiment tel que :

1. Objet :

L'objectif d'un bâtiment affecte les aspects de construction tels que les matériaux et la portée du projet. Les énormes bâtiments commerciaux subissent des méthodes de construction différentes de celle de leurs homologues plus petits. Certaines classifications de bâtiments en fonction de l'objectif sont éducatives, administrative, commerciales, industrielles et résidentielles. Le but du bâtiment affecte le choix des matériaux de construction qui à son tour affecte le type de bâtiment.

2. Taille :

De manière générale, les bâtiments plus importants utilisent des types de construction plus lourds. Ils auront des espaces de plancher avec de longues portées et des systèmes de toiture fortement soutenus.

3. Contraintes portantes :

Au fur et à mesure qu'un bâtiment augmente en taille, il affecte sa capacité à supporter des charges. Un type de construction doit être suffisamment robuste pour supporter les charges excessives.

4. Vitesse :

Les bâtiments d'un type de construction inférieur sont plus rapides à ériger. En effet, le temps nécessaire à la conception et à la construction est moindre. La main-d'œuvre nécessaire est également moins, et les matériaux de construction peuvent faciliter une construction plus rapide.

5. Coût :

Le coût d'un projet détermine en grande partie le type de construction. En effet, le prix affecte le choix des matériaux, la qualité de la main-d'œuvre, l'art et la portée du projet. Les types de projets de construction inférieurs nécessitent moins d'argent que les types de projets de construction plus élevés.

6. Facteurs environnementaux:

Les facteurs environnementaux affectent le choix des bâtiments que nous pouvons y ériger. Dans les zones côtières, les bâtiments sont surélevés pour les protéger des raz-de-marée. Le choix des matériaux et de la conception des bâtiments dans les régions sujettes aux tremblements de terre est également différent de celui des zones typiques. Une structure rigide s'effondre facilement lors d'incendies et de tremblements.

Conclusion générale

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, et nous a démontré l'important rôle des règlements techniques de conception qui assurent la vie des habitants et démontrent aussi la noblesse de notre travail. Ce travail présente aussi une porte ouverte sur notre vie professionnelle prochaine. Cela nous a démontré le grand travail à faire avant de mettre en œuvre une construction et l'importance de nos études.

Notre bâtiment et de 21,11 m de hauteur cela exige plusieurs vérifications à faire (neige, vent, variation de température, actions sismiques, ...), et l'augmentation de la rigidité de la structure (les contreventements) pour qu'elle puisse résister à ces phénomènes d'instabilité, dans cet objectif, on a essayé de travailler soigneusement pour augmenter la rigidité et la ductilité de notre construction afin qu'elle puisse affronter et résister à tous ces phénomènes.

Enfin, il est important de dire que cela ne signifie pas que ce travail est parfait et qu'il reste beaucoup à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu avec une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs tracés. Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.



Les Plans de génie civil.





Bibliographie :



Règlements :

- Règlement Parasismiques Algériennes **RPA99**/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91**.
- Règles de Conception et Dimensionnement des structures mixtes acier-béton **EUROCODE 4**
- Règles de Charges permanentes et Charges d'exploitation.
- Règles de Conception et de Calcul des structures en acier **EUROCODE 3**
- Règlement neige et vent **RNV99**
- Règle de calcul des constructions en acier **CM66**.

Projet fin d'étude :

- Etude comparative d'un même bâtiment de grande hauteur en béton armé et en charpente métallique. Mémoire Master : Génie civil, Construction métallique. Tlemcen : Université de Tlemcen.
- Etude d'un bâtiment en charpente métallique. Mémoire Master : Génie Civil, Construction métallique et mixte. Tlemcen : Université de Tlemcen.
- Etude d'un bâtiment R+5 en charpente métallique et autre en Béton armé avec un calcul de métré implantés en zone I. Mémoire Master : Génie Civil, Structure. Jijel : Université de Jijel.
- Etude d'un bâtiment R+5 en charpente métallique et autre en Béton armé avec un calcul de métré implantés en zone I. Mémoire Master : Génie Civil, Structure. Jijel : Université de Jijel.
- Etude d'un bâtiment (R+5) irrégulier en charpente métallique + Etude paramétrique des poteaux sous sollicitation de compression centrée. Mémoire Master : Génie Civil, Structure. Jijel : Université de Jijel.
- Etude d'un bâtiment administratif R+10étages avec 2Sous-sol contreventé par voiles-portiques en béton armé. Mémoire Master : Génie Civil, Structure. Jijel : Université de Jijel.

Cours :

- Charpente métallique.
- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.
- Cours de métré.

Livres :

- Book_ **Anil K Chopra**_Dynamics Of Structures_4th
- Calcul des ouvrages en béton armé- **M. BELAZOUGUI** by GC. Pro
- Jean Morel – Calcul des structures métallique selon l’Eurocode 3

Logiciels :

- ETABS V9.7.0
- ROBOT 2014
- AUTO CAD 2011
- SAFE 2016
- EXPERT 2010
- SOCOTEC
- EXCEL 2016
- WORD 2016

Applications :

- WPS office
- DWG Fast view
- Adobe Acrobat
- Canva
- Calculette BAEL
- Metal
- Steelyard

Annexes :

Section réelles d'armatures

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulée sur leur contour.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe

1

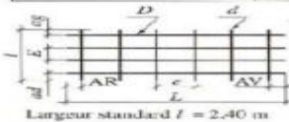
Caractéristiques des aciers

Caractéristiques des barres pour béton armé section en cm²

Diamètre nominal (mm)	Nombre de barres									Masse (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
5	0.20	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	0.154
6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	0.222
8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	0.395
10	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	0.617
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	0.888
14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	1.208
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	1.578
20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	2.466
25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	3.853
32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	6.313
40	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	9.865

Caractéristiques des treillis soudés standards (extraits Doc. ADETS)

Types et caractéristiques	Désignation ADETS	Sect. S (cm ² /m)	S s (cm ² /m)	E e (mm)	D d (mm)	Nbre de fils N n	Longueur l l (m)	Rouleaux	Panneaux	Masse nominale (kg/m ²)	Masse l rouleau ou l panneau (kg)	
TSL ψ _s = 1 η = 1 f _{st} = 500 MPa σ _R = 550 MPa ε _R = 8 ‰	R901	0,48	0,48	200	3,5	12	50,00	*		0,625	75,06	
	R902	0,64	0,64	150	3,5	16	50,00	*		0,750	90,06	
	R903	0,64	0,64	150	3,5	16	50,00	*		1,000	120,12	
	P903	0,64	0,64	150	3,5	32	4,80		*	1,000	11,52	
	P100	1,06	1,06	150	4,5	16	4,80		*	1,657	19,26	
	P200	1,31	1,31	150	5	16	4,80		*	1,952	22,60	
	TSHA ψ _s = 1,5 η = 1,3, ∅ < 6 η = 1,6, ∅ ≥ 6	P300	1,58	1,58	150	5,5	16	4,80		*	2,182	25,14
		P400	1,96	1,96	100	5	24	4,80		*	2,475	28,51
		P500	2,83	2,83	100	6	24	6,00		*	3,155	45,43
		P600	3,85	3,85	100	7	24	6,00		*	4,027	57,98
P700		5,03	5,03	100	8	24	6,00		*	5,267	75,84	
P800		6,36	6,36	100	9	24	6,00		*	6,653	95,81	
				200	5,5	30	2,40					
				300	7	20	2,40					



- L : longueur du panneau
- l : largeur unique (2,40m)
- D : diamètre fil le plus long
- d : diamètre fil le plus court
- E : espacement fil le plus long
- e : espacement fil le plus court

Annexe

2

Contraintes limites des matériaux à l'E.L.S.

Tableaux des contraintes limites σ_{bc} et σ_{st} à l'E.L.S.

Tableau 1 : contrainte limite de compression du béton

f _{cf}	18	20	22	25	27	30	35	40
f _{st} = 0,6 + 0,05 f _{cf}	1,68	1,80	1,92	2,10	2,22	2,40	2,70	3,0
σ _{bc} = 0,6 f _{cf}	10,8	12,0	13,2	15,0	16,2	18,0	21,0	24,0

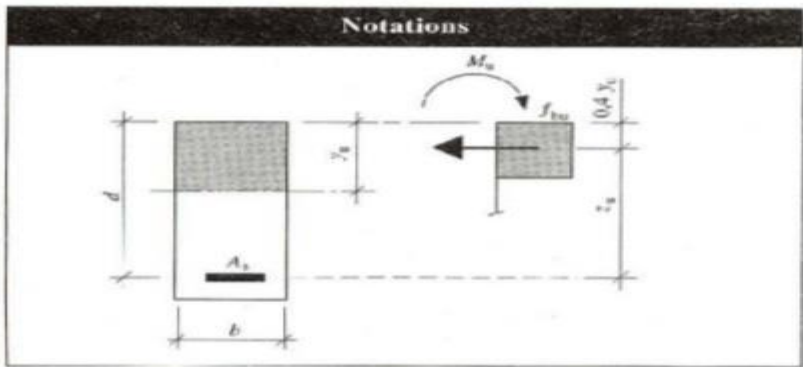
Tableau 2 : contrainte limite d'ouverture des fissures

Fissuration		σ _{st} (MPa)																	
peu préjud.		préjudiciable								très préjudiciable									
Limites réglementaires		inf [2/3 f _c ; 110 √ η f _{st}]																	
Résistances caractéristiques du béton		f _{cf} (MPa)																	
Type d'aciers	η	Classe	18	20	22	25	27	30	35	40	18	20	22	25	27	30	35	40	
Aciers en barres	1	Ronds lisses	143								143	108							108
		Fe E 235	143	148	152	157					157	117	118						118
	1,6	Fe E 400 TE 400 E 500 TE 500	180	187	193	202	207	216	229	241	148	153	158	165	170	176	187	197	
Treillis soudés (∅ ≥ 6 mm)	1	TSL 500	143	148	152	159	164	170	181	191	117	121	125	130	134	139	148	156	
	1,6	TSHA 500	180	187	193	202	207	216	229	241	148	153	158	165	170	176	187	197	

(*) Dans le cas de treillis soudés avec ∅ < 6 mm, prendre η = 1,3.

4 Tableaux de calcul à l'E.L.U.R.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers naturels: f_e E 400 → ①
 f_e E 500 → ②
- Béton: diagramme rectangulaire simplifié

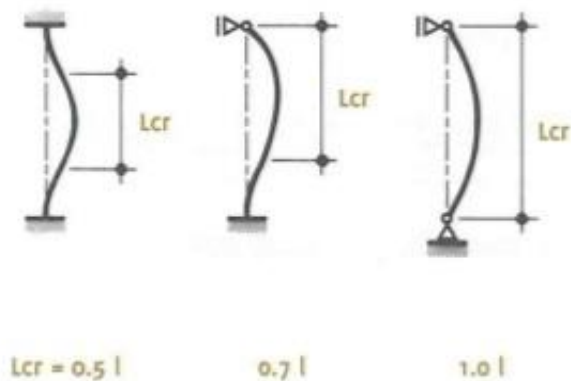


Contraintes de calcul	
Béton	
$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$	
$\gamma_b = 1,5$	
Acier	
$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	
$\gamma_s = 1,15$	

Paramètres	
$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$	
$\alpha_u = \frac{y_u}{d}$	
$\beta_u = \frac{z_u}{d}$	
ϵ_{st} : allongement armature A_s	
p_u : pourcentage mécanique	
$p_u = \frac{A_s}{b d} \cdot \frac{f_{su}}{f_{bu}}$	

μ_{bu}	α_u	β_u	ϵ_{st}	p_u	ϵ
0.000	0.000	1.0000	10.000	0.000	0.000
0.002	0.003	0.9990	10.000	0.002	0.002
0.004	0.005	0.9980	10.000	0.004	0.004
0.006	0.008	0.9970	10.000	0.006	0.006
0.008	0.010	0.9960	10.000	0.008	0.008
0.010	0.013	0.9950	10.000	0.010	0.010
0.012	0.015	0.9940	10.000	0.012	0.012
0.014	0.018	0.9930	10.000	0.014	0.014
0.016	0.020	0.9919	10.000	0.016	0.016
0.018	0.023	0.9909	10.000	0.018	0.018
0.020	0.025	0.9899	10.000	0.020	0.020
0.022	0.028	0.9889	10.000	0.022	0.022
0.024	0.030	0.9879	10.000	0.024	0.024
0.026	0.033	0.9868	10.000	0.026	0.026
0.028	0.036	0.9858	10.000	0.028	0.028
0.030	0.038	0.9848	10.000	0.030	0.030
0.032	0.041	0.9837	10.000	0.032	0.032
0.034	0.043	0.9827	10.000	0.034	0.034
0.036	0.046	0.9817	10.000	0.036	0.036
0.038	0.048	0.9806	10.000	0.038	0.038
0.040	0.051	0.9796	10.000	0.041	0.041
0.042	0.054	0.9785	10.000	0.043	0.043
0.044	0.056	0.9775	10.000	0.045	0.045
0.046	0.059	0.9764	10.000	0.047	0.047
0.048	0.062	0.9754	10.000	0.049	0.049
0.050	0.064	0.9743	10.000	0.051	0.051
0.052	0.067	0.9733	10.000	0.053	0.053
0.054	0.069	0.9722	10.000	0.056	0.056
0.056	0.072	0.9712	10.000	0.058	0.058
0.058	0.075	0.9701	10.000	0.060	0.060
0.060	0.077	0.9690	10.000	0.062	0.062
0.062	0.080	0.9680	10.000	0.064	0.064
0.064	0.083	0.9669	10.000	0.066	0.066
0.066	0.085	0.9658	10.000	0.068	0.068
0.068	0.088	0.9648	10.000	0.070	0.070
0.070	0.091	0.9637	10.000	0.073	0.073
0.072	0.093	0.9626	10.000	0.075	0.075
0.074	0.096	0.9615	10.000	0.077	0.077
0.076	0.099	0.9604	10.000	0.079	0.079
0.078	0.102	0.9593	10.000	0.081	0.081
0.080	0.104	0.9583	10.000	0.083	0.083
0.082	0.107	0.9572	10.000	0.085	0.085
0.084	0.110	0.9561	10.000	0.088	0.088
0.086	0.113	0.9550	10.000	0.090	0.090
0.088	0.115	0.9539	10.000	0.092	0.092
0.090	0.118	0.9528	10.000	0.094	0.094
0.092	0.121	0.9517	10.000	0.097	0.097
0.094	0.124	0.9506	10.000	0.099	0.099
0.096	0.126	0.9494	10.000	0.101	0.101
0.098	0.129	0.9483	10.000	0.103	0.103

Barre tenue transversalement



Barre non tenue transversalement

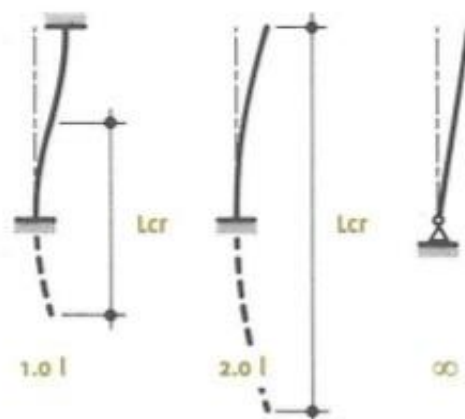
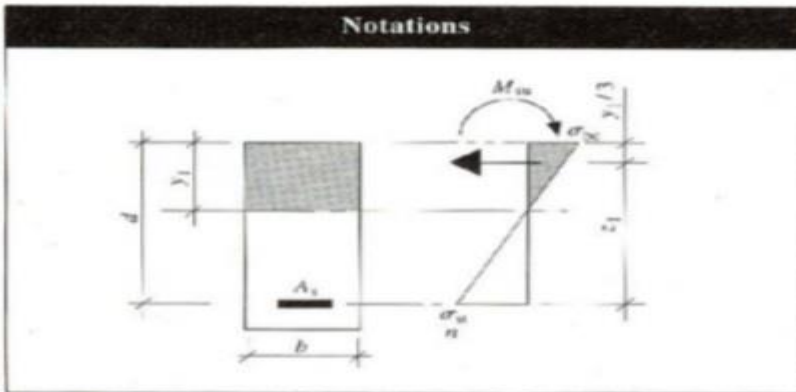


Fig. 29: Cas limites des conditions d'appui: longueur de flambement d'une barre comprimée

Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple – Section rectangulaire
 - Aciers
 - Béton
- } domaine élastique $n = 15$



Contraintes de calcul	
Béton	
σ_{bc}	
Limite réglementaire	
$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cf}$	
Acier	
σ_{st}	
Limite réglementaire	
$\bar{\sigma}_{st}$ (cf. BAEL)	

Paramètres	
$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}}$	
$K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$	
$\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}}$	
$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$	
$\beta_1 = \frac{z_1}{d}$	
$\rho = \frac{A_s}{b d}$	



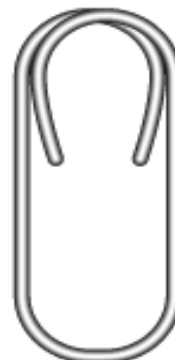
μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100 ρ
0.0000	0.00	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	183.83	0.0268	0.075	0.9749	0.021
0.0004	127.22	0.0509	0.105	0.9698	0.041
0.0006	102.14	0.0613	0.128	0.9573	0.063
0.0008	87.23	0.0698	0.147	0.9511	0.084
0.0010	77.04	0.0771	0.163	0.9457	0.106
0.0012	69.57	0.0834	0.177	0.9409	0.127
0.0014	63.72	0.0892	0.191	0.9365	0.150
0.0016	59.02	0.0945	0.203	0.9325	0.172
0.0018	55.16	0.0993	0.214	0.9287	0.194
0.0020	51.89	0.1037	0.224	0.9253	0.216
0.0022	49.07	0.1077	0.234	0.9220	0.239
0.0024	46.61	0.1119	0.243	0.9188	0.261
0.0026	44.45	0.1155	0.252	0.9159	0.284
0.0028	42.53	0.1190	0.261	0.9131	0.307
0.0030	40.79	0.1224	0.269	0.9104	0.330
0.0032	39.23	0.1256	0.277	0.9078	0.353
0.0034	37.82	0.1286	0.284	0.9053	0.375
0.0036	36.51	0.1315	0.291	0.9029	0.399
0.0038	35.32	0.1342	0.298	0.9006	0.422
0.0040	34.22	0.1369	0.305	0.8984	0.445
0.0042	33.21	0.1394	0.311	0.8963	0.469
0.0044	32.28	0.1419	0.317	0.8942	0.492
0.0046	31.37	0.1443	0.323	0.8922	0.516
0.0048	30.54	0.1466	0.329	0.8902	0.539
0.0050	29.77	0.1488	0.335	0.8883	0.563
0.0052	29.04	0.1510	0.341	0.8865	0.587
0.0054	28.34	0.1531	0.346	0.8846	0.610
0.0056	27.70	0.1551	0.351	0.8829	0.634
0.0058	27.09	0.1571	0.356	0.8812	0.658
0.0060	26.49	0.1590	0.362	0.8795	0.682
0.0062	25.94	0.1608	0.366	0.8779	0.706
0.0064	25.41	0.1626	0.371	0.8763	0.730
0.0066	24.91	0.1644	0.376	0.8747	0.754
0.0068	24.43	0.1661	0.380	0.8732	0.779
0.0070	23.97	0.1678	0.385	0.8717	0.803
0.0072	23.53	0.1694	0.389	0.8702	0.827
0.0074	23.11	0.1710	0.394	0.8688	0.852
0.0076	22.70	0.1725	0.398	0.8674	0.876
0.0078	22.32	0.1741	0.402	0.8660	0.901
0.0080	21.94	0.1755	0.406	0.8647	0.925
0.0082	21.58	0.1770	0.410	0.8633	0.950
0.0084	21.24	0.1784	0.414	0.8620	0.975
0.0086	20.91	0.1798	0.418	0.8607	0.999
0.0088	20.59	0.1811	0.422	0.8595	1.024
0.0090	20.27	0.1825	0.425	0.8583	1.049
0.0092	19.98	0.1838	0.429	0.8570	1.073
0.0094	19.59	0.1851	0.432	0.8559	1.098
0.0096	19.41	0.1863	0.436	0.8547	1.123
0.0098	19.14	0.1875	0.439	0.8535	1.148



Épingle



Cadre

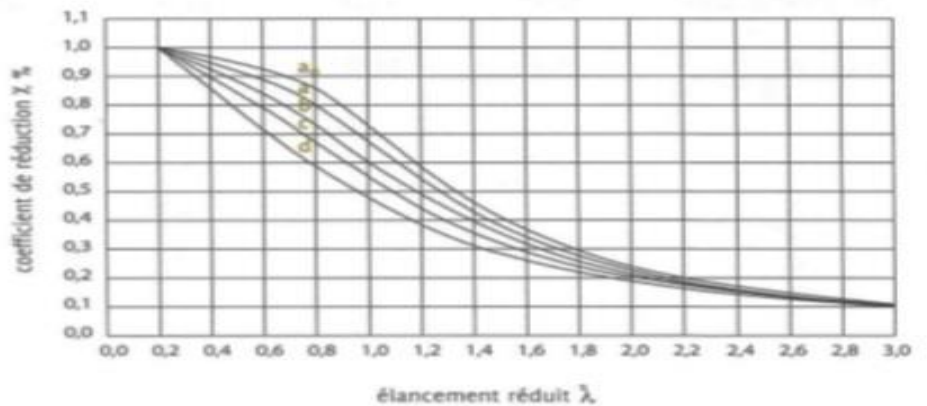


Étrier

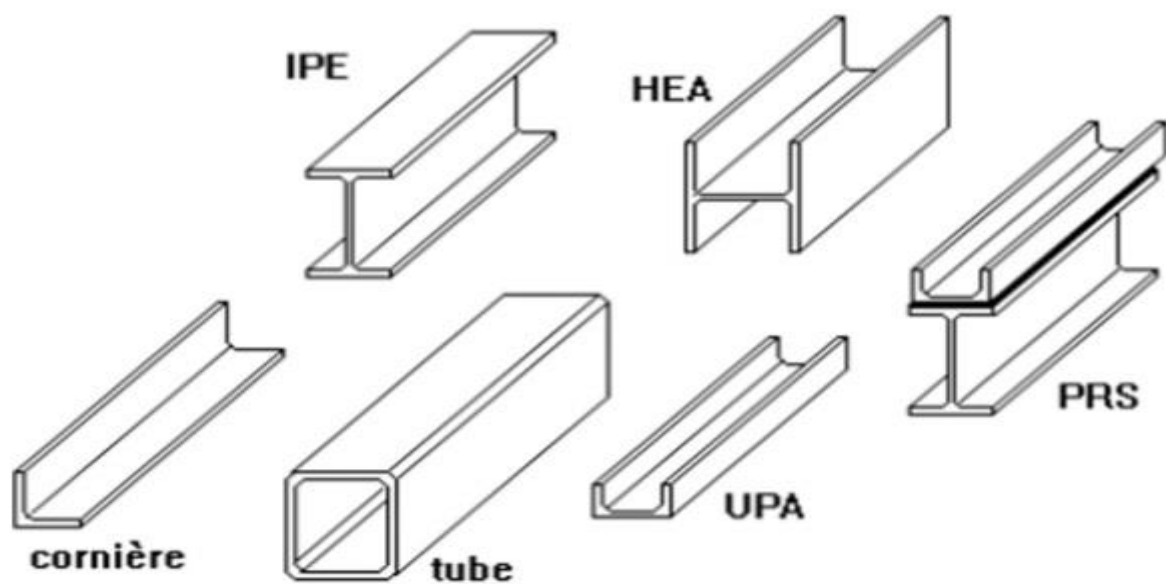
CHOIX DE LA COURBE DE FLAMBEMENT POUR UNE SECTION TRANSVERSALE

Section transversale		Limites	Flambements selon l'axe	Courbe de flambement		
				S235 S275 S355 S420	S460	
Sections en I laminées		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y - y	a	a ₀
			$40 < t_f \leq 100$	y - y z - z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y - y z - z	d d	c c
Sections en I soudées		$t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	b c	b c	
		$t_f > 40$ mm	y - y z - z	c d	c d	
Sections creuses		Finies à chaud	Quelconque	a	a ₀	
		Formées à froid	Quelconque	c	c	
Sections en caissons soudées		En général (sauf comme indiqué ci-dessous)	Quelconque	b	b	
		Soudures épaisses : a > 0,54 b/t _f < 30 h/t _w < 30	Quelconque	c	c	
Sections en U, T et pleines			Quelconque	c	c	
Sections en L			Quelconque	b	b	

9/14



Courbes de flambement



Différents profilés

Résumé :

Ce projet présente deux études détaillées d'une même structure (R+5) à usage administratif avec un plan irrégulier, l'une en béton armé et l'autre en charpente métallique, implantée dans la wilaya de Sétif, cette région est classée en zone sismique IIa selon le **RPA99 version 2003**.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérification pour le calcul des différents éléments principaux et secondaires (escaliers, acrotère, balcon, dalle pleine, dalle mixte, les palées de la stabilité et les voiles) après une présentation de caractéristique des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.

Enfin, un calcul de métré pour obtenir une comparaison de coût entre les deux structures avec une autre comparaison selon différents paramètres (la durée, la résistance, la facilité...).

ملخص

يقدم هذا المشروع دراستين تفصيليتين لهيكلين للاستخدام الإداري، أحدهما من الهياكل الخرسانية المسلحة والآخر لهيكل معدني، يقع في ولاية سطيف، وتصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية وفقاً للمعايير الجزائرية. استخدام لوائح الحساب والتحقق الجديدة لحساب العناصر الرئيسية والثانوية المختلفة (السلام، والشرفة، والبلاطة الصلبة، والبلاطة المجوفة والجدران) بعد خصائص العرض من المواد، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل ونزول الأحمال. أخيراً، يحصل حساب العداد على مقارنة تكلفة بين الهيكلين مع مقارنة أخرى وفقاً لمعايير مختلفة (المدة، المقاومة، السهولة).

Abstract :

This Project presents two detailed studies of two structures (R+5) for administrative use, one of the reinforced concrete structures and the other of a metal frame, located in the wilaya of Sétif, this region is classified as a seismic zone (IIa) according to the RPA99 version 2003. Using the new calculation and verification regulations for the calculation of the various main and secondary elements (beams, stairs, acroterion, balcony, solid slab and hollow body slab and the walls) after a presentation characteristics of the materials, then the pre-dimensioning of the structure and the descent of the loads. Finally, a meter calculation obtains a cost comparison between the two structures with another comparison according to different parameters (duration, resistance, ease.).