

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU

FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

Département de Génie Civil



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'Obtention du Diplôme de MASTER en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

THEME

**Etude d'une structure d'un bâtiment
(R+8 +sous-sol) à usage multiple implanté à
BORDJ EL BAHRI**

Présenté par

Mlle : BENGUECI Kathia

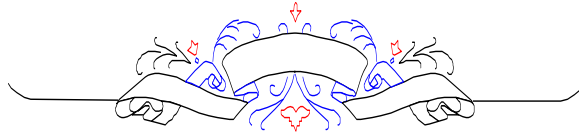
Mlle : BOUGUEDOUR Nawal

Dirigé par

M^r : MAGHELAT

Année universitaire : 2020/2021

REMERCIEMENTS



Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer nos vives gratitudes et notre profonde reconnaissance à notre promoteur Dr M. MEGHLAT pour son aide, ses conseils et sa disponibilité permanente, nous faisant partager ainsi ses connaissances et son expérience dans le domaine du bâtiment.

Nous souhaitons exprimé nos profondes gratitudes à tous les enseignants qui nous ont formé dès la 1ere année jusqu' à la 5eme à l'UMMTO.

Nos plus vifs remerciements vont à tous nos professeurs de département GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation, ainsi que les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer nos vives gratitudes et notre profonde reconnaissance à nos chers amis SOFIANE LATTAB ; EL-YAZID CHEMLOUL ; SAMIR HAMMAD pour leur soutiens tout au long de ce travail.

Nombreuses sont les personnes qui nous ont apporté leur aide et leur soutien de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail, nous tenons à leurs présenter nos remerciements les plus sincères.



Dédicaces

Pour commencer je prends le temps de remercier mon DIEU le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études.

A ma très chère mère

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon très cher père

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir.

A Mon frère(Massinissa) et mes sœurs (SABRINA & INES) pour le soutien moral.

Une spéciale dédicace a mon cher CHEMLOUL EL-YAZID

Je remercie ma chère binôme NAWAL BOUGUEDOUR avec qui j'ai partagé des moments pénible ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus

KATHIA

Dédicaces

Pour commencer je prends le temps de remercier mon DIEU le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études.

A ma très chère mère

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon très cher père

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

*A mes frère(SALIM.ADLÈNE) et ma sœurs(AMEL) pour leur soutiens moral,
A tout les personnes qui sont proche à mon cœur (mes tantes NAÏMA ;
SAMIRA ; HAYET ; REHMA) ainsi mes meilleures amis (SOFIANE
LATTAB; NASSIMA OUCHEBBOUK)*

Je remercie ma binôme KHATIA BENGUECI avec qui j'ai partagé des moments pénible ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.

NAWAL

Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	
I. Présentation et description de l'ouvrage	2
I.1 Description de l'ouvrage	2
I.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.1.2 Propriétés mécanique du sol d'assise	3
I.2 Éléments de l'ouvrage.....	3
I.2.1 La superstructure.....	3
I.2.2 L'infrastructure	7
I.3 Hypothèse de calcul	8
I.3.1 États limites ultimes (ELU).....	8
I.3.2 États limites de service (ELS)	8
I.4 Les caractéristiques mécaniques des Matériaux.....	9
I.4.1 Le béton.....	9
I-5 Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites	15
I.6 Les aciers.....	16
I.7 La réglementation utilisée	17
I. 8 Protection des armatures (BAEL91/modifiée 99.Art A.7.1).....	18
I.9 Conclusion	18
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
Introduction	19
II-1 Pré dimensionnement des éléments.....	19
II-1-1 Les planchers.....	19
II.1.2.Dalle pleine.....	20
II-1.3 Les poutres	20
II-1-4 Les voiles	25
II-2 Détermination des charges et surcharges	26
II-2-1 Charges permanentes	26
II-2-1-1 Les Planchers	26
II-2-1-2 Maçonneries.....	28
II-2-1-3 Dalle pleine	29
II-2-1-4 Acrotère	30
II.2.2 Surcharges d'exploitation	30
II-2-3 Pré dimensionnement des poteaux	30
II-2-3-1- Les Poteaux (RPA99version2003/Art7.4.1).....	30

II.5 : Détermination des charges et surcharges :.....	31
II-5-1 Calcul des poids propres des éléments.....	33
II-6 La loi de dégression des charges	33
Conclusion.....	39
CHAPITRE III : Calculs des éléments	
III.1 Acrotère	40
III.1.1 Introduction	40
III.1.2 Calcul à l'ELU.....	40
III.1.3-Ferraillage de l'acrotère	42
III-1-4Vérifications à l'ELU.....	44
III-1-5 vérification des contraintes à l'ELS: (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifiée 99)	50
III.2 Calcul des plancher	51
III.2.1 Ferraillage de la dalle de compression	51
III.2.2 Etude de la poutrelle	52
III.2.2.1 Disposition des poutrelles.....	52
III.2.4 Ferraillage à l'ELU.....	67
III.2.5 Calcul des poutrelles à l' ELS	72
III.7 Dalle pleine.....	79
III.7.1 Caractéristiques des dalles pleines :	79
III.7.2 Vérification à L'ELU :	81
III.7.3 Vérification à l'ELS :	84
1. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :	84
2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :	85
3. état limite de déformation :.....	86
III.7.4 Plan de ferraillage de la dalle pleine :	88
III.4 Calcul de la dalle salle machine	90
Introduction	90
III.4.1 Caractéristiques des ascenseurs.....	90
III.4.2 Dimensionnement.....	91
III.4.3 Ferraillage à L'ELU	95
III.4.4 Vérification à l'ELU.....	97
III.4.5 Vérification de l'E.L.S.....	99
III-5-Les escaliers.....	105

III-5-1 NTRODUCTION	105
III-5-2- Pré dimensionnement de l'escalier	106
III-5-3 Pré dimensionnement des sollicitations de calcul.....	108
III-5-4 Détermination des sollicitations de calcul	109
III-5-5 L'état limite ultime (ELU).....	110
III-5-6 Ferrailage	114
III-5-6-1 Armatures principales.....	115
III-5-6-2 Armature de répartition	115
III-5-6-3 Vérification à l'ELU	116
III-5-7 Vérification à l'ELS.....	119
III-5-7-1 Combinaison des charges	119
III-7-2 Vérification de l'ELS.....	122

Chapitre IV: ETUDE DU CONTRVEMENT

INTRODUCTION.....	127
IV.1 Inertie des voiles	128

CHAPITRE V : Modélisation et vérification des exigences du RPA

V.1 Introduction	136
V.2.1 Rappel (terminologie).....	137
V.3 Historique	137
V.4 Etapes de modélisation	138
V.5 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS	138
Introduction	159
V.6 Présentation de l'ouvrage	159
V.6.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	159
V.6.2 Vérification de l'effort tranchant à la base	161
V.6.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	168
V.6.5 Justification vis-à-vis des déplacements.....	169
V.6.6 Vérifications de l'effet P-Delta.....	173
V.6.7 Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical	176

CHAPITRE VI : Ferrailages des éléments structurants

Introduction :	166
VI.1 Etude des poteaux	166
VI.1.1 Recommandation du RPA 2003.....	167
VI.1.2 Calcul du ferrailage à L'ELU.....	168
VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.....	171

VI.1.4 Vérifications à l'ELU	174
VI.2 Ferrailage des poutres	180
VI.2.2 Etapes de calcul de ferrailage.....	182
VI.2.3 Le Ferrailage	184
VI.2.4 Exemple de calcul : (Poutre principale)	184
VI.2.5 Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1_BAEL91)	188
VI.2.6 Vérification à l'ELU.....	188
VI.2.7 Calcul des armatures transversales.....	192
VI.2.8 Vérification à l'ELS.....	193
VI.2.9 Vérification de la flèche	194
VI.3 Ferrailage des voiles.....	196
VI.3.1 Combinaison d'action	196
VI.3.2 Ferrailage des voiles.....	197
VI.3.3 Comportement d'un voile.....	197
VI.3.4 Exposé de la méthode.....	197
VI.3.4 Vérification à l'ELS	201
VI.3.5 Exemple de calcul de voile:	202

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Introduction	227
VII .1 Choix du type de fondation.....	227
VII.2 Etude géotechnique du sol :	227
VII .3 pré dimensionnement des fondations :	228
VII.3.1 Semelle isolé :	228
VII.3.2 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles	228
VII.3.3 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux.....	229
VII .4 Etude de radier	231
VII.4.1 Pré dimensionnement du radier	232
VII.4.2 Détermination des efforts :	233
VII.4.3 vérifications :	235
VII .5 ferrailage de radier :	239
VII.5.1 Les contraintes prise en compte dans les calculs	239
VII.5.2 Ferrailage de la dalle.....	239
VII.5.3 Ferrailage de débord :	244
VII.5.4 Ferrailage de la nervure	245

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Figure I.1 : Dalle a corps creux	
Figure I.2 : Dalle pleine.....	
Figure I.3 : poutrelle	
Figure I.4 : Corps creus (Entrevous)	
Figure I.5: Les murs intérieurs et extérieurs	
Figure I.6 : Les escaliers.....	
Figure I.7: Acrotère	
Figure I.8: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	
Figure I.9 : Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)	
Figure I.10 : Diagramme contrainte –déformation du béton ELS	
Figure I.11 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)	

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4).....	
Figure II-2 Section d'une poutre	
Figure II.3 Section des poutres principales (sens transversal).....	
Figure II.4 Section des poutres secondaires (sens longitudinal).....	
Figure II.5 : Coupe de voile en élévation	
Figure II.6 Épaisseurs des voiles - coupe en élévation	
Figure II.7 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible	
Figure II.8 : Coupe transversale du plancher courant.....	
Figure II.9 : Coupe transversale d'un mur extérieur.....	
Figure II.10 : Coupe transversale du mur verticale	
Figure II.11 : Coupe transversale de la dalle pleine	
Figure II.12 : Coffrage des poteaux.....	
Figure II.13 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (G_2)	
Figure II.14 : Dégression des charges	

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère	
Figure.III.1.2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.....	
Figure.III.1.3 Schéma de calcul de l'acrotère.....	
Figure III.1.4: coupe verticale de ferrailage de l'acrotère	
Figure III.2.1 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (20×20) cm.....	
Figure III.2.2 : Schéma statique de la poutrelle.....	
Figure III.2.3 : Section en Té	
Figure III.2.4 : Schéma d'une poutrelle	
Figure III.2.5: Schéma statique de la poutrelle.....	

Figure III.2.6: l'évaluation des moments dans les différents appuis.	
Figure III.2.7 Diagramme des moments fléchissant.....	
Figure III.2.8 Diagramme des efforts tranchants.....	
Figure III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant.....	
Figure III.2.10 : Diagramme des efforts tranchants.....	
Figure III.2.11 Diagramme des moments fléchissant.....	
Figure III.2.12 Diagramme des efforts tranchants.....	
Figure III.2.13 : Dimensions de la table de compression	
Figure III.2.14 : Diagramme des moments fléchissant.....	
Figure III.2.15 : Diagramme des efforts tranchants	
Figure III.2.16 : Caractéristiques de la poutrelle	
Figure III.2.17 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux	
Figure III.3.1 : Section à ferrailer.....	
Figure III.3.2 : Moments de la dalle	
Figure III.3.3 : Ferrailage de la dalle pleine	
Figure III.4.1 : Schéma représentatif de la salle machines	
Figure III.4.2 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen	
Figure III.4.3 : Schéma de dalle travail dans les 2 sens.....	
Figure III.4.4 : Schéma de ferrailage de la salle machine.	
Figure III.5.1: Plan d'escalier architecture	
Figure III.5.2 : coupe schématique d'une volée	
Figure III.5.3 Schéma statique de l'escalier	
Figure III.5.4 : Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.....	
Figure III.5.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.....	
Figure III.5.6 : schéma statique de ferrailage	
Figure III.5.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS.....	
Figure III.5.8 : Diagramme des efforts tranchant et les moments fléchissant	
Chapitre IV: ETUDE DU CONTRVEMENT	
Figure IV.1: Disposition des voiles dans les étages courants.	
Figure .IV.2 : Vue en plan et en coupe des refends.....	
Figure IV.3 : diagramme des moments	
Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA	
Figure V.2 Version utilisée du logiciel ETAB	
Figure V.2 Choix des unités	
Figure V.3 Démarrer un nouveau model	
Figure V.5 : Modification des longueurs des trames.....	
Figure V.6 Introduction des étages.....	

Figure V.7 Représentation de la structure en 2D et 3D.....	
Figure V 8 Définition des matériau	
Figure V.9 : Caractéristiques du béton	
Figure V.10 : Création des sections.....	
Figure V.11 : Définition des poutres	
Figure V.12 : Définition des poteaux	
Figure V.13 : Définition des sections	
Figure V.14 : Définition des dalles et des voiles.....	
Figure V.15 : Création des poutres.....	
Figure V.16 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.....	
Figure V.17 : Définition des appuis.....	
Figure V.18 : Définition des charges d'exploitations G et Q	
Figure V.19 : Définition de la charge sismique.....	
Figure V.20 : Définition du spectre de calcul du RPA.....	
Figure V.21 : Introduction du spectre de calcul du RPA.....	
Figure V.3 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales	
Figure V.23 : La méthode du chargement	
Figure V.24 : Introduction des combinaisons d'actions.....	
Figure V.25 : Introduction des diaphragmes	
Figure V.26 : Options d'analyses	
Figure V.27 : Lancement d'analyses.....	
Figure V 28 : Visualisation de la déformée	
Figure V.29 Résultats d'analyses.....	
Figure V 30 : Vue en 3D de la structure.....	
Figure V.1.1 : Affichage des informations modales.....	
Figure V.1.2 : Extraction du poids de la structure sur ETABS	
Figure V.1.4 : Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.....	
Figure V.1.4 : Méthode d'affichage des déplacements sur le logiciel ETABS	
Figure V.1.4 : Déplacement maximal dans le sens x-x	
Figure V.1.5 : Déplacement maximal dans le sens y-y	
Figure V.1.6 : Méthode d'affichage les valeurs de C_M et C_R sur le logiciel ETABS	
CHAPITRE VI : Ferrailages des éléments structuraux	
Figure VI.2.1 : Les moments dans les poteaux.....	
Figure VI.2.2 : section partiellement comprimée (S.P.C)	
Figure VI.2.3 : Délimitation de la zone nodale	
Figure VI.2.4: Ferrailage Poteau 45x50.....	

Figure VI.2.5: Ferrailage Poteau 40x45.....	
Figure VI.2.6: Ferrailage Poteau 35x40.....	
Figure VI.2.7: Ferrailage Poteau 30x35.....	
Figure VI.3.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A	
Figure VI.3.2 : Disposition des armatures SDA.....	
Figure VI.4.1 : La numérotation des voiles sur ETABS.....	
Figure VI.4.2 : Ferrailage des voiles	
Figure VI.4.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	
Figure VI.4.4 : Coupe du voile longitudinale.....	

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1: Les caractéristiques du radier	
Figure VII.2 : Diagramme des contraintes du sol.....	
Figure VII.3 : Le panneau le plus sollicité.	
Figure VII.4: Présentation des chargements simplifiés	
Figure VII.5: Répartition trapézoïdale.....	
Figure VII.6 : Répartition triangulaire.....	
Figure VII.7 : Les schémas des chargements des nervures sur ETABS	
Figure VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	
Figure VII.9: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	
Figure VII.10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	
Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS	
Figure VII.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	
Figure VII.13: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	
Figure VII.14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	
Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS	

Chapitre VIII : Etude du Mur Plaque

Figure VIII.1 : Coupe du mur de plaque	
Figure VIII.2 : Schéma du mur plaque	
Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes a l'ELU.	
Figure VIII.4 : Diagramme des contraintes a l'ELS	
Figure VII.6 : Schéma statique du ferraillage de voiles périphérique	
Figure VIII.7 : Ferrailage du mur plaque	

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

- Tableau II.1 : Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible
- Tableau II.2 : Caractéristiques du plancher étages courants
- Tableau II.3 : Charges revenant aux murs extérieurs
- Tableau II.4 : Charges revenant aux murs intérieurs
- Tableau II.5 : Charge permanente de la dalle pleine
- Tableau II.6 : Tableau des Coefficients de dégression des surcharges
- Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de la descente de charge
- Tableau II.8 : Vérification des poteaux au flambement
- Tableau II.9 : Sections adoptées des poteaux
- Tableau II.10 : Les dimensions de sections trouvées.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Tableau III.2.1: Calcul des rapports des charges
- Tableau III.2.2: Calcul des moments isostatiques en travées
- Tableau III.2.3: Les Valeurs des moments aux appuis
- Tableau III.2.4: Les Valeurs des moments en travées
- Tableau III.2.5: Les Valeurs des efforts tranchants
- Tableau III.2.6: Calcul des moments isostatiques en travées
- Tableau III.2.7: Les Valeurs des moments aux appuis
- Tableau III.2.8: Les Valeurs des moments en travées
- Tableau III.2.9: Les Valeurs des efforts tranchants
- Tableau III.2.10 : Résultats des moments isostatiques
- Tableau III.2.11 : Résultats des moments aux travées
- Tableau III.2.12 : Résultats des moments aux appuis
- Tableau III.2.13 : Les Valeurs des efforts tranchants
- Tableau III.4.1 : Résumé du ferrailage
- Tableau III.5.1 : Résumé de pré-dimensionnement de l'escalier
- Tableau III.5.2 : Charge totale du palier
- Tableau III.5.3 : Charge totale de la volée
- Tableau III.5.4 : Les efforts internes à l'ELU
- Tableau III.5.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage
- Tableau III.5.6 : Les efforts internes à l'ELS

Chapitre IV: ETUDE DU CONTRVEMENTEMENT

Tableau IV.1 Inertie des voiles sens longitudinal x-x :

Tableau IV.2 Inertie des voiles sens transversal y-y :

Tableau IV.3 Rigidités des poteaux dans le sens transversal y-y :

Tableau IV.4 Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal x-x :

Tableau IV.5 Rigidités des poutres dans le sens longitudinal x-x:

Tableau IV.6 Rigidités des poutres dans le sens longitudinal Y-Y :

Tableau IV.7: Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

Tableau IV.8 Inertie fictive sens longitudinal x-x:

Tableau IV.9 Inertie fictive sens transversal y-y:

Tableau IV.10 Inertie moyennes sens transversal y-y:

Tableau IV.11 Inertie moyennes sens longitudinal x-x

Tableau IV.12 pourcentage des inerties sens transversal y-y

Tableau IV.13 pourcentage des inerties sens longitudinal x-x

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA

Tableau V.10.1 La période et des masses participantes

Tableau V.1.2 : Pénalité d'observation ou non du critère de q suivant x-x

Tableau V.1.3: Pénalité d'observation ou non du critère de q suivant y-y

Tableau V.1.4 Valeur du poids total de la structure

Tableau V.1.5 : Résumé des résultats obtenus

Tableau V.1.6 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

Tableau V.1.7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal.

Tableau V.1.8 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Tableau V.1.9 Tableau des résultats du calcul avec la combinaison EX

Tableau V.1.10 : Tableau des résultats du calcul avec la combinaison EY

Tableau V.1.11 : Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Tableau V.1.12 : Résumé des résultats de l'effort tranchant V_x

Tableau V.1.13 : Résumé des résultats de l'effort tranchant V_y

Tableau V.1.14 : Résumé des résultats de la combinaison poids

Tableau V.1.15 : Calcul de l'excentricité.

CHAPITRE VI : Ferrailages des éléments structuraux

Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux

Tableau VI.2.1 : sections minimale et maximale dans les poteaux.

Tableau VI.2.2 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant le sens X-X

Tableau VI.2.3 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant le sens Y-Y

Tableau VI.2.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales dans le sens transversal

Tableau VI.2.5 : Détermination de la zone nodale

Tableau VI.2.6 : Détermination de la zone nodale

Tableau VI.2.7 : Ferrailage final des poteaux

Tableau VI.3.1 : caractéristique des situations des calculs

Tableau VI.3.2 récapitulatif du ferrailage des poutres principales non liée du voile

Tableau VI.3.3 récapitulatif du ferrailage des poutres principales proche du voile

Tableau VI.3.4 récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

Tableau VI.3.5 récapitulatif du ferrailage des poutres de chainages.

Tableau VI.3.6 récapitulatif du ferrailage des poutres palières

Tableau VI.3.7: Vérification du ferrailage des poutres principales loin du voile à l'ELS

Tableau VI.3.8: Vérification du ferrailage des poutres principales proche du voile à l'ELS.

Tableau VI.3.9: Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS

Tableau VI.3.10: Vérification du ferrailage des poutres de chainages à l'ELS.

Tableau VI.3.11: Vérification du ferrailage des poutres palières à l'ELS.

Tableau VI.3.12 : Récapitulatif de ferrailage des poutres

Tableau VI.4.1. : Calcul de contraintes ($N_{\max}$)

Tableau VI.4.2 : Calcul de contraintes ($N_{\min}$)

Tableau VI.4.3. : Calcul de contraintes ($M_{\max}$)

Tableau VI.4.4 : Les efforts normaux

Tableau VI.4.5 : Armatures verticales

Tableau VI.4.6 ferrailage des voiles longitudinaux de 3.40 m

Tableau VI.4.7 ferrailage des voiles longitudinaux de 1.05m

Tableau VI.4.8 ferrailage des voiles longitudinaux de 1.15 m

Tableau VI.4.9 ferrailage des voiles longitudinaux de 3.60 m

Tableau VI.4.10 ferrailage des voiles longitudinaux de 1.90 m

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.2: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Tableau VII.1: Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale)

Tableau VII.3 : Détermination de la résultante des charges

Tableau VII.4 : Les caractéristiques du panneau le plus sollicité

Tableau VII.5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Tableau VII.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures

Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures à L'ELU.

Chapitre VII : Etude du Mur Plaque

Tableau VIII.1: Ferrailage du mur plaque

Tableau VIII.2: Ferrailage du mur plaque

Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Introduction Générale

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction, en effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages (le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace) c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace. Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction en béton armé.

Cependant des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas du BAEL91 révisé en 1999, RPA99 révisé en 2003, DTR, DTU...actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Toutefois, il existe un danger fréquent et persistant pour la construction verticale, qui n'est rien d'autre que le séisme, vu les importants dégâts qu'il peut occasionner ; sachant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, et donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage
- Economie : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)
- Confort, esthétique

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages tels que :

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité
- Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de forte sismicité, et cela en utilisant les normes et réglementations en vigueur.

I. Présentation et description de l'ouvrage

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur totale du bâtiment).
- Les éléments constructifs :(éléments structuraux : poutres, poteaux, voiles...etc Et non structuraux).

- Les caractéristiques des matériaux composants le bâtiment.

Le calcul des éléments est basé sur des règlements et des méthodes connues

(RPA 99 modifier 2003, BAEL91modifiée 99, CBA et DTR – BC – 22) en fonction du Type des matériaux utilisés, de leurs démentions et caractéristiques.

I.1 Description de l'ouvrage

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'une structure en R+8+1S/SOL A USAGE MULTIPLE, ce projet est implanté à BORDJ EL BAHRI, wilaya d'Alger, classé selon le RPA99/VERSION2003 comme zone de forte séismicité (ZONE III). Selon Art 3.4.A.2 du RPA le contreventement de ce bâtiment est composé de portique et voiles dans les deux sens, et assure une résistance aux charges verticales. Il est réalisé sur un site meuble (catégorie S₃). (Selon le rapport du sol fourni par le bureau d'étude.)

NB :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

- **Le projet comporte**

- Un sous-sol : commercial
- Un rez-de-chaussée : habitation.
- Du 1er jusqu'au 8^{ème} étage : habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'ascenseur.
- Une cage d'escalier.

I.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- **Les dimensions en élévation**

- Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) : 28.04 m
- Hauteur du bâtiment (sans acrotère) : 27.54 m

-Hauteur du rez-de-chaussée : 3.06 m

-Hauteur de l'étage courant : 3.06 m

-Hauteur du S/sol : 3.06 m

- **Les dimensions en plan**

-La largeur de bâtiment sans les balcons est de 11,30m.

-La largeur de bâtiment avec les balcons est de 12,10m.

-La longueur de bâtiment est de 25.80m.

I.1.2 Propriétés mécanique du sol d'assise

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

La contrainte admissible du sol : 2 bars

Le site est considéré comme un site meuble : S3

I.2 Éléments de l'ouvrage

I.2.1 La superstructure

C'est la partie de la construction au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

- **L'ossature**

cet immeuble est en béton armé, elle est composée de portiques transversaux et longitudinaux (poteaux-poutre) et d'un ensemble de voiles, Elles doivent assurer principalement la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes, charges d'exploitations, charges climatiques, et les actions sismiques.

- **Les planchers**

Les planchers sont des aires planes horizontales séparant deux niveaux d'une construction, et supportant les revêtements et les surcharges. Ils doivent aussi assurer une isolation thermique et phonique. Il existe deux types de planchers

- **Planchers en corps creux**

Il est constitué de poutrelles préfabriquées et une dalle de compression.

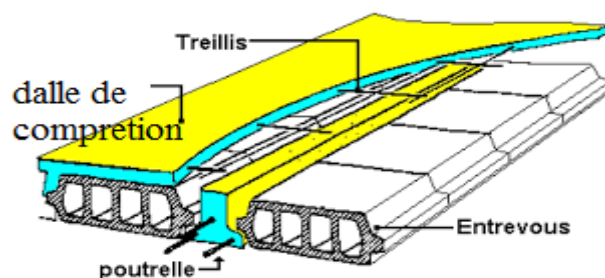


Figure I.1 : Dalle à corps creux

- **Les dalles pleines en béton armée**

Ce sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourds que les corps creux avec une épaisseur du 4 à 5cm. Ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ; dans la cage d'escalier et d'ascenseur et les balcons. Ils sont armés d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges
- Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

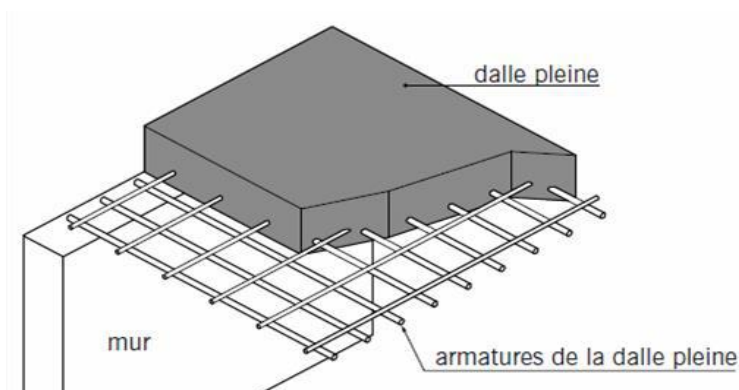


Figure I.2 : Dalle pleine

- **Les poutrelles**

Appelées poutrelles, (figure I-3) qui assurent la fonction de portance, la distance entre-axes des poutrelles est généralement de (56cm à 65cm). Dans notre cas, on a l'entre-axe est de 65 cm.

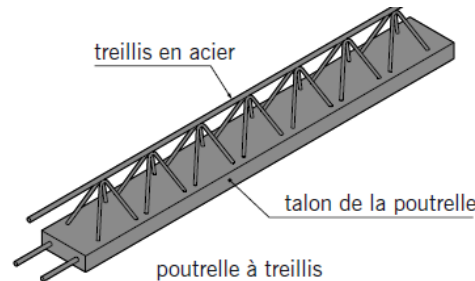


Figure I.3 : poutrelle

- **Un remplissage en corps creux**

Les corps creux ou bien entrevous (figure I-5) sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique

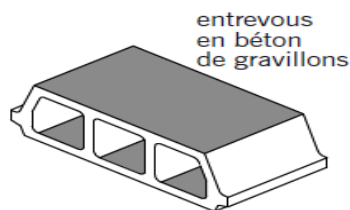


Figure I.4 : Corps creux (Entrevous)

- **Les maçonneries**

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles parois.

- **Murs extérieurs** : sont constitués de doubles parois en briques creuses de 10 cm à l'intérieur et de 15 cm à l'extérieur avec une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs** : sont constitués de simples parois en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

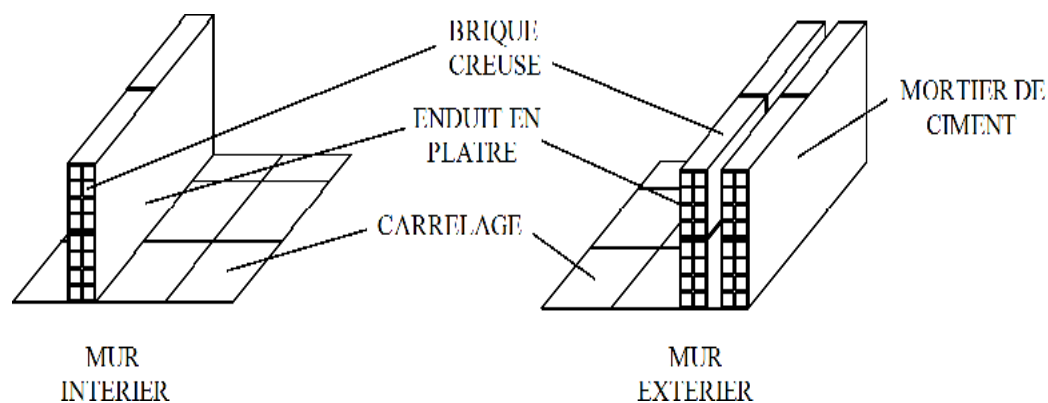


Figure I.5: Les murs intérieurs et extérieurs

- **Les escaliers**

Ceux sont des ouvrages permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de volée en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place ce sont des escaliers droits à deux volées avec un palier de repos.

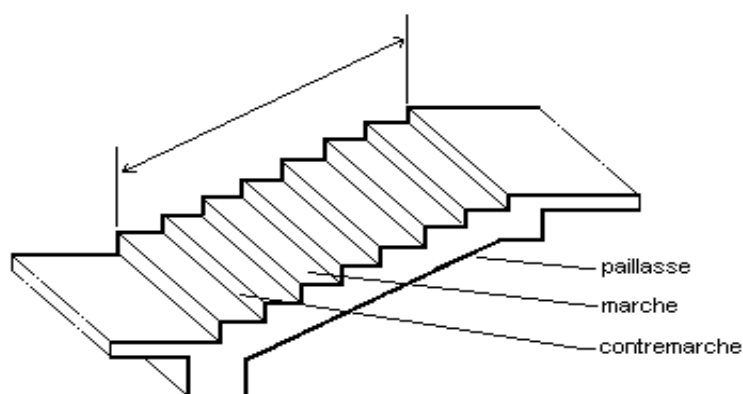


Figure I.6 : Les escaliers

- **Cage d'ascenseur**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

- **Les revêtements** : Se constituent de :

- **Enduits en ciment** : 2cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.

- **Plâtre** : 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs (chambres, séjours et les couloirs intérieurs) et 2 cm pour les plafonds.

- **Carrelage granito** :

- 2 cm pour les planchers courants

- 2 cm pour les consoles, porte à faux et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine
- **Les voiles**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

- **Console**

Les balcons sont réalisés en console en dalle pleine.

- **Système de coffrage**

On utilise deux types de coffrage :

- Un coffrage traditionnel (en bois) pour les portiques (les poteaux et les poutres)
- Un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution.

- **Acrotère**

On appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 50cm

Dans notre bâtiment on a deux acrotères : celui de bâtiment et celui de la chambre d'ascenseur.

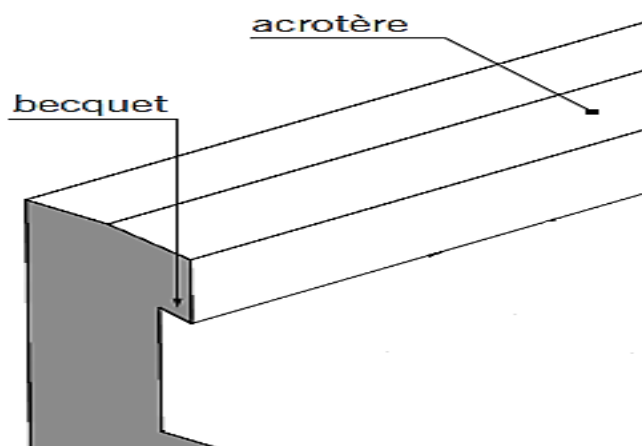


Figure I.7: Acrotère

I.2.2 L'infrastructure

- **Les fondations**

C'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Ce sont des ouvrages qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc.). Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux). Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement et des caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

I.3 Hypothèse de calcul

La conception et le calcul sont conduits selon les règles techniques de conception et de calculs des ouvrages en béton armé ainsi tous les règlements applicables en Algérie.

-**Le BAEL91/ modifié 99** : (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivants la méthode des états limites).

-**Le RPA modifié 2003** : (règles parasismique algériennes).

-**Le DTR B.C.2.2** : document technique réglementaire pour la détermination des charges et surcharges.

-**CBA** : règles de la conception de calculs des structures en béton armé

I.3.1 États limites ultimes (ELU)

Les états correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- équilibre statique.
- résistance des matériaux de la structure.
- stabilité de forme.

Hypothèses

- les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- le béton tendu est négligé dans les calculs.

- l'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I.3.2 États limites de service (ELS)

Ils constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ouverture des fissures.
- déformation des éléments porteurs.
- compression dans le béton.

Hypothèses

- les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- le béton tendu est négligé dans les calculs.
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$).

I.4 Les caractéristiques mécaniques des Matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue résistance. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91/modifiée99) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

I.4.1 Le béton

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué de ciment, de granulats (sable et gravier), éventuellement complété par des adjuvants. Il est fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. C'est un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à celle de la compression.

La masse volumique du béton est $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps.
- **La résistance caractéristique du béton à la compression**

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée « f_{c28} » est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

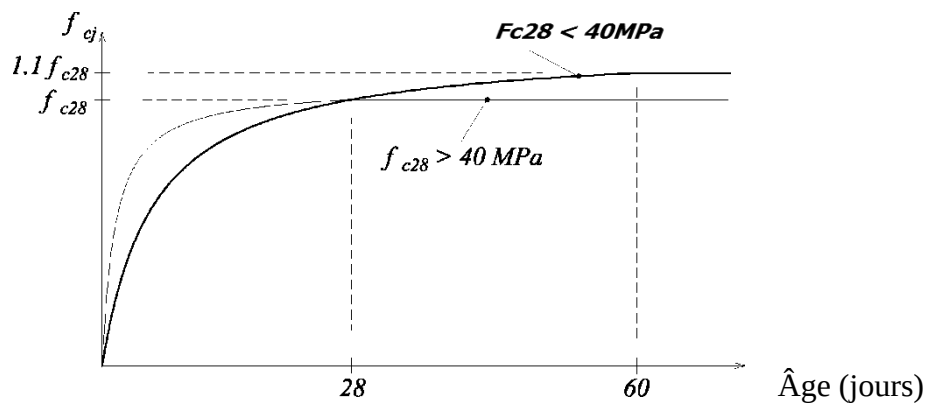


Figure I.8: Evolution de la résistance $f_{c,j}$ en fonction de l'âge du béton.

Pour des calculs en phase de réalisation, selon l'Art.2.1,11BAEL91/modifié99 on adoptera les valeurs de la résistance du béton à la compression à « j » jours, définies à partir de f_{c28} , par les formules suivantes :

- Pour $\left\{ \begin{array}{l} j \geq 28 \text{ jours} \\ j \leq 28 \text{ jours} \end{array} \right. \longrightarrow \begin{array}{l} f_{c,j} = f_{c,28} \\ \left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{J}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right. \end{array}$

À noter qu'une résistance caractéristique à la compression de 25 MPa est facilement obtenue, sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier A.2.1,13 BAEL91/modifié99.

- **Résistance caractéristique du béton à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\text{BAEL91/ modifié99 Article A.2.1, 12} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \Longrightarrow \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275 \times (f_{cj})^{2/3} \quad \Longrightarrow \quad \text{si } f_{cj} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$ on aura : $f_{t28} = 2,1 \text{ [MPa]}$

- **module de déformation longitudinale du béton**

On distingue deux sortes de modules :

- **module de déformation longitudinale instantanée**

La contrainte normale est inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à l'âge de « j » jours est donné par la relation (Art. A.2.1.21, BAEL 91/modifié 99) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \frac{f_{c,28} = 25 \text{ MPa}}{f_{cj} = 25 \text{ MPa}} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Avec

$f_{c,28}$ en MPa.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton.

- **le module de déformation longitudinale différée**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

Pour un chargement de longue durée (cas courant) d'application, le module de déformation différé E_{vj} est donné par la relation (A.2.1, 22 BAEL 91/modifiée99) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour : $f_{c28} = 25 [\text{MPa}]$ $E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$

E_{vj} : Module de déformation différée du béton

- **module de déformation transversale du béton**

Il est donné par la formule suivante

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \dots\dots\dots \text{A.2.1, 3, BAEL 91/modifiée99}$$

Avec :

E : module de Young

ν : est le coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson est défini comme étant le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} \quad \dots\dots\dots \text{A.2.1.3 du CBA 93}$$

- **Coefficient de Poisson (A.2.1, 3 BAEL91/modifié 99)**

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton .Il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} v = 0.0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

- **Notions d'états limites**

L'article (A.1.2 BAEL 91/modifié99) précise que : « Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite ». On distingue deux états limites :

- **État limite ultime**

C'est un état qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, soit :

- L'équilibre statique de la construction (basculement).
- La résistance de chacun des éléments (rupture).
- La stabilité de forme (flambement).

Diagramme de contrainte / déformation

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations :

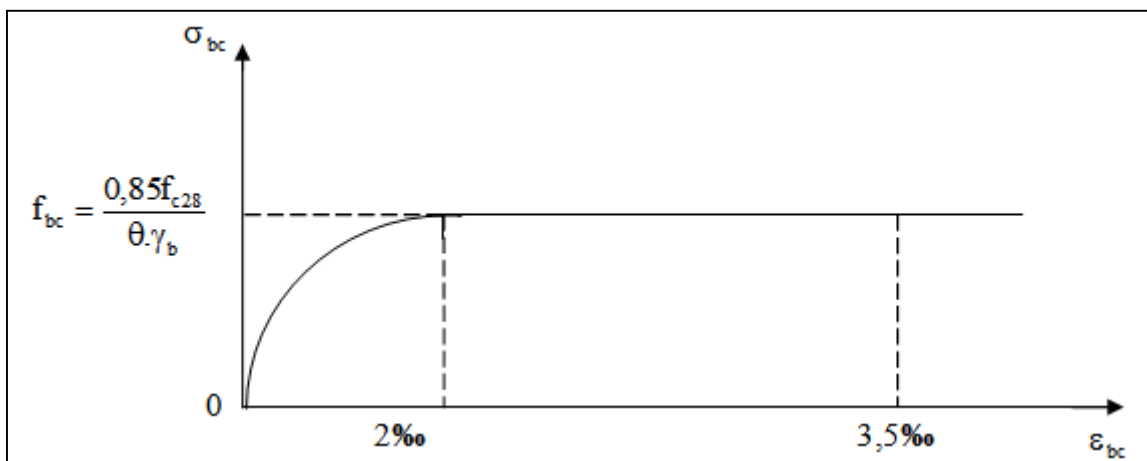


Figure I.9 Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

$$\text{Où } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c,28}}{\gamma_b \cdot \theta} \quad (\text{BAEL91/ modifié 99/Art A .4.3 ,41}).$$

Avec :

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{en situation accidentelle (SA)} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{en situation durable (SD)} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des actions considérées

- $\theta = 1$ Dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est $>$ à 24 heures,
- $\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,
- $\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

0,85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée « t » d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

$$\text{Pour } f_{c28}=25\text{MPa} : \begin{cases} f_{bu}= 14,167 \text{ MPa en Situation durable et transitoire (SD).} \\ f_{bu}= 21.739 \text{ MPa en Situation accidentelle (SA).} \end{cases}$$

σ_b : contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : contrainte de béton à la compression à l'âge de 28 jours.

ε_{bc} : déformation de béton en compression (pour $\varepsilon_{bc} < 2\%$ on applique la loi de Hooke qui dit :

$$\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} E)$$

• L'état Limite de Service(ELS)

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité qui comprennent les états limites de fissuration. D'où la contrainte de compression du béton sera limitée dans les calculs à $0,6 \cdot f_{c,28}$. Jusqu'à cette Valeur, le diagramme des contraintes peut être assimilé à une droite.

La contrainte limite de service est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS

Pour $f_{c28}=25\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$

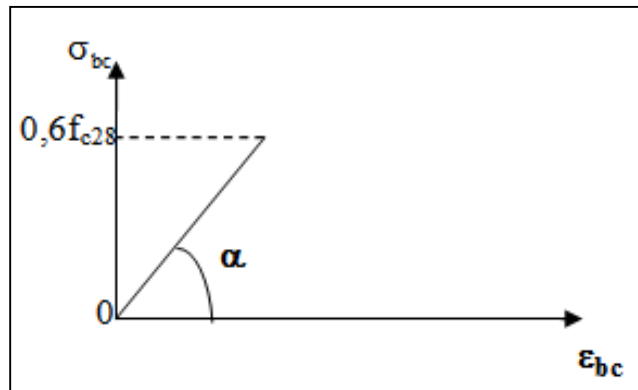


Figure I.11 Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

I-5 Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites

- **Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G+1.5Q$$

Ou : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes. Les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes (**ART5-2 DU RPA2003**)

- **Pour les poutres :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right.$$

- **Pour les poteaux :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} G+1.2 Q \pm E & \text{(pour le système auto stable)} \\ G+Q \pm E & \text{(pour le système mixte)} \\ 0.8G \pm E & \end{array} \right.$$

Avec :

E : l'effort sismique horizontal.

• **Etat limite de service**

La seule combinaison a considérée est : **G+Q**

• **Contrainte limite de cisaillement (BAEL91/modifiée99 Art A.5.1, 21)**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \dots\dots\dots \text{A.5.1,21 BAEL91/modifiée99}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b₀ : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'acier tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes : **(Art A 5.1.21 BAEL91/modifiée99)**

- $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right\}$ Cas de fissuration non préjudiciable.
- $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\}$ Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Pour $f_{C.28} = 25\text{MPa}$ nous distinguons les valeurs suivantes :

- $\tau_u = 3.33\text{MPa}$ fissuration non préjudiciable ...«FNP».
- $\tau_u = 2.5\text{MPa}$ fissuration préjudiciable et très préjudiciable «FP.FTP».

I.6 Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, son rôle dans le béton armé est de reprendre essentiellement les efforts de traction, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers mi-durs ou durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Selon (l'Art A2.2, 1 BAEL91/modifiée99) le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

- **Classification des aciers pour le béton armé**

Les aciers sont classés suivant leur nuance et leur état de surface on distingue :

- Les armatures à haute adhérence : « H.A » FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- Les treillis soudés : « T.S »

Avec :

Fe : limite d'élasticité

- **Module de déformation longitudinale (E_a)**

Il est pris égal à : $E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ (BAEL91/modifié99, Art A.2.2,1)

- **Contrainte limite d'élasticité de l'acier**

La contrainte limite de traction et de compression notée $\sigma_{s,10}$ est donnée par la formule suivant :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91/modifié99, Art A.4.3.2})$$

γ_s : coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$ { Situation durable et transitoire « **SDT** ».
 $\gamma_s = 1$ { Situation accidentelle « **SA** ».

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier en situation courante, qui est donnée comme suit

On utilise des aciers de nuance Fe400 donc :

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa Situation durable et transitoire... « SDT ».}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa pour les H.A}$$

- **L'état Limite de Service(ELS)**

La contrainte limite de traction est en fonction de type de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :** la contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s \leq f_e / \gamma_s \quad (\text{BAEL 91/ modifiée 99, Art A.4.5, 32})$$

- **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad (\text{BAEL 91/ modifiée 99, Art A.4.5, 33})$$

- **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad (\text{BAEL 91/ modifiée 99, Art A. 4.5.34})$$

Avec : η : coefficient de fissuration

I.7 La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles et normes suivantes :

- **Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003.**
- **Règles BAEL 91 révisées 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).**
- **Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2.**

I. 8 Protection des armatures (BAEL91/ modifiée 99 .Art A.7.1)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5cm:** Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

- $3\text{cm} \leq C \leq 5\text{ cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $1\text{cm} \leq C \leq 3\text{ cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations

Conclusion

A ce niveau on a défini toutes les éléments qui contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91/modifié99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

II. Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Après avoir définie les caractéristiques géométriques, et les caractéristiques des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous procédons au pré-dimensionnement qui a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants de la structure (planchers, poteaux, poutres principales et secondaires, escalier et voiles) .Il sera fait en tenant compte des prescriptions réglementaires données par le CBA 93, RPA 99 / version 2003, BAEL 91/révisé 99 et le DTR B.C.2.2 et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économique afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

II-1 Pré dimensionnement des éléments

II-1-1 Les planchers

Ce sont des éléments horizontaux, leur rôle essentiel est de transmettre les efforts ou les surcharges verticales aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et ils jouent aussi le rôle d'isolant phonique ; acoustique ; thermique et coupe de feu ; ils résultent d'une combinaison de dalles, de poutrelles et poutres qui nous donnent plusieurs type de planchers :

- Plancher dalle.
- Plancher à hourdis continu.
- Plancher à corps creux.
- Plancher mixte ; industriel

• Choix type du plancher

En vue de la hauteur considérable de notre bâtiment ainsi que son implantation, le plancher le plus approprié pour notre structure est le plancher en corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (le maximum est de 3.70m)
- Diminuer le poids de la structure.

L'épaisseur du plancher à corps creux est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots\dots \text{B.6.8.423 BAEL91/modifiée99.}$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher

Lmax: la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Remarque : pour le pré dimensionnement des poteaux on se refera dans un premier temps au RPA99 version 2003, zone III, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Dans notre cas la portée libre maximale est :

$$L_{\max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm.}$$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq \frac{335}{22.5} = 14.88 \text{ cm.}$$

On prend : **ht = (16+4)** d'où **ht = 20cm.**

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4cm pour tous les étages comme l'indique la figure ci-dessous

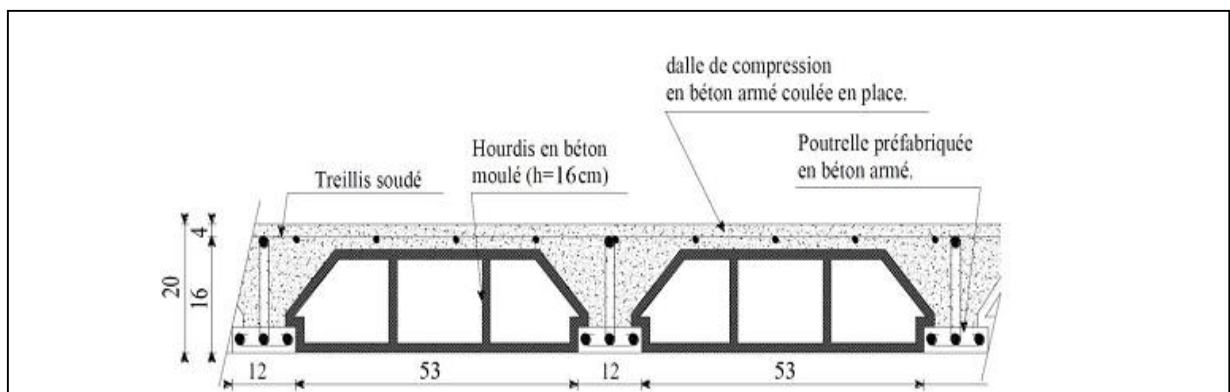


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4)

II.1.2.Dalle pleine

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée. Dans notre cas la dalle pleine concerne la salle machine ainsi que les balcons.

II-1.3 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement se fait selon le règlement du BAEL91 en tenant compte des vérifications complémentaires du RPA 2003 pour éviter la vérification de la flèche :

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale h_t et la largeur b doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\text{Hauteur « } h_t \text{ » : } \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{BAEL.91/modifiée 99 Art A.4.14})$$

$$\text{Largeur « } b \text{ » : } \quad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec : h_t : la hauteur de la poutre et b la largeur de la poutre.

$L_{\max}$: étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

- Selon RPA99/version 2003 article 7.5.1: exige les conditions telles que :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

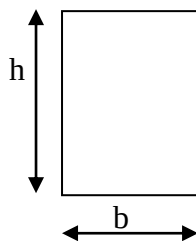


Figure II.2 : Section d'une poutre

Dans notre construction en béton armé, on pré-dimensionne les poutres suivantes :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.
- Poutre palières
- Poutre de chaînages
- **Poutres principales**
- **La condition de la hauteur**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Le RPA nous impose pour la zone (III) que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$\begin{cases} - \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}. \\ - \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20. \\ - 1/4 < b_1 / h_1 < 4. \end{cases}$$

On a: $L = 370 \text{ cm} \iff L_{\max} = 370 - 30 = 340\text{cm}$

D'où: $\frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \iff 22,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$

La hauteur de la poutre principale sera donc : **$h = 35\text{cm}$**

- **La condition de la largeur $0,4h \leq b \leq 0,7h$**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \iff 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour une largeur qui sera **$b = 25\text{cm}$**

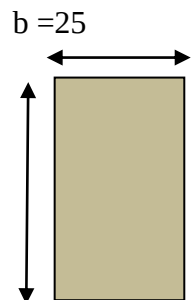
- **Poutres secondaires**

- **La condition de la hauteur $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$**

On a: $L = 360 \text{ cm} \quad L_{\max} = 360 - 30 = 330\text{cm}$

D'où: $\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \iff 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm} \quad h = 35$

La hauteur de la poutre principale sera donc : **$h = 35 \text{ cm}$**



- **La condition de la largeur $0,4h \leq b \leq 0,7h$**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \iff 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \iff 14 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour une largeur qui sera : **$b = 25\text{cm}$**

- **Poutre Palière :**

- **La condition de la hauteur $L_{\max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$**

$22,67 \text{ cm} \leq h \leq 34,00 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h = 30 \text{ cm}$

- **La condition de la largeur**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **$b = 25 \text{ cm}$**

- **Poutres de chaînage:**
- **La condition de la hauteur:**

$$\frac{370-25}{15} \leq h \leq \frac{370-25}{10} \quad 23 \leq h \leq 34,5$$

On prend : **h = 30 cm.**

- **La condition de la largeur**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **b = 20 cm**

- **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad h \geq 30 \text{ cm} \\ \bullet \quad b \geq 20 \text{ cm} \\ \bullet \quad h_t / b \leq 4 \end{array} \right.$$

- **Poutre principale**

- $$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \quad h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \bullet \quad b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} & \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \bullet \quad h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 & \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La section des poutres principales est donc : **(b × ht) = (25 × 35) cm².**

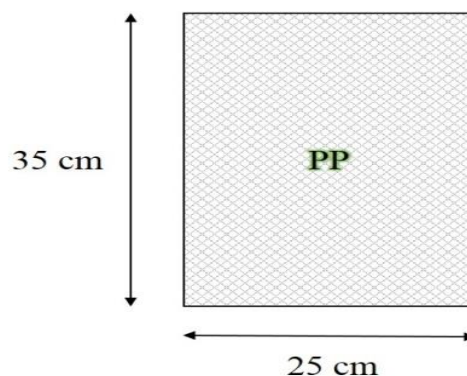


Figure II.3 : Section des poutres principales (sens transversal)

- **Poutre secondaire**

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

La section de la poutre secondaire est donc : $(b \times h_t) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

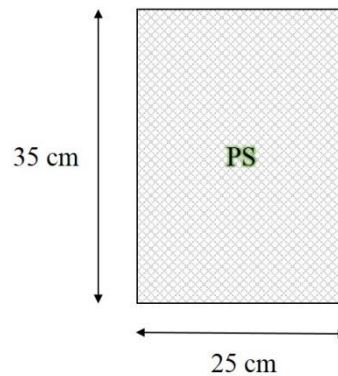


Figure II.4 : Section des poutres secondaires (sens longitudinal)

- **Poutre palière**

- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 30 / 25 = 1.2 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

La section de la poutre Palière est: $(b \times h_t) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

- **Poutre de chaînage**

- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 30 / 25 = 1.5 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

La section des poutres de chaînage est : $(b \times h_t) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$.

- **Conclusion**

Les conditions imposées par RPA99 sont toutes vérifiées. Les sections adoptées sont comme suit :

- **Poutres principales :** $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires :** $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- **Poutre Palière :** $(25 \times 30) \text{ cm}^2$
- **Poutre de chaînage :** $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

- **Remarque**

Pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales, secondaires pour tous les niveaux du bâtiment

II-1-4 Les voiles

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article **7.7.1 du RPA99 version 2003**, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ca dépend de la conception).

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les charges horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposées être pleines.

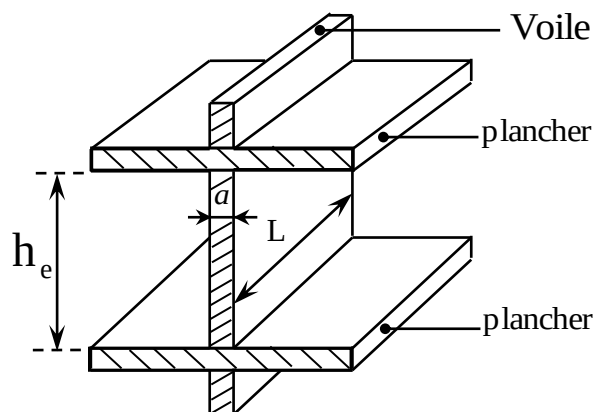


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de rotation ne sont pas connus dans le RPA99 Art7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4e$ » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

⇒ L = portée du voile,

⇒ e = épaisseur du voile.

Selon l'article 7.7.1 RPA « l'épaisseur minimale est de 15cm ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci-dessous :

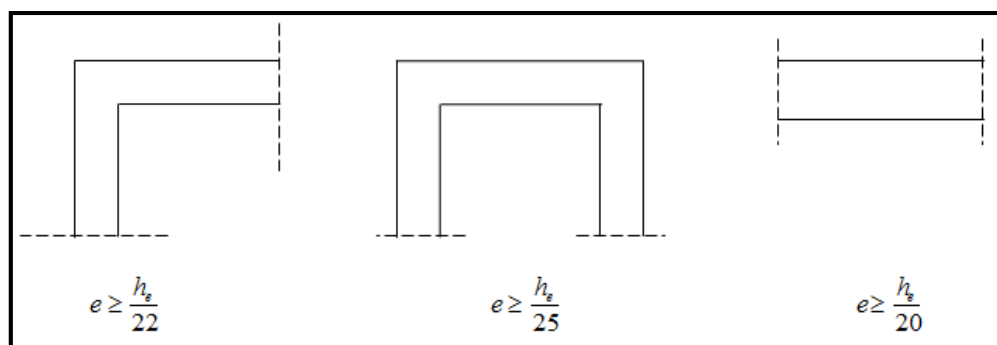


Figure II.6 : Épaisseurs des voiles - coupe en élévation

Dans notre projet, le cas le plus défavorable est : $e \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :

$h_e = h - e_p$ où e_p est la hauteur du plancher = 20cm.

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit :

Pour tous les étages: $h_e = h - e_p$

- **Remarque**

Tous les étages ont la même hauteur $h = 306\text{cm}$

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur **$e = 25\text{cm}$**

$a_{\min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 20\text{cm} > 15\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$L_{\min} \geq 4e \rightarrow 85\text{cm} \geq 4 \times 25 = 100\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

(L et e respectivement la portée et l'épaisseur du voile.)

- **Remarque :** On a optée des voiles de 25cm pour un encrage des poutres de 25cm.

II-2 Détermination des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher selon le document technique réglementaire (DTR) et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

II-2-1 Charges permanentes

II-2-1-1 Les Planchers

Plancher terrasse en corps creux

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II.1 : Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
G total =				5.46 KN/m²

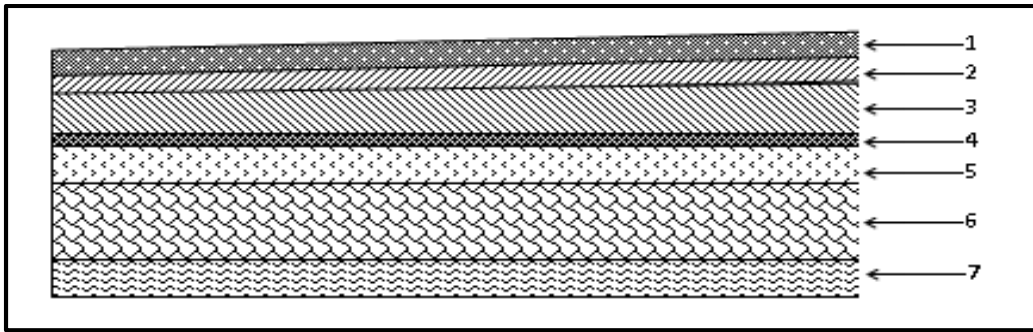


Figure II.7 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

- Plancher d'étage courant

Tableau II.2 : Caractéristiques du plancher étages courants

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/ m ²)
1	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10	9	0.90
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
3	Mortier de pose	0,03	20	0.66
4	Couche de sable	0,02	18	0.40
5	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,20	14	2.8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
G total =				5.36 KN/ m ²

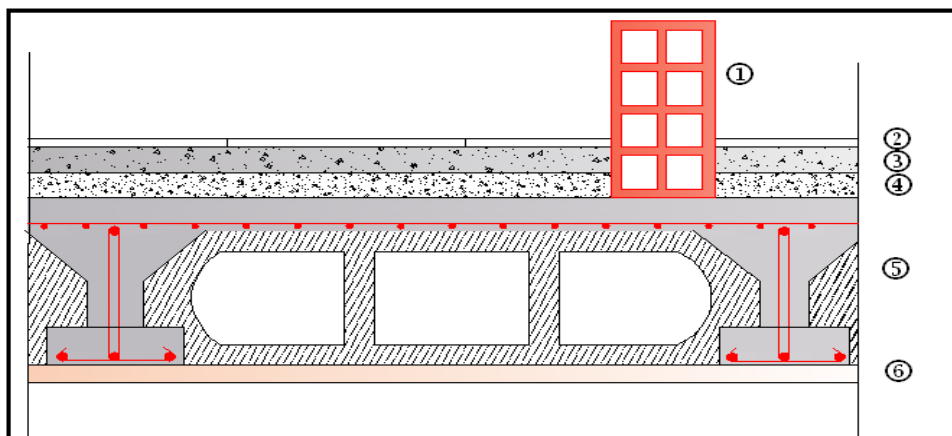


Figure II.8 : Coupe transversale du plancher courant

II-2-1-2 Maçonneries

- Mur extérieur

Tableau II.3 : Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G total =				2.36 KN /m²

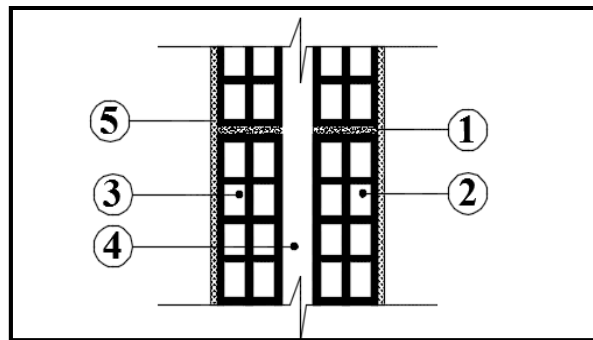


Figure II.9 : Coupe transversale d'un mur extérieur

- Mur intérieur

Tableau II.4 : Charges revenant aux murs intérieurs

N°	Élément	Épaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G total =			1,3 KN/m²

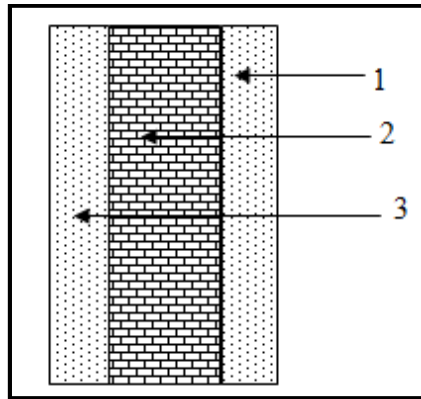


Figure II.10 : Coupe transversale du mur verticale

II-2-1-3 Dalle pleine

Tableau II.5 : Charge permanente de la dalle pleine

N0	Éléments	Épaisseur (m)	ρ (KN/m3)	G (KN/m2)
01	Carrelage	0.02	22	0.4
02	Mortier de pose	0.03	22	0.66
03	Couche de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.15	25	0.36
05	Enduit plâtre	0.02	18	3.75
G total =				5.53 KN/m2

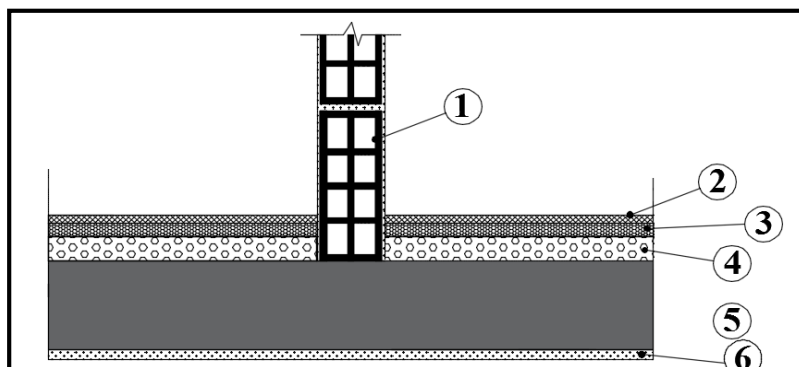


Figure II.11 : Coupe transversale de la dalle pleine

II-2-1-4 Acrotère

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60 cm

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1\text{ml}$

$$G = 25 \times 0.1 \times 1\text{ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

II.2.2 Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.22 comme suit :

- Plancher terrasse (inaccessible)..... $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
- Planchers étages courants à usage d'habitation... $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- Sous-sol, à usage commercial..... $Q = 2,00 \text{ KN/m}^2$.
- L'escalier..... $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.
- Balcons..... $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.
- L'acrotère..... $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

II-2-3 Pré dimensionnement des poteaux

II-2-3-1- Les Poteaux (RPA99version2003/Art7.4.1)

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme peut être carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s , en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante:

$$S \geq \frac{N_s}{0,3 \times f_{c28}} \quad (\text{RPA99 version 2003- 7.4.3.1})$$

N_s : Effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par:

$$N_s = G_{\text{cum}} + Q_{\text{cum}}$$

S : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance du béton a 28jours.

σ_{bc} : contrainte admissible à la compression simple donnée par le BAEL91/modifiée99 Art3.3.1 :

$$\sigma_{bc} = 0.6.f_{c28}$$

L'effort normal «Ns» sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL91/modifiée 99.

Le RPA nous impose pour la zone (III) que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Selon (RPA99 version 2003/Art7.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} & \longrightarrow \text{ En zone I et II}_a \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} & \longrightarrow \text{ En zone III et II}_b \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

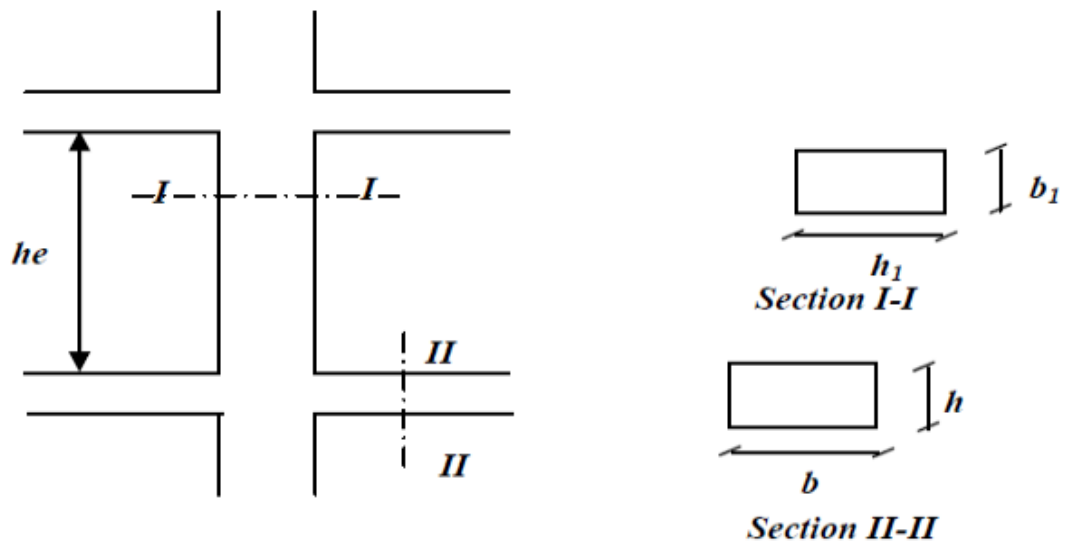


Figure II.12 : Coffrage des poteaux

II.5 : Détermination des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher selon le document technique réglementaire (DTR) et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

Le poteau le plus sollicité est (G2).

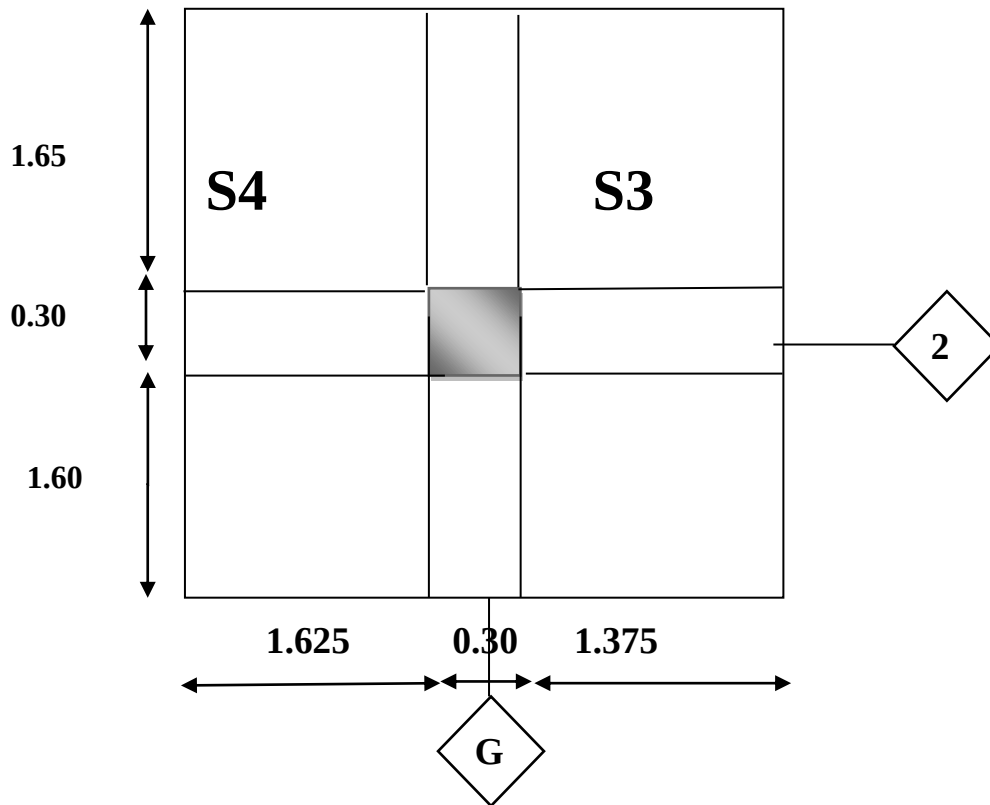


Figure II.13 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (G2)

- **Surface d'influence**
- **La surface du plancher revenant aux poteaux centraux**
- **Section nette :**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1.70 \times 1.60) + (1.675 \times 1.60) + (1.65 \times 1.675) + (1.65 \times 1.70) = 10.97 \text{ m}^2$$

$$S_n = 10.97 \text{ m}^2$$

- **Section brute**

$$S_b = 3.675 \times 3.55$$

$$S_b = 13.046 \text{ m}^2$$

II-5-1 Calcul des poids propres des éléments

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section de (30x30) cm² qui correspond à la section minimale exigée par le RPA 99 (version 2003) en cette zone (III).

- **Poids des planchers**

- Plancher terrasse inaccessible

$$P = G \times S = 5,46 \times 10,97 = 59,896 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant

$$P = G \times S = 5,36 \times 10,97 = 58,799 \text{ KN.}$$

- **Poids des poutres**

- Poutre principale

$$P_p = 0,35 \times 0,25 \times (1,70 + 1,675) \times 25 = 7,383 \text{ KN.}$$

- Poutre secondaire

$$P_s = 0,35 \times 0,25 \times (1,60 + 1,65) \times 25 = 7,109 \text{ KN.}$$

- **Le poids propre total**

$$P_{\text{tot}} = P_p + P_s = 14,492 \text{ KN.}$$

- **Poids des poteaux**

Poteau d'étage courant	$P_p \text{ courant} = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 = 6,90 \text{ KN.}$

Poteau de R.D.C	$P_{\text{RDC}} = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 = 6,90 \text{ KN.}$

Poteau de S/SOL	$G\text{S/Sol} = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 = 6,90 \text{ KN.}$

Surcharge d'exploitation

• Plancher terrasse inaccessible	$Q = 1 \times 13,046 = 13,046 \text{ KN.}$
• Plancher étage courant	$Q = 1,5 \times 13,046 = 19,569 \text{ KN.}$
• Plancher s-sol	$Q = 2,5 \times 19,569 = 48,922 \text{ KN.}$

II-6 La loi de dégression des charges

D'après le règlement DTR B.C. 2.2(4) (ART6.3) de la dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent

être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq (5).

La loi de dégression des surcharge s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étages est supérieur ou égale à 5 .elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

Par ailleurs lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu'à 0,5Q, valeur conservée pour les étages inférieurs suivant (D'après le DTR BC 2.2

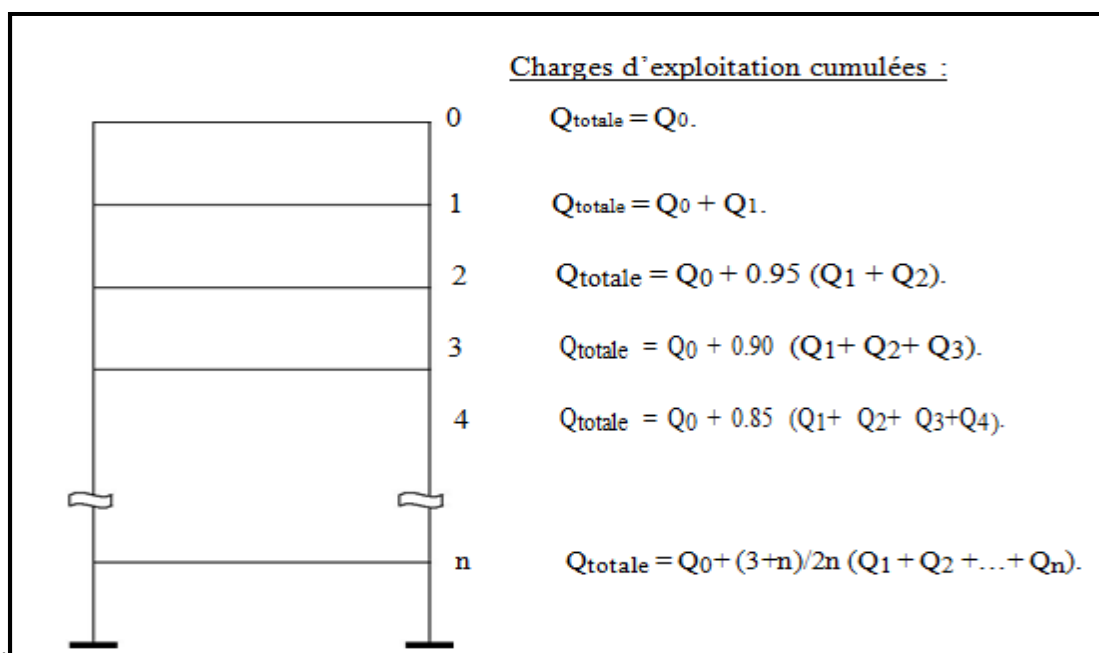


Figure II.14 : Dégression des charges

Pour $n \geq 5$:

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_n$$

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Tableau des Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/SOL
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66

Les surcharges cumulées

Niveau	
terrasse	$Q_0=13,046 \text{ KN}$
07	$Q_0 + Q_1 = 13,046 + 19,569 = 32,615 \text{ KN}$
06	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 13,046 + 0,95(2 \times 19,569) = 50,227 \text{ KN}$
05	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13,046 + 0,90(3 \times 19,569) = 65,882 \text{ KN}$
04	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13,046 + 0,85(4 \times 19,569) = 79,58 \text{ KN}$
03	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13,046 + 0,80(5 \times 19,569) = 91,322 \text{ KN}$
02	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13,046 + 0,75(6 \times 19,569) = 101,06 \text{ KN}$
01	$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13,046 + 0,714(7 \times 19,569) = 110,85 \text{ KN}$
RDC	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13,046 + 0,687(7 \times 19,569 + 32,615) = 129,559 \text{ KN}$
S/SOL	$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13,046 + 0,66(7 \times 19,569) + (2 \times 32,615) = 146,506 \text{ KN}$

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de la descente de charge

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal Ns=G+Q [KN]	Section du poteau [cm²]	
	Poids des Planchers	Poids des Poutres	Poids des Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}		$S \geq \frac{N_s}{0.3f_{c28}}$	Section adoptée
8	59,896	14,492	6,90	81,288	81,288	13,046	13,046	94,334	125.78	<u>30x35</u>
7	58,799	14,492	6,90	80,191	161,479	19,569	32,615	194,094	258.79	<u>30x35</u>
6	58,799	14,492	6,90	80,191	241,67	19,569	50,227	291,897	389.19	<u>30x35</u>
5	58,799	14,492	6,90	80,191	321,861	19,569	65,882	387,743	516.99	<u>35x40</u>
4	58,799	14,492	6,90	80,191	402,052	19,569	79,58	481,632	642.18	<u>35X40</u>
3	58,799	14,492	6,90	80,191	482,243	19,569	91,322	573,565	764.75	<u>35X40</u>
2	58,799	14,492	6,90	80,191	562,434	19,569	101,06	663,494	884.66	<u>40X45</u>
1	58,799	14,492	6,90	80,191	642,625	19,569	110,85	753,475	1004.63	<u>40x45</u>
RDC	58,799	14,492	6,90	80,191	722,816	19,569	129,559	852,375	1136.5	<u>40x45</u>
S/SOL	58,799	14,492	6,90	80,191	803,007	48.922	146,506	949,513	1266.02	<u>45x50</u>

- **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone III}$

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

- **Vérifications pour les poteaux 35x30**

- $\text{Min}(30 ; 35) = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée
- $\text{Min}(35.30)=30 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$ Condition vérifiée.

Etant donnée les conditions vérifiées pour la section la plus petite, les recommandations du RPA sont alors respectées.

Niveau	poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
ET8/ET5	30x35	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
		$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
		$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
ET3/ET2 ET4	35x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
		$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
		$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
S/SOL/RDC ET1	40x45	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
		$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
		$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

- **Vérifications de la résistance des poteaux vis à vis du flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50. \quad (\text{BAEL91/modifié99 ; B.8.3})$$

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$) (BAEL91/modifié99 ; B.8.3.3.1)

l_0 : hauteur libre du poteau

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b} = 2,42 \frac{l_0}{B}$$

Tableau II.8 : Vérification des poteaux au flambement

Section des poteaux (cm ²)	$I = \frac{b \times h^3}{12} \times 10^{-2} \text{ (m}^4\text{)}$	$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \times 10^{-2} \text{ (m)}$	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda = \frac{Lf}{i}$	Vérification
(30x35)	0.107	10.09	3.06	2.142	$21.23 \leq 50$	Condition vérifiée
(35x40)	0.187	11.56	3,06	2,142	$18.53 \leq 50$	Condition vérifiée
(40x45)	0.304	12.91	3,06	2,142	$16.59 \leq 50$	Condition vérifiée

Tableau II.9 : Sections adoptées des poteaux

Étages	Sous-sol, RDC, 1 ^{er} ,	2 ^{ème} 3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}
Section (cm ²)	(40x45)	(35x40)	(30x35)

Remarque :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Calculs des rigidités et inerties :

L'article 7.6.2 du RPA version 2003 exige que les rigidités linéaires des poteaux doivent être supérieures à celles des poutres

$$M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_s).$$

$$\text{On a : } \sigma = Mv/I \text{ donc } M = \sigma I/v$$

$$\sigma I_{pot} / v + \sigma I_{pot} / v \geq 1,25 (\sigma I_{pout} / v + \sigma I_{pout} / v)$$

On aura : $I_{pot} \geq 1,25 I_{pout}$

Inertie poutres principales (25x35) : $I_{pout} = (25 \times 35^3)/12 = 89322,916 \text{ cm}^4$

- **Inertie poteaux**

- Entre sol : $I_{pot} = (45 \times 50^3)/12 = 468750 \text{ cm}^4$
- RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage : $I_{pot} = (40 \times 45^3)/12 = 303750 \text{ cm}^4$
- 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, étage : $I_{pot} = (35 \times 40^3)/12 = 186666.67 \text{ cm}^4$
- 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage : $I_{pot} = (30 \times 35^3)/12 = 107187.5 \text{ cm}^4$

$$\Sigma I_{POT} = 1066354.17 \text{ cm}^4$$

$$1.25 I_{pout} = 1.25 \times 89322.916 = 111653.645 \text{ cm}^4$$

Pour tous les cas, on a **$I_{pot} > 1,25 I_{pout}$** , donc la condition est vérifiée.

Conclusion

Tableau II.10 : Les dimensions de sections trouvées.

	Les dimensions	
Plancher	16 + 4	
Voiles	e = 25 cm	
Poutres principales	b = 25 cm	
	h = 35 cm	
Poutres secondaires	b = 25 cm	
	h = 35 cm	
poteaux	Sous-sol	50x45
	RDC, 1, 2	45x40
	3, 4, 5	35x40
	6, 7, 8	30 x 35

Ces résultats des sections qui nous serviront de base dans la suite de nos calculs peuvent être modifiés dans les chapitres suivants.

III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément complémentaire de la structure, on peut le simuler comme une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse, il a pour objectif l'étanchéité et notamment la protection des personnes accédant à la terrasse. Elle est soumise à son poids propre G qui donne un effort normal N et une surcharge Q (1KN/m) due à des poussées d'exploitation humaine ; celle-ci donne des efforts horizontaux créant un moment M au niveau de l'encastrement

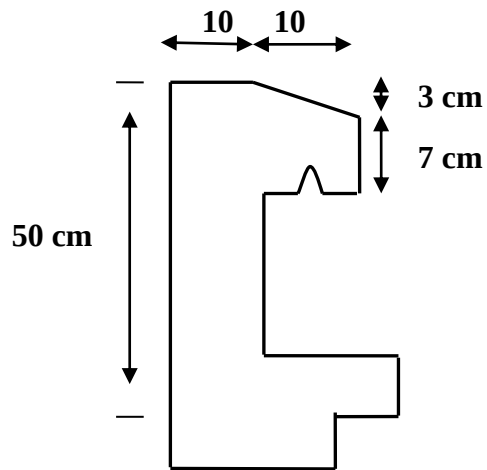


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2 Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

- **Evaluation des sollicitations**

Chargement:

- **charge permanente « G » :**

Poids propre: $G = \rho \times S \times 1m \Rightarrow G = 25 \times S \times 1m$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton qui est égale à 25 KN/m³.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Effort normal dû au poids propre de la section d'encastrement:

$$G = S \times \rho = [(0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + ((0,03 \times 0,1)/2)] \times 25 \times 1 = 1,463 \text{ KN /m}$$

$$G = 1,463 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation « $Q=1,00\text{KN/ml}$ » (Effort horizontal dû à la main courante) :

$$Q=1 \text{ [KN/ml]}.$$

- Calcul des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1\text{ml} = 1.463 \text{ KN}$.
- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T = Q \times 1\text{ml} = 1,00 \text{ KN}$.
- Moments fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = T \times H = Q \times 1 \times H$

$$M = 1 \times 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

Schémas statiques de calcul

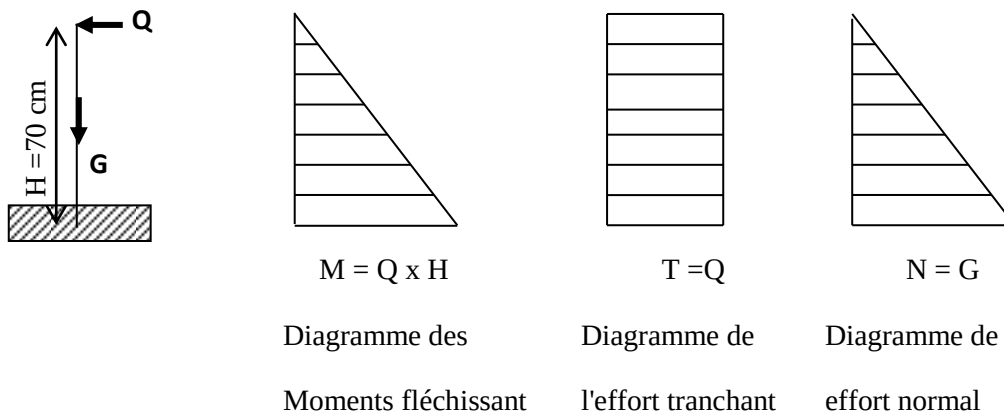


Figure.III.1.2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

- Les combinaisons de charges

-L'ELU

La combinaison de charges est: **$1,35 G + 1,50 Q$**

-Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G$

-Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M$

-Effort tranchant T : $T_u = 1.5 Q$

La combinaison des charges est : $1.35G + 1.5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35.N_G = 1.35 \times 1.463 = 1.975 \text{ KN/ml.} \\ M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m} \\ T_u = 1.5T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- L'ELS

La combinaison de charges est: $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G$

-Moment de renversement : M_s

-Effort tranchant T ; $T_s = Q$

La combinaison des charges est : $G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G = 1.463 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.5 \text{ KN.m} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.1.3-Ferraillage de l'acrotère

L'étape du ferraillage consistera à étudier une section rectangulaire encastree à la base et libre à l'extrémité (console) soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

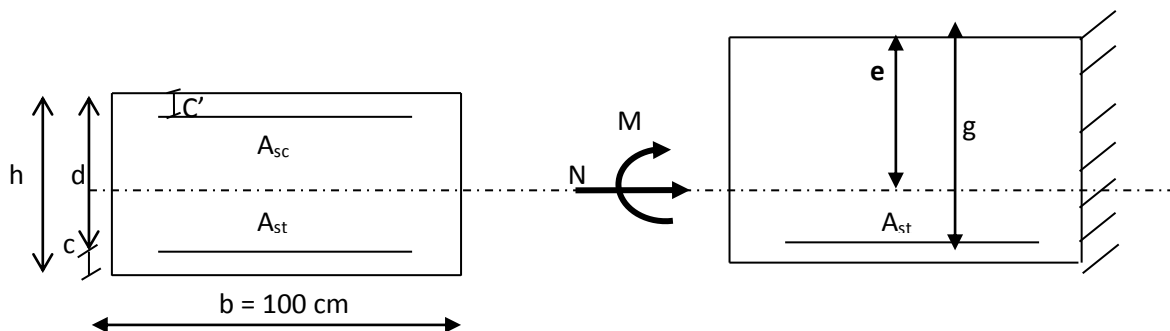


Figure.III.1.3 Schéma de calcul de l'acrotère

Avec :

$$B = 100 \text{ cm}; h = 10 \text{ cm}; d = 7 \text{ cm}; F_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

d : hauteur utile ($d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$).

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

b : longueurs unitaire qui est égale à 1m.

c: centre de pression.

h: hauteur de la section.

d = h - c : est hauteur utile.

e : excentricité.

g : la distance entre le centre de pression C et le centre de gravité des armatures tendues.

-Calcul de l'excentricité

- **Position de centre de pression**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,975} = 0,379 \text{ m} = 37,9 \text{ cm}$$

- **Vérification:**

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

$e_u > \frac{h}{2} - c$ Le centre de pression se trouve en dehors de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. L'acrotère sera donc calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif **M_f**, puis en passe à la flexion composée.

- **Calcul de la section d'armature en flexion simple**

- **Moment fictif M_f**

$$g = e_u + h/2 - c = 37,9 + 2 = 39,9 \text{ cm} = 0,399 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 1,975 \times 0,399 = 0,788 \text{ KN.m}$$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

0.85 : condition du travail

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)

θ : dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égale à 1 ($t > 24h$).

γ_b : coefficient de sécurité, on le prend égal à 1.5 (situation courante).

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.17 \text{ MPa}$$

D'où : $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ **soit :** $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.788 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,9945 \text{ (par interpolation)}$$

$$\mu_u < \mu_l \text{ La section est simplement armée } \Rightarrow A_s = 0.$$

- **Les armatures fictives:**

$$A_{scf} = 0$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\beta = 0,9945$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.788 \times 10^6}{0.9945 \times 70 \times 348} = 32.52 \text{ mm}^2 = 0.3252 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0,3252 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'armatures en flexion composée:**

Armature réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.3252 \times 10^2 - \frac{1.975 \times 10^3}{348} = 26.84 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 0,2684 \text{ cm}^2$$

III-1-4 Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité du béton (BAEL 90/modifiée 99 Art A.4.2.1)

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.4.2.1/BAEL91 modifié 99].

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_S \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e \left[\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right]$$

Avec:

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = M_s / N_s = 0,5 / 1,463 = 0,342 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times 2,1 / 400 \times \left[\frac{34,20 - 0.455 \times 7}{34,20 - 0.185 \times 7} \right] = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,215 \text{ cm}^2 \quad \text{La condition n'est pas vérifiée} \Rightarrow A_{st} = A_{min} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A = \begin{cases} A_{scf} = 0 \\ A_{stf} = 0,3252 \\ A_{st} = 0,2684 \\ A_{min} = 0,79 \end{cases}$$

- Conclusion

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A = A_{min} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour une section d'acier de **4HA8 /ml = 2.01 cm²**, avec un espacement de

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA8 $\Rightarrow A_r = 1,50 \text{ cm}^2$** répartir sur 60cm de hauteur,

Avec : un espacement de : **St =20cm**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.1 / BAEL 91/modifiée 99)**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5\text{MPa})$$

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

b : largeur de la barde considérée=100 cm

d : hauteur utile de la section d=h-c

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,021\text{MPa} < \tau_u = 2,5\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Vérification de l'adhérence (Art A.6.1.3 BAEL91/modifiée99)**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit,

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$A.N : \quad \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \varnothing : \text{c'est le diamètre des barres.} \\ n : \text{Le nombre de barres.} \end{array} \right.$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,048 \times 10} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,237 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

- **Ancrage des barres vertical : (Art A.6.1.21 BAEL91/modifiée99)**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

La longueur du scellement droit est donnée par :
$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$A.N : \quad L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit :} \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

Longueur de scellement droit selon le (BAEL/modifiée99 (Art6.1.22)) pour les HA400

$$\text{est :} \quad l_s = 40\varphi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

Donc : **$L_s = 32 \text{ cm}$**

- **Espacement des barres (BAEL91/modifiée99 Art A.8.2.42)**

Armatures principale : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

Armatures de répartition : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

III-1-5 vérification des contraintes à l'ELS: (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifiée 99)

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, on doit vérifier :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers qui doivent aussi vérifier les conditions suivantes :

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$: La contrainte dans les aciers

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte dans le béton.

Contraintes dans les aciers

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) \right\}$$

On a des aciers : **FeE400HA : $\Phi \geq 6\text{mm}$**

$\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\sigma_{St} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2} \right\}$$

$$\sigma_{St} = \min \left\{ 266.66 ; 201.63 \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a:
$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0,287$$

On ne peut pas lire directement des abaques la valeur de β_1 , par interpolation linéaire entre les valeurs on trouve : **$\beta_1 = 0,915$**

$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,5 \times 10^6}{0,915 \times 70 \times 2.01 \times 100} = 38.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 38.84 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Nous avons déjà trouvé $\rho = 0,287$; par interpolation entre les valeurs on trouve **$k_1 = 44,17$** .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{38.84}{44.17} = 0.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

III.A.5 : Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/version 2003 : Art 6.2.3)

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : **$F_p = 4.A.C_p.W_p$**

Avec :

A : est le Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés, tiré du (**RPA99 version 2003 tableau 4.1**) dans notre cas (zone III, groupe d'usage 2) **→ $A=0,25$.**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (valeur tirée du (**RPA99 version 2003 tableau 6.1**)).

- **Dans notre cas**

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires **$C_p = 0.3$**

W_p : Poids de l'élément considéré **→ $W_p = 1.463 \text{ KN/ml}$**

D'où :

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,463 = 0,4389 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$ **→ Condition vérifiée**

- **Note**

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p .

- **Conclusion**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

- Schéma de ferrailage de l'acrotère

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : $4\text{HA8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25cm**.
- Armatures secondaires : $3\text{HA8/ml} = 1,50 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm**.

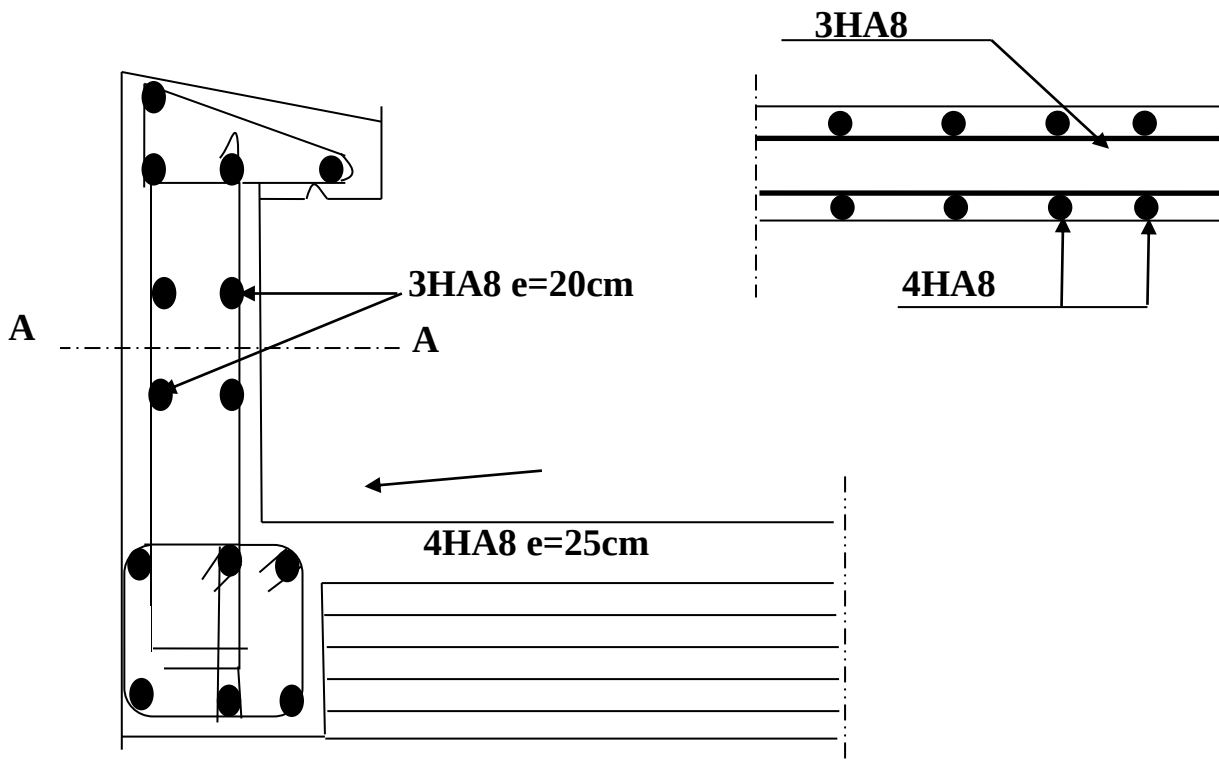


Figure III.1.4: coupe verticale de ferrailage de l'acrotère

III.2 : Calcul des plancher

Introduction

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées dans le sens de la petite portée et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour trois types de planchers ayant pour différences leurs charges d'exploitation (habitation, commercial et dernier étage). Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.

Plancher en corps creux

III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression

La table de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 500) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ; et 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles. (Art B.6.8.4 BAEL91/modifiée99).

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

L = 65 cm ; distance entre axes des poutrelles

$A_{\perp}$: section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

f_e : limite d'élasticité des barres ($f_e = 500 \text{ MPa}$).

D'où :
$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : $A^\perp = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement $st=20\text{cm}$.

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} \geq \frac{A^\perp}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{//} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement $st=20 \text{ cm}$.

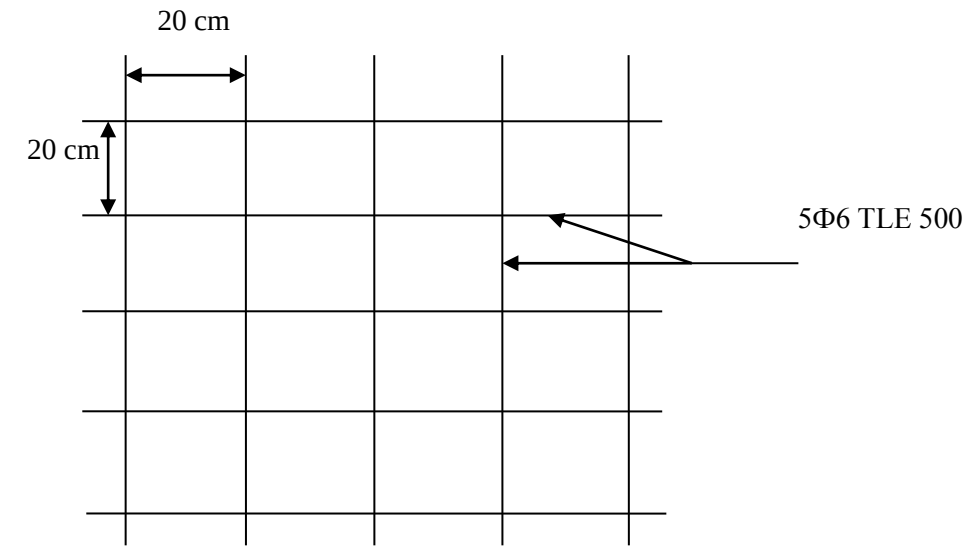


Figure III.2.1 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (20×20) cm.

III.2.2 Etude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles successives. Le calcul se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression,
- Après le coulage de la dalle de compression.

III.2.2.1 Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles BAEL91/modifiée99 préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une poutrelle, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \end{array} \right.$$

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.60u$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm)

- **1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyé sur les deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier, la section est estimée à (4×12) cm²

Remarque : la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus d'appuis. (**Art B.6.1,1 BAEL91/modifiée99**).

- **Chargement :**

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12$ KN/ml.
- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62$ KN/ml.
- Poids total: $G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74$ KN/ml.

Avec : $l = 65$ cm ; largeur de l'hourdis

- Surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier: $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

- **Calcul à L'ELU**

Le calcul se fait pour la travée la plus défavorable

- **Combinaison de charges**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

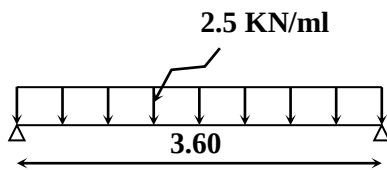
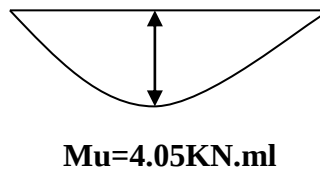


Figure III.2.2 : Schéma statique de la poutrelle

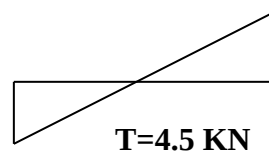
Calcul du moment en travée

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.6)^2}{8} = 4.05 \text{ KN.m}$$



Calcul de l'effort tranchant

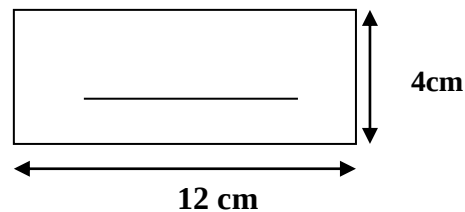
$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.6}{2} = 4.5 \text{ KN}$$



Calcul de la section d'armature

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur $d = h - 2 = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$



$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.05 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 5.942 \gg 0.392$$

$\mu_b \gg \mu_l \longrightarrow$ Section doublement armée (SDA)

- **Conclusion**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires. Ces étais sont généralement distants de 80cm à 120cm.

- **Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée :**

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$M_l = 0,392 \times 0,120 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^3 = 0,267 \text{ KN.m.}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une section simplement armée (S.S.A) est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,92 \text{ m.}$$

Donc la largeur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à : **L_{max}=1m.**

- **2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression**

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme partiellement encastrés et les autres comme appuis simples.

- **Dimension de la poutrelle**

Les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la poutrelle, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

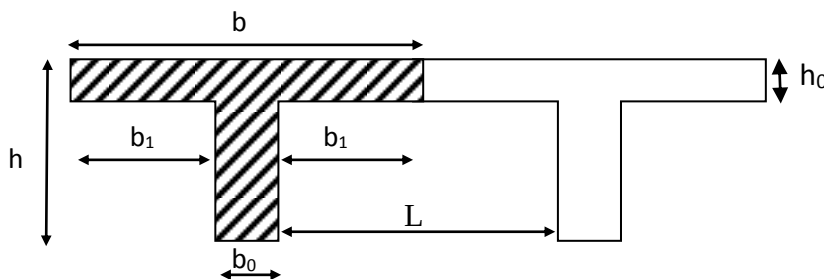


Figure III.2.3 : Section en T

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \longrightarrow b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \longrightarrow b_1 \leq \frac{360}{10} = 36 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \longrightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{360}{2} = 120 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 = \text{Min} (26,5; 37,5; 125) = 26.5 \text{ cm}$$

On prend: $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm} \longrightarrow b = 65 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

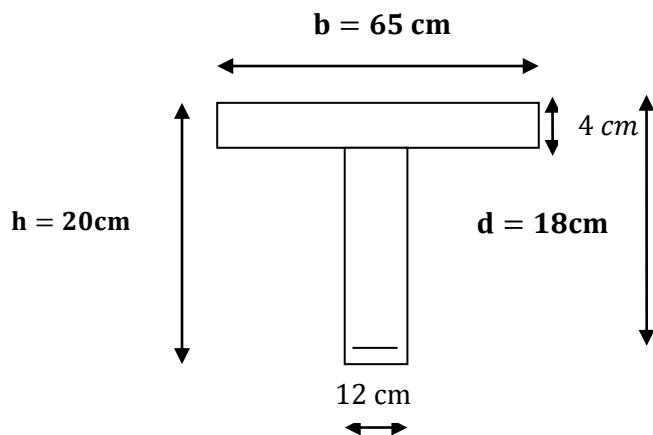


Figure III.2.4 : Schéma d'une poutrelle

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations
- Étage courant : $G_e = 5.36 \text{ KN/m}^2$
- Plancher terrasse : $G_t = 5.46 \text{ KN/m}^2$
- Evaluation des charges et surcharges

Plancher terrasse

Poids propre du plancher : $G = 5,46 \times 0,65 = 3,549 \text{ kN/m}$.

Surcharge d'exploitation : $Q=1,0 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$.

Plancher étage courant : (usage habitation)

Poids propre du plancher : $G=5.36 \times 0,65 = 3.484 \text{ kN/m}$.

Surcharge d'exploitation : $Q= 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$.

Plancher sous-sol : (usage commerciale)

Poids propre du plancher : $G = 5.36 \times 0,65 = 3.484 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/m}$

- **Combinaison de charges**

Plancher terrasse

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,549) + 1,5 (0,65) = 5,766 \text{ kN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3,549 + 0,65 = 4,199 \text{ kN/ml}$.

Plancher étage courant : (usage habitation)

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3.484) + 1,5(0,975) = 6.166 \text{ kN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3,484 + 0,975 = 4,459 \text{ kN/ml}$.

Plancher sous-sol : (usage commerciale)

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,484) + 1,5(1,625) = 7.141 \text{ kN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3,484 + 1,625 = 5.109 \text{ kN/ml}$

Remarque : on constate que le chargement pour le plancher sous-sol est le plus défavorable.

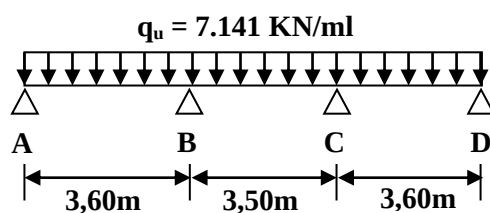


Figure III.2.5: Schéma statique de la poutrelle.

- **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants**

Choix de la méthode

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue à l'aide de l'une de ces 3 méthodes :

Méthode forfaitaire

Méthode de Caquot

Méthode des trois moments

Méthode forfaitaire

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.

- La surcharge d'exploitation doit vérifier la condition suivante :

$$Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN/m}^2).$$

- $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 2 \times 5,36 = 10,72 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Condition vérifiée

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- Le rapport des portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

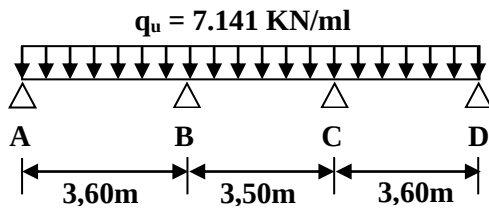
$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{350}{360} = 0,97 \quad ; \quad \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{360}{350} = 1,03 \quad ; \quad \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{350}{360} = 1,03 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

- Application de la méthode

On a : $Q_u = 7.141 \text{ KN/ml}$



- Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

- Exposé de la méthode

-Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = q l^2 / 8.$$

M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur les appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : moment maximal en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$M_t \geq \max [1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 pour une poutre de deux travées.

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

Dans notre cas on a une poutre reposant sur huit (04) appuis, on aura le diagramme suivant :

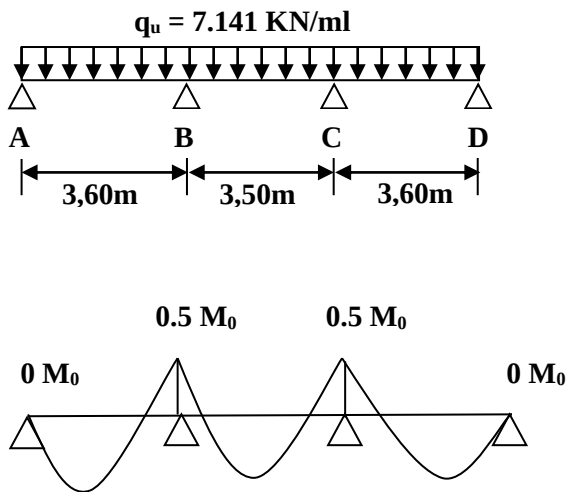


Figure III.2.6: l'évaluation des moments dans les différents appuis.

III.2.3 Calcul des sollicitations à L'ELU

- Calcul des rapports des charges

$$0 < \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{2.5+5.36} = \frac{2.5}{7.86} = 0.32 < \frac{2}{3} \rightarrow \alpha = 0.3$$

Tableau III.2.1: Calcul les rapports des charges

	Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.3	0.545	0.645

- Calcul des moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Tableau III.2.2: Calcul des moments isostatiques en travées

Travée	A-B	B-C	C-D
L(m)	3 ,60	3 ,50	3 ,60
M_0 (KN.m)	11,57	10,93	11,57

- Aux appuis**

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Tableau III.2.3: Les Valeurs des moments aux appuis

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0	0,5	0,5	0
M_{appui} (KN.m)	0	5.785	5.785	0

- Calcul des moments en travées**

- Travée de rive**

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.645M_0 \\ M_t + \frac{0 + 0.5M_0}{2} \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0] \longrightarrow M_t = 0.84M_0 \end{cases}$$

On prend : $M_t = 0.84 M_0$

- Travée intermédiaire**

$$\begin{cases} M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0] \longrightarrow M_t = 0.59M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.545M_0 \end{cases}$$

On prend : $M_t = 0.59 M_0$

Tableau III.2.4: Les Valeurs des moments en travées

Travée	A-B	B-C	C-D
M_t (KN.m)	9,719	6.826	9,719

- Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

- Travée AB

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{q_U \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \longrightarrow T_A = \frac{7.141 \times 3.6}{2} + \frac{5.785 - 0}{3.6} = 14.461 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{q_U \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \longrightarrow T_B = -\frac{7.141 \times 3.6}{2} + \frac{5.785 - 0}{3.6} = -11.247 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée BC

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{q_U \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \longrightarrow T_B = \frac{7.141 \times 3.5}{2} + \frac{5.785 - 5.785}{3.5} = 12.497 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{q_U \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \longrightarrow T_C = -\frac{7.141 \times 3.5}{2} + \frac{5.785 - 5.785}{3.5} = -12.497 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée CD

$$\left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{q_U \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \longrightarrow T_C = \frac{7.141 \times 3.6}{2} + \frac{0 - 5.785}{3.5} = 11.201 \text{ KN} \\ T_D = -\frac{q_U \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \longrightarrow T_D = -\frac{7.141 \times 3.6}{2} + \frac{0 - 5.785}{3.6} = -14.461 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Les valeurs des efforts tranchants sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.2.5: Les Valeurs des efforts tranchants

Travée	A-B		B-C		C-D	
T_i (KN)	T_A	14.461	T_B	12.497	T_C	11.201
T_{i+1} (KN)	T_B	-11.247	T_C	-12.497	T_D	-14.461

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

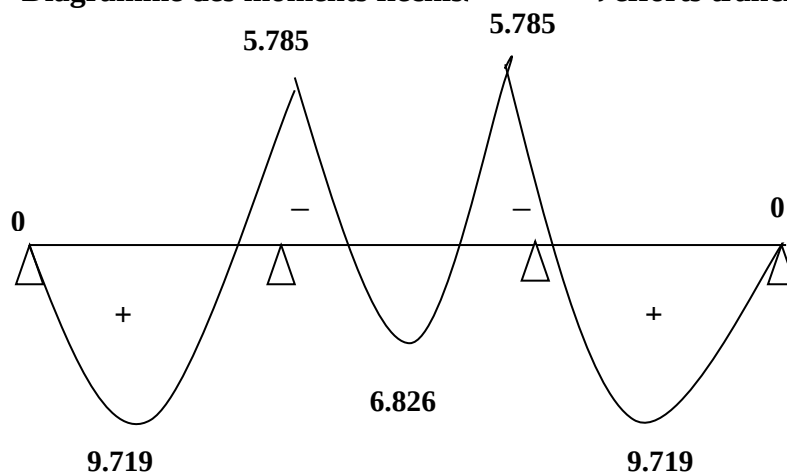


Figure III.2.7 Diagramme des moments fléchissant

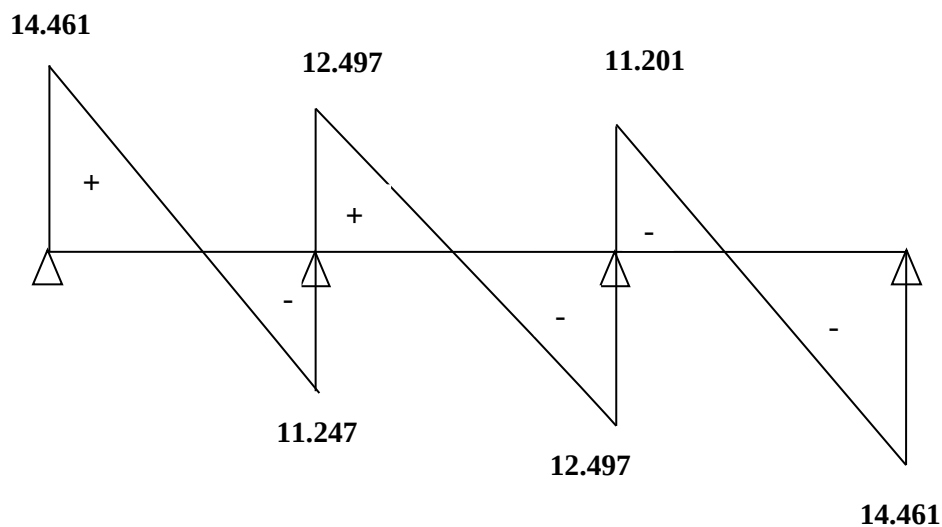
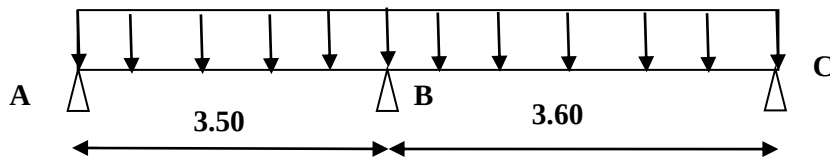


Figure III.2.8 Diagramme des efforts tranchants

2^{ème} cas :



- Calcul des moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Tableau III.2.6: Calcul des moments isostatiques en travées

Travée	A-B	B-C
L(m)	3 ,50	3 ,60
M_0 (KN.m)	10 ,93	11,57

- Aux appuis

Tableau III.2.7: Les Valeurs des moments aux appuis

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire β	0	0,6	0
M_{appui} (KN.m)	0	6,942	0

- Calcul des moments en travées
 - Travée de rive

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.645M_0 \\ M_t + \frac{0 + 0.5M_0}{2} \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha \cdot M_0)] \longrightarrow M_t = 0.84M_0 \end{cases}$$

On prend : $M_t = 0.84 M_0$

Tableau III.2.8: Les Valeurs des moments en travées

Travée	A-B	B-C
M_t (KN.m)	9,181	9,719

- Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

- Travée AB

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_U \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \longrightarrow T_A = \frac{7.141 \times 3.5}{2} + \frac{6.942 - 0}{3.5} = 14.480 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{q_U \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \longrightarrow T_B = -\frac{7.141 \times 3.5}{2} + \frac{6.942 - 0}{3.5} = -10.513 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée BC

$$\begin{cases} T_B = \frac{q_U \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \longrightarrow T_B = \frac{7.141 \times 3.6}{2} + \frac{0 - 6.942}{3.6} = 10.925 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{q_U \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \longrightarrow T_C = -\frac{7.141 \times 3.6}{2} + \frac{0 - 6.942}{3.6} = -14.782 \text{ KN} \end{cases}$$

Les valeurs des efforts tranchants sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.2.9: Les Valeurs des efforts tranchants

Travée	A-B		B-C	
T_i (KN)	T_A	14,480	T_B	10.925
T_{i+1} (KN)	T_B	-10,513	T_C	-14.782

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

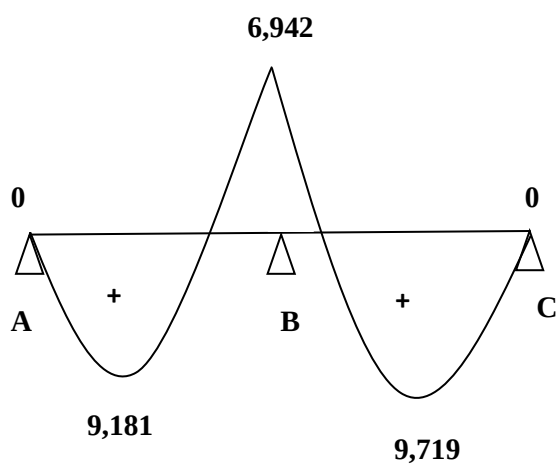


Figure III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant

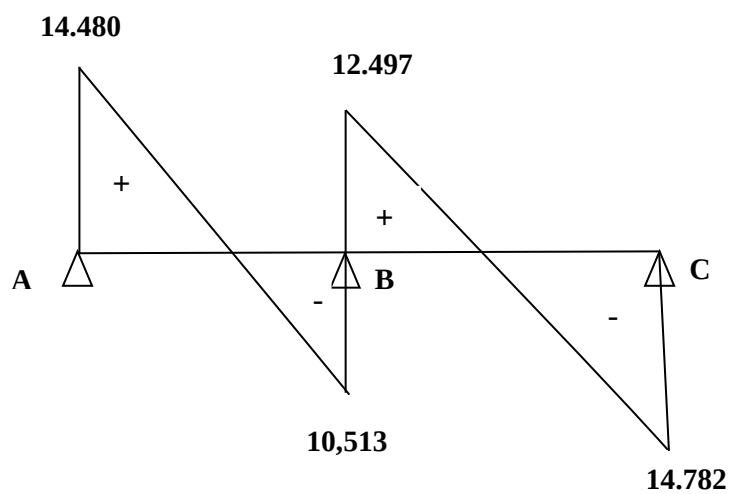
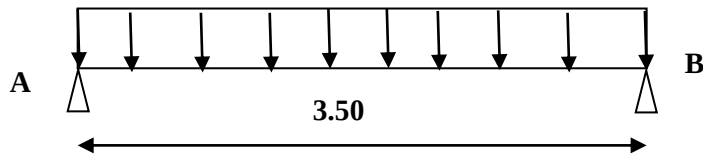


Figure III.2.10 : Diagramme des efforts tranchants

3^{ème} cas :



- Calcul des moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

$$M_0 = 10.93 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis

$$M_A = M_B = 0 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants

$$T_A = T_B = \frac{qL}{2} = 12.50 \text{ KN.}$$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

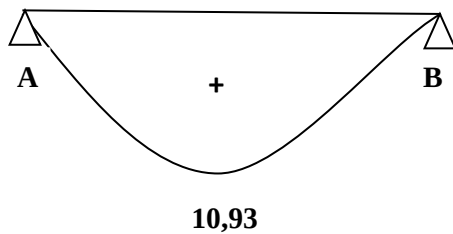


Figure III.2.11 Diagramme des moments fléchissant

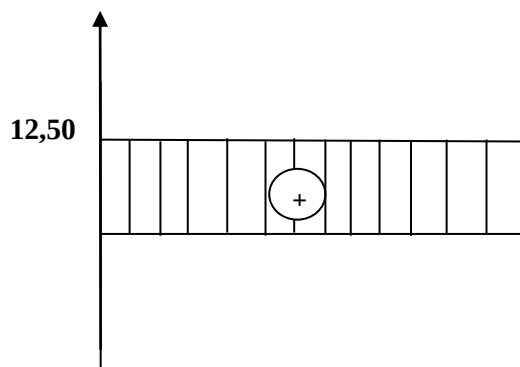


Figure III.2.12 Diagramme des efforts tranchants

III.2.4 Ferrailage à l'ELU

- Armatures longitudinales

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 9,719 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 5.785 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

- En travées

$$M_t^{\max} = 9,719 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9,719 \text{ KN.m} < M_0 \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9,719 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,719 \times 10^5}{0,984 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,58 \text{ cm}^2$$

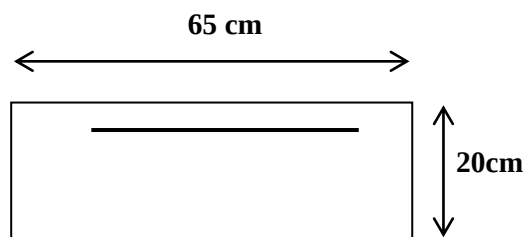


Figure III.2.13 : Dimensions de la table de compression

Soit : $3 \text{ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$

- Aux appuis

$$M_a^{\max} = 5.785 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5.785}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.104.$$

$$\mu = 0,104 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu = 0.104 \Rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.785 \times 10^4}{0,945 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 0.977 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 0.977 \text{ cm}^2$$

On adopte: $2\text{HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$

Conclusion:

En travée: $3\text{HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $2\text{HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$

- Calcul des armatures transversales
- Diamètre des barres : (Art. A.7.2.21/BAEL91/ modifiée 99)

$$\varphi_t = \min (h/35, b_0/10, \varphi_{1\max})$$

$$\varphi_t = \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

Φ_t : Diamètre des armatures transversales.

$\varphi_{\max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales

h: Hauteur du plancher.

b₀ : Largeur de lame

On adopte : **2HA8 = 1.00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de **φ8**

- **Espacement des armatures transversales:(Art.A.5.1.22 BAEL91/modifiée 99)**

$$S_t \leq \min(0,9d,40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2\text{cm},40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

- **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité : (Art A 4.2.1 BAEL 91/ modifiée 99)

- **En travée**

$$A_{\min}=0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1.413 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis**

$$A_{\min}= 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,261 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91/modifiée99 ; Art A.5.1.1)**

$$V_u^{\max} = 14.461 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 14.461 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,669 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,669 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et entrainement des barres :
(BAEL91/modifiée 99 ; Art A.6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad , \quad \Psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{14.461 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } \sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.00 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres.

- **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis: (Art : A.5.1.313/BAEL91 /modifiée 99)**

- **Sur le béton**

$$V_u^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 d b_0$$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} = 14.461 \text{ kN} < \bar{V}_u = 129.6 \text{ kN}$$

- **Sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0.9 d} \right)$$

$$A_a = 2.7 \geq \frac{1.15}{400} \left(14.461 + \frac{5.785}{0.9 \times 18} \right) = 0.043 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Ancrage des barres (BAEL91/modifiée 99 ; Art. A6.1.23)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{On prend la longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1.0 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 40\phi$

Pour acier : **HA: $f_e = 400 \text{ MPa}$**

On adopte des crochets à 45° avec **$L_s = 0.4 L_s$**

$$L_s = 0.4 \times 40 = 16\phi$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1 ; BAEL 91/modifiée 99)**

$$V_{u \max} = 14.461 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14.461 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.123$$

$$\tau_u = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ modifiée 99 ; Art 5.1,2.1.1})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5 Calcul des poutrelles à l'ELS

- **Moment de flexion et les efforts tranchants à l'E.L.S : (BAEL 91/modifié 99; art A.6.5.1)**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, le BAEL91/modifiée99 (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants

$$\text{C.-à-d. : } M_{ELS} = \frac{q_s}{q_u} M_{ELU} ; T_{ELS} = \frac{q_s}{q_u} T_{ELU}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.141 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 5.109 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} \Rightarrow q_s / q_u = 5.109 / 7.141 = 0,715$$

Les résultats des moments isostatiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2.10 : Résultats des moments isostatiques

Travée	A-B	B-C	C-D
M_0	8.273	7.815	8.273

Les résultants des moments aux travées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2.11 : Résultats des moments aux travées

Appuis	A	B	C	D
M_{app}^{ELS}	0	4.136	4.136	0

Les résultants des moments aux appuis sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2.12 : Résultats des moments aux appuis

Travée	A-B	B-C	C-D
M_t^{ELS}	6.949	4.881	6.949

- Calcul des efforts tranchants

Tableau III.2.13 : Les Valeurs des efforts tranchants

Travée	A-B		B-C		C-D	
T_i (KN)	T_A	10.339	T_B	8.935	T_C	8.009
T_{i+1} (KN)	T_B	-8.042	T_C	-8.935	T_D	-10.339

- Les diagrammes des moments et les efforts tranchants

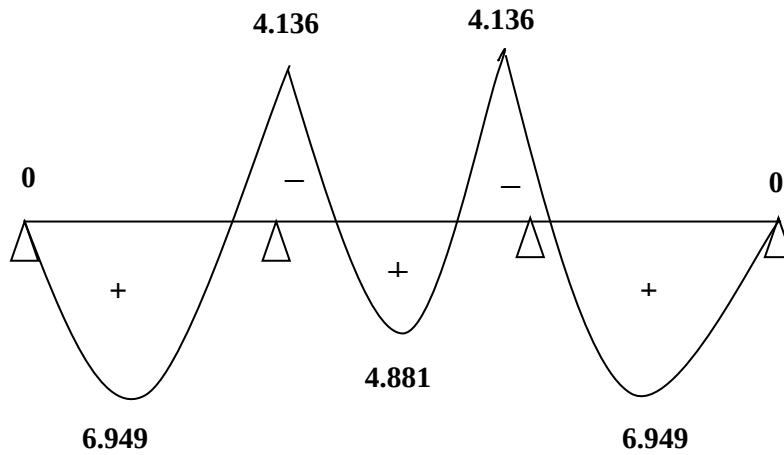


Figure III.2.14 : Diagramme des moments fléchissant

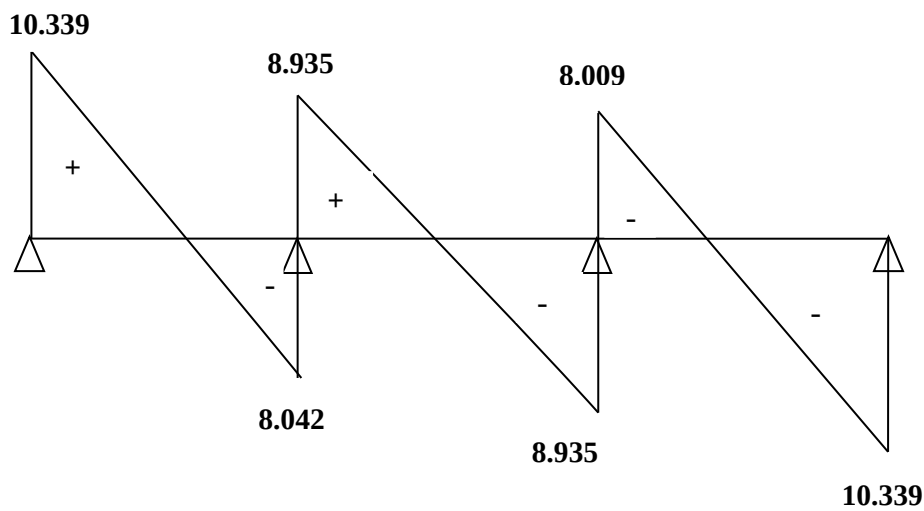


Figure III.2.15 : Diagramme des efforts tranchants

- Vérification à l'E.L.S
- État limite d'ouverture des fissures (Art.B.6.3 /BAEL91/modifiée 99)

Les fissurations étant peu préjudiciables $\Rightarrow$ Aucune vérification n'est à effectuer.

- État limite de résistance à la compression du béton (ART.A.4.5.2 BAEL91/ modifiée 99)

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- **En travée**
- **Contrainte dans les aciers**

La section d'armateurs adoptée à l'ELU en travée est : $A_s = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

Par interpolation on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.945 \\ K_1 = 75.91 \Rightarrow K = 1/K_1 = 0.013 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{9.719 \times 10^6}{0.945 \times 18 \times 2.35 \times 10^3} = 243.136 \text{ MPa} < \sigma = 348 \text{ MPa}.$$

- **Contrainte de compression dans le béton**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 243.136 \times 0.013 = 3.16 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

- **Aux appuis**
- **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.72 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.876 \\ K_1 = 25.32 \Rightarrow K = 1/K_1 = 0.039 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.785 \times 10^6}{0.876 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 233.68 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 233.68 \times 0.039 = 9.11 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

- **État limite de déformation (Vérification de la flèche) : (BAEL91/modifiée 99 ; art A.3.6.51)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/modifiée 99 Art. B.6.8, 424**) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 20 cm)
- l : porté entre nue d'appuis. (L = 360 cm)
- M_t : moment max en travée.
- M_0 : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b_0 : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0.060 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0.060 \geq \frac{9.719}{15 \times 11.57} = 0.056 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 17} = 0.011 \leq \frac{3.3}{400} = 0.008 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3300}{500} = 6.6 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}$$

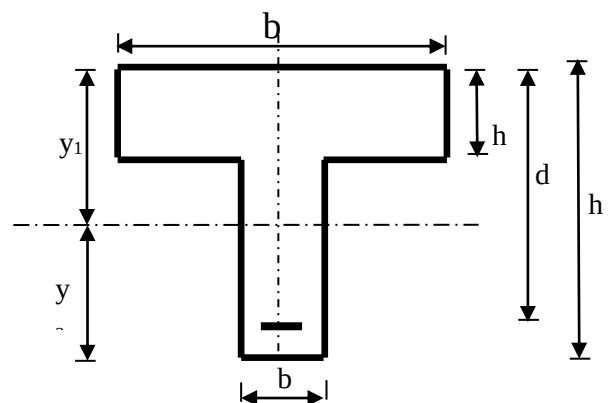


Figure III.2.16 : Caractéristiques de la poutrelle

Calcul de V_1 et V_2

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.098 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.098 = 12.902 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.098^3 + 12.902^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.098 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.902 - 2)^2$$

$$I_0 = 14952.59 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.011} = 1.49$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0.71; 0\} = 0.71$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 14952.59}{1 + 1.49 \times 0.71} = 7992.54 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{9.719 \times 1000 \times 330^2}{10 \times 10818.87 \times 7992.54} = 1.22 \text{ mm} < \bar{f} = 6.6 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3 HA10 = 2.35 cm²**.

Armatures en appuis : **2 HA 10 = 1.57cm²**.

Armatures transversales : **2HA8=1.00 cm²**, avec un espacement de **15 cm**.

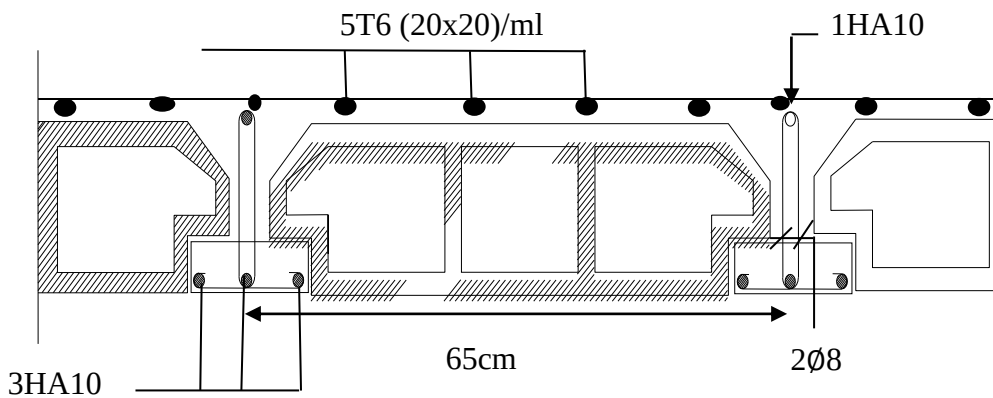


Figure III.2.17 : Plan de ferrailage en travée du plancher en corps creux.

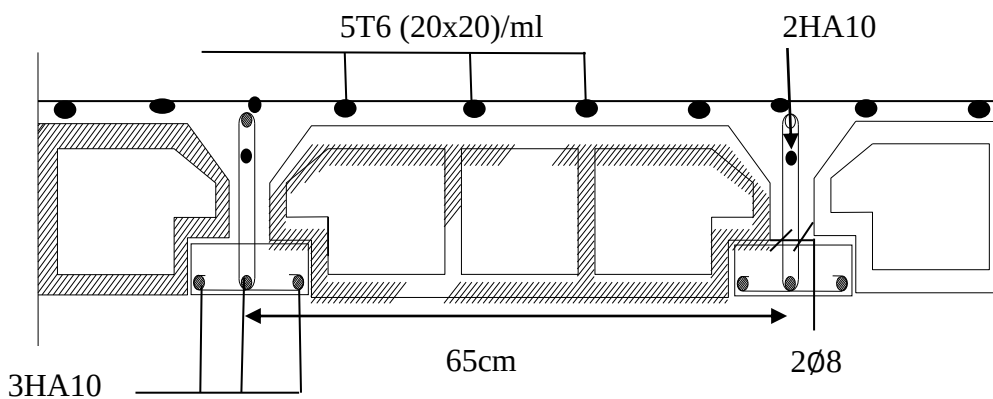


Figure III.2.17 : Plan de ferrailage aux appuis du plancher en corps creux.

III.3 Dalle pleine

On va opter à calculer la dalle pleine pour l'étage qui nous donne le cas le plus défavorable

III.3.1 Caractéristiques des dalles pleines :

La surface de la dalle : $1,70 \times 3,40 = 5,78 \text{ m}^2$.

- épaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{340}{30} = 11.33 \text{ cm}$$

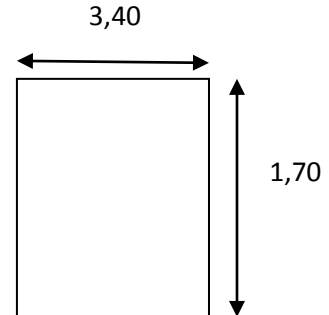


Figure III.3.1 : Section à ferrailer

Selon le RPA99/2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 6 cm.

On opte pour une épaisseur $h_t = 15 \text{ cm}$.

- Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $l_x < l_y$

$$\rho = \frac{1,70}{3,40} = 0.5$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

III.3.2 Surcharge d'exploitation :

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5.53 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,215 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = (5.53 + 2,5) \times 1 = 8,03 \text{ KN/ml}$$

Les moments sont donnés par les formules dans les deux directions :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 & \text{Moment suivant la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x & \text{Moment suivant la grande portée.} \end{cases}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,5 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \quad \mu_x = 0,0946 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,250$$

AN:

$$M_x = 0,0946 \times 11,215 \times (1,70)^2 = 3,066 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,250 \times 3,066 = 0,7665 \text{ KN.m}$$

III.3.3 Ferrailage de la dalle :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

$$d = h_t - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

Sens x-x:

- Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 3,066 = -0,92 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_x^a = -0,92 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0,92 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,004$$

$$\mu_a = 0,004 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0,92 \times 10^3}{0,998 \times 12 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement : **St = 25 cm.**

- Aux travées :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 3,066 = 2,606 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_x^t = 2,606 \text{ KN.m.}}$$

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{2,606 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu_t = 0,012 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,994$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{2,606 \times 10^3}{0.994 \times 12 \times 348} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

Sens y-y:

- **Aux appuis :**

$$M_y^a = -0.5 M_y = -0.5 \times 0,7665 = -0,383 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,383 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0,383 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_a = 0.002 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.999$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0,383 \times 10^3}{0.999 \times 12 \times 348} = 0.1 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

- **Aux travées :**

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 0,7665 = 0,651 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,651 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0,651 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.003$$

$$\mu_t = 0.003 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.9985$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0,651 \times 10^3}{0.9985 \times 12 \times 348} = 0,16 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

III.3.4 Vérification à L'ELU :

a. Condition de non fragilité : (BAEL 90/modifiée 99 Art A.4.2.1)

Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W₀ : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour F_e E400.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{x \min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] bh$$

$$A_{x \min} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0,5] 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = 1.5 < A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x \min} = 1.5 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$W_y \geq W_0 \rightarrow A_{y \min} = W_0 \times b \times h \times A_{st}$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times 1.5$$

$$A_{y \min} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement des barres : (B.A.E.L91/modifiée 99 ; Art A 8.2.42) :

$$\text{Sens x-x : } St = 25 \text{ cm} < \min \{2 ht, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } St = 25 \text{ cm} < \min \{3 ht, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : ht = 15 cm

c. Contrainte tangentielle : (Art. A.5.2, 2 ; BAEL91/ modifiée 99) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

Au milieu de L_y :

$$T_u^1 = P / (2L_x + L_y).$$

Avec :

$$P = q l_x l_y = 11,215 \times 1,70 \times 3,40 = 64,82 \text{ KN}$$

$$T_u^1 = \frac{64,82}{2 \times 1,70 + 3,40} = 5,61 \text{ KN}.$$

Au milieu de L_x

$$T_u^2 = P / 3L_y$$

$$T_u^2 = \frac{64,82}{3 \times 3,40} = 6,35 \text{ KN}.$$

Donc :

$$T_u = \max (T_u^1, T_u^2) = \max (5,61 ; 6,35) = 6,35$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{6,35 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Entrainement des barres : (Art. A.6.1, 3 ; BAEL91/modifiée 99)

Pour qu'il n'y ait pas d'entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour les H.A}$$

$\overline{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entrainement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

Avec :

$\sum u_i$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n: nombre des barres

Remarque : Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification et la même.

Calcul de τ_{se} :

Dans le sens x-x

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^2}{0.9 d \sum u_i} = \frac{6,35 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 125,6} = 0.42 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.42 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

—————> Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Dans le sens y-y

$$\sum u_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^1}{0.9 d \sum u_i} = \frac{12.33 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.65 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.65 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

—————> Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

e. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 ; BAEL91/modifiée 99) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi$$

Avec :

L_s : longueur de scellement droit

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend : **L_s = 40 cm**

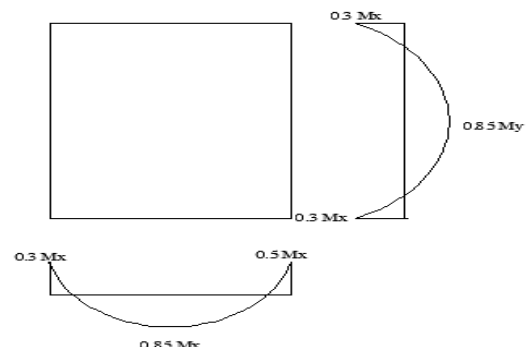
Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 90/modifiée 99 admettent que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III.3.5 Vérification à l'ELS :

1. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :



$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\begin{cases} \rho = 0,5 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \quad \mu_x = 0,0981 \text{ et } \mu_y = 0,373$$

$$M_x = 0,0981 \times 8,03 \times (1,70)^2 = 2,276 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,373 \times 2,276 = 0,849 \text{ KN.m}$$

Figure III.3.2 : Moments de la dalle

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 2,276 = -0,683 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 0,849 = -0,255 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 2,276 = 1,935 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 0,849 = 0,722 \text{ KN.m.}$$

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**Sens x-x**• **Aux appuis :**

$$M_{ax} = 0,683 \text{ m} \quad A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13,5} = 0,23$$

$$\rho_1 = 0,23 \longrightarrow \beta = 0,924 \longrightarrow K = 50,79$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0,683 \times 10^6}{314 \times 0,924 \times 135} = 17,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{17,44}{50,79} = 0,34 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

Sens y-y:

$$M_{ay} = 0,255 \text{ m} \quad A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13.5} = 0.23$$

$$\rho_1 = 0.23 \longrightarrow \beta = 0.924 \longrightarrow K = 50,79$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0,255 \times 10^6}{314 \times 0.924 \times 135} = 6,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{6,51}{50,79} = 0.128 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

En travée :

Sens x-x

$$M_x = 1.935 \text{ KN.m} \quad A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13.5} = 0.23$$

$$\rho_1 = 0.23 \longrightarrow \beta = 0.924 \longrightarrow K = 50,79$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{1.935 \times 10^6}{314 \times 0.924 \times 135} = 49,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{49,4}{50,79} = 0.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

Sens y-y

$$M_x = 0,722 \text{ KN.m} \quad A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13.5} = 0.23$$

$$\rho_1 = 0.23 \longrightarrow \beta = 0.924 \longrightarrow K = 50,79$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0,722 \times 10^6}{314 \times 0.924 \times 135} = 18,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{18,43}{50,79} = 0.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

3. état limite de déformation :

On doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1 \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \frac{15}{385} = 0.088 < 0.0625 & \longrightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ 2 \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_x^t}{10M_x} \frac{15}{385} = 0.088 > \frac{1.161}{10 \times 4.553} = 0.025 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ 3 \quad \frac{A_x}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{392}{1000 \times 135} = 0.003 < 0.011 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

On voit que la première condition n'est pas vérifiée, ce qui veut dire que la vérification de la flèche est nécessaire.

Le calcul de la flèche :

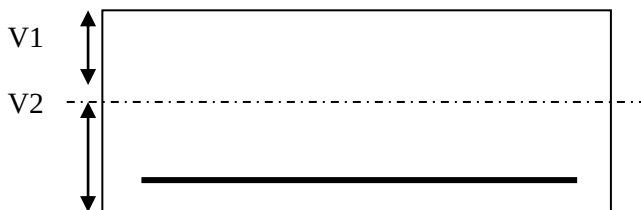
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} \times L^4}{E_v \times I}$$

$L=310$ cm (portée libre)

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : module de déformation déferé $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87$ MPa

I : moment d'inertie totale de la section homogène



$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 13.5 = 11885.85 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 15 + 15 \times 3.14 = 1547.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{11885.85}{1547.1} = 7.68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.68 = 7.32 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène est :

$$I = \frac{100}{3} (7.68^3 + 7.32^3) + 15 \times 3.14 (7.32 - 2)^2$$

$$I = 29506.64 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{8.03 \times 3100^4}{10818.87 \times 29506.64 \times 10^4} = 3.02 \text{ mm}$$

$$f = 3.02 < \bar{f} = \frac{3100}{500} = 6.2 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

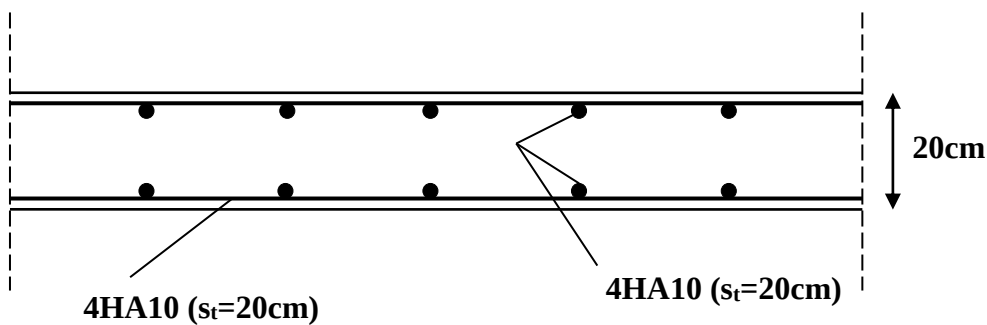
CONCLUSION :

Le ferrailage de la dalle pleine sera comme suite pour une bande de 1m :

4 HA10 tous les **25 cm** dans **le sens y-y**.

4 HA10 tous les **25 cm** dans **le sens x-x**.

Sens x-x



Sens y-y

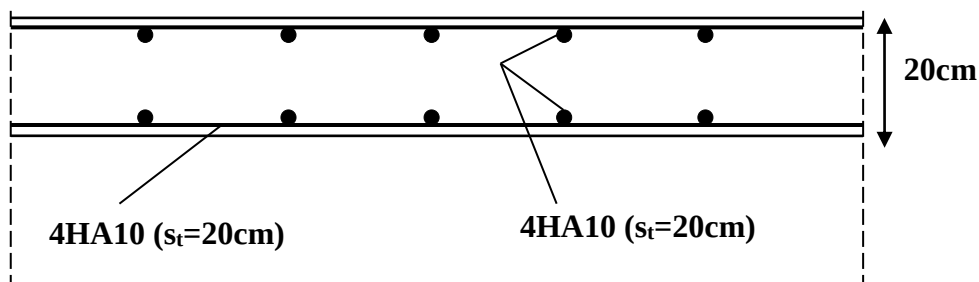


Figure III.3.3 : Ferrailage de la dalle pleine

III.4 Calcul de la dalle salle machine

Introduction

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine

III.4.1 Caractéristiques des ascenseurs

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(1.60 \times 1.90) = 3.04 \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau, estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de $(1.5 \times 1,8) \text{ m}^2$ et transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant la petite et la grande portée.

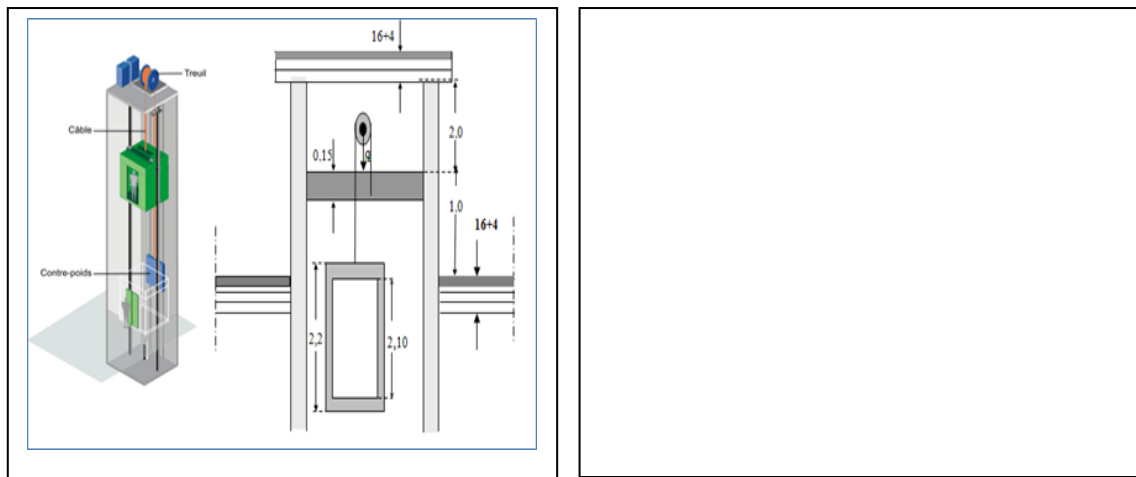


Figure III.4.1 Schéma représentatif de la salle machines

III.4.2 Dimensionnement

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

- **Epaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$

On adopte une hauteur **ht = 15cm**

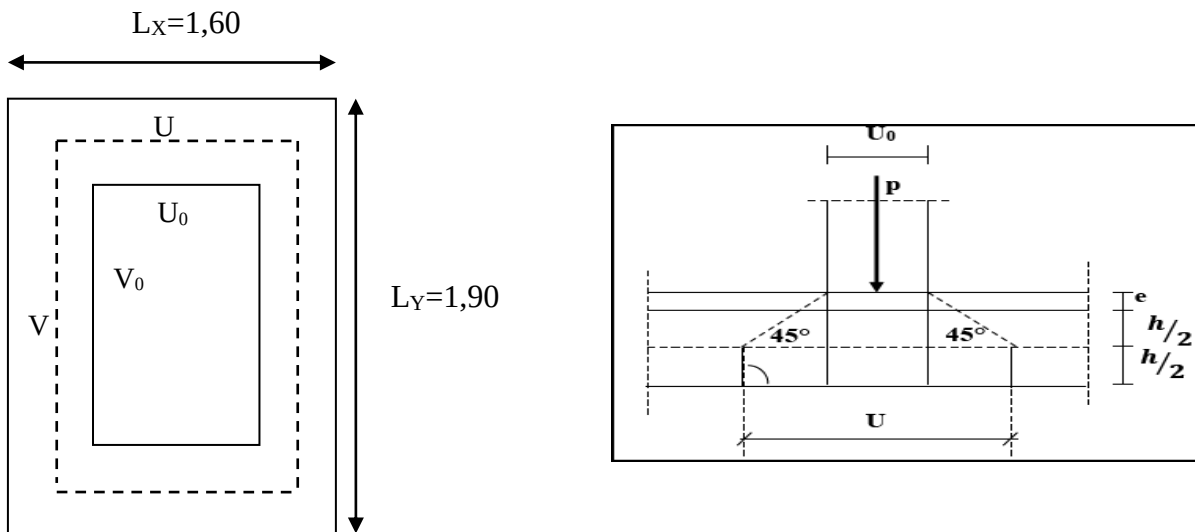


Figure III.4.2 Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

- **Calcul de U et V**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$$

Avec:

ht : épaisseur de la dalle. ($h_t = 15 \text{ cm}$)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.

U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée (Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y) (**$U_0 = 125 \text{ cm}$; $V_0 = 155 \text{ cm}$**).

Donc :

$$\begin{cases} U = 125 + (2 \times 5) + 15 = 150 \text{ cm} \\ V = 155 + (2 \times 5) + 15 = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Évaluation de moments M_{x1} et M_{y1} dus aux systèmes de levage à l'ELU**

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M_1 + v M_2) \\ M_{y2} = q (M_2 + v M_1) \end{cases}$$

Avec :

- **M_1 et M_2** : coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports (L_x/L_y , U/L_x , V/L_y)
- **q** : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- **U, V** : côtés de la surface réduite.
- **v** : Coefficient de poisson de béton qui est égal à : $\begin{cases} v=0 & \dots\dots\dots \text{à l'ELU} \\ v=0.2 & \dots\dots\dots \text{à l'ELS} \end{cases}$
- **Détermination les coefficients M_{01} et M_{02}**

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,90} = 0,85$$

$0,4 < \rho = 0,85 < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Le calcul se fera en flexion on considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

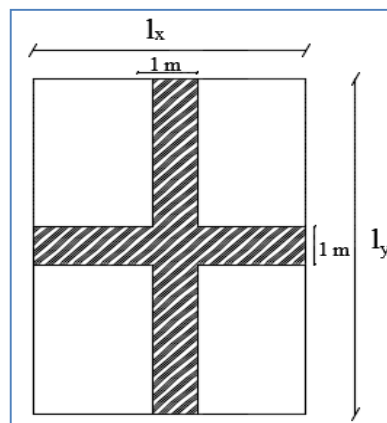


Figure III.4.3 : Schéma de dalle travail dans les 2 sens.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.90} \approx 0.80 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{150}{160} \approx 0,9 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{180}{190} \approx 0,9 \end{aligned} \right\}$$

Donc : à partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons :

$$\left\{ \begin{aligned} M_{01} &= 0.054 \\ M_{02} &= 0.033 \end{aligned} \right.$$

- Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dues au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\text{À l'ELU : } v=0 \quad \left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= (M_1 + v M_2) q_u \\ M_{y1} &= (M_2 + v M_1) q_u \end{aligned} \right.$$

Avec :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 80 + 1,5 \times 0 = 108 \text{ KN/ml.}$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u M_{01} = 108 \times 0.054 = 5.832 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u M_{02} = 108 \times 0.033 = 3.564 \text{ KN.m}$$

- Évaluation de moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_y q_u l_x^2 \\ M_{y2} &= \mu_x M_{x2} \end{aligned} \right.$$

Avec : μ_x et μ_y données en fonction de $\rho=0.8$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \\ q_u = 1,35G + 1,5Q \end{cases}$$

et :

$$\begin{cases} Q: \text{charge d'exploitation} = 1 \text{ KN/ml} \\ G: \text{poids propre de la dalle} \end{cases}$$

$$G = \gamma_b \cdot e_{\text{dalle}} \cdot 1 \text{ ml} = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = (1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1,00) \times 1 \text{ m} = 6.563 \text{ KN/ml.}$$

D'où:

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0565 \times 6.563 \times 1.6^2 = 0.949 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.595 \times 0.949 = 0.565 \text{ KN.m.}$$

- **Superposition des moments : M^{ts}**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.832 + 0.949 = 6.781 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.564 + 0.565 = 4.129 \text{ KN.m}$$

- **Correction des M_x et M_y :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% (0.85) en travée et 70% (0.3) aux appuis

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 6.781 = 5.764 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 4.129 = 3.509 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

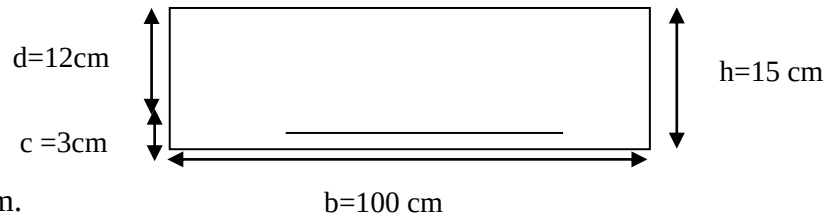
$$M_x^a = -0.3 \times 6.781 = -2.061 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 4.129 = -1.239 \text{ KN.m}$$

III.4.3 Ferrailage à L'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}.$$



- Dans le sens de la petite portée x-x

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.764 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.028$$

Avec : $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$

$$d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{xt} = 5.764 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986 \text{ (tirer dans le tableau)}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.764 \times 10^3}{0.986 \times 12 \times 348} = 1.399 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis

$$M_x^a = 2.061 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.061 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section simple armée (SSA)}$$

$$\mu=0.010 \quad \rightarrow \quad \beta=0.995$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.061 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.496 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

- Dans le sens de la grande portée y-y

En travée : $M_y^t = 3.509 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.509 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.017$$

$\mu = 0.017 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu=0.017 \quad \rightarrow \quad \beta=0.9915 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.509 \times 10^3}{0.9915 \times 12 \times 348} = 0.847 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0.847 \text{ cm}^2$ adopté à une section : $A_t = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis : $M_y^a = 1.239 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.239 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.006 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simple armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.006 \longrightarrow \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.239 \times 10^3}{0.997 \times 12 \times 348} = 0.297 \text{ cm}^2$$

On adopte à : $A_a = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

- Résumé du Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Tableau III.4.1 : Résumé du ferrailage

zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
En travée	X-X	5.764	0,028	0,986	1.339	3.14	4HA10	25
	Y-Y	3.509	0,017	0,9915	0.847	3.14	4HA10	25
Aux appuis	X-X	2.061	0,010	0,995	0.496	3.14	4HA10	25
	Y-Y	1.239	0,006	0,997	0.297	3.14	4HA10	25

III.4.4 Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL 91/ modifié99)**

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, qui sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence $W_0=80 \text{ ‰}$ dépend de la nuance des aciers, de leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

-Aux appuis :

$$A > A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} b x h = \frac{0.0008(3-0.80)}{2} \times 100 \times 15 = 1.32 \text{ cm}^2$$

Avec :

ρ_0 : Taux des armatures (0,0008 pour les aciers HA FeE400).

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1,32 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1,32 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \quad \text{Condition est vérifiée}$$

En travée

$$A_{\min} = b h \times \rho_0 = 100 \times 15 \times 0,0008 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{xt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{yt} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Condition de non poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91/modifiée 99)**

$$P_u \leq Q = 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b = (0.045) (6.6) (0.15) (25/1.5) = 742.5 \text{ KN}$$

Avec :

$\mu_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (1.50+1.80) = 6.6 \text{ m}$ Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

P_u : Charge de calcul à L'ELU = 1.35 P

h : épaisseur totale de la dalle

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN/ml} < Q = 742.5 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : aucune armature transversale n'est pas nécessaire.

- **Contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{ 3,3; 5 \text{ MPA} \} = 3,3 \text{ MPA}$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3L_y} \times 1 = \frac{80}{3 \times 1,90} = 14.035 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14.035 \times 10^3}{100 \times 12 \times 10^2} = 0,117 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2L_y + L_x} \times 1 = \frac{80}{2 \times 1,90 + 1,60} = 14,815 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14,815 \times 10^3}{100 \times 12 \times 10^2} = 0,123 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Écartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91/ modifié 99)**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm

$$St = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$St = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Diamètre minimal des barres (Art 7.2.1 BAEL91/ modifié 99)**

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 15/10 = 1.5\text{cm}$

$$\phi_{\max} = 8\text{mm} \leq 15\text{mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.5 Vérification de l'E.L.S

- **Évaluation les moments M_x et M_y à L'ELS**

$$M_{01} = 0.054 \quad M_{02} = 0.033 \quad v = 0.2$$

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) P_s.$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) P_s.$$

Avec : $P_s = G = 80 \text{ KN/m}^2$

$$M_{x1} = (0.054 + 0.2 \times 0.033) \times 80 = 4.848 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.033 + 0.2 \times 0.054) \times 80 = 3.504 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u (L_x)^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2.$$

Avec :

$$G = e_{\text{dalle}} \cdot \gamma_b \cdot 1\text{ml} = 15 \times 25 \times 1\text{mL} = 3.75 \text{KN/ml}$$

$$\rho = 0,8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565. \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0565 \times 4,75 \times (1,6)^2 = 0.687 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.595 \times 0.687 = 0.409 \text{KN.m.}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.848 + 0.687 = 5.535 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.504 + 0.409 = 3.913 \text{KN.m}$$

Correction des M_{ix} et M_y :

Les moments calculés seront munies en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 5.535 = 4.705 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 3.913 = 3.326 \text{KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 5.535 = -1.660 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 3.913 = -1.174 \text{KN.m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Sens x-x

Les moments En travée

$$M_x^t = 4.705 \text{KN.ml} \quad ; \quad A_t = 3.14 \text{cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier

$$\text{Et : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ K_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4.705 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 135.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 135.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{135.87}{46.73} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les moments aux appuis

$$M_{xa} = 1.660 \text{ KN.ml} ; \quad A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ K_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{1.660 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 47.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 47.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{47.94}{46.73} = 1.026 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.026 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

Sens y-y

Les moments en travée

$$M_y^t = 3.326 \text{ KN.ml} \quad A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier :

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ K_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} & \text{et : } \sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{3.326 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 96.05 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 96.05 \text{ Pa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Contrainte de compression dans le béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{96.05}{46.73} = 2.05 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 2.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les moments aux appuis

• **Contrainte de compression dans l'acier :**

$$M_y^a = 1.174 \text{ KN.ml} \quad A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ K_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} & \text{et } \sigma_s = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{1.174 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 33.90 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 33.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6)(25) = 15\text{MPa}$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{33.90}{46.73} = 0.725\text{MPa} \\ \sigma_{bc} &= 0.725\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Artc4.5,32/BAEL91/modifiée 99)**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de l'état limite de déformation : (Art B.7.5 BAEL 91 /modifiée 99)**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{aligned} \frac{h}{L_x} &= \frac{15}{160} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 & \rightarrow & \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L_x} &= 0.1 \geq \frac{M_{xt}}{20M_x} = \frac{5.535}{20 \times 4.705} = 0.058 & \rightarrow & \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b.d} &= \frac{2.01}{100.12} = 0.001675 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \rightarrow & \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

Avec :

h : hauteur de dalle.

M_{tx} : Moment entravé de la dalle continue dans la direction L_x

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x – x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

A_s : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

d : La hauteur utile de la bande.

b : La largeur de bande égale à 1[m]

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est :

En travée

Sens x – x : 4HA10 St = 25cm.

Sens y – y: 4HA10 St = 25cm.

Sur appuis

Sens x – x : 4HA10 $S_t = 25\text{cm}$.

Sens y – y: 4HA10 $S_t = 25\text{cm}$.

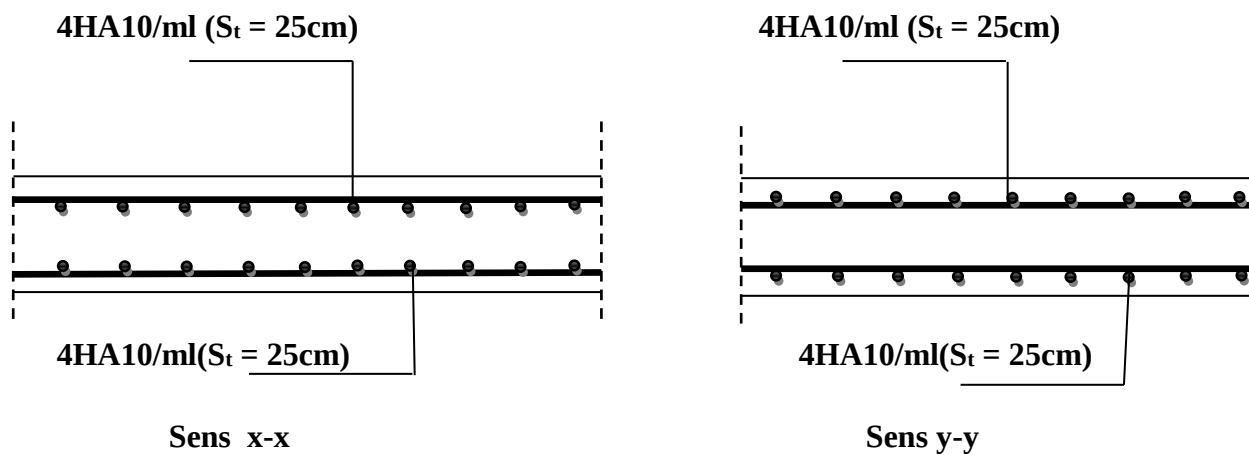


Figure III.4.4 : Schéma de ferrailage de la salle machine.

III.5 Les Escaliers

III.5.1 Introduction :

Un escalier est un élément constitué d'un ensemble des marches échelonnées, qui permettent le passage d'un niveau à un autre. La tour comporte un seul types d'escalier, il possède deux paillasse adjacentes et un palier de repos (à deux volées avec un palier intermédiaire).

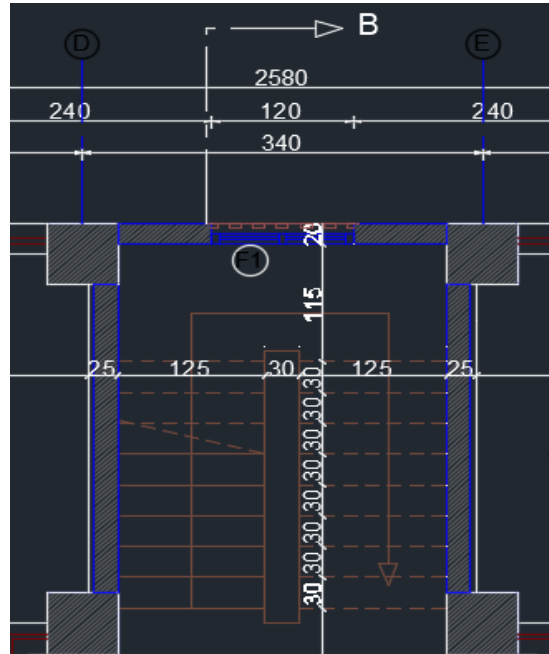


Figure III.5.1: Plan d'escalier architecture

Il est en béton armé coulé sur place. Les paillasse sont assimilées dans les calculs à des poutres isostatiques. Les principes termes utiles sont illustrés sur la ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et de type du bâtiment.

Définition d'ordre fonctionnel et caractéristique géométriques

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit les pieds, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux Marches, nommée nez de marche, est parfois sailli sur la contre marche.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron(g)** : est la longueur de la marche prise sur ligne de foulée, séparant deux contre marches. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées.

- **L'embranchement** : représente la largeur utile de chaque marche (la marche).
 n : nombre de contre marches.
 m : nombre de marches
- **Échappée** : hauteur libre de passage sous un obstacle. 2m en minimum de la face supérieure du nez d'une marche d'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé elle supporte les marches et contre marches.
- **Reculement (développement)** : est la longueur horizontale mesurée de l'escalier au sol.

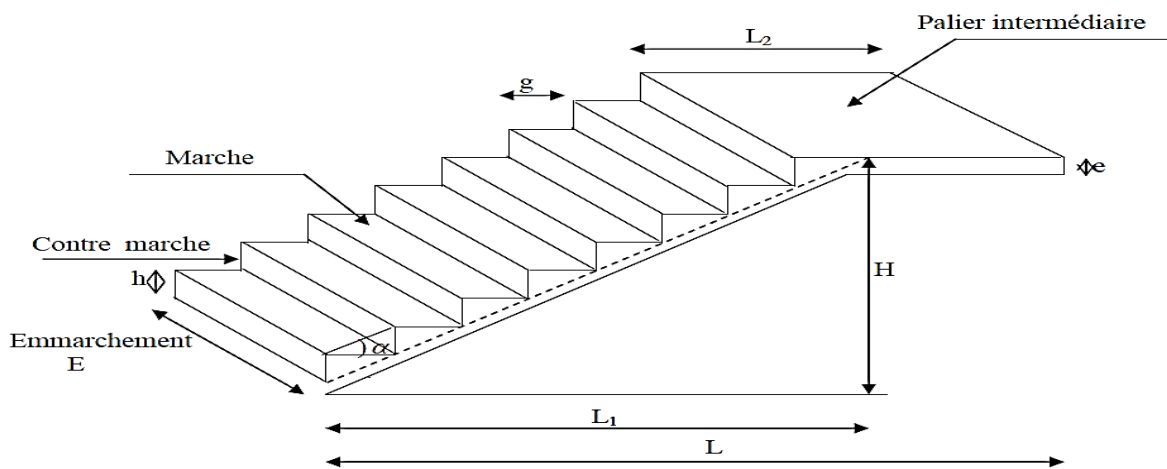


Figure III.5.2 : coupe schématique d'une volée.

III.5.2 Pré dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

Le nombre des marches (n).

La hauteur de la marche (h), le giron (g).

L'épaisseur de la paillasse (e).

Le pré dimensionnement des marches et contre marches doit satisfaire la relation de « BLONDEL » :

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

Pour un escalier courant desservant les étages d'une habitation, les valeurs moyennes (en cm) sont :

$$\begin{cases} h: \text{la hauteur de la contre marche} & 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ g: \text{le giron} & 22 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$
- Nombre de marche ; $m = n-1$
- Ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier ; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

Application :

Le Nombre de contre marches (n) est donnée par : $n=H/h$

Le sous-sol, R-D-C et les étages courants

Nous avons la hauteur d'étage $H= 3,06$ m :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3,06}{0,17} = 18 \text{ contres marches}$$

Comme l'étage RDC et courant comporte deux paillasse identique, On aura alors : $n=9$ contre marches pour toutes les volées

Donc : $m = n - 1 = 8$ marches.

Calcul du giron

Le giron « g » est donnée par la formule suivante : $g = L/n-1$

On a :

$$L=2.40\text{m} \quad g = 2.4/8 = 0.3\text{m} \quad g = 30\text{cm}.$$

Avec la relation de BLONDEL :

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

On remarque bien que $59 \text{ cm} < 2h+g = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \Rightarrow$ la relation est vérifiée, donc l'escalier est conforme.

L'emmarchement est de 125cm.

La longueur de la ligne de foulée : $l = g (n-1) = 30(9-1) = 240\text{cm}$

Tableau III.5.1 : Résumé de pré-dimensionnement de l'escalier

Giron G	$22 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm}$	30cm
Hauteur d'une contre marche h	$14\text{cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$	7cm
Condition de BLONDEL	$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$	64cm
H auteur d'une volée H	/	153cm
L'embranchement E	/	125cm
La longueur de ligne de foulée	$g (n-1)$	240cm

III.5.3 Pré dimensionnement des sollicitations de calcul

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) doit vérifier :

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L' + L_2$.

L1 : longueur de la paillasse projetée.

L2 : longueur du palier.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \quad \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \quad \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,59 \text{ cm}$$

$$L = L' + L_2 = 284,59 + 115 = 399,59 \text{ cm}$$

L : longueur de la paillasse.

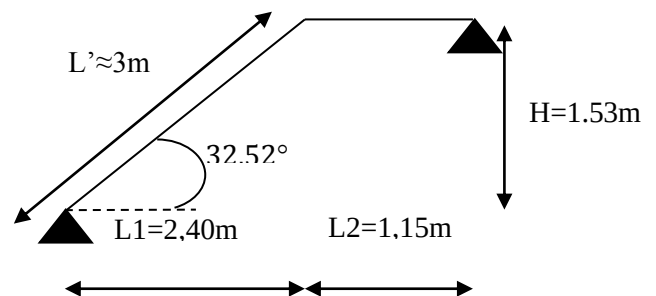


Figure III.5.3 Schéma statique de l'escalier

$$\frac{399,59}{30} \leq e_p \leq \frac{399,59}{20}$$

$$13.319\text{cm} \leq e_p \leq 19.979\text{cm}$$

On opte pour $e_p = 15\text{cm}$

III-5-4 Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple en considérant la paillasse comme une poutre semi encastree aux endroits des deux paliers.

- charges permanentes

Palier :

- poids propre du palier: $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 [\text{KN/ml}]$
- Poids de revêtements
 - carrelage: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$
 - mortier de pose: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$
 - lit de sable: $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36 [\text{KN/ml}]$
 - enduit plâtre: $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$

Donc on a: $G_{\text{palier}} = 5.19 [\text{KN/ml}]$

Tableau III.5.2 : Charge totale du palier

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.15 = 3.75$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable + enduit) $(0.44+0.44+0.36+0.2)$	1.44
Charge permanente totale.	G1=5.19

- la paillasse

Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.15 / \cos(32,51) = 4.45 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de la marche: $25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

- Poids de revêtements :
- carrelage: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$
- mortier de pose: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$
- lit de sable: $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36$
- poids du garde-corps : $0,2 [\text{KN/ml}]$
- enduit plâtre: $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$

Donc on a : $G_{\text{paillasse}} = 8.215 [\text{KN/ml}]$

Tableau III.5.3 : Charge totale de la volée

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.15 / \cos(32,51) = 4.45$
Poids propre de la marche	$25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable+ garde-corps + enduit) $(0.44+0.44+0.36+0.2+0.2)$	1.64
Charge permanente totale.	G2=8.215

Les Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

III.5.5 L'état limite ultime (ELU) :

NB : le calcul se fera pour une bonde de 1m.

A) Combinaison des charges

$$\text{E.L.U} \begin{cases} \text{la paillasse: } q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.215 + 1.5 \times 2.5) = 14.84 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 2.5 = 10.76 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Schéma statique à ELU

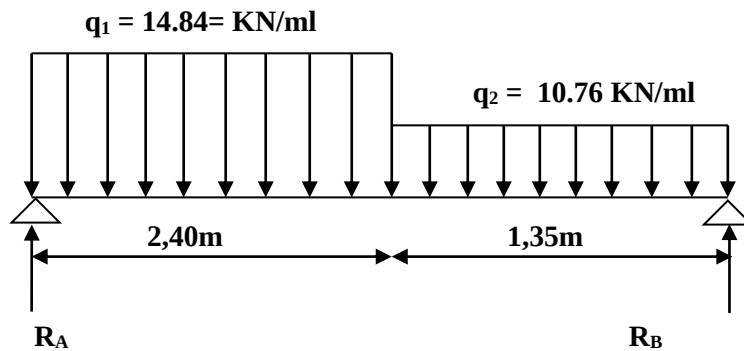


Figure III.5.4 : Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Réaction d'appui

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow 2.4q_1 + 1.15 q_2 = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 14.84 + 1.35 \times 10.76$$

$$R_A + R_B = 50.14 \text{ K/ml.}$$

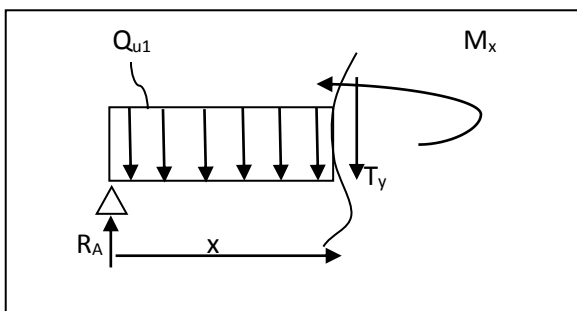
$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot L = q_1 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + q_2 \times 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 2.4\right)$$

$$R_B \times L = 14.84 \times 2.4 \times 1.2 + 10.76 \times 1.35 \times 3.075$$

$$R_B = \frac{87.41}{3.75} = 23.31 \text{ KN.} \quad \Rightarrow R_B = 23.31 \text{ KN.}$$

$$R_A = 50.14 - 23.31 = 26.83 \text{ KN.} \quad \Rightarrow R_A = 26.83 \text{ K}$$

B) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant



- Effort tranchant

$$T(x) = R_A - q_{u1}x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T = 26.83 \text{ KN.}$$

$$T(x=2.4) = 26.83 - 14.84 \times 2.4 = -8.78 \text{ KN.}$$

$$T=0 \Rightarrow X=1.80 \text{ m.}$$

$$X=1.80 \text{ m} \in [0 ; 2.4].$$

- Calcul des moments fléchissant

$$M_x = R_A \cdot x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

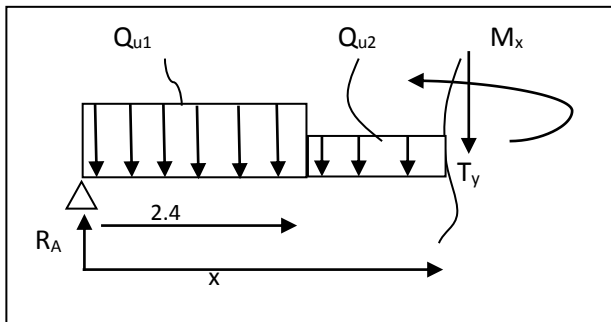
$$M_x = 26.83x - 7.42x^2$$

$$\begin{cases} x=0 & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2.4 \text{ m} & M(x=2.4) = 21.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x=1.80) = 26.83 \times 1.80 - 7.42 (1.80)^2$$

$$M_{\max} = 24.25 \text{ KN.m}$$

2^{ieme} tronçon : $2.4 \leq X < 3.55$



- Effort tranchant

$$T(x) = R_A - q_{u1}(2.4) - q_{u2}(x-2.4)$$

$$T(x=2.4) = 26.83 - 14.84 (2.4) - 10.76(0) = -10.03 \text{ KN.}$$

$$T(x=3.55) = 25.59 - 14.84 (3.55) - 10.76 (3.55-2.4) = -39.47 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u1} \times 2.4 + q_{u2} \times 2.4}{q_{u2}} = 1.48 \text{ m}$$

$$X=1.48 \text{ m} ; \quad x \in [2.4 ; 3.55]$$

- Calcul des moments fléchissant

$$M(x) = R_{Ax} - q_{u1} \times 2.4x (x-1.2) - q_{u2} \left(\frac{(x-2.4)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 25.59x - 14.84 \times 2.4(x-1.2) - 10.76 \left(\frac{(x-2.4)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x=2.4\text{m} & M(x=2.4) = 18.68\text{KN.m} \\ x=3.55\text{m} & M(x=3.55) = 46.33\text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.5.4 : Les efforts internes à l'ELU

Tronçon	Effort tranchant (T_y)	moment fléchissant (M_x)	X (m)	T_y (KN)	M_x (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	$25.59 - 14.48x$	$25.59x - 7.42x^2$	0	25.59	0
			2,4	-10.03	18.68
$2.4 \leq x \leq 3.55$	$25.59x - 14.84 \times 2.4(x-1.2) - 10.76 \left(\frac{(x-2.4)^2}{2} \right) - 10.03x + 41.7 - 10.76$	-	2.4	-10.03	18.68
			3.55	-39.47	46.33

- Remarque

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_A = M_B = -0,3 M_{\max} = -6.62\text{KN.m}$.

En travées : $M_t = 0,85 M_{\max} = 18.75\text{KN}$.

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

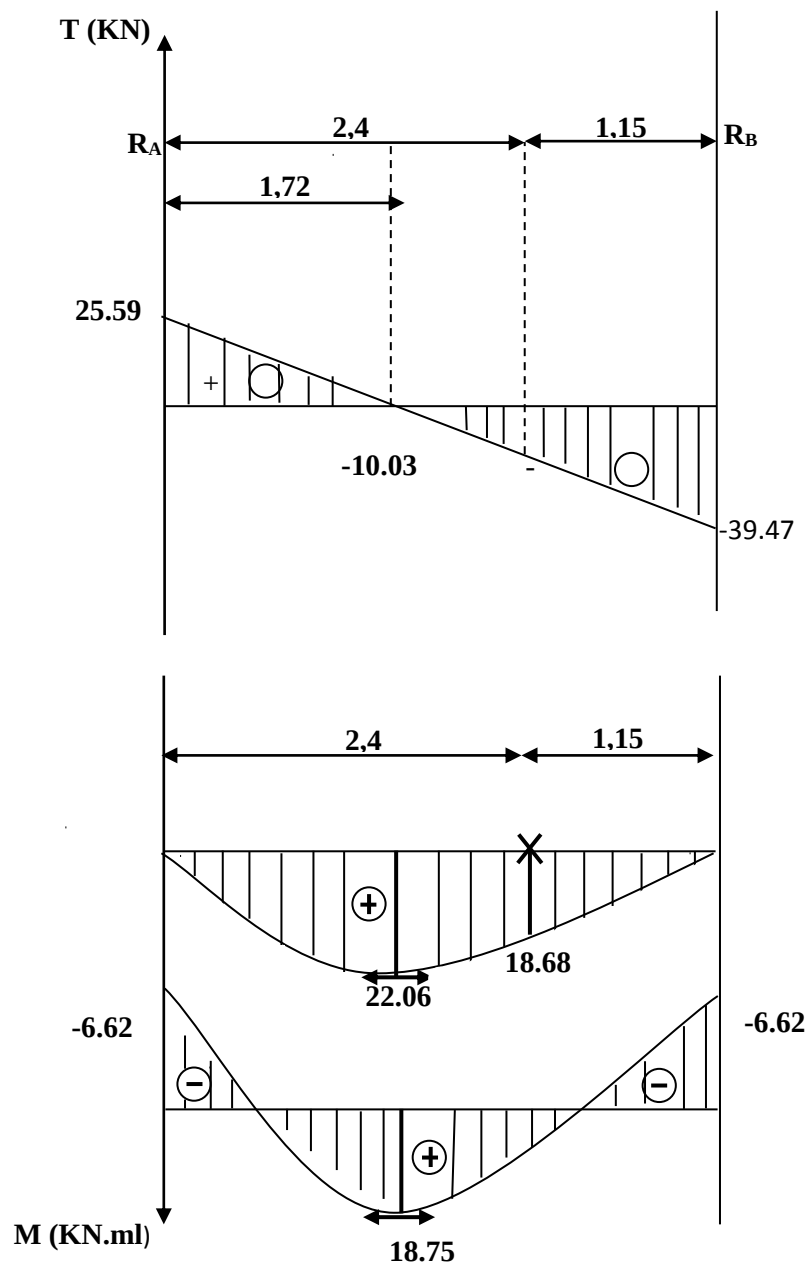


Figure III.5.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.5.6 Ferrailage

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bonde de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

$b = 100$ cm; $h = 15$ cm; $c = 2.5$ cm; $d = 12.5$ cm.

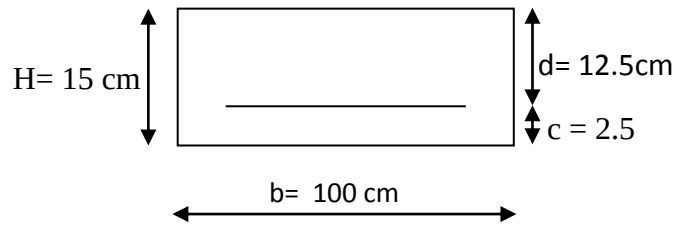


Figure III.5.6 : Schéma statique de ferrailage

- III.5.6.1 Armatures principales

- En travée

$$M_t = 18.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{18.75 \times 10^6}{1000 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.084 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{18.75 \times 10^3}{0.956 \times 12.5 \times 348} = 4.51 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- Aux appuis

$$M_a = 6.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.62 \times 10^6}{1000 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.62 \times 10^3}{0.985 \times 12.5 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.6.2 Armature de répartition

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section **4HA10/m1= 3.14 cm²** avec **e=25 cm**

Tableau III.5.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage :

Les armatures			A _{min} (cm ²)	Section d'acier	A _{adopté} (cm ² /ml)
Armature longitudinales	Aux appuis	A ; B	1.54	4HA12	4.52
	En travée	／	4.51	4HA12	4.52
Armature répartitions	Aux appuis	A ; B	1.13	4HA10	3.14
	En travée	／	1.13	4HA10	3.14

III.5.6.3 Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité BAEI 91 / modifiée99 Art. A4.21)
- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,5 \times 2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- Écartement des barres (BAEL91/ modifiée99 Art A.8.2.42)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales**

$$e \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm}$$

En travée : $e = 25\text{cm} \leq 33 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $e = 25\text{cm} \leq 33 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Armature de répartition**

$$e \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm}$$

Travée : $e = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Appuis : $e = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification des efforts tranchants (BAEL91/modifiée99 ArtA.5.1.1)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

Dans notre cas : $V_u \text{ max} = 39.47 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{39.47 \times 1000}{1000 \times 125} = 0.748 \text{ MPA} \leq 2.5\text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la condition d'adhérence (BAEL91/modifiée99/ Art. A.6.13)**

On doit vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 39.47 [\text{KN}]$$

Avec :

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 1,2$$

$$\sum U_i = 15.072 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{39.47 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 150.72} = 2.328 [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s Coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$\tau_{se} = 2.328 [\text{MPa}] < \overline{\tau}_{se} = 3,15 [\text{MPa}] \longrightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Influences de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91 modifiée 93/ Art. A.6.13)**
- **Influence sur le béton**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9 d = 11.25 \text{ cm}$

$$V_u = 39.47 \leq 0.4 \times 100 \times 11.25 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 750 \text{ KN.}$$

$$V_u = 39.47 \text{ KN} < 750 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influences de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

On doit vérifier que : $A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_a}{0.9d} \right)$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(39.47 - \frac{6.62}{0.9 \times 0.125} \right) \times 10^3 = -0.56 \text{ cm}^2.$$

- **Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.6.1.22)**

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s = 16.93 \text{ cm}$ soit 17 cm

III.5.7 Vérification à l'ELS

III.5.7.1 Combinaison des charges

$$\text{E.L.S} \begin{cases} \text{la paillasse : } q_s = G + Q = (8.215 + 2.5) = 10.72 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_s = G + Q = 5.19 + 2.5 = 7.69 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

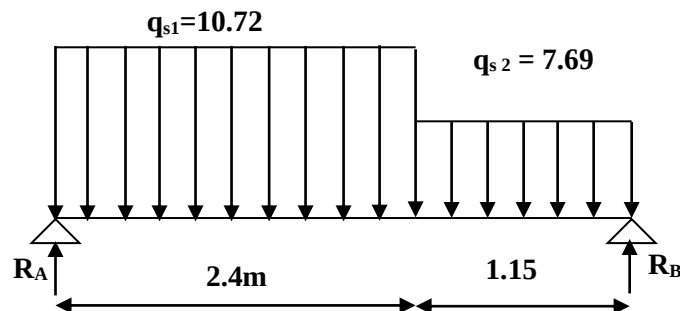


Figure III.5.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS

- **Réaction d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow 2.4q_1 + 1.15q_2 = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 10.72 + 1.15 \times 7.69$$

$$R_A + R_B = 34.57 \text{ K/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot L = q_1 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + q_2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.15}{2} + 2.4\right)$$

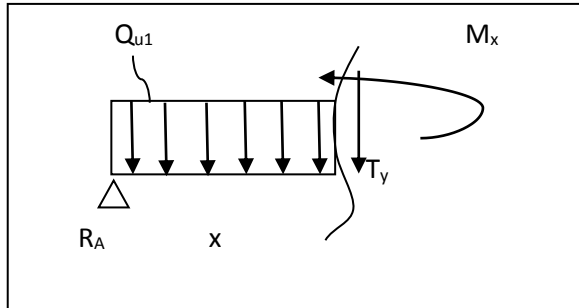
$$R_B \times L = 10.72 \times 2.4 \times 1.2 + 7.69 \times 1.15 \times 2.975$$

$$R_B = \frac{57.18}{3.55} = 16.11 \text{ KN.} \quad \Rightarrow R_B = 16.11 \text{ KN.}$$

$$R_A = 34.57 - 16.11 = 18.46 \text{ KN.} \Rightarrow R_A = 18.46 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant**

1^{er} tronçon : $0 \leq X < 2.4\text{m}$



- Effort tranchant**

$$T(x) = R_A - q_{u1}x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T = 18.46 \text{ KN.}$$

$$T(x=2.4) = 18.46 - 10.72 \times 2.4 = -7.27 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \quad ; T(x=0) = 18.46 \text{ KN.} \\ X=2.4\text{m} \quad ; T(x=2.4) = -7.27 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$T=0 \Rightarrow X=1.72\text{m.}$$

$$X=1.72\text{m.} \in [0 ; 2.4].$$

- Calcul des moments fléchissant**

$$M_x = R_A \cdot x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

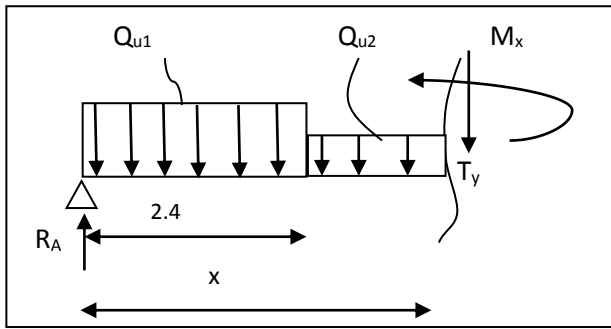
$$M_x = 18.46x - 5.36x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad ; M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2.4\text{m} \quad ; M(x=2.4) = 13.43 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = M(x=1.72) = 18.46 \times 1.72 - 5.36 (1.72)^2$$

$$M_{\max} = 15.89 \text{ KN.m}$$

2^{ieme} tronçon : $2.4 \leq X < 3.55$



- Effort tranchant

$$T(x) = R_A - q_{u1}(2.4) - q_{u2}(x-2.4)$$

$$T(x = 2.4) = 18.46 - 10.72(2.4) - 7.69(0) = -7.27 \text{ KN.}$$

$$T(x = 3.55) = 18.46 - 10.72(2.4) - 7.69(3.55-2.4) = -16.11 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u1} \times 2.4 + q_{u2} \times 2.4}{q_{u2}} = 1.45 \text{ m}$$

$$X = 1.45 \text{ m ; } x \in [2.4 ; 3.55]$$

- Calcul des moments fléchissant

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 2.4 \times (x-1.2) - q_{u2} \left(\frac{(x-2.4)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 18.46x - 10.72 \times 2.4 \times (x-1.2) - 7.69 \left(\frac{(x-2.4)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 18.46x - 10.72 \times 2.4 \times (x-1.2) - 7.69 \left(\frac{(x-2.4)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \text{ m} & M(x = 2.4) = 13.43 \text{ KN.m} \\ x = 3.55 \text{ m} & M(x = 3.55) = -0.013 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.5.6 : Les efforts internes à l'ELS

Tronçon	Effort tranchant (T_y)	moment fléchissant (M_x)	X (m)	T_y (KN)	M_x (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	$-10.72x + 18.46$	$18.46x - 5.36x^2$	0	18.46	0
			2,4	-7.27	13.43
$2.4 \leq x \leq 3.55$	$8,94x - 19,44$	$18.46x - 25.728(x-1.2) - 7.69 \left(\frac{(x-2.4)^2}{2} \right)$	0	-7.27	13.43
			1,40	16.11	-0.013

Le moment fléchissant $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,72\text{m}$.

D'où $M_z^{\max} = 15.89 \text{ KN.m}$

On prend : **Aux appuis :** $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -4.77 \text{ KN.m}$.

En travée : $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 13.506 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

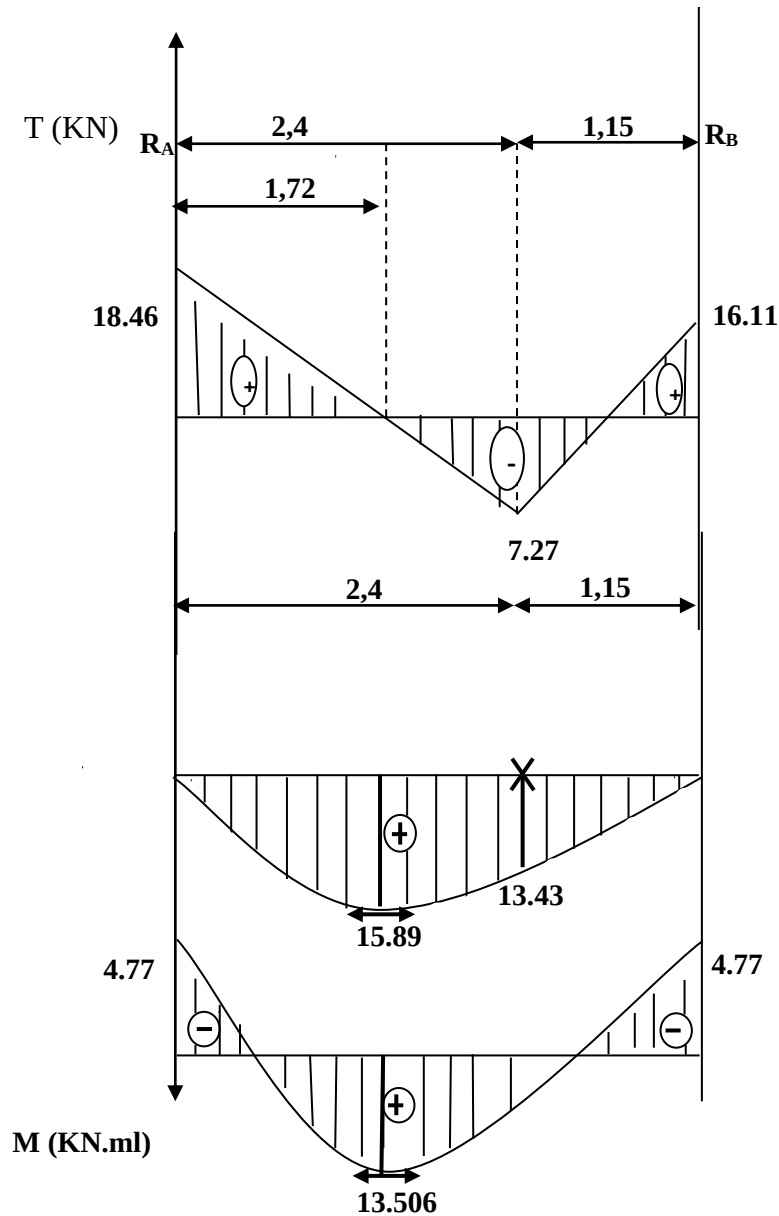


Figure III.5.8 : Diagramme des efforts tranchant et les moments fléchissant

III.5.2 Vérification de l'ELS

État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ [MPa] et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

- **Contrainte de compression du béton**

- **Aux appuis**

$$M_a = 4.77 \text{ [KN.m]}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12.5} = 0.362 \longrightarrow \beta_1 = 0.907 \quad K_1 = 38.76$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{4.77 \times 10^3}{0.907 \times 12.5 \times 4.52} = 93.08 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 93.08 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38.76} = 0.026$$

$$\sigma_{bc} = 0.026 \times 93.08 = 2.42 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$M_t = 13.506 \text{ [KN.m]}$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12.5} = 0.362, \quad \beta_1 = 0.907, \quad K_1 = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{13.506 \times 10^3}{0.907 \times 12.5 \times 4.52} = 338.57 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 338.57 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38.76} = 0.026$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.026 \times 338.57 = 8.80 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **État limite d'ouverture des fissurations (BAEL 91/modifiée 99 Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

- **État limite de déformation (BAEL 91/ modifiée 99 Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Avec : **h :** Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

- **Vérification :**

$$h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad L = 355 \text{ cm} \quad ; \quad A_{utr} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$M_{st} = 13,506 \text{ KN m}; \quad M_0 = 15,89 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{355} = 0,042 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,042 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13,506}{10 \times 15,89} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{4,52}{100 \times 12,5} = 0,0036 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ [MPa]}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3 b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I₀ : moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section, $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$

B₀ : aire de la section homogénéisée, $B_0 = bh + 15 A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 12,5}{100 \times 15 + 15 \times 4,52} = 7,72 \text{ [cm]} \longrightarrow V_1 = 7,72 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,72 = 7,28 \text{ [cm]} \longrightarrow V_2 = 7,28 \text{ cm}$$

D'où:

$$I_0 = \frac{100}{3} (7.72^3 + 7.28^3) + 15 \times 4.52 (7.28 - 2.5)^2$$

$$I_0 = 29746.72 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 338.57 \text{ [MPa]}$$

- Calcul des paramètres**

$$\rho = \frac{4.52}{100 \times 12.5} = 0.0036$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.0036} = 2.33$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0036 \times 338.57 + 2.1} = 0.526$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 29746.72}{1 + 0.526 \times 2.33} = 14702.411 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.72 \times 3.55^4}{10818.86 \cdot 10^6 \times 14702.411 \cdot 10^{-8}} = 0.014 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gainés» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99révisé2003 (Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.

-Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer «une inertie fictive».

IV.1 Inertie des voiles

Il est remarquable que les voiles de notre structure comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins:

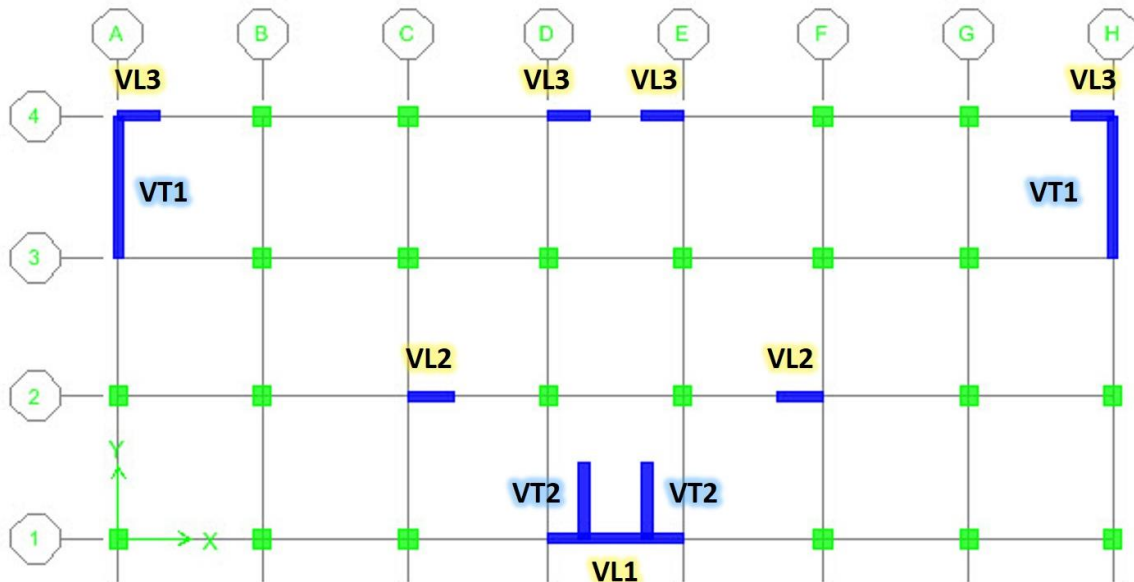


Figure IV.1: Disposition des voiles dans les étages courants.

a) Les refends longitudinaux x-x

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{el^3}{12} \\ I_x &= \frac{le^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux y-y

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{el^3}{12} \\ I_y &= \frac{le^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y}$$

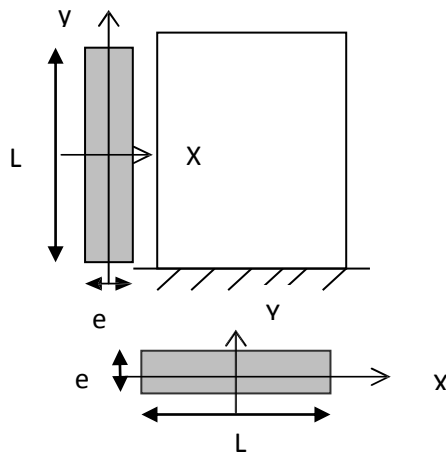


Figure .IV.2 : Vue en plan et en coupe des refends

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.

L 'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent:

Note : Notre structure présente à la base un voile périphérique de soutènement, pour ne pas avoir l'influence de son inertie on détache cette étage de la structure, et on effectue le calcul on considère le reste des niveaux.

Tableau IV.1 : Inertie des voiles sens longitudinal x-x :

Niveau	(Inertie I_y)					
	Voile	L (m)	e (m)	I_y (m ⁴)	nombre d'étage	$(I_y) \times \text{nbre d'étage}$
S-sol - Plancher Entretien	VL1	3,4	0,25	0,819	11	9,007
	VL2	1,15	0,25	0,032	11	0,349
	VL3	1,05	0,25	0,024	11	0,265
				$I_y = \sum I_y$		9,621

- Tableau IV.2 : Inertie des voiles sens transversal y-y :

Niveau	(Inertie I_x)					
	Voile	L (m)	e (m)	I_x (m ⁴)	nombre d'étage	$(I_x) \times \text{nbre d'étage}$
S-sol - Plancher Entretien	VT1	3,6	0,25	0,972	11	10,692
	VT2	1,9	0,25	0,143	11	1,572
	/	/	/	/	/	/
				$I_x = \sum I_x$		12,264

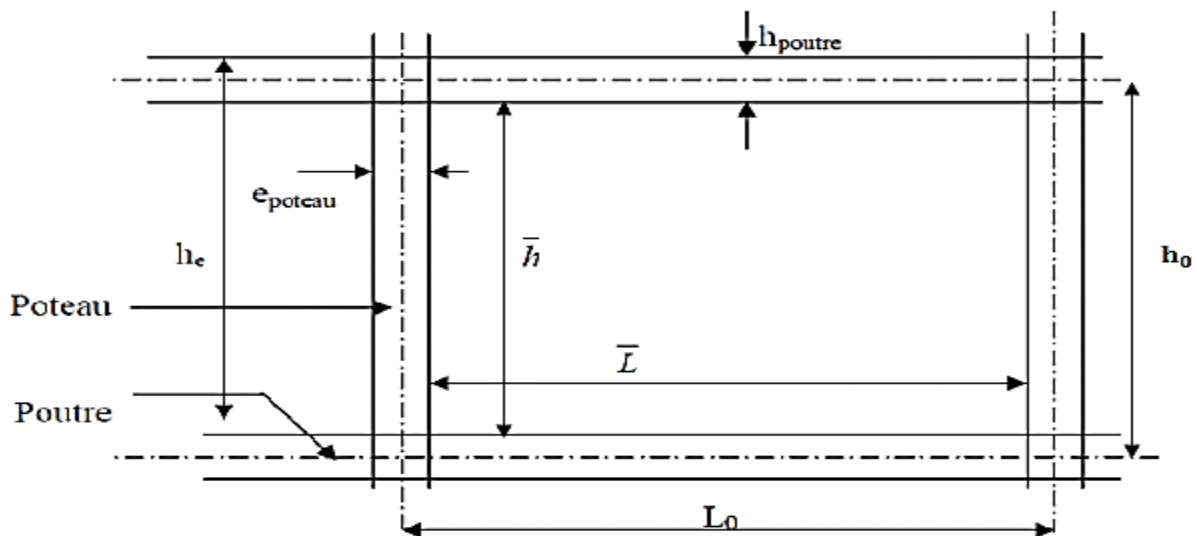
C) Rigidités des portiques :

Calcul des rigidités linéaires :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieurs à celles des poutres
«Poteaux forts -poutres faibles ».

Rigidités linéaires d'un poteau : $K_{\text{pot}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$

Rigidités linéaires d'une poutre : $K_{\text{pout}} = \frac{I_{\text{pout}}}{L_c}$



Avec :

I_{pot} : Inertie des poteaux au niveau n

I_{pout} : inertie des poutres du niveau n

K_{pout} : (m^3): Raideur des poutres

K_{pot} : (m^3): Raideur des poteaux

h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$\left. \begin{aligned} h_c &= \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{pot}} \\ L_c &= \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{pout}} \end{aligned} \right\}$$

Avec :

L_c : Longueur de calcul de la poutre.

h_c : Hauteur de calcul de poteau.

$\bar{h}$: Hauteur de poteau entre nus des poutres . ($h_0 - h_{\text{pout}}$).

$\bar{L}$: Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux) $\bar{L} = (L_0 - h_{\text{pot}})$

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

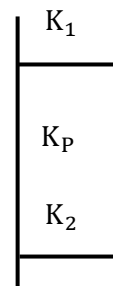
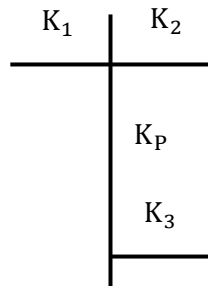
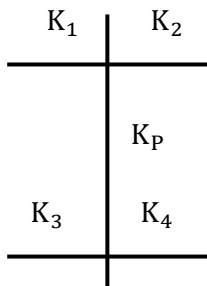
K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

Calcul des coefficients $\bar{K}$ relatifs aux portiques :

Cas des étages courant :

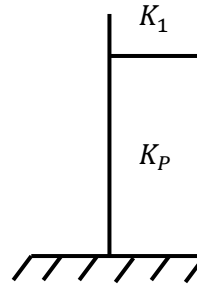
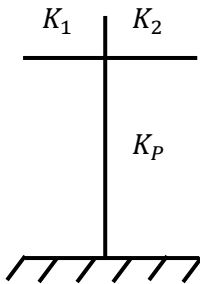
En général :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{\text{pout sup}} + \sum K_{\text{pout inf}}}{2K_{\text{pot}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p} ; \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p} ; \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

Cas d'étage inférieur :



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p} ;$$

$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.3 Rigidités des poteaux dans le sens transversal y-y :

	hauteur étage	h poutre	$h'=h_0-h_{poutre}$			$ep=\max(b;h)$	$hc= h'+1/2 ep$	Inertie	Rigidité K
Niveau	h_0 (cm)	h (cm)	h' (cm)	b (xx) (cm)	h (yy) (cm)	ep (cm)	hc (cm)	I_{pot} (cm ⁴)	K_{pot} (cm ³)
Zone V Entretien	240	35	205	35	30	35	222,5	107187,50	481,74
Zone IV (E6, E7, E8)	306	35	271	35	30	35	288,5	107187,50	371,53
Zone III (E3, E4, E5)	306	35	271	40	35	40	291	186666,67	641,47
Zone II (RDC, E1, E2)	306	35	271	45	45	45	293,5	341718,75	1034.92
Zone I (Sous-sol)	306	35	271	50	45	50	296	468750,00	1583,61

Tableau IV.4 Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal x-x :

	h_{poutre}	hauteur étage	$h'=h_0-h_{poutre}$			$ep=\max(b;h)$	$hc= h'+1/2 ep$	Inertie	Rigidité K
Niveau	h(cm)	h_0 (cm)	h' (cm)	b (xx) (cm)	h (yy) (cm)	ep (cm)	hc (cm)	I_{pot} (cm ⁴)	K_{pot} (cm ³)
Zone V (entretien)	35	240	205	35	30	35	257,5	78750,00	353.93
Zone IV (E6, E7, E8)	35	306	271	35	30	35	323,5	78750,00	272.96
Zone III (E3, E4, E5)	35	306	271	40	35	40	326	142916,67	491.12
Zone II (RDC, E1, E2)	35	306	271	45	40	45	328,5	240000,00	817.72
Zone I (Sous-sol)	35	306	271	50	45	50	331	379687,50	1282.73

Tableau IV.5 Rigidités des poutres dans le sens longitudinal x-x :

Niveau	Travée	Section (25x35) (cm ²)	l'entre- axe	dimension pot sens xx	lo (cm)	L' (cm)	hpoutre	hpoutre/2	Lc	b poutre	Ipout	Kpout
Zone I SOUS- SOL	A-B	875	365	50	315	265	35	17,5	282,5	25	89322,92	316,19
	B-C	875	370	50	320	270	35	17,5	287,5	25	89322,92	310,69
	C-D	875	355	50	305	255	35	17,5	272,5	25	89322,92	327,79
	D-E	875	340	50	290	240	35	17,5	257,5	25	89322,92	346,89
	E-F	875	355	50	305	255	35	17,5	272,5	25	89322,92	327,79
	F-G	875	370	50	320	270	35	17,5	287,5	25	89322,92	310,69
	G-H	875	365	50	315	265	35	17,5	282,5	25	89322,92	316,19

Zone II (RDC, E1, E2)	A-B	875	365	45	320	275	35	17,5	292,5	25	89322,92	305,38
	B-C	875	370	45	325	280	35	17,5	297,5	25	89322,92	300,25
	C-D	875	355	45	310	265	35	17,5	282,5	25	89322,92	316,19
	D-E	875	340	45	295	250	35	17,5	267,5	25	89322,92	333,92
	E-F	875	355	45	310	265	35	17,5	282,5	25	89322,92	316,19
	F-G	875	370	45	325	280	35	17,5	297,5	25	89322,92	300,25
	G-H	875	365	45	320	275	35	17,5	292,5	25	89322,92	305,38

Niveau	Travée	Section (cm ²)	l'entre- axe	dimension pot sens xx	lo (cm)	L' (cm)	hp	hp/2	Lc	b poutre	Ipout	Kpout
Zone III (E3, E4, E5)	A-B	875	365	40	325	285	35	17,5	302,5	25	89322,92	295,28
	B-C	875	370	40	330	290	35	17,5	307,5	25	89322,92	290,48
	C-D	875	355	40	315	275	35	17,5	292,5	25	89322,92	305,38
	D-E	875	340	40	300	260	35	17,5	277,5	25	89322,92	321,88
	E-F	875	355	40	315	275	35	17,5	292,5	25	89322,92	305,38
	F-G	875	370	40	330	290	35	17,5	307,5	25	89322,92	290,48
	G-H	875	365	40	325	285	35	17,5	302,5	25	89322,92	295,28

Niveau	Travée	Section (cm ²)	l'entre-axe	dimension pot sens xx	lo (cm)	L' (cm)	hp	hp/2	Lc	b poutre	Ipout	Kpout
Zone IV (E6, E7, E8)	A-B	875	365	35	330	295	35	17,5	312,5	25	89322,92	285,83
	B-C	875	370	35	335	300	35	17,5	317,5	25	89322,92	281,33
	C-D	875	355	35	320	285	35	17,5	302,5	25	89322,92	295,28
	D-E	875	340	35	305	270	35	17,5	287,5	25	89322,92	310,69
	E-F	875	355	35	320	285	35	17,5	302,5	25	89322,92	295,28
	F-G	875	370	35	335	300	35	17,5	317,5	25	89322,92	281,33
	G-H	875	365	35	330	295	35	17,5	312,5	25	89322,92	285,83

Niveau	Travée	Section (cm ²)	l'entre-axe	dimension pot sens xx	lo (cm)	L' (cm)	hp	hp/2	Lc	b poutre	Ipout	Kpout
Zone V (ENTRETIEN)	A-B	875	365	35	330	295	35	17,5	312,5	25	89322,92	285,83
	B-C	875	370	35	335	300	35	17,5	317,5	25	89322,92	281,33
	C-D	875	355	35	320	285	35	17,5	302,5	25	89322,92	295,28
	D-E	875	340	35	305	270	35	17,5	287,5	25	89322,92	310,69
	E-F	875	355	35	320	285	35	17,5	302,5	25	89322,92	295,28
	F-G	875	370	35	335	300	35	17,5	317,5	25	89322,92	281,33
	G-H	875	365	35	330	295	35	17,5	312,5	25	89322,92	285,83

Tableau IV.6 Rigidités des poutres dans le sens longitudinal Y-Y :

Niveau	Travée	Section (cm ²)	l'entre-axe	dimension pot sens yy	lo (cm)	L' (cm)	hpoutre	hpoutre/2	Lc	b poutre	Ipout	Kpout
Zone I SOUS-SOL	01_02	875	360	45	315	270	35	17,5	287,5	25	89322,92	310,69
	02_03	875	350	45	305	260	35	17,5	277,5	25	89322,92	321,88
	03_04	875	360	45	315	270	35	17,5	287,5	25	89322,92	310,69

Niveau	Travée	Section (cm ²)	l'entre-axe	dimension pot sens yy	lo (cm)	L' (cm)	hp	hp/2	Lc	b poutre	Ipout	Kpout
Zone II (RDC, E1,E2)	01_02	875	360	40	320	280	35	17,5	297,5	25	89322,92	300,25
	02_03	875	350	40	310	270	35	17,5	287,5	25	89322,92	310,69
	03_04	875	360	40	320	280	35	17,5	297,5	25	89322,92	300,25

Niveau	Travée	Section (cm ²)	l'entre-axe	dimension pot sens yy	lo (cm)	L' (cm)	hp	hp/2	Lc	b poutre	Ipout	Kpout
Zone III (E3, E4,E5)	01_02	875	360	35	325	290	35	17,5	307,5	25	89322,92	290,48
	02_03	875	350	35	315	280	35	17,5	297,5	25	89322,92	300,25
	03_04	875	360	35	325	290	35	17,5	307,5	25	89322,92	290,48

Niveau	Travée	Section (cm ²)	l'entre-axe	dimension pot sens yy	lo (cm)	L' (cm)	hp	hp/2	Lc	b poutre	Ipout	Kpout
Zone IV (E6, E7,E8)	01_02	875	360	30	330	300	35	17,5	317,5	25	89322,92	281,33
	02_03	875	350	30	320	290	35	17,5	307,5	25	89322,92	290,48
	03_04	875	360	30	330	300	35	17,5	317,5	25	89322,92	281,33

Niveau	Travée	Section (cm ²)	l'entre-axe	dimension pot sens yy	lo (cm)	L' (cm)	hp	hp/2	Lc	b poutre	Ipout	Kpout
Zone V (ENTRETIEN)	01_02	875	360	30	330	300	35	17,5	317,5	25	89322,92	281,33
	02_03	875	350	30	320	290	35	17,5	307,5	25	89322,92	290,48
	03_04	875	360	30	330	300	35	17,5	317,5	25	89322,92	281,33

Interaction voiles-portiques

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

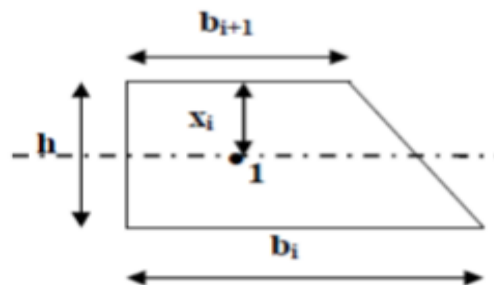
Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonnes, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puis que, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1\text{m}^4$ soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « Moment des aires ».

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$



Avec :

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i (2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

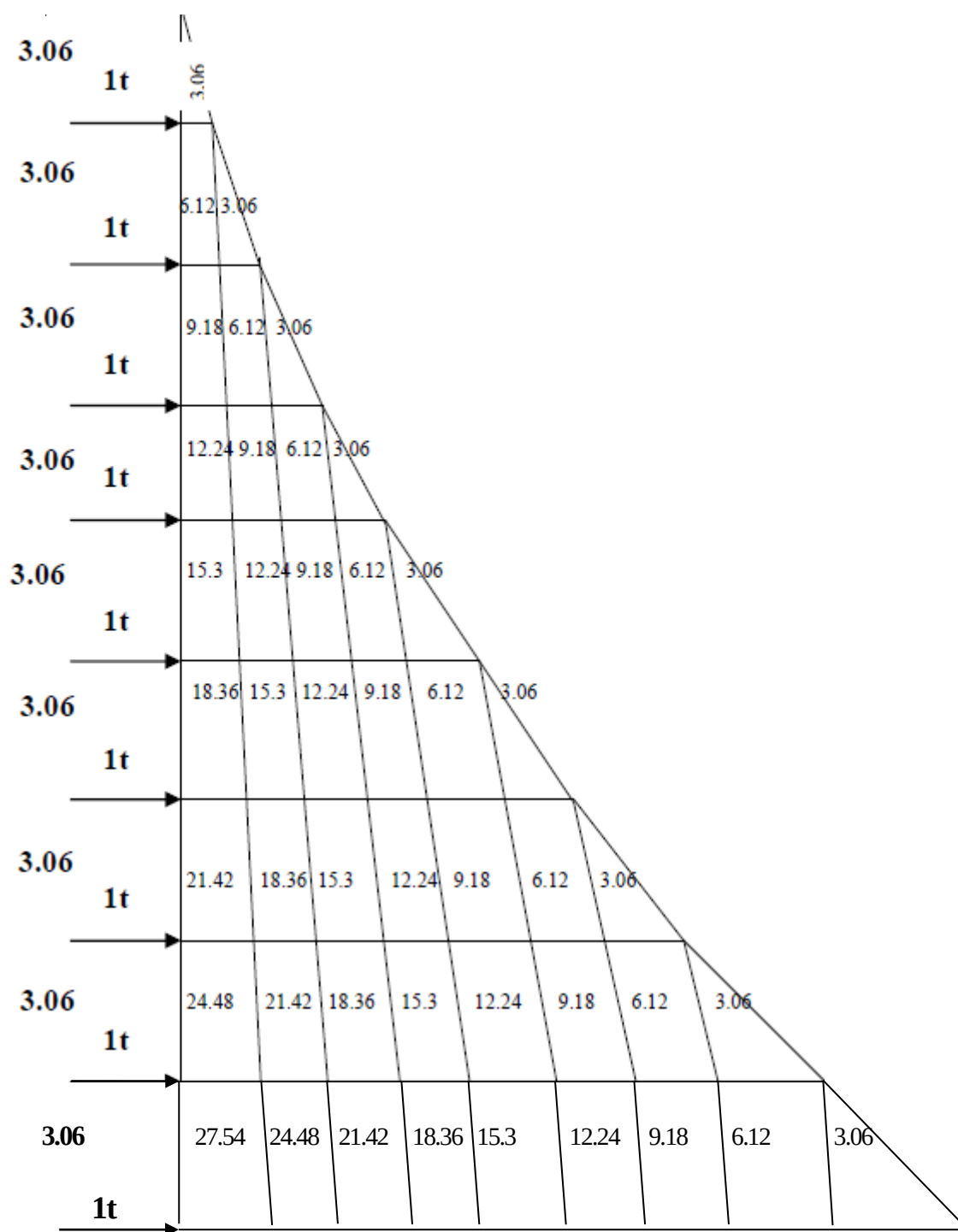


Figure IV.3 : diagramme des moments

Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) :

Tableau IV.7: Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

Niveaux	h_i (m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i \times d_i$	Somme $S_i \times d_i$
Entretien	2,40	2,40	0,00	2,880	1,600	4,608	3746,303
ETAGE 8	3,06	8,52	2,40	16,708	1,816	30,338	3741,695
ETAGE 7	3,06	17,70	8,52	40,117	1,709	68,542	3711,356
ETAGE 6	3,06	29,94	17,70	72,889	1,661	121,071	3642,815
ETAGE 5	3,06	45,24	29,94	115,025	1,634	187,927	3521,744
ETAGE 4	3,06	63,60	45,24	166,525	1,616	269,110	3333,816
ETAGE 3	3,06	85,02	63,60	227,389	1,604	364,619	3064,706
ETAGE 2	3,06	109,50	85,02	297,616	1,594	474,454	2700,088
ETAGE 1	3,06	137,04	109,50	377,206	1,587	598,615	2225,634
RDC	3,06	167,64	137,04	466,160	1,581	737,103	1627,019
SOUS-SOL	3,06	201,30	167,64	564,478	1,577	889,917	889,917

Nous aurons :

$$F_{S/SOL} = \frac{S_1 \times D_1}{EI} = \frac{564.478 \times 1.577}{EI} = \frac{889.917}{EI}$$

$$F_{RDC} = \frac{S_2 \times d_2 + S_1 \times d_1}{EI} = \frac{1627.019}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

Calcul des déplacements des portiques

Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum_{pot} I_{pot}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

$$M_n = T_n \times h_e$$

M_n : Moment d'étage.

h_e : Hauteur d'étage.

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

$\sum K_{pot}$: La somme des raideurs des poteaux au niveau « n » ; $\sum K_{pot} = \frac{\sum I_{pot}}{h}$

$E\Theta$: Rotation d'étage

Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^n \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

K_{tn} : Raideur des poutres ; $K = \frac{I_{tn}}{L_n}$; I_{tn} = inertie des poutres du niveau n

K_{pn} : Raideur des poteaux ; $K = \frac{I_{pn}}{h_n}$; I_{pn} = inertie des poteaux du niveau n

L : portée libre des poutres

h : hauteur libre d'étage

Calcul de l'inertie fictive

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égale à (1 tonne) de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontale (1tonne à chaque niveau).

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\sum \Delta_i}$$

Avec :

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\sum \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

Tableau IV.8 Inertie fictive sens longitudinal x-x:

Niveau	Portique	hi (m)	Mn (t.m)	Mn+1	$\Sigma K_{pot.10-6}$	$\Sigma K_{tn.10^{-6}}$	E Θ_n	E Ψ_n	E Δ_n	Δ_i	Efi(m)
plancher entretien	A-B	2,4	2,4	0	353,93	285,83	349,858	174,930	419,831	5363,731	3746,303
	B-C	2,4	2,4	0	353,93	281,33	355,454	352,657	846,377		
	C-D	2,4	2,4	0	353,93	295,28	338,662	347,059	832,941		
	D-E	2,4	2,4	0	353,93	310,69	321,864	330,263	792,632		
	E-F	2,4	2,4	0	353,93	295,28	338,662	330,263	792,632		
	F-G	2,4	2,4	0	353,93	281,33	355,454	347,059	832,941		
	G-H	2,4	2,4	0	353,93	285,83	349,858	352,657	846,377		
ETAGE 8	A-B	3,06	8,52	2,4	272,96	285,83	1591,855	970,859	2970,830	31651,626	3741,695
	B-C	3,06	8,52	2,4	272,96	281,33	1617,318	1604,589	4910,043		
	C-D	3,06	8,52	2,4	272,96	295,28	1540,910	1579,117	4832,097		
	D-E	3,06	8,52	2,4	272,96	310,69	1464,482	1502,699	4598,259		
	E-F	3,06	8,52	2,4	272,96	295,28	1540,910	1502,699	4598,259		
	F-G	3,06	8,52	2,4	272,96	281,33	1617,318	1579,117	4832,097		
	G-H	3,06	8,52	2,4	272,96	285,83	1591,855	1604,589	4910,043		
ETAGE 7	A-B	3,06	17,7	8,52	272,96	285,83	3822,202	2707,034	8283,524	77148,938	3711,356
	B-C	3,06	17,7	8,52	272,96	281,33	3883,340	3852,776	11789,496		
	C-D	3,06	17,7	8,52	272,96	295,28	3699,878	3791,614	11602,340		
	D-E	3,06	17,7	8,52	272,96	310,69	3516,367	3608,128	11040,871		
	E-F	3,06	17,7	8,52	272,96	295,28	3699,878	3608,128	11040,871		
	F-G	3,06	17,7	8,52	272,96	281,33	3883,340	3791,614	11602,340		
	G-H	3,06	17,7	8,52	272,96	285,83	3822,202	3852,776	11789,496		
ETAGE 6	A-B	3,06	29,94	17,7	272,96	285,83	6944,687	5383,454	16473,369	141597,243	3642,815
	B-C	3,06	29,94	17,7	272,96	281,33	7055,771	7000,238	21420,729		
	C-D	3,06	29,94	17,7	272,96	295,28	6722,433	6889,111	21080,680		
	D-E	3,06	29,94	17,7	272,96	310,69	6389,005	6555,728	20060,528		

	E-F	3,06	29,94	17,7	272,96	295,28	6722,433	6555,728	20060,528		
	F-G	3,06	29,94	17,7	272,96	281,33	7055,771	6889,111	21080,680		
	G-H	3,06	29,94	17,7	272,96	285,83	6944,687	7000,238	21420,729		
ETAGE 5	A-B	3,06	45,24	29,94	491,12	295,28	10608,575	8776,639	26856,515	217872,982	3521,744
	B-C	3,06	45,24	29,94	491,12	290,48	10783,875	10696,233	32730,472		
	C-D	3,06	45,24	29,94	491,12	305,38	10257,712	10520,801	32193,651		
	D-E	3,06	45,24	29,94	491,12	321,88	9731,888	9994,807	30584,111		
	E-F	3,06	45,24	29,94	491,12	305,38	10257,712	9994,807	30584,111		
	F-G	3,06	45,24	29,94	491,12	290,48	10783,875	10520,801	32193,651		
	G-H	3,06	45,24	29,94	491,12	295,28	10608,575	10696,233	32730,472		
ETAGE 4	A-B	3,06	63,6	45,24	491,12	295,28	15358,304	12983,450	39729,358	316268,754	3333,816
	B-C	3,06	63,6	45,24	491,12	290,48	15612,090	15485,208	47384,736		
	C-D	3,06	63,6	45,24	491,12	305,38	14850,350	15231,231	46607,567		
	D-E	3,06	63,6	45,24	491,12	321,88	14089,102	14469,737	44277,394		
	E-F	3,06	63,6	45,24	491,12	305,38	14850,350	14469,737	44277,394		
	F-G	3,06	63,6	45,24	491,12	290,48	15612,090	15231,231	46607,567		
	G-H	3,06	63,6	45,24	491,12	295,28	15358,304	15485,208	47384,736		
ETAGE 3	A-B	3,06	85,02	63,6	491,12	295,28	20971,620	18164,976	55584,828	433196,776	3064,706
	B-C	3,06	85,02	63,6	491,12	290,48	21318,163	21144,906	64703,412		
	C-D	3,06	85,02	63,6	491,12	305,38	20278,014	20798,103	63642,195		
	D-E	3,06	85,02	63,6	491,12	321,88	19238,536	19758,290	60460,366		
	E-F	3,06	85,02	63,6	491,12	305,38	20278,014	19758,290	60460,366		
	F-G	3,06	85,02	63,6	491,12	290,48	21318,163	20798,103	63642,195		
	G-H	3,06	85,02	63,6	491,12	295,28	20971,620	21144,906	64703,412		
ETAGE 2	A-B	3,06	109,5	85,02	1282,73	305,38	26540,703	23756,169	72693,877	550261,998	2700,088
	B-C	3,06	109,5	85,02	1282,73	300,25	26994,172	26767,445	81908,380		
	C-D	3,06	109,5	85,02	1282,73	316,19	25633,322	26313,754	80520,086		
	D-E	3,06	109,5	85,02	1282,73	333,92	24272,281	24952,808	76355,594		
	E-F	3,06	109,5	85,02	1282,73	316,19	25633,322	24952,808	76355,594		

	F-G	3,06	109,5	85,02	1282,73	300,25	26994,172	26313,754	80520,086		
	G-H	3,06	109,5	85,02	1282,73	305,38	26540,703	26767,445	81908,380		
ETAGE 1	A-B	3,06	137,04	109,5	1282,73	305,38	33638,418	30089,569	92074,083	697357,057	2225,634
	B-C	3,06	137,04	109,5	1282,73	300,25	34213,156	33925,796	103812,935		
	C-D	3,06	137,04	109,5	1282,73	316,19	32488,377	33350,775	102053,373		
	D-E	3,06	137,04	109,5	1282,73	333,92	30763,356	31625,876	96775,180		
	E-F	3,06	137,04	109,5	1282,73	316,19	32488,377	31625,876	96775,180		
	F-G	3,06	137,04	109,5	1282,73	300,25	34213,156	33350,775	102053,373		
	G-H	3,06	137,04	109,5	1282,73	305,38	33638,418	33925,796	103812,935		
RDC	A-B	3,06	167,64	137,04	1282,73	305,38	41571,157	37604,798	115070,683	863093,787	1627,019
	B-C	3,06	167,64	137,04	1282,73	300,25	42281,432	41926,306	128294,495		
	C-D	3,06	167,64	137,04	1282,73	316,19	40149,910	41215,682	126119,987		
	D-E	3,06	167,64	137,04	1282,73	333,92	38018,088	39084,010	119597,070		
	E-F	3,06	167,64	137,04	1282,73	316,19	40149,910	39084,010	119597,070		
	F-G	3,06	167,64	137,04	1282,73	300,25	42281,432	41215,682	126119,987		
	G-H	3,06	167,64	137,04	1282,73	305,38	41571,157	41926,306	128294,495		
SOUS-SOL	A-B	3,06	201,3	167,64	1282,73	316,19	36334,378	38952,781	119195,509	775767,725	889,917
	B-C	3,06	201,3	167,64	1282,73	310,69	36812,938	36573,671	111915,433		
	C-D	3,06	201,3	167,64	1282,73	327,79	35364,757	36088,861	110431,913		
	D-E	3,06	201,3	167,64	1282,73	346,89	33876,237	34620,510	105938,761		
	E-F	3,06	201,3	167,64	1282,73	327,79	35364,757	34620,510	105938,761		
	F-G	3,06	201,3	167,64	1282,73	310,69	36812,938	36088,861	110431,913		
	G-H	3,06	201,3	167,64	1282,73	316,19	36334,378	36573,671	111915,433		

Tableau IV.9 Inertie fictive sens transversal y-y:

Niveau	Portique	hi (m)	Mn (t.m)	Mn+1	$\Sigma K_{pot.10-6}$	$\Sigma K_{tn.10^{-6}}$	$E\Theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	Δ_i	$Ef_i(m)$
plancher entretien	01_02	2,4	2,4	0	481,74	281,33	355,454	177,728	426,546	2105,858	3746,303
	02_03	2,4	2,4	0	481,74	290,48	344,258	349,857	839,656		
	03_04	2,4	2,4	0	481,74	281,33	355,454	349,857	839,656		
ETAGE 8	01_02	3,06	8,52	2,4	371,74	281,33	1617,318	808,661	2474,502	12216,607	3741,695
	02_03	3,06	8,52	2,4	371,74	290,48	1566,373	1591,847	4871,053		
	03_04	3,06	8,52	2,4	371,74	281,33	1617,318	1591,847	4871,053		
ETAGE 7	01_02	3,06	17,7	8,52	371,74	281,33	3883,340	1941,674	5941,522	29333,276	3711,356
	02_03	3,06	17,7	8,52	371,74	290,48	3761,016	3822,182	11695,877		
	03_04	3,06	17,7	8,52	371,74	281,33	3883,340	3822,182	11695,877		
ETAGE 6	01_02	3,06	29,94	17,7	371,74	281,33	7055,771	3527,892	10795,350	53296,611	3642,815
	02_03	3,06	29,94	17,7	371,74	290,48	6833,517	6944,651	21250,631		
	03_04	3,06	29,94	17,7	371,74	281,33	7055,771	6944,651	21250,631		
ETAGE 5	01_02	3,06	45,24	29,94	641,47	290,48	10783,875	5391,943	16499,347	81422,936	3521,744
	02_03	3,06	45,24	29,94	641,47	300,25	10432,973	10608,430	32461,795		
	03_04	3,06	45,24	29,94	641,47	290,48	10783,875	10608,430	32461,795		
ETAGE 4	01_02	3,06	63,6	45,24	641,47	290,48	15612,090	7806,053	23886,523	117878,055	3333,816
	02_03	3,06	63,6	45,24	641,47	300,25	15104,080	15358,093	46995,766		
	03_04	3,06	63,6	45,24	641,47	290,48	15612,090	15358,093	46995,766		
ETAGE 3	01_02	3,06	85,02	63,6	641,47	290,48	21318,163	10659,093	32616,823	160961,377	3064,706
	02_03	3,06	85,02	63,6	641,47	300,25	20624,480	20971,332	64172,277		
	03_04	3,06	85,02	63,6	641,47	290,48	21318,163	20971,332	64172,277		

ETAGE 2	01_02	3,06	109,5	85,02	1034,92	300,25	26994,172	13497,095	41301,109	203729,843	2700,088
	02_03	3,06	109,5	85,02	1034,92	310,69	26087,096	26540,643	81214,367		
	03_04	3,06	109,5	85,02	1034,92	300,25	26994,172	26540,643	81214,367		
ETAGE 1	01_02	3,06	137,04	109,5	1034,92	300,25	34213,156	17106,589	52346,162	258212,808	2225,634
	02_03	3,06	137,04	109,5	1034,92	310,69	33063,504	33638,341	102933,323		
	03_04	3,06	137,04	109,5	1034,92	300,25	34213,156	33638,341	102933,323		
RDC	01_02	3,06	167,64	137,04	1034,92	300,25	42281,432	21140,730	64690,632	319105,532	1627,019
	02_03	3,06	167,64	137,04	1034,92	310,69	40860,665	41571,062	127207,450		
	03_04	3,06	167,64	137,04	1034,92	300,25	42281,432	41571,062	127207,450		
SOUS-SOL	01_02	3,06	201,3	167,64	1583,61	310,69	34727,752	17363,887	53133,493	263047,300	889,917
	02_03	3,06	201,3	167,64	1583,61	321,88	33871,510	34299,642	104956,903		
	03_04	3,06	201,3	167,64	1583,61	310,69	34727,752	34299,642	104956,903		

Inerties moyennes des portiques

Tableau IV.10 Inertie moyennes sens transversal y-y:

NIVEAU	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S/sol
$I_{ey} (m^4)$	0,2	0,04	0,02	0,01	0,01	0,01	0,005	0,003	0,001	0,001
$I_{moy} (m^4)$	0,03									

Tableau IV.11 Inertie moyennes sens longitudinal x-x

NIVEAU	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S/sol
$I_{ex} (m^4)$	0,2	0,06	0,03	0,02	0,00144	0,009	0,006	0,004	0,02	0,01
$I_{moy} (m^4)$	0,036									

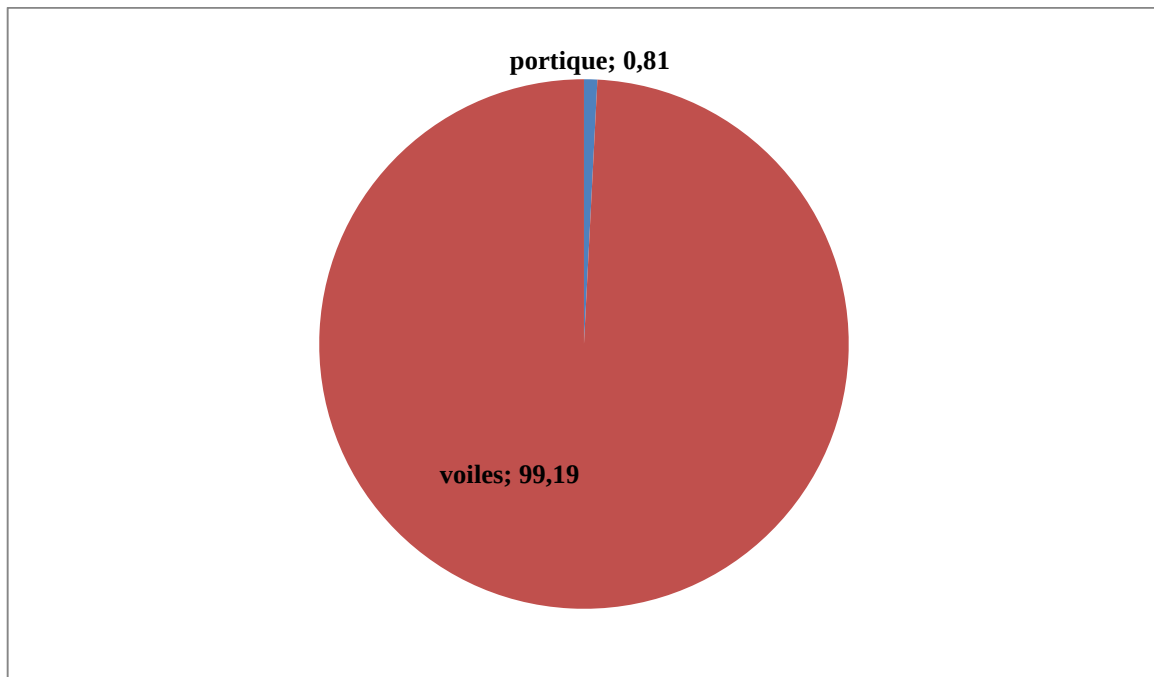
Comparaison des inerties des voiles et des portiques

Tableau IV.12 pourcentage des inerties sens transversal y-y

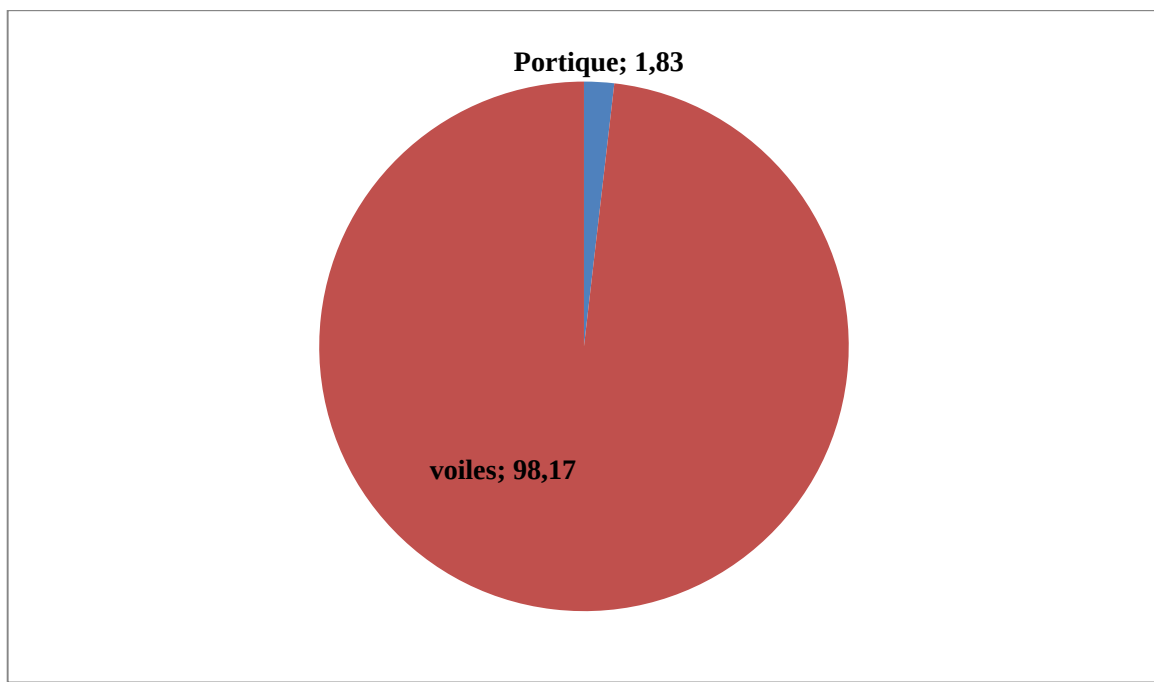
	$I_{moy} (m^4)$	%départicipation
Portiques	0.2011	1.83%
Voiles	10.765	98.17%
Somme	10.966	100%

Tableau IV.13 pourcentage des inerties sens longitudinal x-x

	$I_{moy} \text{ par niveau } (m^4)$	%departicipation
Portiques	0,2011	0.81 %
Voile	24.528	99.19 %
Somme	24.729	100%



Sens longitudinal x-x



Sens transversal y-y

Conclusion :

On a adopté le système de contreventement suivant :

R= 3,5 voiles porteurs (Tableau 4.3.RPA99 révisé 2003).

V.1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus rapide, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux.

Dans cette étude, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis ETABS particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les règlements du béton aux états limitesBAEL91modifiée99

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures , Comme il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

V.2.1 Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage
Colonne :	Poteau
Beam :	Poutre
File :	Fichier
Copy :	Copier
Move :	Déplacer
Save :	Enregistrer
Save as :	Enregistrer sous
Add :	Ajouter
Delete :	Supprimer
Story :	Étage
Height :	Hauteur

Grid line :	Ligne de grille
Joints :	Nœuds
Frame :	Portique (cadre)
Shell :	Voile
Élément :	Élément
Restraintes :	Points d'application de la charge
Loads :	Charges
Uniformed loads :	Charges uniformes
Define :	Définir
Material :	Matériaux
Concrete :	Béton
Steel :	Acier

Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.6.0**

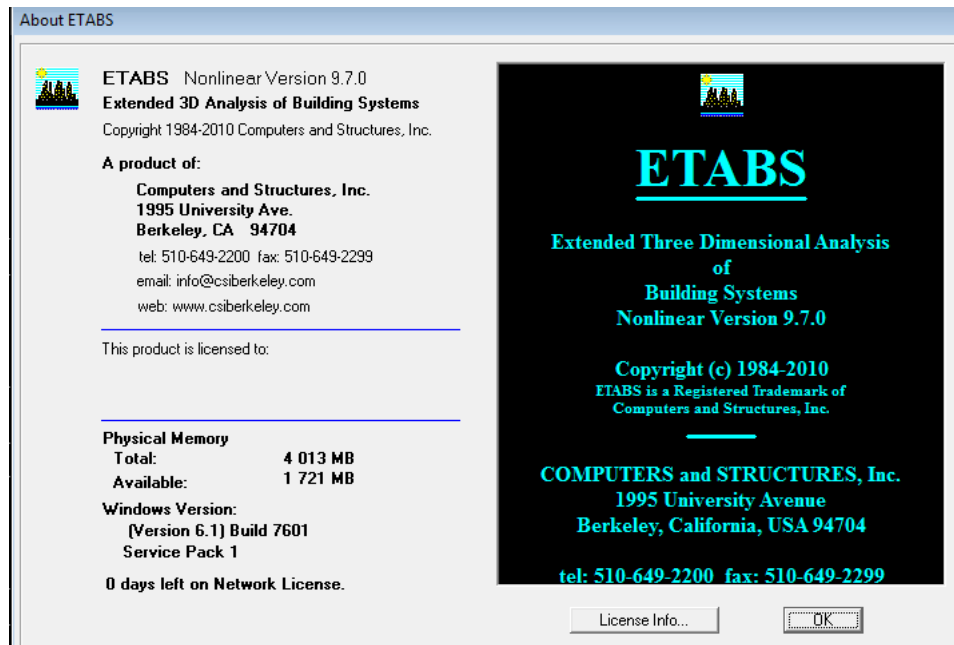


Figure V.1 : Version utilisée du logiciel ETABS

V.3 Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, Californie », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2009, désignée par ETABS Non linéaire 9.6.0. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

V.4 Etapes de modélisation

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10niveaux (RDC+8 étages + 1 sous-sols) encastrée à sa base. Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments secondaire sont introduits comme charges (escaliers...).

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,

- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- Introduction de spectre (E) selon le RPA99 version 2003.
- Définition des charges statique (G, Q) et la masse sismique E,
- Affectation des charges revenant aux éléments,
- Introduction des combinaisons d'actions
- Spécification des conditions aux limite (appui, diaphragmes,),
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V.5 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

- **Étape « A » Introduction de la géométrie de l'ouvrage**

Choix des unités

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités de calcul et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.

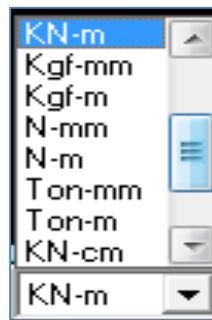


Figure V.2 : Choix des unités

- **Géométriques de base**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file puis New model ou bien (ctrl+), puis on clique sur Default.edb.

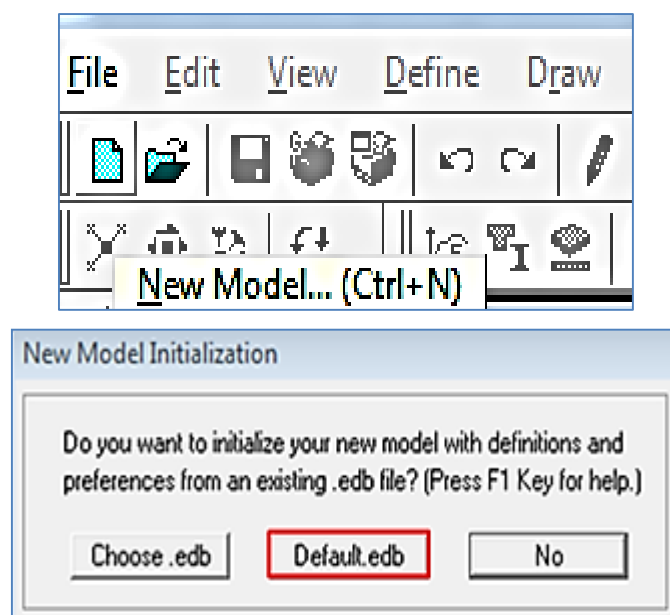


Figure V.3 : Démarrer un nouveau model

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 8

Number Lines in Y Direction: 4

Spacing in X Direction: 6,

Spacing in Y Direction: 6,

☐ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories: 10

Typical Story Height: 3,06

Bottom Story Height: 3,06

☐ Custom Story Data Edit Story Data...

Units

KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

Figure V.4 : Introduction de la géométrie de base

Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **GridOnly**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Longueur de travées dans le sens X entre axes (spacing in X direction).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur en bas (bottom story height).

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs des étages.

Pour modifier les longueurs des trames on clique sur **custom Grid Spacing** ⇒ **Edit Grid Data**.

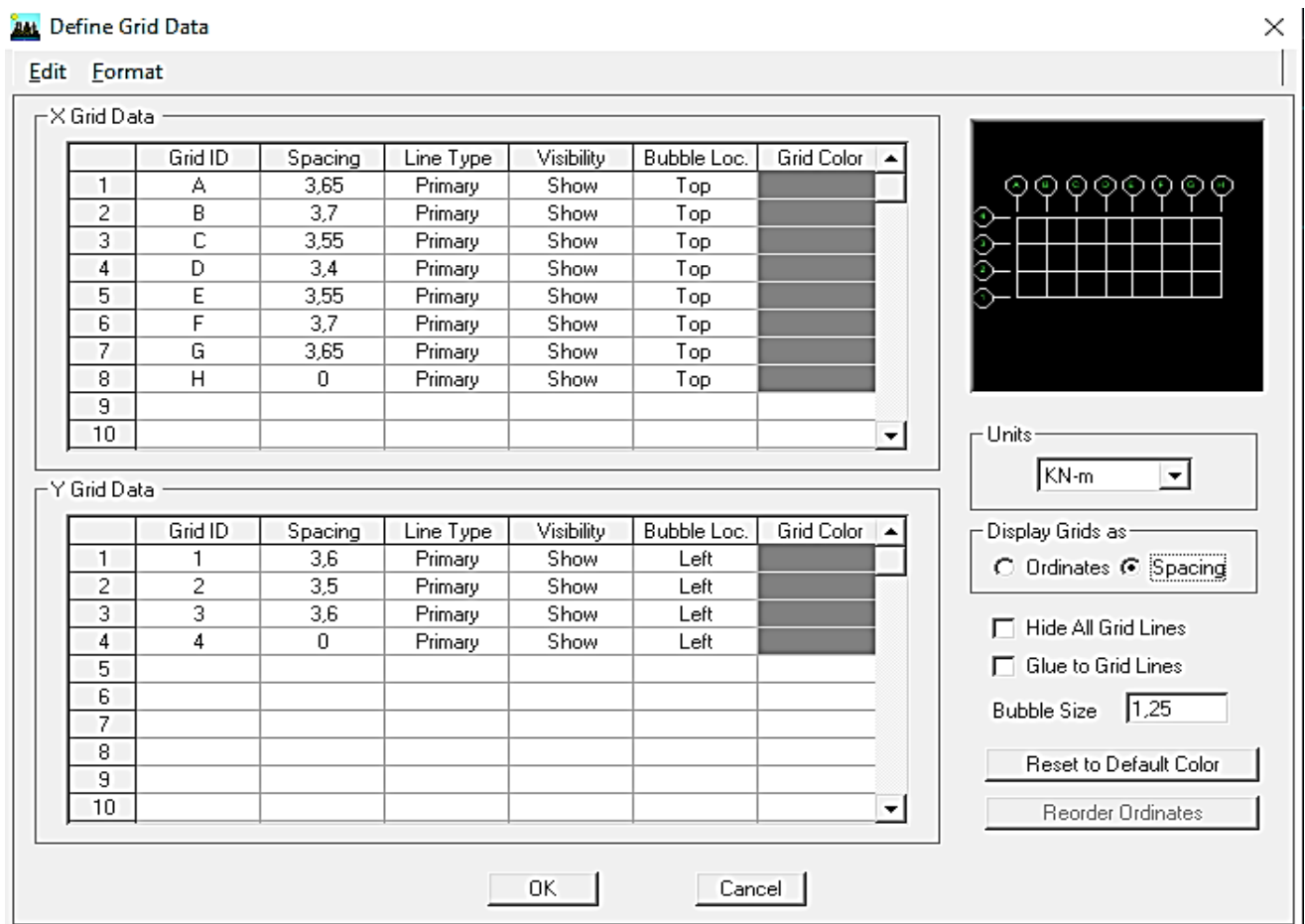


Figure V.5 : Modification des longueurs des trames

On introduit le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages ; On clique sur **Custom Story Data** ⇒ **Edit Story Data**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	STORY10	3,06	30,6	Yes		No	0,
10	STORY9	3,06	27,54	No	STORY10	No	0,
9	STORY8	3,06	24,48	No	STORY10	No	0,
8	STORY7	3,06	21,42	No	STORY10	No	0,
7	STORY6	3,06	18,36	No	STORY10	No	0,
6	STORY5	3,06	15,3	No	STORY10	No	0,
5	STORY4	3,06	12,24	No	STORY10	No	0,
4	STORY3	3,06	9,18	No	STORY10	No	0,
3	STORY2	3,06	6,12	No	STORY10	No	0,
2	STORY1	3,06	3,06	No	STORY10	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

Figure V.6 : Introduction des étages

Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plan : X-Y, X-Z, Y-Z.

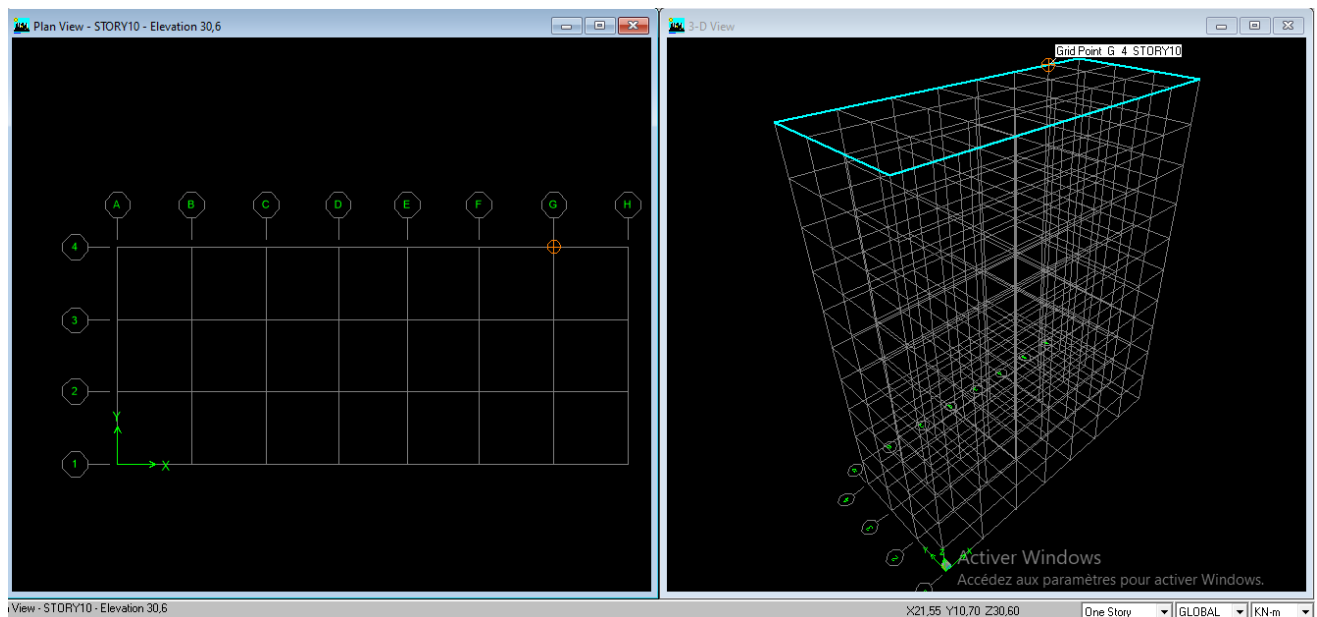


Figure V.7 : Représentation de la structure en 2D et 3D

- **Étape « B » Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (Acier et béton)**

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → Material Properties → Conc → Modify/Show Material

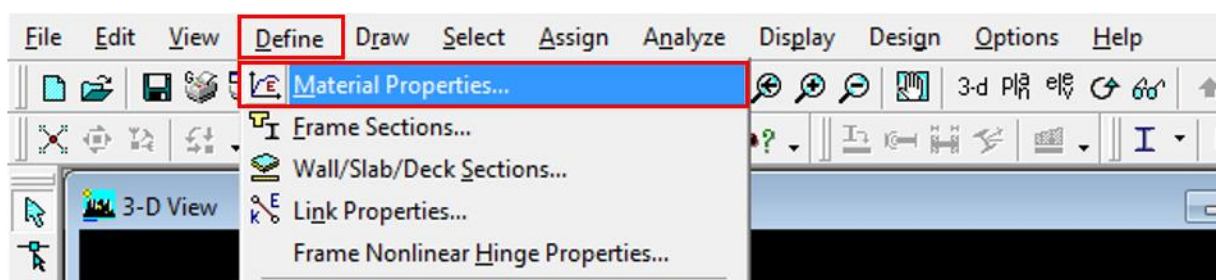


Figure V 8 : Définition des matériaux

- Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Material Property Data

Material Name BETON	Display Color Color: [Blue swatch]
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic	Type of Design Design: Concrete
Analysis Property Data	Design Property Data (ACI 318-99)
Mass per unit Volume: 2,5	Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
Weight per unit Volume: 25,	Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
Modulus of Elasticity: 32164200,	Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
Poisson's Ratio: 0,2	☐ Lightweight Concrete
Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06	Shear Strength Reduc. Factor: []
Shear Modulus: 13401750,	
OK Cancel	

Figure V.9 : Caractéristiques du béton

- Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) .



- Pour les poutres et les poteaux : Define → Frame Sections → ADD Rectangular.

Define Frame Properties

Properties Type in property to find: W44X335 W44X335	Click to: Import I/Wide Flange Add Rectangular Add Pipe Add Rectangular Add Circle Add General Add Steel Joist Add Auto Select List Add SD Section Add Nonprismatic
Cancel	

Figure V.10 : Création des sections

Rectangular Section

Section Name: PP25X35

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: BETON25

Dimensions:

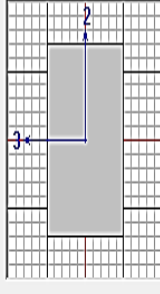
Depth (t3): 0,35

Width (t2): 0,25

Concrete: Reinforcement...

Display Color: 

OK Cancel



Reinforcement Data

Design Type:

☐ Column ☒ Beam

Concrete Cover to Rebar Center:

Top: 0,025

Bottom: 0,025

Reinforcement Overrides for Ductile Beams:

	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,

OK Cancel

Figure V.11 : Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

Rectangular Section

Section Name: POT30X35

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: BETON25

Dimensions:

Depth (t3): 0,3

Width (t2): 0,35

Concrete: Reinforcement...

Display Color: [Color Selection]

OK Cancel

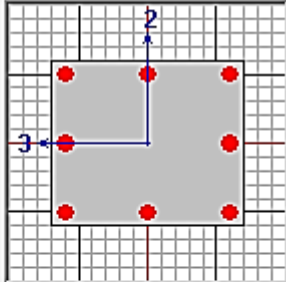


Figure V.12 : Définition des poteaux

Remarque :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux $\Rightarrow$ column , et pour les poutres $\Rightarrow$ beam.

Define Frame Properties

Properties

Type in property to find:

PCH20X30

PCH20X30

POT30X35

POT35X40

POT40X45

PP25X35

PPAL25X30

PS25X35

W44X335

Click to:

Import I/Wide Flange

Add I/Wide Flange

Modify/Show Property...

Delete Property

OK

Cancel

Figure V.13 : Définition des sections

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques

géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** →
Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

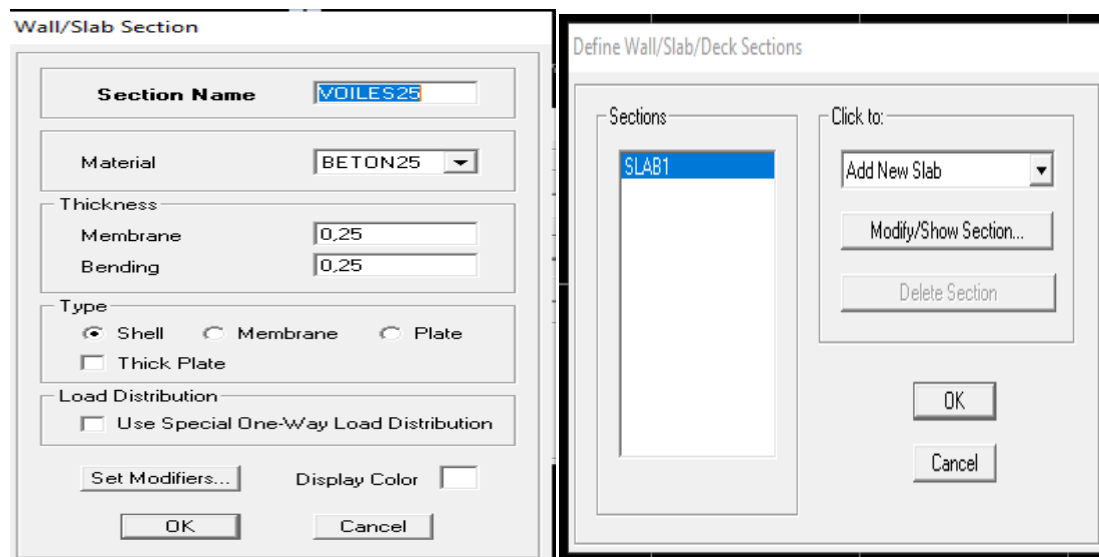


Figure V.14 : Définition des dalles et des voiles.

- Dessin des éléments de la structure**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

- Pour les poteaux**

On clique sur le bouton  ou bien on sélectionne **Draw** ⇒ **Draw Lines Objects** ⇒ **Create columns in region or at clicks (plan)**.

Une fenêtre apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant.

- Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles.

Où bien: **Draw** ⇒ **Draw Line Objects** ⇒ **Create lines in region or at clicks (plan , elev ,3D).**

Une fenêtre apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer :

- { Poutres principales : 25x35 cm²
- { Poutres secondaires : 25x35 cm²

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP25X35
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PS25X35
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

Figure V.15 : Création des poutres.

- Pour les planchers

On selectionne : **Draw** ⇒ **Draw area objects** ⇒ **Draw rectangular**.  ou create area at clicks .

Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle, on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

Après l'introduction des données précédentes, on obtient la structure suivante

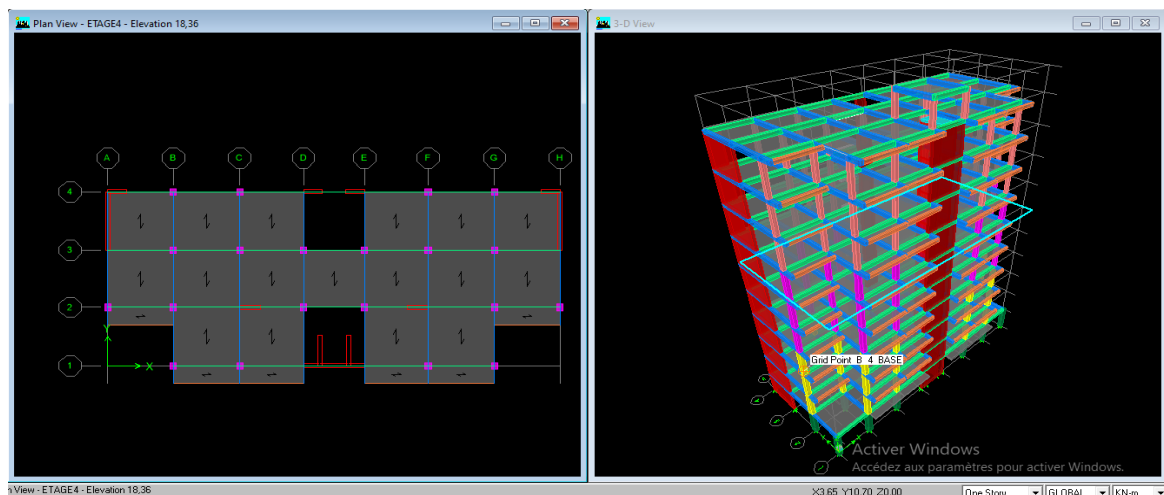


Figure V.16 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On

sélectionne tout les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

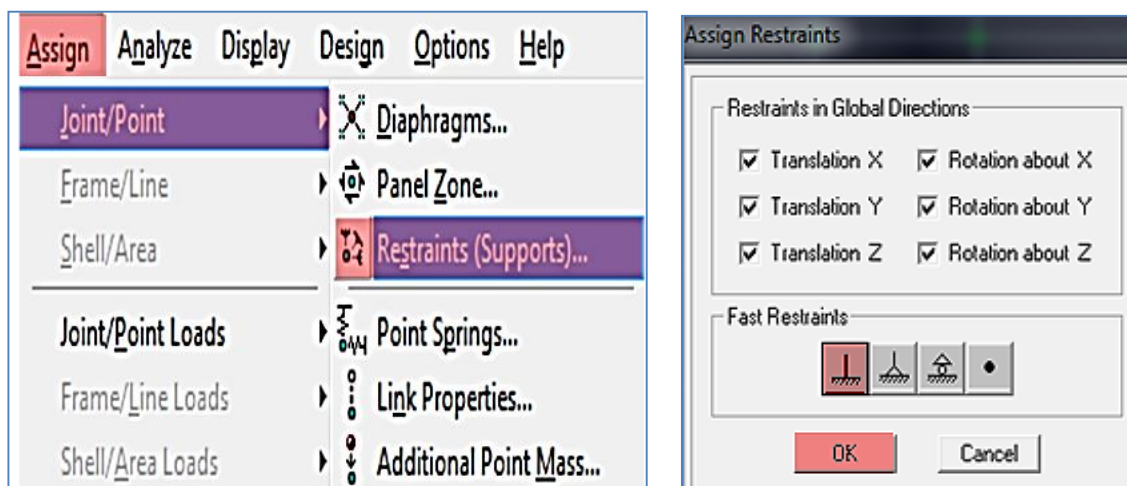


Figure V.17 : Définition des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

- Étape « D » Définition des charges statiques et la masse sismique
- Définition des charges statiques (G, Q)

Define ⇒ Static Load Case



Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), et d'exploitations (Q ou LIVE).

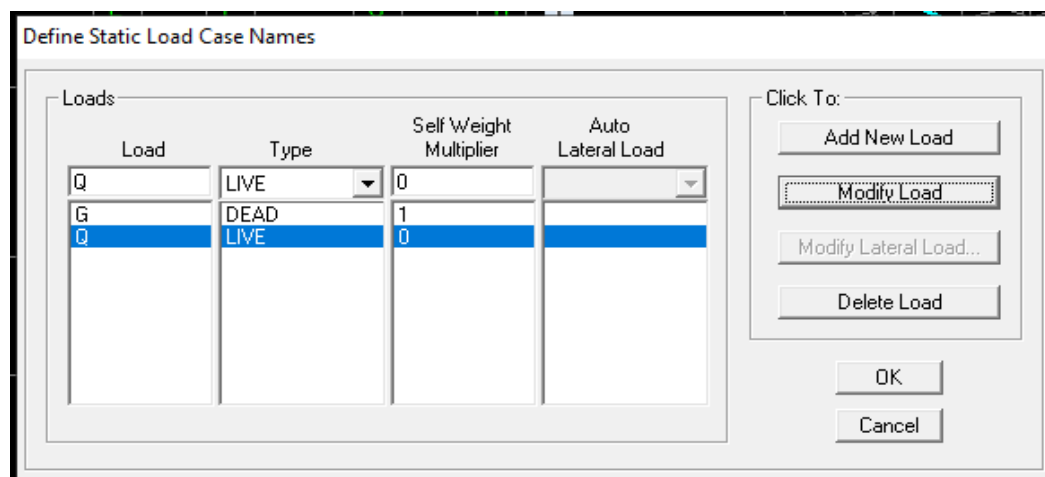


Figure V.18 : Définition des charges d'exploitations G et Q

- **Définition de la masse sismique**

La masse sismique c'est une masse vibrante revenant à chaque plancher qui est excité le séisme, cette masse est supposée comme une charge d'exploitation concentrée en leur centre de masse.

$$W_{\text{plancher}} = W_{\text{Gplancher}} + \beta W_{\text{Qplancher}} \quad (\text{formule 4-5 RPA99 version 2003})$$

Avec :

W_i : poids de l'étage.

W_G : poids dû aux charges permanentes.

W_Q : charges d'exploitations.

B : est le coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas d'ouvrage on a : **$\beta = 0,2$ (usage habitation). (Tableau 4.5 du RPA)**

L'instruction : Define $\Rightarrow$ Mass Source

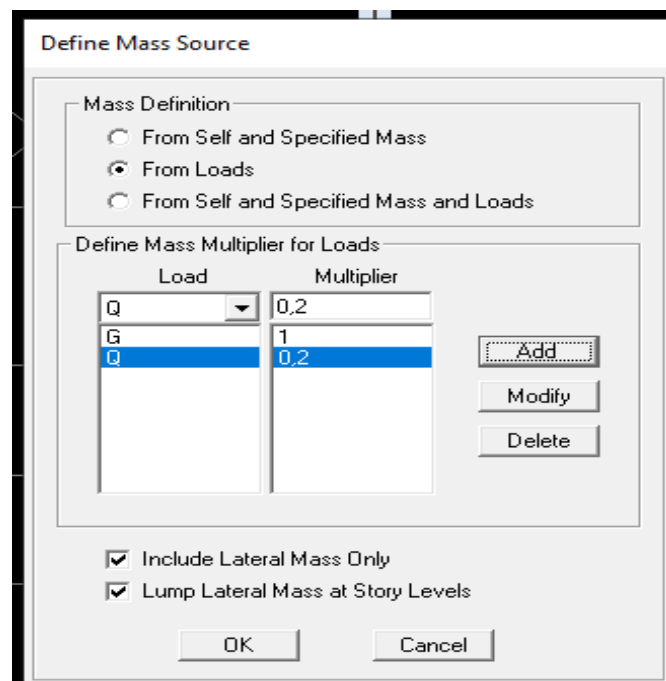


Figure V.19 : Définition de la charge sismique

Remarque : Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitations comme des charges réparties en cochant la case **From Loads**.

C'est-à-dire l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define $\rightarrow$ Masse Source  $\rightarrow$ **From Loads**.

- **Introduction du spectre de réponse(E) selon RPA99/version2003**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA99 version 2003. Les caractéristiques du spectre de réponse sont :

Le site : **S3 (Tableau 3.2 du RPA).**

La zone : **III (Annexe 1).**

Le groupe d'usage : **2 (Art 3.2 du RPA).**

Amortissement : **7 (Tableau 4.2 du RPA).**

Facteur de qualité : **1,10 (Tableau 4.2.3 du RPA).**

Coefficient de comportement : **3.5 (Tableau 4.3 du RPA).**

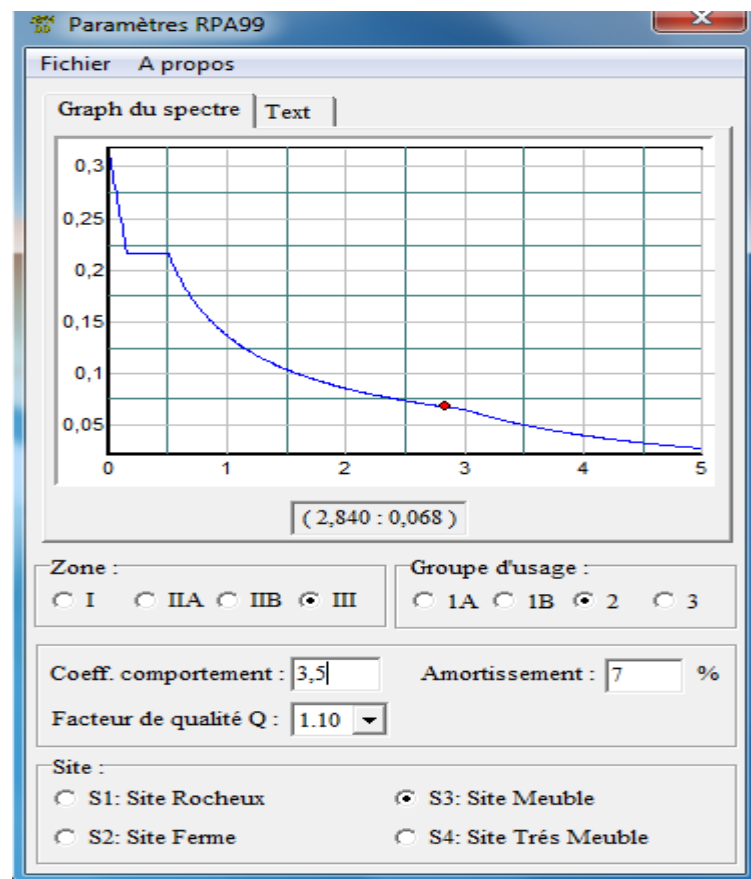


Figure V.20 : Définition du spectre de calcul du RPA.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define ⇒ Response Spectrum Functions  .

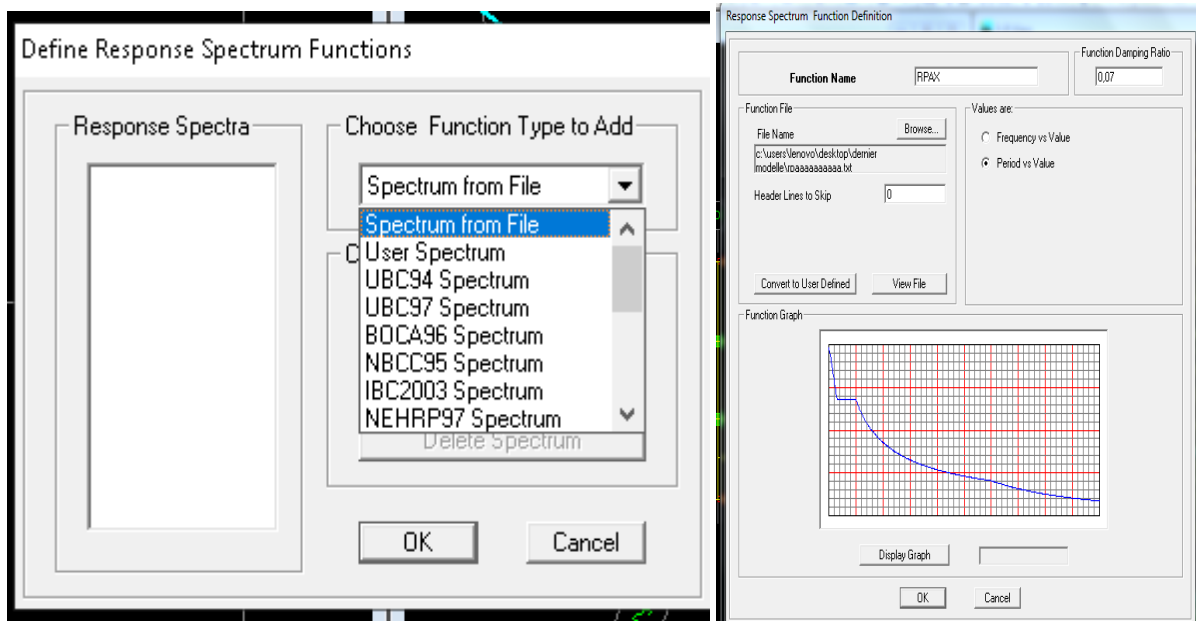
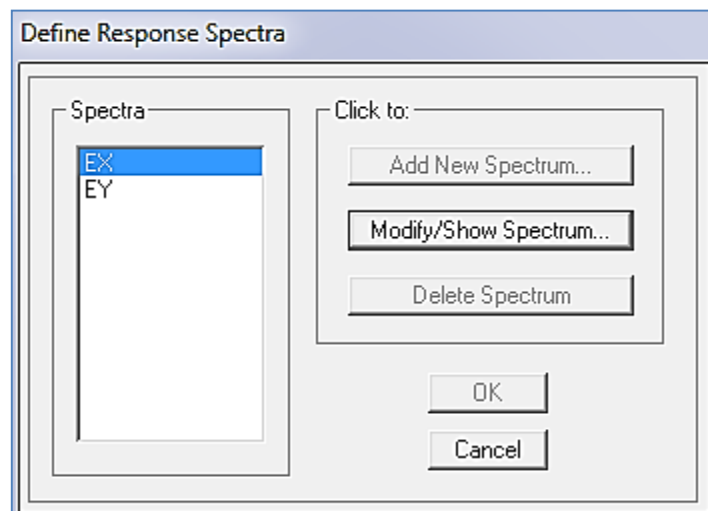


Figure V.21 : Introduction du spectre de calcul du RPA.

- **Définition de la Charge sismique (E)**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases**  → **Add New Spectrum**.



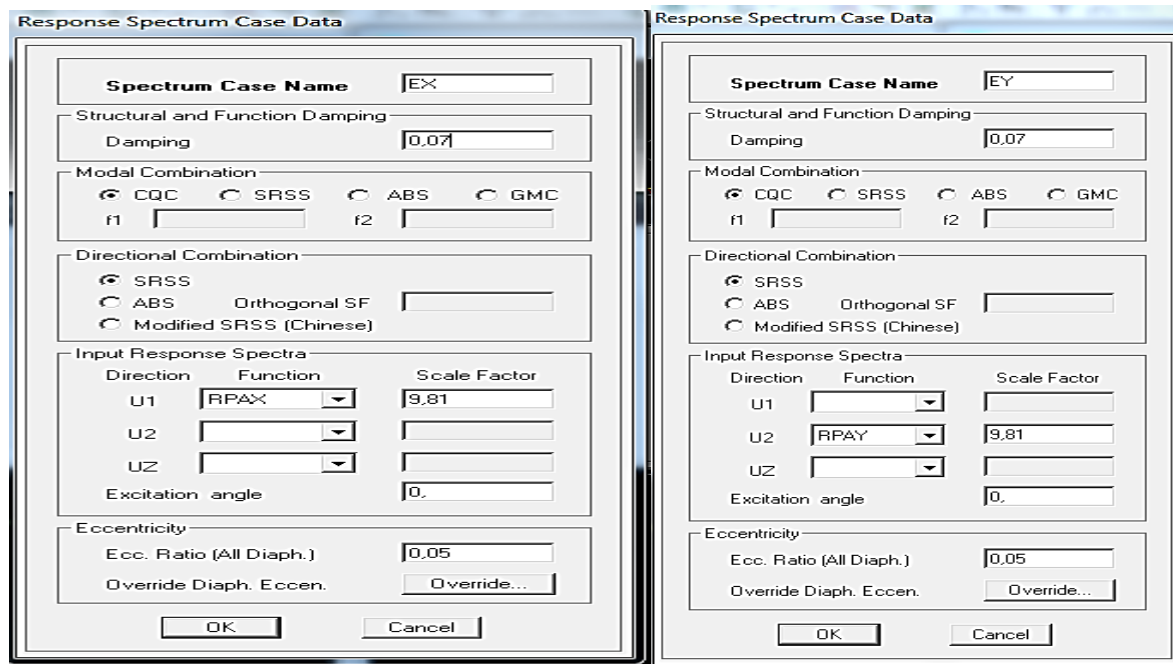


Figure V.2 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principale

- Étape « E » Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dus aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

Assign → **frame/ line load**→**distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui

revient en cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**.

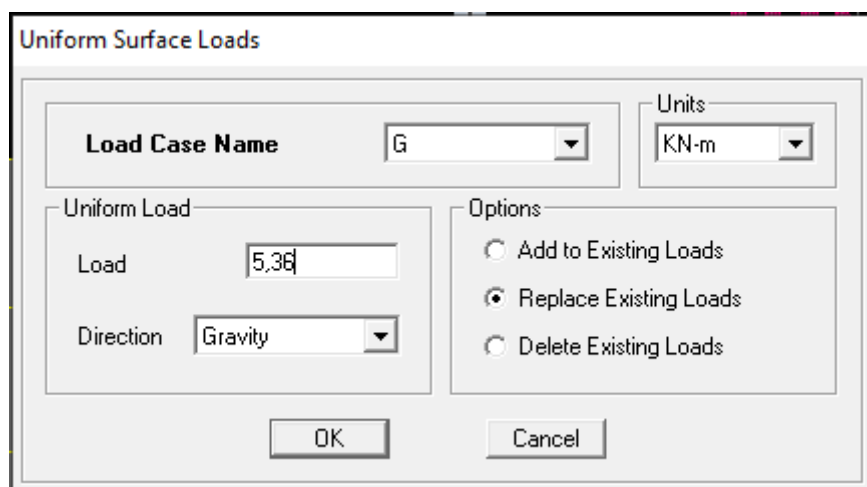


Figure V.23 : La méthode du chargement.

Plancher terrasse : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$G = 5,46 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant et RDC : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$G = 5,36 \text{ KN/m}^2$

Salle machine : $G = 5.53 \text{ KN/m}^2$

$Q = 6.75 \text{ KN/m}^2$ $G_{\text{ponctuel}}=80$

Plancher sous-sol : $G = 5,36 \text{ KN/m}^2$.

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

- **Introduction des combinaisons d'actions**

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges

- Combinaisons aux états limites

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

- Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003

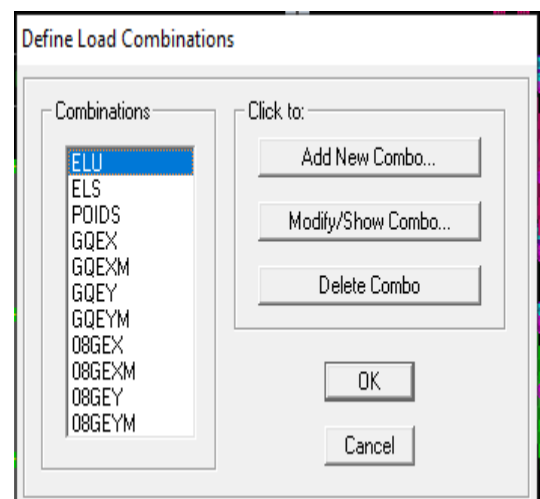
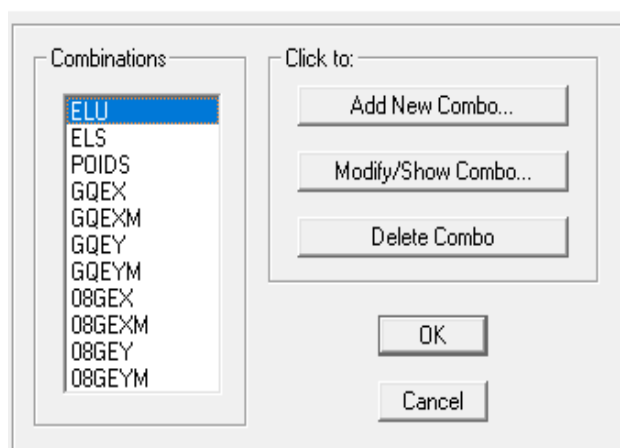
GQE : $G + Q \pm E$

08 GE : $0,8G \pm E$

Pour les introduire on suit cet enchainement comme suite : **Define $\Rightarrow$ Load Combinations.**



Define Load Combinations



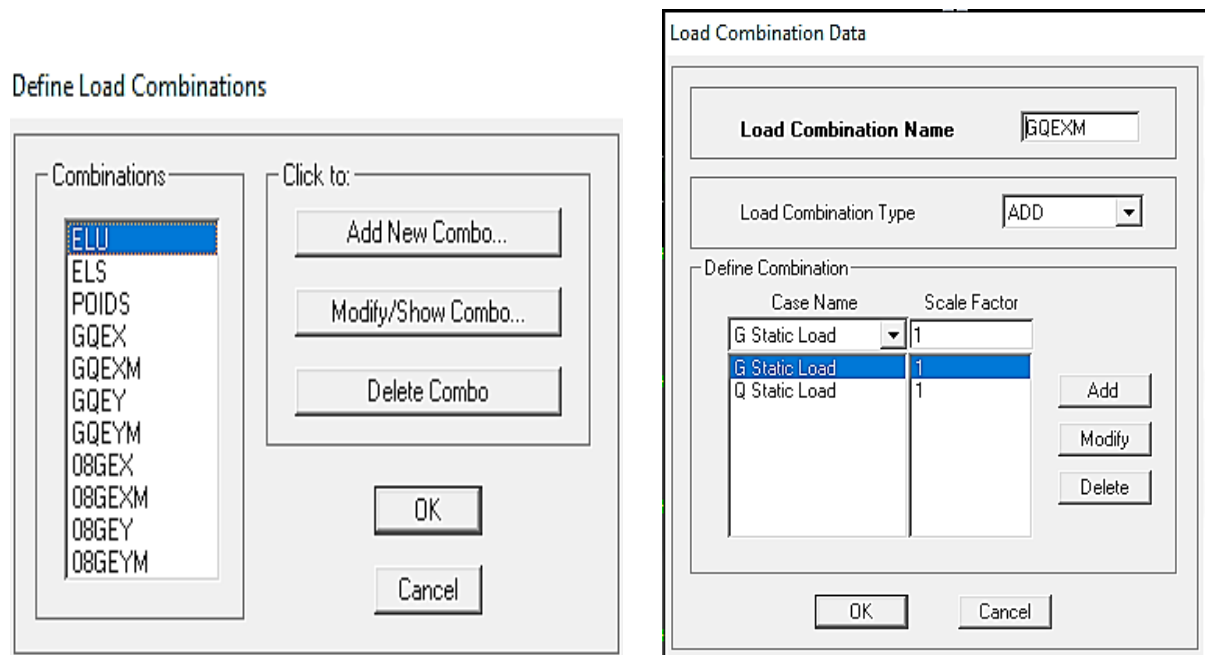


Figure V.24 : Introduction des combinaisons d'actions

- **Diaphragme**

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher, Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas  → **D1 → OK.**

On suit la même procédure pour les autres étages.

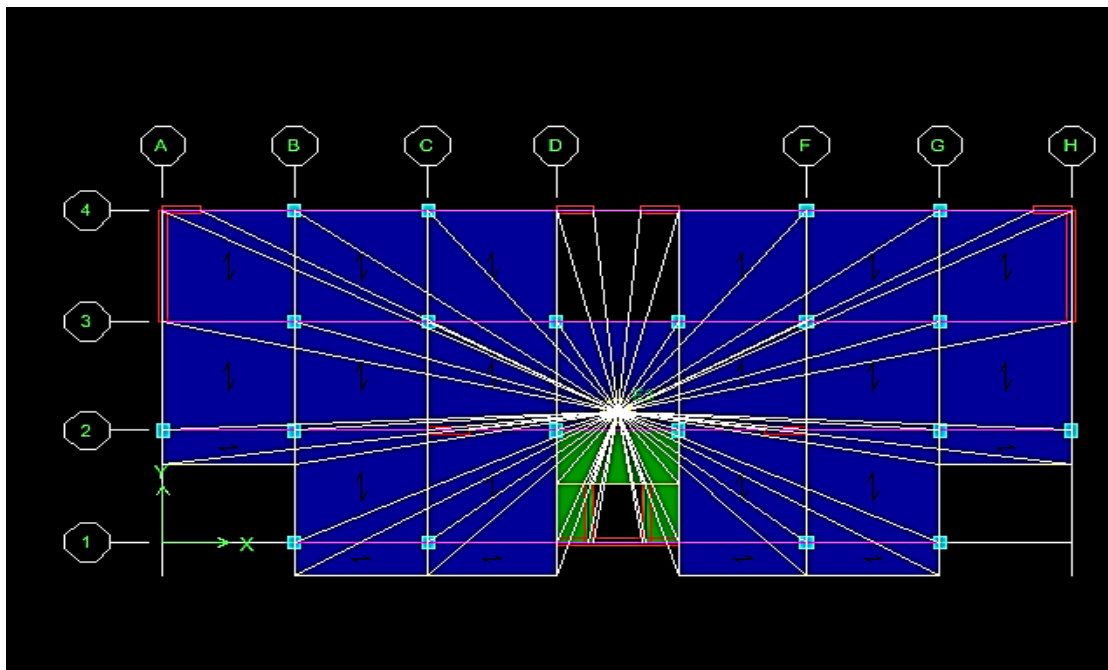
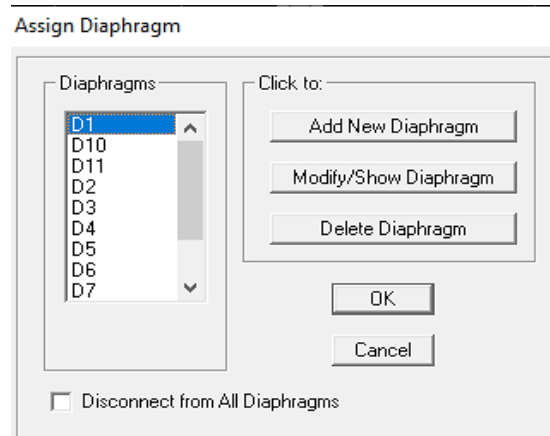


Figure V.25 : Introduction des diaphragmes

Étape « F » Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

- **Options d'analyses**

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

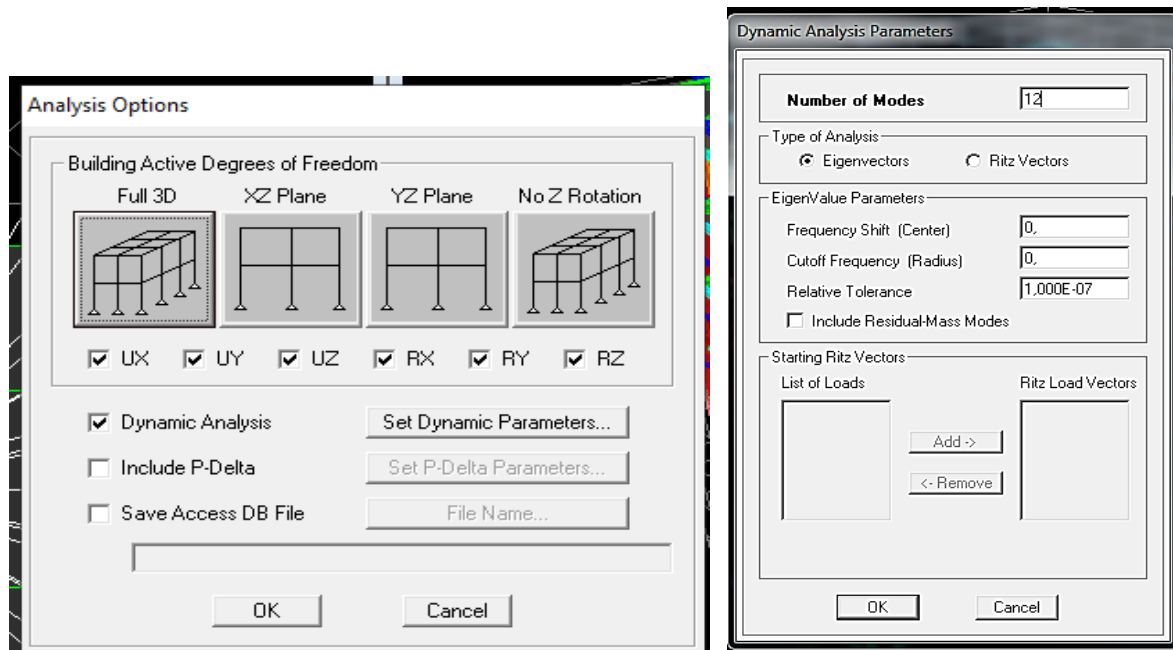


Figure V.26 : Options d'analyses

- **Lancement de l'analyse**

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloqué le model, et on se positionne sur : **Analyze → RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

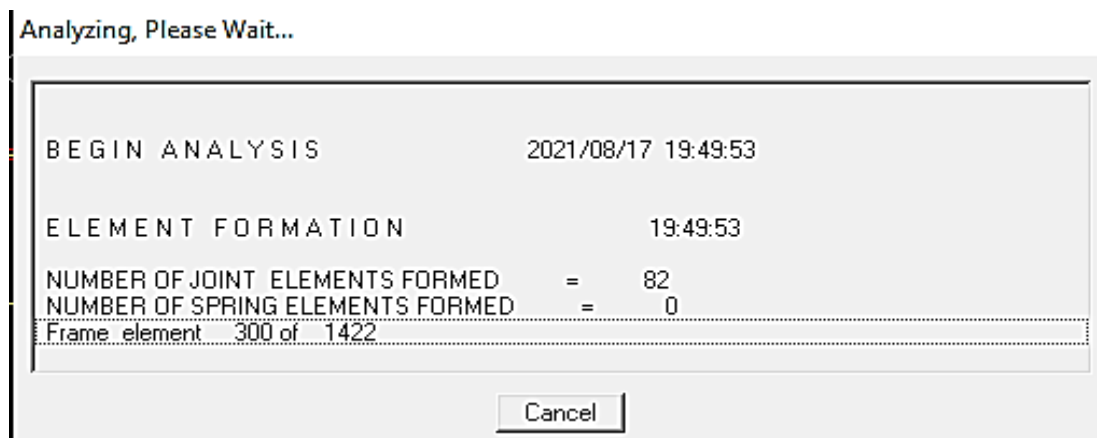


Figure V.27 : Lancement d' analyses.

- **Visualisation des résultats**

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

- **Déformée de la structure**

Display ⇒ Show Deformed shape.  , on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

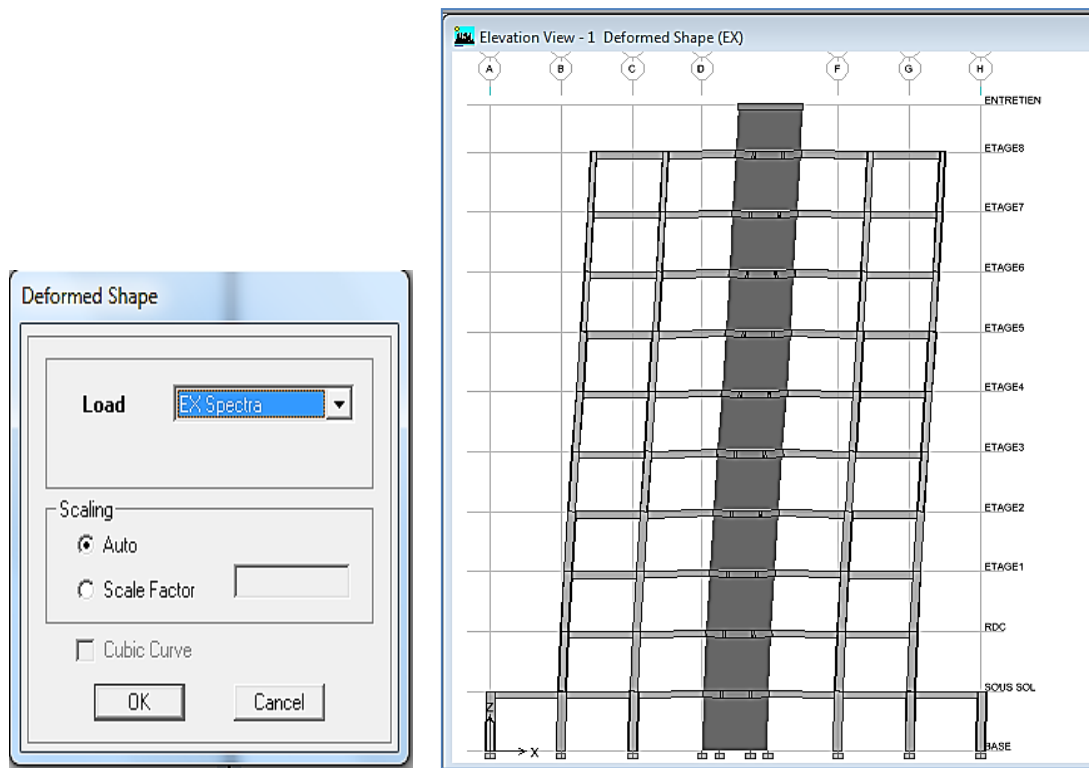


Figure V 28 : Visualisation de la déformée.

- **Visualisation des modes de vibration**

Display ⇒ Show Mode Shape.

Les déformées des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

- **Résultat d'analyse**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display ⇒ Show Table ⇒ Displacement et on choisi la combinaison.

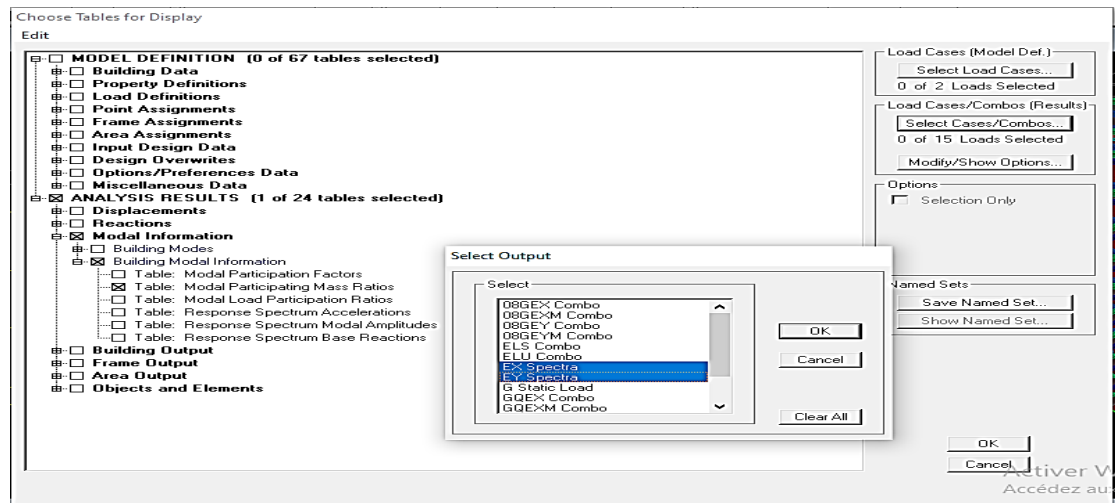


Figure V.29 Résultats d'analyses.

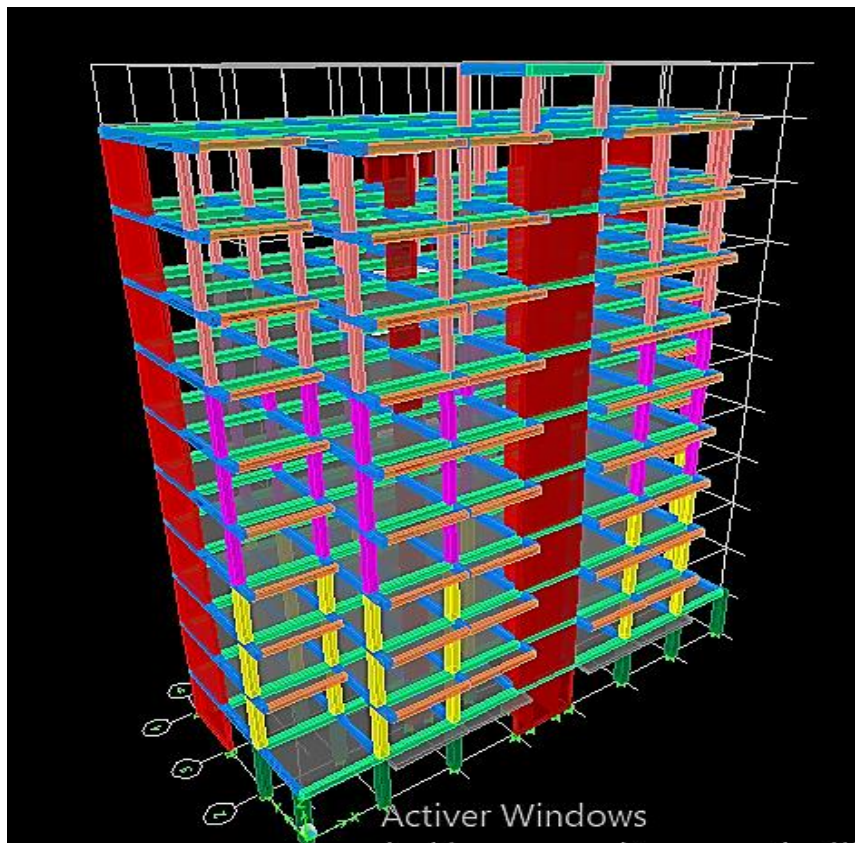


Figure V 30 : Vue en 3D de la structure

V.1 Introduction

Ce chapitre consiste à analyser et vérifier les exigences du règlement parasismique algérien (RPA) qui sont :

- La période fondamentale de la structure.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Vérification de l'excentricité

- **V.1.1 Présentation de l'ouvrage**

- Notre projet est un bâtiment en **entre sol+ R+8**, implanté dans la wilaya d'Alger, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
- Bâtiment à usage multiples (habitation, commerces).
- Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- Système structurel : portiques + voiles

- **V.1.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure (Article 4.3.4 RPA99/version 2003).

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information

→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

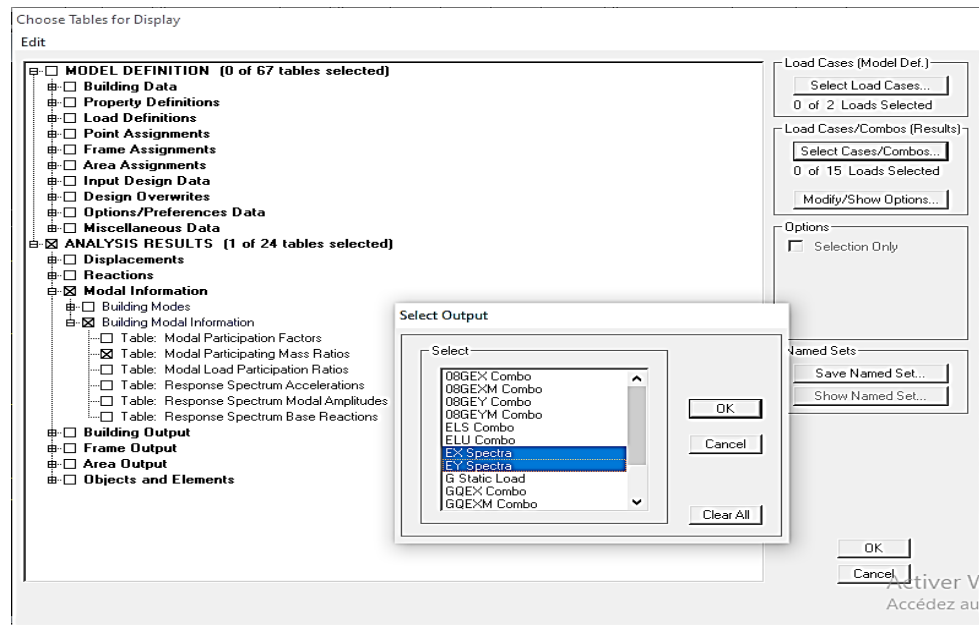


Figure V.1.1 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Tableau V.1.1 La période et des masses participantes

Modal Participating Mass Ratios								
Edit View								
Modal Participating Mass Ratios								
	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
▶	1	0,907835	70,9925	0,0000	70,9925	0,0000	0,0618	0,0618
	2	0,894823	0,0000	67,5284	70,9925	67,5284	0,0000	0,0618
	3	0,662653	0,0815	0,0000	71,0740	67,5284	66,3891	66,4509
	4	0,254817	14,9355	0,0000	86,0095	67,5284	0,0031	66,4540
	5	0,210338	0,0000	17,6622	86,0095	85,1906	0,0000	66,4540
	6	0,147186	0,0006	0,0000	86,0101	85,1906	18,4075	84,8615
	7	0,117632	5,9229	0,0000	91,9330	85,1906	0,0076	84,8692
	8	0,087603	0,0000	6,7168	91,9330	91,9074	0,0000	84,8692
	9	0,069084	3,0497	0,0000	94,9827	91,9074	0,0392	84,9084
	10	0,060247	0,0209	0,0000	95,0036	91,9074	7,0514	91,9598
	11	0,054756	0,0000	0,6528	95,0036	92,5602	0,0000	91,9598
	12	0,053203	0,0620	0,0000	95,0656	92,5602	0,0051	91,9649

- Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X**,
Il mobilise 70.99% de la masse.> 50%
- Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y**,
Il mobilise 67.53% de la masse.> 50%

Le troisième mode de vibration est : **une rotation suivant l'axe Z-Z, il n'y a pas de torsion**

Il mobilise 66.38 % de la masse. > 50%

• **Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **08 modes.**

8ème mode → Sens X-X : 91.93 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 91.91 % > 90% → **Condition vérifiée.**

V.1.3 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003}).$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III} \quad \text{grande sismicité. (ANNEXE 1 de RPA)} \\ \text{Groupe d'usage 2} \quad (\text{Article 3.2 de RPA99/version2003}) \end{array} \right.$$

On déduit **A=0.25**

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003}).$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \quad \text{Site meuble S3}$$

- **Facteur de correction d'amortissement η**

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ (Formule 4.3 RPA99 /version 2003)

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\xi = 7\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$

$$\eta = 0.88 > 0,7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante: $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

h_N la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n . $h_n = 30,6\text{m}$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$$C_T = 0,05.$$

Remarque

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times (30,6)^{3/4} \rightarrow T = 0,65 \text{ sec}$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 ^{er} cas	$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
2 ^{ème} cas	$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
3 ^{ème} cas	$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

$$D'où : T = 1,3 \times 0,65 = 0,84 \text{ sec} \leq T_{\text{analytique}} = 0.90 \text{ sec} \rightarrow \text{3^{ème} cas}$$

Donc : $T = 1.3 T_{\text{empirique}} \rightarrow T = 0.84 \text{ s}$

Finalement : $D = 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,84} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D = 1,55$

• Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4): $Q = 1 + \sum P_q$

Avec :

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Sens x-x

Tableau V.1.2 : Pénalité d'observation ou non du critère de q suivant x-x

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	+0,05
4- Régularité en élévation	Non	+0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0

Sens y-y

Tableau V.1.3: Pénalité d'observation ou non du critère de q suivant y-y

Critère q	Observé (oui ou non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	+0,05
4- Régularité en élévation	Non	+0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0

On aura finalement :

$$Q_x = 1,10 \text{ et } Q_y = 1,10$$

Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

D'où : $W_T = \sum_1^9 W_i$

Avec : W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,20$ (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables → sélectionner Building Output Table

→ Story Shears → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :

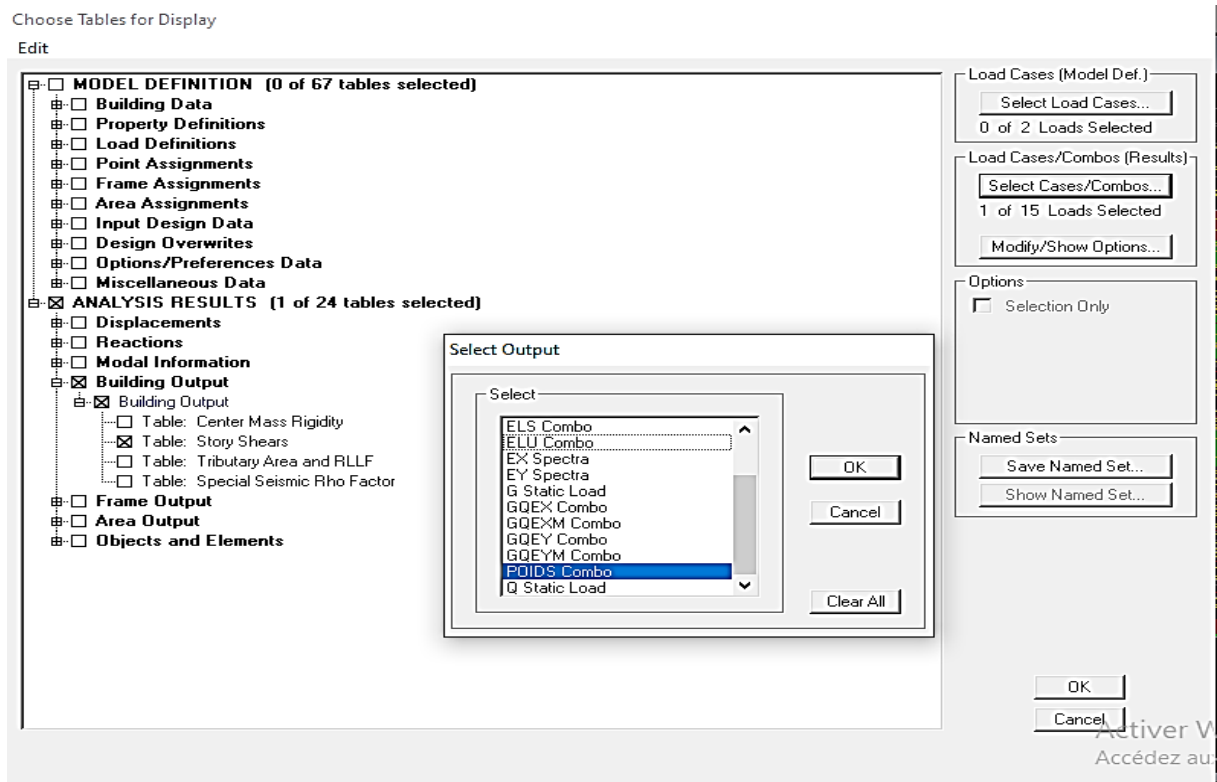


Figure V.1.2 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant.

Tableau V.1.4 Valeur du poids total de la structure

Story Shears									
Edit View									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE7	POIDS	Bottom	5375,79	0,00	0,00	0,000	27554,879	-67734,1
	ETAGE6	POIDS	Top	7285,74	0,00	0,00	0,000	37166,798	-91800,1
	ETAGE6	POIDS	Bottom	7899,75	0,00	0,00	0,000	40912,755	-99536,1
	ETAGE5	POIDS	Top	9809,70	0,00	0,00	0,000	50524,674	-123602,1
	ETAGE5	POIDS	Bottom	10477,26	0,00	0,00	0,000	54557,124	-132013,1
	ETAGE4	POIDS	Top	12387,21	0,00	0,00	0,000	64169,042	-156078,1
	ETAGE4	POIDS	Bottom	13054,78	0,00	0,00	0,000	68201,493	-164490,1
	ETAGE3	POIDS	Top	14964,72	0,00	0,00	0,000	77813,411	-188555,1
	ETAGE3	POIDS	Bottom	15632,29	0,00	0,00	0,000	81845,861	-196966,1
	ETAGE2	POIDS	Top	17542,24	0,00	0,00	0,000	91457,780	-221032,1
	ETAGE2	POIDS	Bottom	18271,00	0,00	0,00	0,000	95817,650	-230214,1
	ETAGE1	POIDS	Top	20180,95	0,00	0,00	0,000	105429,568	-254279,1
	ETAGE1	POIDS	Bottom	20909,71	0,00	0,00	0,000	109789,439	-263462,1
	RDC	POIDS	Top	22819,66	0,00	0,00	0,000	119401,357	-287527,1
	RDC	POIDS	Bottom	23548,42	0,00	0,00	0,000	123761,227	-296710,1
	SOUS SOL	POIDS	Top	25492,53	0,00	0,00	0,000	133830,032	-321205,1
	SOUS SOL	POIDS	Bottom	26324,57	0,00	0,00	0,000	138558,250	-331689,1

On choisit la valeur indiquée pour Sous Sol _ Bottom

Donc : $W = 26324,57 \text{ KN}$

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

Tableau V.1.5 : Résumé des résultats obtenus

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X		Sens-Y	
Coefficient	A	0,25	A	0,25
	D	1,55	D	1,55
	Q	1,10	Q	1,10
	W	26324,57	W	26324,57
	R	3,5	R	3,5
Forces sismiques V (Kn)	3205.96		3205.96	

Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

Display → Show tables → on selection Building Modal Information
→ Table: response spectrum base reactions → on choisit EX spectra et EY spectra

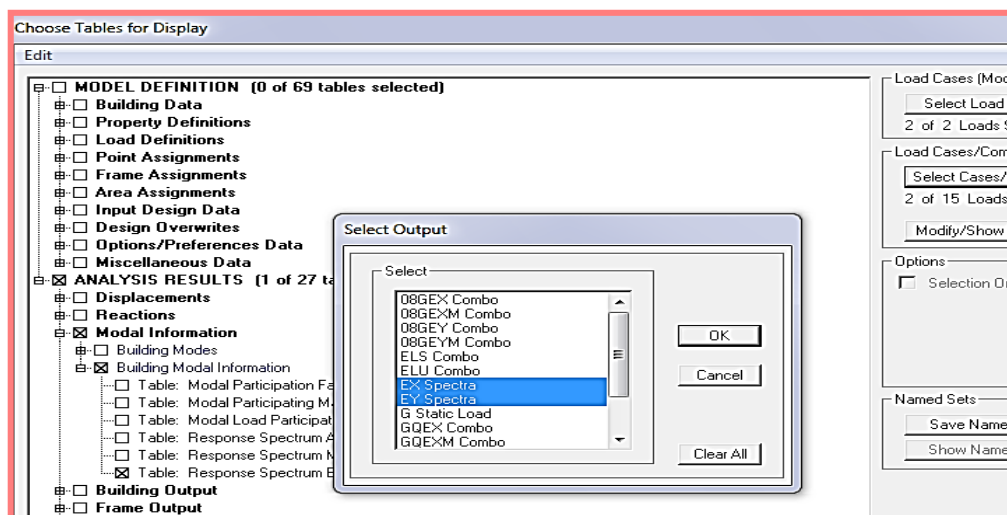


Figure V.1.3 : Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Tableau V.1.6 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE3	EY	Bottom	0,00	0,01	2264,07	32018,959	27813,624	0,076
	ETAGE2	EX	Top	0,00	2493,57	0,01	15459,630	0,079	27940,9
	ETAGE2	EX	Bottom	0,00	2497,27	0,01	15498,906	0,099	35161,1
	ETAGE2	EY	Top	0,00	0,01	2444,57	34774,902	27813,624	0,076
	ETAGE2	EY	Bottom	0,00	0,01	2448,14	34819,909	34818,721	0,096
	ETAGE1	EX	Top	0,00	2650,75	0,01	16520,052	0,099	35161,1
	ETAGE1	EX	Bottom	0,00	2653,60	0,01	16550,144	0,120	42810,7
	ETAGE1	EY	Top	0,00	0,01	2604,19	37244,016	34818,721	0,096
	ETAGE1	EY	Bottom	0,00	0,01	2607,14	37281,097	42236,518	0,116
	RDC	EX	Top	0,00	2765,09	0,01	17312,768	0,120	42810,7
	RDC	EX	Bottom	0,00	2766,89	0,01	17331,650	0,141	50784,1
	RDC	EY	Top	0,00	0,01	2718,90	39020,267	42236,518	0,116
	RDC	EY	Bottom	0,00	0,01	2720,63	39042,012	49987,837	0,138
	SOUS SOL	EX	Top	0,00	2815,27	0,01	17662,140	0,141	50784,1
	SOUS SOL	EX	Bottom	0,00	2815,57	0,01	17665,300	0,164	58966,6
	SOUS SOL	EY	Top	0,00	0,01	2766,22	39752,956	49987,837	0,138
	SOUS SOL	EY	Bottom	0,00	0,01	2766,56	39757,285	57963,670	0,161

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 2815,57 \text{ KN}$

$V_y = 2766,56 \text{ KN}$

- Comparaison des résultats des forces sismiques

$V_{MSE} \text{ (KN)}$

$0.8V_{MSE} \text{ (KN)}$

$V_{ETABS} \text{ (KN)}$

$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$

Sens (x-x)	3205.96	2564.76	2815.56	Condition vérifiée
Sens (y-y)	3205.96	2564.76	2766.56	Condition vérifiée

V.1.3 Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser

1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} : \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " $k-1$ " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

H_e : hauteur de l'étage courant

- **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

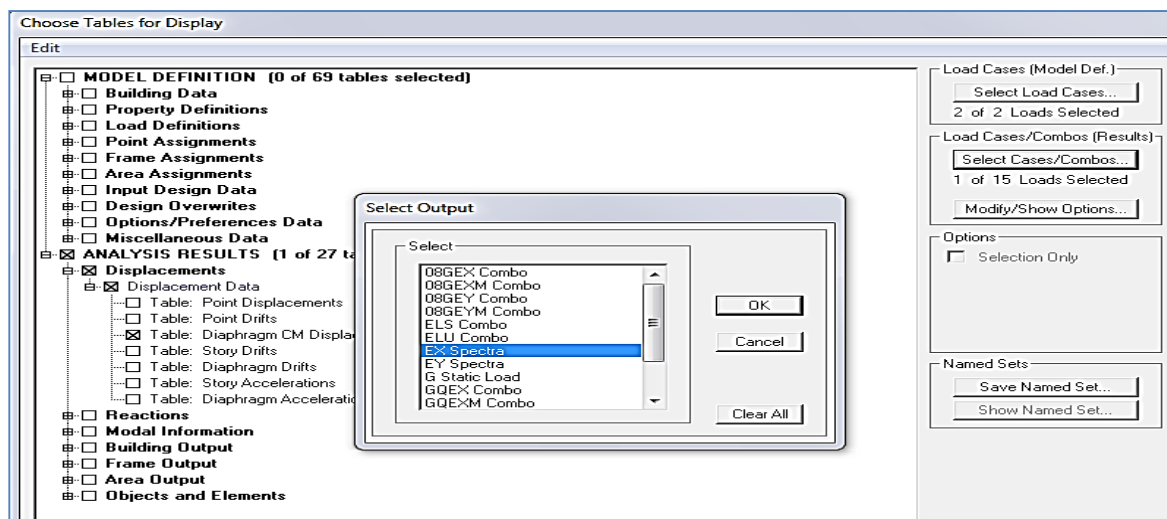


Figure V.1.4 : Méthode d’affichage des déplacements sur le logiciel

ETABS.

Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur OK

Tableau V.1.7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Etage (diaphragme)	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
ENTRETIEN	EX	0,0449	0	0	0	0	0,00042	81	12,6	1,214	33
ETAGE8	EX	0,0417	0	0	0	0	0,00048	82	12,6	4,867	30,6
ETAGE7	EX	0,038	0	0	0	0	0,00042	83	12,6	5,175	27,54

ETAGE6	EX	0,0337	0	0	0	0	0,00036	84	12,6	5,175	24,48
ETAGE5	EX	0,0291	0	0	0	0	0,0003	85	12,6	5,176	21,42
ETAGE4	EX	0,0242	0	0	0	0	0,00024	86	12,6	5,178	18,36
ETAGE3	EX	0,0191	0	0	0	0	0,00018	87	12,6	5,178	15,3
ETAGE2	EX	0,0139	0	0	0	0	0,00013	88	12,6	5,18	12,24
ETAGE1	EX	0,0091	0	0	0	0	0,00008	89	12,6	5,182	9,18
RDC	EX	0,0048	0	0	0	0	0,00004	90	12,6	5,182	6,12
SOUS SOL	EX	0,0014	0	0	0	0	0,00001	91	12,769	5,328	3,06

- Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : **Select cases/combo**s → 2 fois sur **OK**

Tableau V.1.8 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Etage (diaphragme)	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
ENTRETIEN	EY	0,0022	0,045	0	0	0	0,00056	81	12,6	1,214	33
ETAGE8	EY	0	0,0421	0	0	0	0,00054	82	12,6	4,867	30,6
ETAGE7	EY	0,0001	0,0372	0	0	0	0,00048	83	12,6	5,175	27,54
ETAGE6	EY	0,0001	0,0321	0	0	0	0,00041	84	12,6	5,175	24,48
ETAGE5	EY	0,0001	0,0269	0	0	0	0,00035	85	12,6	5,176	21,42
ETAGE4	EY	0,0001	0,0217	0	0	0	0,00028	86	12,6	5,178	18,36
ETAGE3	EY	0,0001	0,0165	0	0	0	0,00021	87	12,6	5,178	15,3
ETAGE2	EY	0	0,0117	0	0	0	0,00015	88	12,6	5,18	12,24
ETAGE1	EY	0	0,0073	0	0	0	0,00009	89	12,6	5,182	9,18
RDC	EY	0	0,0036	0	0	0	0,00005	90	12,6	5,182	6,12
SOUS SOL	EY	0	0,0011	0	0	0	0,00001	91	12,769	5,328	3,06

Tableau V.1.9 Tableau des résultats du calcul avec la combinaison EX

Story	Diaphragme	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% H_e	conclusion
DSM	ENTRETIEN	EX	0,0449	3,5	0,15715	0,0112	0,024	CV
ETAGE 8	E8	EX	0,0417	3,5	0,14595	0,01295	0,0306	CV
ETAGE 7	E7	EX	0,038	3,5	0,133	0,01505	0,0306	CV
ETAGE 6	E6	EX	0,0337	3,5	0,11795	0,0161	0,0306	CV

ETAGE 5	E5	EX	0,0291	3,5	0,10185	0,01715	0,0306	CV
ETAGE 4	E4	EX	0,0242	3,5	0,0847	0,01785	0,0306	CV
ETAGE 3	E3	EX	0,0191	3,5	0,06685	0,0182	0,0306	CV
ETAGE 2	E2	EX	0,0139	3,5	0,04865	0,0168	0,0306	CV
ETAGE 1	E1	EX	0,0091	3,5	0,03185	0,01505	0,0306	CV
RDC	RDC	EX	0,0048	3,5	0,0168	0,0119	0,0306	CV
Sous-sol	SS	EX	0,0014	3,5	0,0049	0,0049	0,0306	CV

Tableau V.1.10 : Tableau des résultats du calcul avec la combinaison EY:

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta y=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%He	conclusion
DSM	ENTRETIE	EY	0,045	3,5	0,1575	0,01015	0,024	CV
ETAGE 8	E8	EY	0,0421	3,5	0,14735	0,01715	0,0306	CV
ETAGE 7	E7	EY	0,0372	3,5	0,1302	0,01785	0,0306	CV
ETAGE 6	E6	EY	0,0321	3,5	0,11235	0,0182	0,0306	CV
ETAGE 5	E5	EY	0,0269	3,5	0,09415	0,0182	0,0306	CV
ETAGE 4	E4	EY	0,0217	3,5	0,07595	0,0182	0,0306	CV
ETAGE 3	E3	EY	0,0165	3,5	0,05775	0,0168	0,0306	CV
ETAGE 2	E2	EY	0,0117	3,5	0,04095	0,0154	0,0306	CV
ETAGE 1	E1	EY	0,0073	3,5	0,02555	0,01295	0,0306	CV
RDC	RDC	EY	0,0036	3,5	0,0126	0,00875	0,0306	CV
Sous-sol	D1	EY	0,0011	5	0,0055	0,0055	0,0408	CV

• Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{Art B.6.5,3/BAEL91}) \quad \text{avec} \quad f : \text{la flèche admissible.}$$

h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex

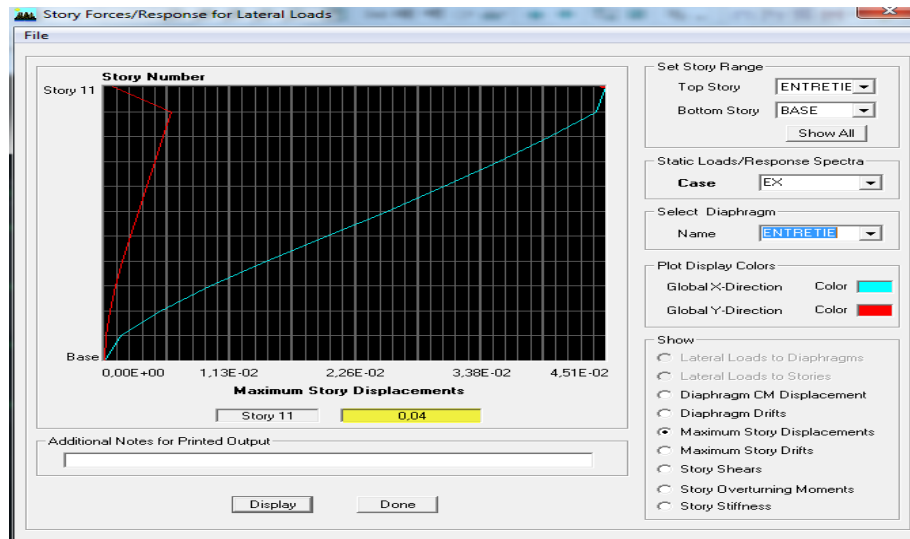


Figure V.1.4 : Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\text{Max}} = 0.04 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{38,35}{500} = 0.0767 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant EY

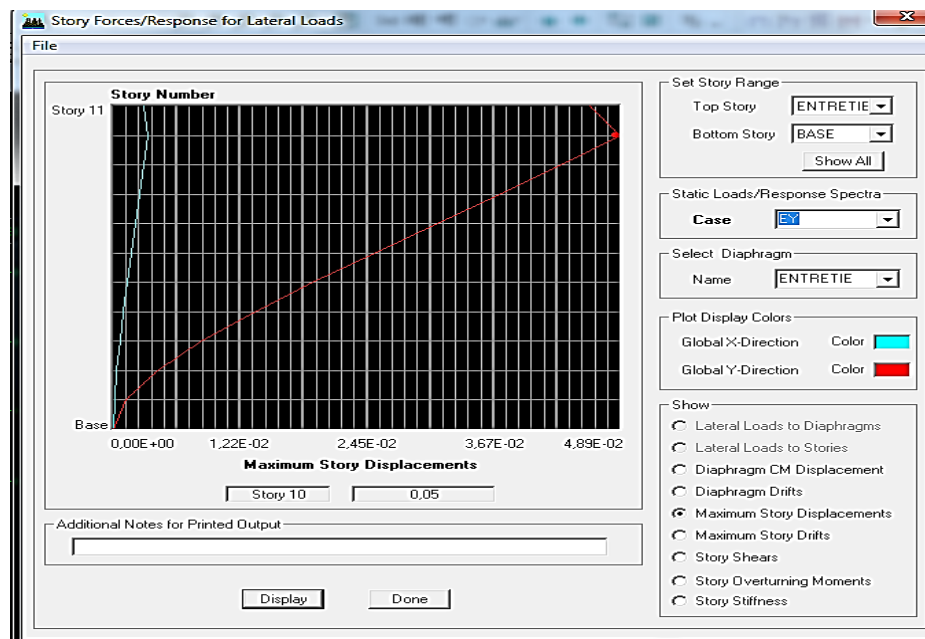


Figure V.1.5 : Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\text{Max}} = 0.05 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{38,35}{500} = 0.0767 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.6 Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

Tableau V.1.11 : Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ .

		Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
Story	poids	Δ_{kx} [m]	V_x [kN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δ_{ky} [m]	V_y [kN]	$V_y \times h$	Θ_y
DSM	94,22	0,0112	19,93	47,832	2,21E-02	0,0102	32,86	78,864	2,84E-06
ÉTAGE 8	2851,83	0,01295	654,81	2003,7186	1,84E-02	0,0172	680,93	2083,6458	1,52E-07
ÉTAGE 7	5375,79	0,01505	1120,47	3428,6382	2,36E-02	0,0179	1152,65	3527,109	1,19E-07
ÉTAGE 6	7899,75	0,0161	1489,22	4557,0132	2,79E-02	0,0182	1499,49	4588,4394	1,11E-07
ÉTAGE 5	10477,26	0,01715	1802,92	5516,9352	3,26E-02	0,0182	1790,02	5477,4612	1,08E-07

ÉTAGE 4	13054,78	0,01785	2069,57	6332,8842	3,68E-02	0,0182	2047,29	6264,7074	1,07E-07
ÉTAGE 3	15632,29	0,0182	2300,94	7040,8764	4,04E-02	0,0168	2264,07	6928,0542	9,80E-08
ÉTAGE 2	18271	0,0168	2497,27	7641,6462	4,02E-02	0,0154	2448,14	7491,3084	8,26E-08
ÉTAGE 1	20909,71	0,01505	2653,6	8120,016	3,88E-02	0,0130	2607,14	7977,8484	6,29E-08
RDC	23548,42	0,0119	2766,89	8466,6834	3,31E-02	0,0088	2720,63	8325,1278	3,48E-08
Sous-sol	26324,57	0,0049	2815,57	8615,6442	1,50E-02	0,0039	2766,56	8465,6736	6,81E-09

Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0,1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour V_x

Display → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output**

→ **Table: Story Shears** → on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur : 2 fois **OK**

Tableau V.1.12 : Résumé des résultats de l'effort tranchant V_x :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ENTRETIEN	EX	Bottom	0	19,93	0	37,044	0,001	47,821
ETAGE8	EX	Bottom	0	654,81	0	3750,051	0,007	2031,207
ETAGE7	EX	Bottom	0	1120,47	0	6647,444	0,016	5417,469
ETAGE6	EX	Bottom	0	1489,22	0	8968,494	0,028	9860,94
ETAGE5	EX	Bottom	0	1802,92	0,01	10960,234	0,044	15184,713
ETAGE4	EX	Bottom	0	2069,57	0,01	12686,552	0,061	21250,82
ETAGE3	EX	Bottom	0	2300,94	0,01	14207,054	0,079	27940,947
ETAGE2	EX	Bottom	0	2497,27	0,01	15498,906	0,099	35161,106
ETAGE1	EX	Bottom	0	2653,6	0,01	16550,144	0,12	42810,751
RDC	EX	Bottom	0	2766,89	0,01	17331,65	0,141	50784,119
SOUS SOL	EX	Bottom	0	2815,57	0,01	17665,3	0,164	58966,639

Pour V_y

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Tableau V.1.13 : Résumé des résultats de l'effort tranchant V_y :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ENTRETIEN	EY	Bottom	0	0	32,86	419,595	78,859	0,001
ETAGE8	EY	Bottom	0	0	680,93	9401,97	2116,157	0,008
ETAGE7	EY	Bottom	0	0	1152,65	15958,556	5607,575	0,015
ETAGE6	EY	Bottom	0	0,01	1499,49	20864,478	10096,694	0,026
ETAGE5	EY	Bottom	0	0,01	1790,02	25059,047	15360,962	0,04
ETAGE4	EY	Bottom	0	0,01	2047,29	28810,704	21297,013	0,057
ETAGE3	EY	Bottom	0	0,01	2264,07	32018,959	27813,624	0,076
ETAGE2	EY	Bottom	0	0,01	2448,14	34819,909	34818,721	0,096
ETAGE1	EY	Bottom	0	0,01	2607,14	37281,097	42236,518	0,116
RDC	EY	Bottom	0	0,01	2720,63	39042,012	49987,837	0,138
SOUS SOL	EY	Bottom	0	0,01	2766,56	39757,285	57963,67	0,161

Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids.

Tableau V.1.14 : Résumé des résultats de la combinaison poids :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ENTRETIEN	POIDS	Bottom	94,22	0	0	0	100,485	-1187,235
ETAGE8	POIDS	Bottom	2851,83	0	0	0	14197,003	-35933,052
ETAGE7	POIDS	Bottom	5375,79	0	0	0	27554,879	-67734,971
ETAGE6	POIDS	Bottom	7899,75	0	0	0	40912,755	-99536,89
ETAGE5	POIDS	Bottom	10477,26	0	0	0	54557,124	-132013,539
ETAGE4	POIDS	Bottom	13054,78	0	0	0	68201,493	-164490,188
ETAGE3	POIDS	Bottom	15632,29	0	0	0	81845,861	-196966,836
ETAGE2	POIDS	Bottom	18271	0	0	0	95817,65	-230214,605
ETAGE1	POIDS	Bottom	20909,71	0	0	0	109789,439	-263462,374
RDC	POIDS	Bottom	23548,42	0	0	0	123761,227	-296710,143
SOUS SOL	POIDS	Bottom	26324,57	0	0	0	138558,25	-331689,615

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur les tableaux ci-dessus, on admet que les exigences du règlement parasismique algérien (RPA) sont vérifiées, alors on passera au ferrailages des éléments.

VI.1 Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaire pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux et les voiles qui seront calculés en flexion composé.
- Les poutres seront calculées en flexion simple

Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans ce tableau :

Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

VI.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, les calculs sont effectués en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal ($N_{\max}$) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Effort normal minimal ($N_{\min}$) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Moment fléchissant maximal ($M_{\max}$) et l'effort normal correspondant ($N_{\text{correspondant}}$).

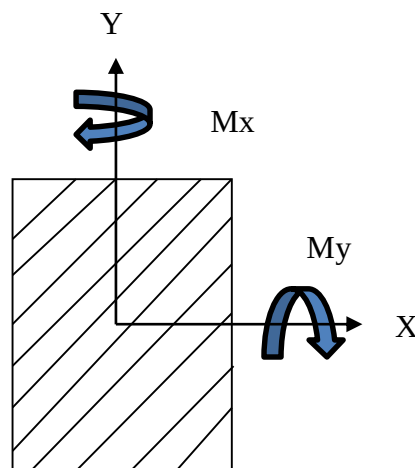


Figure VI.2.1 : Les moments dans les poteaux

- **Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

Selon BAEL91/modifiée99 :

ELU : $1,35G+1,5Q$ (situation durable).

Selon le RPA99/Version 2003 : situation accidentelle (Art5.2)

$G+Q+E$

$0,8G+E$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable)

VI.2.1 Recommandation du RPA 2003

a- Armatures longitudinales : RPA2003art (7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de **50Ø (zone III)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser **20 cm en zone III**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage minimal sera de **0,9% en zone III**
- Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement

Tableau VI.2.1 : sections minimale et maximale dans les poteaux.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.9\%b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% b \times h$	Zone courante $A_{max} = 4\% b \times h$
(45X50)	20.25	135	90
(40X45)	16.2	108	72
(35x40)	12.6	84	56
(30x35)	9.45	63	42

b-Armatures transversales:

Le rôle des armatures transversales consiste à :

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : **(RPA 99 révisé 2003 / Art 7.1)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : Élanement géométrique de poteau : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec :

a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : Longueur libre du poteau.

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III.
- Dans la zone courante : $S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing)$ en zone III

$\varnothing$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing$ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

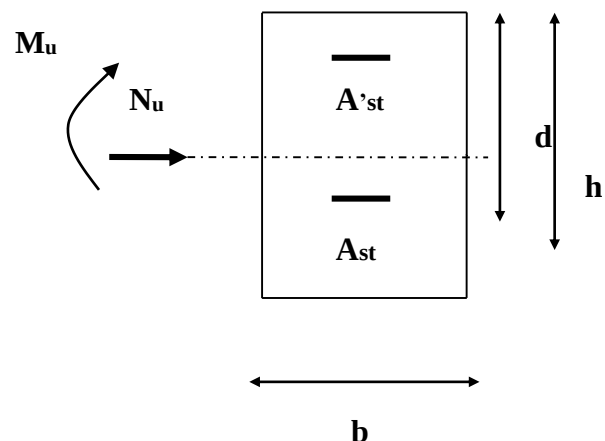
VI.2.2 Calcul du ferraillage à L'ELU

• Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \end{cases}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

N_u : Effort de compression.

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

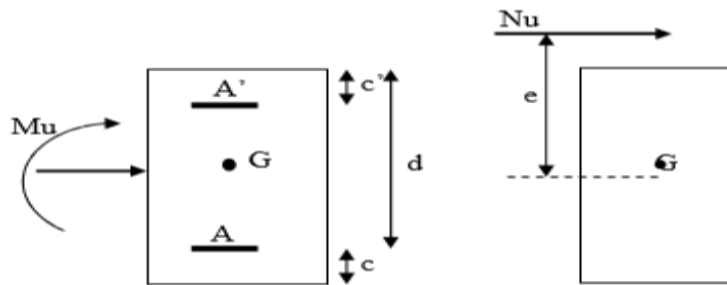


Figure VI.2.2 : section partiellement comprimée (S.P.C)

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPA}$$

1^{er} cas :

$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$\begin{cases} A_{sc} = 0 \\ A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \end{cases}$$

D'où la section réelle est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad N_u : \text{Effort de compression.}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad N_u : \text{Effort de traction}$$

Si A_{st} est négative $\longrightarrow A_{st} \geq \left(\frac{b h}{1000}; 0.23 b h \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \right)$

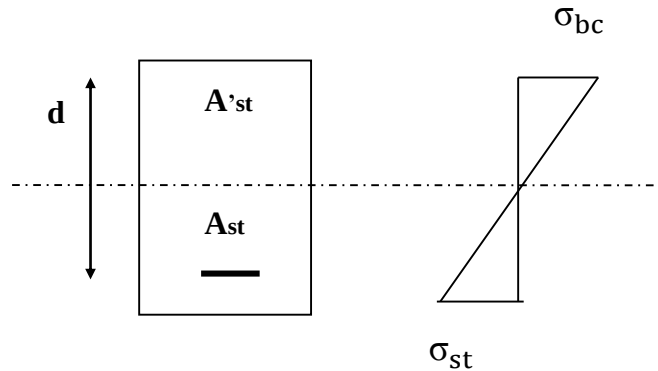
2^{ème} cas :

$\mu > \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_l \times b d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{scf} = \frac{M_1}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_{sc} = A_{scf},$$

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \end{cases}$$

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

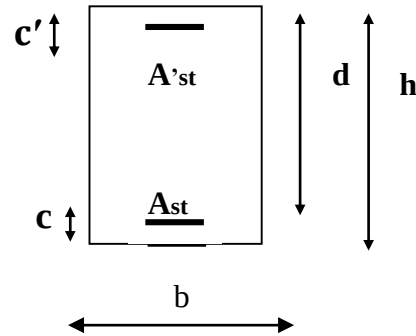
$$\text{Si: } N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \times \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \times M_u}{100 \times b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}}$$



2^{ème} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

$$\text{Si: } N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - \left(d - \frac{h}{2}\right) b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

Si: $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et

la section d'armature sera : $A_{st} = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_{st} : Contrainte de l'acier

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

e_u : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N_u : Effort de traction.

$$\begin{cases} A'_{st} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c - e_u}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\ A_{st} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A'_{st} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « **Socotec** ».

Exemple de calcul manuel :

Poteaux 45x50

$$N=1485.7 \text{ KN} \quad M=-0.817 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = -0.0005 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.22$$

$$N_u(d-c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = -0.817 + 1485.7 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.03\right) \Rightarrow M_f = 326.037 \text{ KN.m}$$

Vérification de la 1ère condition : $N_u(d-c') - M_f < (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$

$$d = h - c = 0.5 - 0.03 \Rightarrow d = 0.47 \text{ m}$$

$$N_u(d-c') - M_f = 1485.7 \times (0.47 - 0.03) - 326.037 = 327.671 \text{ KN.m} \dots \dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 0.45 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 460.72 \text{ KN.m} \dots \dots (2)$$

$$(1) < (2) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Calcul de A_{st}

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{326.037 \times 10^6}{450 \times (470)^2 \times 14.2} = 0.23$$

$$\mu_f = 0.23 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.867$$

Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{326.037 \times 10^5}{0.867 \times 47 \times 348 \times 10^2} = 22.99 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 22.99 - \frac{1485.7 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 22.99 - 42.69 = -19.7 \text{ cm}^2$$

Donc: $\begin{cases} A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

On adopte la section d'acier minimale recommandée par le **RPA2003** :

$$A_{min} = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8\text{HA}20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

- Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2.2 : Résultats de ferrillage à l'ELU suivant le sens X-X

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A_{Inf} cm ²	A_{Sup} cm ²	A_{min} cm ² rpa	Ferrillage	A_{ad} cm ²
Sous-sol	45 x 50	N_{max}	1485.7	M_{corr}	-0.817	ELU	SEC	0	0	20.25	4HA20+4HA16	20.60
		N_{min}	-229.73	M_{corr}	29.663	0.8GEX	SET	5.24	1.36			
		N_{corr}	1154.9	M_{max}	-27.975	GQEX	SEC	0	0			
RDC $\Rightarrow$ 2 ^{ème}	40x45	N_{max}	1301.23	M_{corr}	-0.537	ELU	SEC	0	0	16.20	4HA20+4HA16	20.60
		N_{min}	-206.52	M_{corr}	45.99	0.8GEX	SPC	6.33	0			
		N_{corr}	761.82	M_{max}	-92.04	GQEX	SEC	0	0			
3 ^{ème} $\Rightarrow$ 5 ^{ème}	35 x 40	N_{max}	836.74	M_{corr}	-0.211	ELU	SEC	0	0	12.6	6HA16+2HA14	15.14
		N_{min}	7.01	M_{corr}	-0.082	08GEX	SEC	0	0			
		N_{corr}	418.23	M_{max}	-78.985	GQEX	SPC	1.39	0			
6 ^{ème} $\Rightarrow$ 8 ^{ème}	30x35	N_{max}	405.51	M_{corr}	-0.841	ELU	SEC	0	0	9.45	4HA14+4HA12	10.68
		N_{min}	-8.96	M_{corr}	7.175	0.8GEX	SPC	0.79	0			
		N_{corr}	142.46	M_{max}	-53.17	GQEX	SPC	0	3.25			

Tableau VI.2.3 : Résultats de ferrillage à l'ELU suivant le sens Y-Y

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A _{Inf} cm ²	A _{Sup} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrillage	A _{ad} cm ²
Sous-sol	45 x 50	N _{max}	1599.73	M _{corr}	-1.659	GQEY	SEC	0	0	20.25	4HA20+4HA16	20.60
		N _{min}	-448.43	M _{corr}	2.359	08GEY	SET	6,6	6,29			
		N _{corr}	52.44	M _{max}	-21.064	ELU	SPC	0	0.51			
RDC ⇒ 2 ^{ème}	40x45	N _{max}	1413.97	M _{corr}	-3.548	GQEY	SEC	0	0	16.20	4HA20+4HA16	20.60
		N _{min}	-428.04	M _{corr}	4.689	08GEY	SET	6,5	5,81			
		N _{corr}	749.31	M _{max}	-31.656	GQEY	SEC	0	0			
3 ^{ème} ⇒ 5 ^{ème}	35 x 40	N _{max}	836.74	M _{corr}	2.737	08GEY	SEC	0	0	12.6	6HA16+2HA14	15.14
		N _{min}	-205.07	M _{corr}	9.355	ELU	SET	3,74	2,16			
		N _{corr}	398.97	M _{max}	-33.758	GQEY	SEC	0	0			
6 ^{ème} ⇒ 8 ^{ème}	30x35	N _{max}	405.51	M _{corr}	3.074	ELU	SEC	0	0	9.45	4HA14+4HA12	10.68
		N _{min}	-34.54	M _{corr}	10.98	08GEY	SPT	1,53	0			
		N _{corr}	92.62	M _{max}	-29.121	GQEY	SPC	0	6.93			

Remarque :

Nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrillage pour certain nombre de niveau :

- **Zone I** : Sous-sol, poteaux (45×50)
- **Zone II** : Du RDC au 2^{ème} étage poteaux (40X45)
- **Zone III** : Du 3^{ème} au 5^{ème} étage poteaux (35x40)
- **Zone IV** : Du 5^{ème} au 8^{ème} étage poteaux (30×35)

VI.2.4 Vérifications aux exigences du RPA :**Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_c}$$

a. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Avec :

$\phi_L^{\max}$: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi=10\text{mm}$.

Soit $A_t=3.14 \text{ cm}^2$

b. Espacement des armatures transversales : Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (a+10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40 \text{ cm}; (30+10) \text{ cm}\}$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 21\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

- En zone courante (pour zone III) :**

$$S_t \leq \min(b_1/2, h_1/2, 10 \phi) \text{ en zone III}$$

$$S_t \leq \min(30/2, 35/2, 10 \times 14)$$

$$S_t \leq 15\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

- En zone nodale (pour zone III) :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

b. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3 \% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

I_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7 L_0$

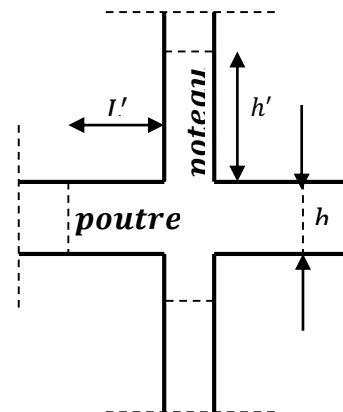


Figure VI.2.3 : Délimitation de la zone

Tableau VI.2.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales dans le sens transversal

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation
				Zone courant St=15 cm	Zone noda St=10 cm		
45x50	306	214.2	4.284	3.59	2.40	3.14	Condition vérifiée
40x45	306	214.2	4.76	2.02	1.35	3.14	Condition vérifiée
35x40	306	214.2	5.355	1.8	1.2	3.14	Condition vérifiée
30x35	306	214.2	6.12	1.57	1.05	3.14	Condition vérifiée

1) Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

} **Art.7.4.2.1RPA 99/V2003**

Tableau VI.2.5 : Détermination de la zone nodale

	H	h'
Poteau 45x50	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 45; 50; 60 \right) = 60\text{cm}$
Poteau 40x45	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 45; 60 \right) = 62.20\text{cm}$
Poteau 35x40	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 40; 60 \right) = 60\text{ cm}$
Poteau 30x35	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 30; 35; 60 \right) = 60\text{cm}$

2) Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de : **50Ø** en zone **III**.

Poteaux (45 x 50) : $l_r = 50 \times 2 = 100\text{cm}$.

Poteaux (40x45) : $l_r = 50 \times 1,6 = 80\text{cm}$.

Poteaux (35 x40) : $l_r = 50 \times 1,4 = 70\text{ cm}$.

Poteaux (30 x35) : $l_r = 50 \times 1,2 = 60\text{ cm}$.

3) Encrenage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}}$ $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835\text{ MPa}$

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

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56.44\text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49.38\text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42.33\text{ cm}$

Pour l'encrenage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22.57\text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19.75\text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16.93\text{ cm}$.

4) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.2.6 : Détermination de la zone nodale

Poteau (cm ²)	h _e (m)	b (mm)	h (mm)	$\lambda_g \geq 5$	$\lambda_g < 5$	d (mm)	T _u X10 ³ N	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
45X50	3.06	450	500	/	4.284	475	33.58	0.15	1	Condition vérifiée
40X45	3.06	400	450	/	4.76	425	87.23	0.51	1	Condition vérifiée
35X40	3.06	350	400	5.355	/	375	82.41	0.62	1,87	Condition vérifiée
30X35	3.06	300	350	6.12	/	325	58.08	0.59	1.87	Condition vérifiée

Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_s$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « **RPA.99-V 2003** » en zone III.

Tableau VI.2.7 : Ferrailage final des poteaux

Niveau	Poteaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN.m)		$\sigma_{\text{béton}}$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	σ_{Acier}^s	σ_{Acier}^i	$\sigma_{\text{Acier}}^{\text{ad}}$
Sous – sol	45X50	N_{max}	1080.17	M_{corr}	-0.577	3.61	3.58	15	54.2	53.7	348
		N_{min}	37.88	M_{corr}	4.095	0.25	0.00	15	3.51	0.27	348
		N_{corr}	37.88	M_{max}	4.059	0.25	0.00	15	3.51	0.23	348
RDC $\Rightarrow$ 2 ^{ème}	40X45	N_{max}	947,09	M_{corr}	-0,372	4.11	4.14	15	61.6	62	348
		N_{min}	378,69	M_{corr}	-3,969	1.47	1.83	15	22.4	27.1	348
		N_{corr}	414.55	M_{max}	11.478	2.33	1.28	15	33.9	20.3	348
3 ^{ème} $\Rightarrow$ 5 ^{ème}	35X40	N_{max}	-0.126	M_{corr}	609.1	3.38	3.4	15	50.7	50.9	348
		N_{min}	207.99	M_{corr}	-5.473	0.79	1.52	15	12.7	22	348
		N_{corr}	225.92	M_{max}	-19.322	0	2.53	15	2.59	53.1	348
6 ^{ème} $\Rightarrow$ 8 ^{ème}	30X35	N_{max}	295.43	M_{corr}	-0.583	2.88	1.43	15	41.4	23.3	348
		N_{min}	7.24	M_{corr}	-0.026	0.05	0.06	15	0.76	0.82	348
		N_{corr}	62.18	M_{corr}	-19.585	0.00	2.77	15	-39.6	34	348

Schéma de ferrailage des poteaux

Poteaux (45×50) :

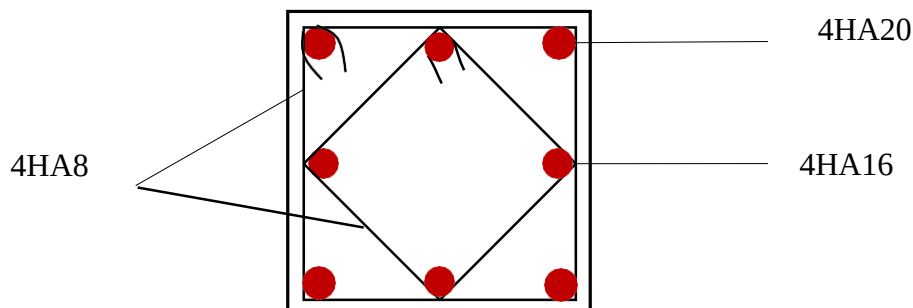
Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA16 = **20,60 cm²**Les armatures transversales : 4HA8 = **2,01cm²**

Figure VI2.4: Ferrailage Poteau 45x50

Poteaux (40×45) :

Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20.60\text{cm}^2$

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

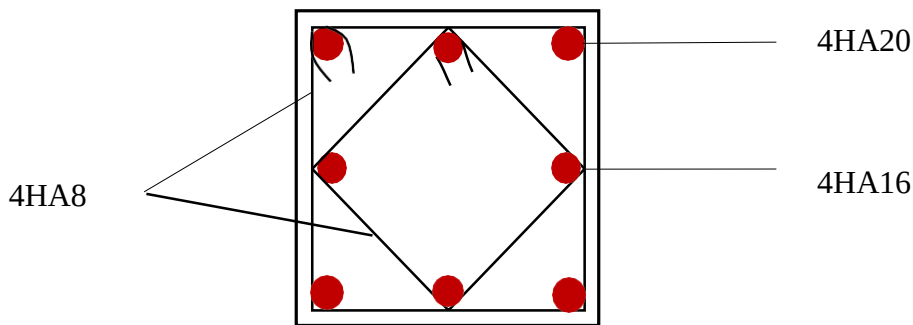


Figure VI2.5: Ferrillage Poteau 40x45

Poteaux (35×40) :

Les armatures longitudinales : $6HA16 + 2HA14 = 15.14\text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

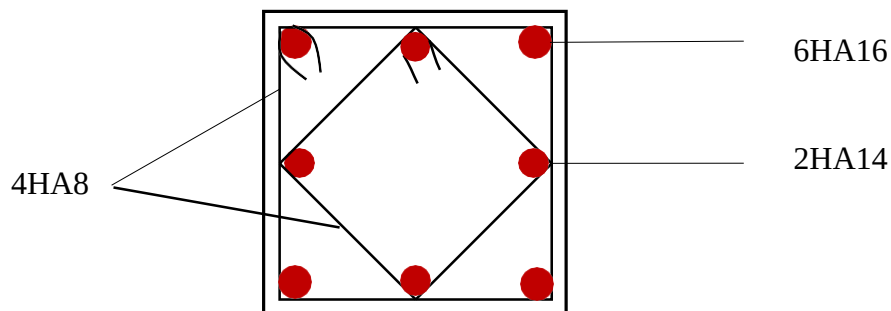


Figure VI2.6: Ferrillage Poteau 35x40

Poteaux (30×35) :

Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10.68\text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

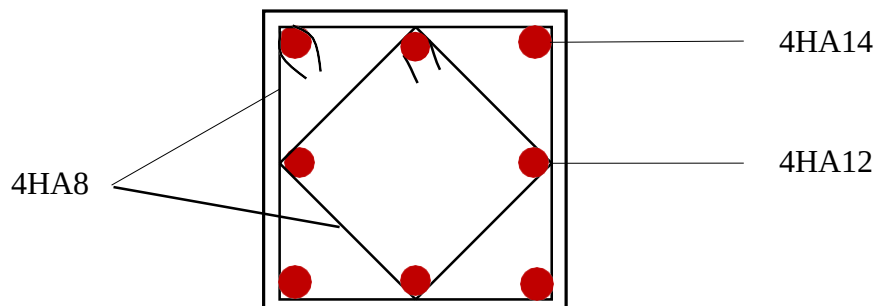


Figure VI2.7: Ferrillage Poteau 30x35

VI.3 Ferraillage des poutres

VI.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées 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.

- **Les combinaisons de calcul :**

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \dots\dots \text{à l'ELU.} \\ G+Q \dots\dots\dots \text{à l'ELS.} \\ G+Q \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 99 révisé 2003.} \\ 0,8G \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 99 révisé 2003.} \end{array} \right.$$

Recommandations du RPA version 2003 :

A) -Armatures longitudinales :(Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

1) Pourcentage total minimum :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \text{ en toute section}$$

Poutres principales (25 x 35) : $A_{\min} = 0.005(25 \times 35) = 4,38 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 x 35) : $A_{\min} = 0.005(25 \times 35) = 4,38 \text{ cm}^2$

Poutres de chainages (20 x 30) : $A_{\min} = 0.005(20 \times 30) = 3 \text{ cm}^2$

Poutres palières (25 x 30) : $A_{\min} = 0.005(25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$

2) Pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante.

$A_{\max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

- **Poutres principales (25 x 35) :**

Zone courante : $A_{\max}=0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max}=0.06 \times (25 \times 35) = 52,5 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaire (25x 35) :**

Zone courante : $A_{\max}=0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max}=0.06 \times (25 \times 35) = 52,5 \text{ cm}^2$

- **Poutres de chainages (20x 30) :**

- Zone courante : $A_{\max}=0.04 \times (20 \times 30) = 24 \text{ cm}^2$

- Zone de recouvrement : $A_{\max}=0.06 \times (20 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$

- **poutres palières (25 x 30) :**

Zone courante : $A_{\max}=0.04 \times (25 \times 30) = 30 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max}=0.06 \times (25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$

-La longueur de recouvrement est de : **50Φ** (zone III).

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois.

B) -Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA / version 2003) :

La quantité d'armatures minimales et données par :

$A_{\min} = 0.003 \cdot St \cdot b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = \min (h/4 ; 12 \varnothing) \longrightarrow$ en zone nodale.

$S_t \leq h/2 \longrightarrow$ en dehors de la zone nodale (courante).

$\varnothing$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales.

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3.2 Etapes de calcul de ferrailage

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- Ast : La section d'armatures tendues.
- Asc : La section d'armatures comprimées

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

Mu : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Tableau VI.3.1 : caractéristique des situations des calculs

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{bc} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

Calcul du moment réduit limite μ_1 : $\gamma_b=1,15$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{RPA99/V2003.} \\ \text{FeE400} \end{array} \right\}$$

En comparaison entre la valeur de μ_1 et celle de μ nous mène à deux cas qui sont à étudier :

1er cas : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = 0. \\ A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \end{array} \right.$$

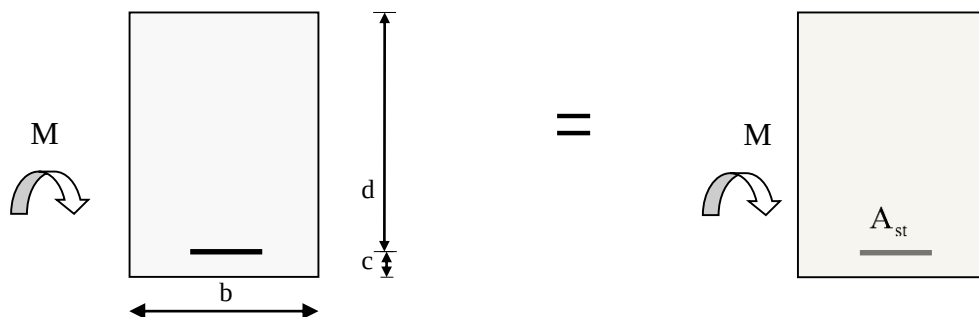


Figure VI.3.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

2ème cas : $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

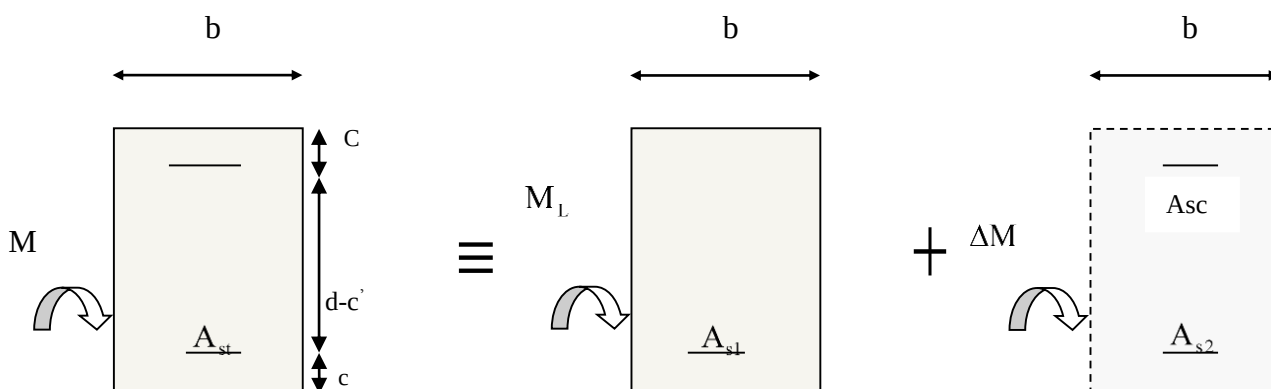


Figure VI.3.2 : Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MP}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4 M_u$ **(BAEL90/modifiée99 Art B.6.6. 1)**

VI.3.2 Le Ferraillage

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferraillage. En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

Les résultats des efforts internes des poutres pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel « ETABS » et leurs ferraillages se fait comme l'exemple ci-dessus.

VI.3.3 Exemple de calcul : Poutre principale non liée aux voiles

a) En travée

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{66.307 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 14.2} = 0.176 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.902$$

Calcule la section

$$A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{66.307 \times 10^3}{0.902 \times 32.5 \times 348} = 6.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA16 fil + 3HA12 Chap = 9.42 cm²**

b) Aux appuis :

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{90.108 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 14.2} = 0.24 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.861$$

Calcule la section

$$A_{SC} = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{90.108 \times 10^3}{0.861 \times 32.5 \times 348} = 9.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA16 Fil + 3HA12 Chap = 9.42 Cm²

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

A) -Poutres principales (25x35) :

Tableau VI.3.2 récapitulatif du ferrailage des poutres principales non liée du voile

	M _{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	β (tab)	Obs	A _{min} cm ²	As(calculé) cm ²	Adopté	Ferrailage
Travée	66.307	ELU	25	32.5	0,176	0.902	SSA	4,38	6.5	8.01	3HA14 fil +3HA12 Chap
Appuis	90.108	GQEX MIN	25	32.5	0,37	0,755	SSA		9.25	8.01	3HA14 fil +3HA12 Chap

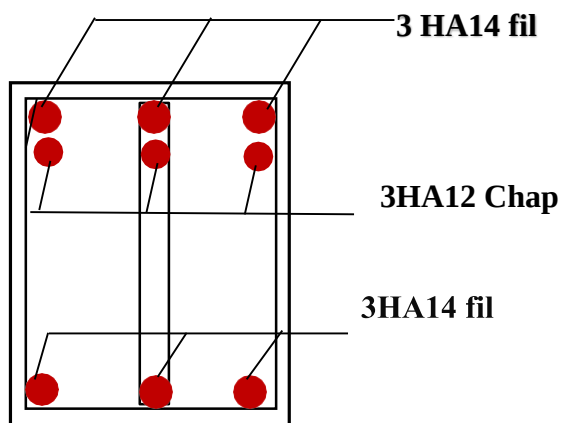


Schéma de ferrailage aux appuis

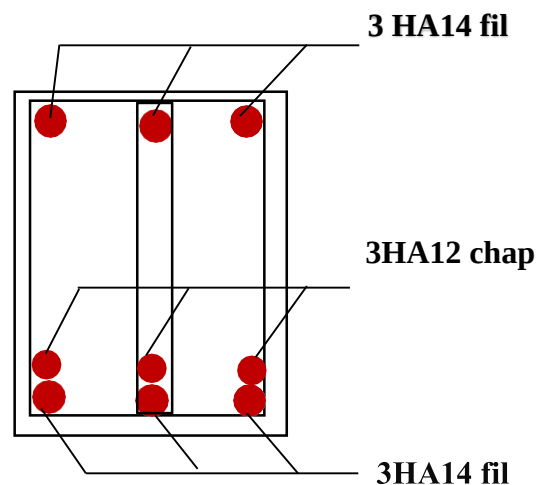


Schéma de ferrailage en travée.

VI.3.4 Exemple de calcul : Poutre principale proche aux voiles

a) En travée

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.25 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.9945$$

Calcule la section

$$A_{SC} = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.25 \times 10^3}{0.9945 \times 32.5 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA16=3.39 cm²**

b) Aux appuis

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.644 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 14.2} = 0.0010 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.995$$

Calcule la section

$$A_{SC} = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.644 \times 10^3}{0.995 \times 32.5 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 = 4.62 cm²**

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

A) -Poutres principales (25x35) :

Tableau VI.3.3 récapitulatif du ferrailage des poutres principales proche du voile

	M _{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	β(tab)	Obs	A _{min} cm ²	A _s cm ²	Adopté cm ²	Ferrailage
Travée	4.25	ELU	25	32.5	0,011	0.9945	SSA	4,38	0.38	0.39	3HA16 fil =6.03 cm²
Appuis	3.644	GQEX MIN	25	32.5	0,0010	0,995	SSA		0.32	0.29	3HA16 fil =6.03 cm²

B) -Poutres secondaires (25x35) :**Tableau VI.3.4 récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.**

	M _{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	β(tab)	Obs	A _{min} cm ²	As cm ²	Adopté cm ²	Ferrailage
Travée	41.495	ELU	25	32.5	0,110	0.942	SSA	4,38	3.89	4.05	3HA16 fil =6.03 cm²
Appuis	90.811	GQEY	25	32.5	0.240	0.861	SSA		9.32	7.97	3HA16 fil + 3HA12chap = 9.42 cm²

B) -Poutres de chainages (20x30) :**Tableau VI.3.5 récapitulatif du ferrailage des poutres de chainages.**

	M _{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	β(tab)	Obs	A _{min} cm ²	As cm ²	Adopté cm ²	Ferrailage
Travée	9.991	ELU	20	27.5	0.037	0.981	SSA	3	1.064	1.11	3HA12 fil =3.39 cm²
Appuis	23.41 8	GQE YMI N	20	27.5	0.087	0.95	SSA		2.57	2.30	3HA12 fil =3.39 cm²

B) -Poutres palières (25x30) :**Tableau VI.3.6 récapitulatif du ferrailage des poutres palières**

	M _{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	β(tab)	Obs	A _{min} cm ²	As cm ²	Aadopté	Ferrailage
Travée	3.398	ELU	25	27.5	0.012	0.994	SSA	3.75	0.36	0.36	3HA14 fil =4.62cm²
Appuis	38.150	GQEX MIN	25	27.5	0.142	0.923	SSA		4.31	3.81	3HA14 fil =4.62cm²

VI.3.5 Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1_BAEL91 / modifiée 99)

La section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour chaque cas de poutre est donnée par la formule suivante :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{sens principale.}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{sens secondaire.}$$

Poutre principale : A ad > Amin

Poutre secondaire : A ad > Amin

Poutre de chaînage : A ad > Amin

Poutre palière : A ad > Amin

A adopté ≥ Amin $\implies$ La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

VI.3.6 Vérification à l'ELU**1/- Justification de l'effort tranchant :(BAEL90/modifiée99. Art A.5.1,1) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égal :

$$\text{Donc soit à vérifier que : } \tau = \frac{T_U^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} = 3,33 \text{ Mpa} \right\} \text{ (Pour la fissuration non préjudiciable)}$$

- **Poutres principales:** $T_U^{\max} = 45.42 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{45.42 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- **Poutres secondaires :** $T_U^{\max} = 137.48 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{137.48 \times 10^3}{250 \times 325} = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- **Poutres de chainages:** $T_U^{\max} = 13.18 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{13.18 \times 10^3}{200 \times 275} = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- **Poutres palières :** $T_U^{\max} = 136.51 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{136.51 \times 10^3}{250 \times 275} = 1.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

2-Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u^{\max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1,32/BAEL91/modifiées99}).$$

Poutres principales (25x35) :

$$T_u^{\max} = 45.42 \text{ KN} < \bar{T}_u^{\max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0,25 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 487.5 \text{ KN}$$

Poutres secondaires (25x35) :

$$T_u^{\max} = 137.48 \text{ KN} < \bar{T}_u^{\max} = 487.5 \text{ KN}$$

Poutres de chainages (20x30) :

$$T_u^{\max} = 13.18 \text{ KN} < \bar{T}_u^{\max} = 330 \text{ KN}$$

Poutres palières (25x30) :

$$T_u^{\max} = 8,64 \text{ KN} < \bar{T}_u^{\max} = 412.5 \text{ KN}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales : (BAEL91/modifiées 99 Art A5.1.32) :**

$$[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}] > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} [T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}]$$

- **Poutres principales (25x35) :**

$$45.42 - \frac{90.108}{0,9 \times 0,325} = -262.64 < 0 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaire (25x35) :**

$$137.48 - \frac{90.811}{0,9 \times 0,325} = -172.98 < 0 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres de chainages (20X30) :**

$$13.18 - \frac{23.418}{0,9 \times 0,275} = -81.44 < 0 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Poutres palières (25X30) :**

$$136.51 - \frac{38.150}{0,9 \times 0,275} = -17.63 < 0 \quad \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

5-Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91/modifiées 99 Art.A.6.1, 3) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers HA

ΣU_i : Périmètre utile des barres.

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa. } \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

- **Poutres principales (25x35) :**

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 \text{ Chap} \rightarrow \Sigma U_i = n\phi\pi = (3 \times 1.6 \times 3,14) + (3 \times 1.2 \times 3,14) = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{45.42 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 263.76} = 0.588 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires (25x35) :**

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 \rightarrow \Sigma U_i = n\phi\pi = (3 \times 1.6 \times 3,14) + (3 \times 1.2 \times 3,14) = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{137.48 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 263.76} = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres de chainages (20x30) :**

$$3\text{HA}12 \rightarrow \Sigma U_i = n\phi\pi = (3 \times 1,2 \times 3,14) = 11.304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.18 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 113.04} = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres palières (25x30) :**

$$3\text{HA}14 \rightarrow \Sigma U_i = n\phi\pi = (3 \times 1,4 \times 3,14) = 13.188 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{8,64 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 13.188} = 2.647 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

6/Longueur de scellement droit des barres :

On définit la longueur de scellement droit **ls** comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ MPa.}$$

La règle du **BAEL90/modifiée 99 ; Art A 6.1** admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à **0,4ls** pour les aciers HA.

Barres de 20: $\frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55 \text{ cm}$ Soit $l_s = 75 \text{ cm}$.

Barres de 16: $\frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$ Soit $l_s = 60 \text{ cm}$.

***Barres de 14:** $\frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$ Soit $l_s = 50 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91/modifiée99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à **0,4. Ls** pour les aciers H.A.

Pour les HA20 : $l_s = 30 \text{ cm}$.

Pour les HA16 : $l_s = 25 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 20 \text{ cm}$

VI.3.7 Calcul des armatures transversales

A/pour toutes les Poutres :

D'après le (**BAEL 91/modifiée99.art.A.7.2.12**) Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10,00\text{mm}, 14\text{mm}, 25\text{mm}) = 10,00\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 10\text{mm}$.

Φ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit :

$$A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

2/Calcul de l'écartement initial des armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA.99/version 2003)

- En zone nodale (appuis)

Poutre principale et secondaire

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.0\right) = 8,75\text{cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- En zone courante(travée):

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$

3/Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Dans notre cas les Poutres sont identiques (25x35) : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

VI.3.8 Vérification à L'ELS

A/Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

B/Résistance du béton en compression :(Art. A.4.5.2-BAEL91/modifiée99)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

La contrainte de traction dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_a :Section d'armatures adoptées à l'E.L.U.

k_1 et β_1 sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91/modifiée99 en fonction de ρ_1

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.7: Vérification du ferrailage des poutres principales loin du voile à l'ELS.

	M_s (KN m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Travée	17.776	6.50	0.95	0.864	21.93	115.1	5.24	15	OK
Appuis	48.121	16.41	2.39	0.813	11.74	131.16	11.17	15	Ok

Tableau VI.3.8: Vérification du ferrailage des poutres principales proche du voile à l'ELS.

	M_s (KN m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Travée	0.948	0.38	0.055	0.960	110	98.08	0.89	15	OK
Appuis	3.079	0.38	0.055	0.960	110	306.9	2.79	15	Ok

Tableau VI.3.9: Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS.

	M_s (KN m)	A_s (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Travée	15.419	3.89	0.56	0.888	29.64	162.31	5.47	15	OK
Appuis	30.12	15.17	2.21	0.8175	12.40	88.31	7.12	15	Ok

Tableau VI.3.10: Vérification du ferrailage des poutres de chaînages à l'ELS.

	M_s (KN m)	A_s (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Travée	5.831	3.08	0.56	0.888	29.64	77.52	2.61	15	OK
Appuis	7.204	3.08	0.56	0.888	29.64	95.78	3.23	15	OK

Tableau VI.3.11: Vérification du ferrailage des poutres palières à l'ELS.

	M_s (KN m)	A_s (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Travée	0.902	6.03	0.88	0.867	22.59	6.27	0.28	15	OK
Appuis	2.479	12.06	1.75	0.830	14.41	9	0.62	15	Ok

C/Etat limite de déformation :(Article B.6.5-3 du BAEL 91/modifiée99)

La flèche développée au niveaux de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction .

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens .

VI.3.9 Vérification de la flèche BAEL90/modifiée99 (A.6.5.2) :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens :

$$\text{Sens (xx)} : \bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{340}{500} = 0,68 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donnée par Etabs : 0.42 cm. $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\text{Sens (yy)} : \bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{340}{500} = 0,68 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donnée par Etabs : 0.42 cm. $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Résumé :

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.12 : Récapitulatif de ferraillage des poutres

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courantes	Zone nodale
Poutres principales loin du voile	3HA16 Fil +3HA12 Chap	3HA16 Fil +3HA12 Chap	Cadre +étrier HA10	Cadre+ étrier HA10
Poutre principales proche du voile	3HA16 fil	3HA16 fil	Cadre +étrier HA10	Cadre+ étrier HA10
Poutres secondaires	3HA16 fil	3HA16 fil +3HA12 chap	Cadre +étrier HA10	Cadre+ étrier HA10
Poutres de chainages	3HA12 fil	3HA12 fil	Cadre HA10	Cadre HA10
Poutres palieres	3HA14 fil	3HA14 fil	Cadre +étrier HA10	Cadre +étrier HA10

VI.4 Ferraillage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

VI.4.1 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre
Sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \dots\dots L'ELU \\ G+Q \dots\dots\dots L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91/modifiée 99}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

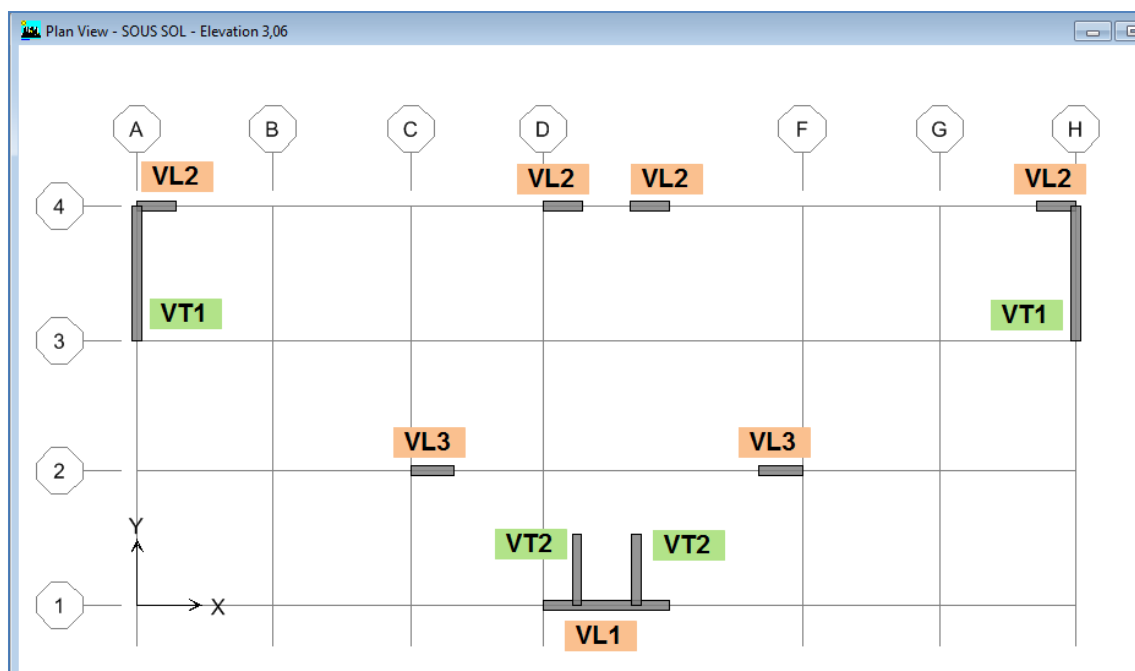


Figure VI.4.1 : La numérotation des voiles sur ETABS

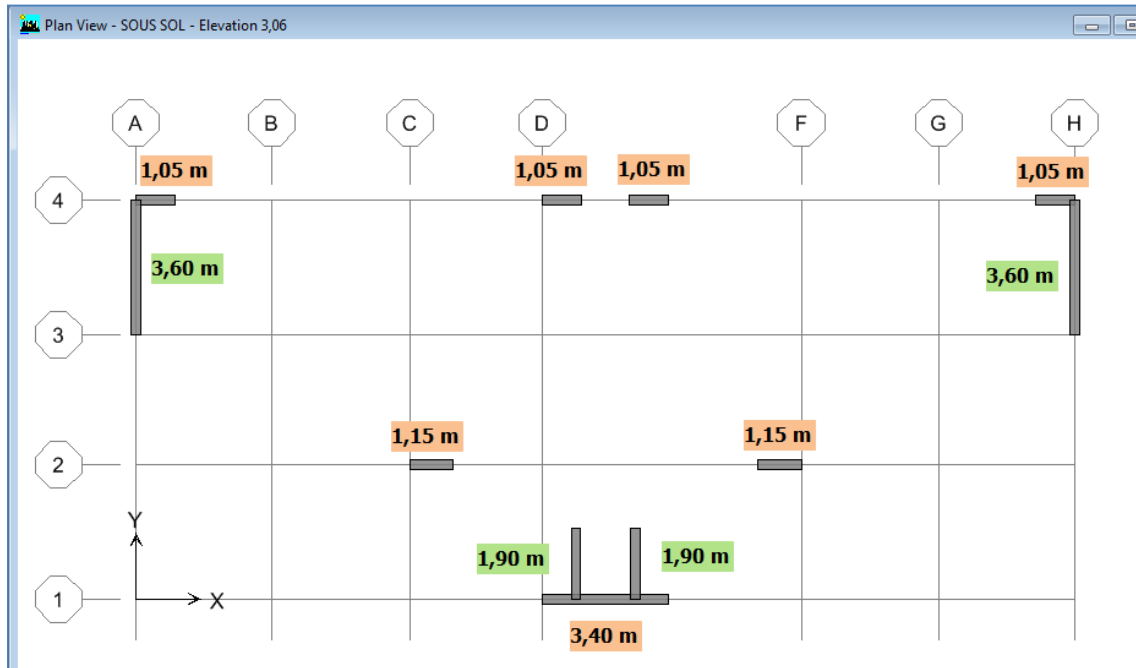


Figure VI.4.2 : Ferraillage des voiles

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

- **Zone I** : S/Sol,
- **Zone II** : RDC et 2^{ème} étage.
- **Zone III** : 3^{ème} au 5^{ème} étage.
- **Zone III** : 6^{ème} au 8^{ème} étage.

VI.4.3 Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

VI.3.4 Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

Tableau VI.4.1 : Calcul de contraintes ($N_{\max}$)

Voile	zone	e(m)	L(m)	B(m2)	I(m4)	Nmax	Mcor	Tcor	combinaison	sigma max	sigma min
VL1	Z1	0.25	3,04	0,85	0,819	1468.02	8352.72	1253	08GEX	19068,37	-15614,21
	Z2	0.25	3,04	0,85	0,819	1363.67	6195.36	1345.24	GQEX	14466,65	-11258.01
	Z3	0.25	3,04	0,85	0,819	953.15	1875.05	696.67	GQEX	5014.18	-2771,47
	Z4	0.25	3,04	0,85	0,819	467.99	1544.15	469.79	GQEX	3556.42	-2655.27
VL2	Z1	0.25	1,05	0,2625	0,024	2225.17	447.64	168.40	GQEX	8221.40	-1267.73
	Z2	0.25	1,05	0,2625	0,024	1962.26	236.06	133.60	GQEX	9613.98	-2336.58
	Z3	0.25	1,05	0,2625	0,024	1027.91	186.86	157.51	GQEX	7983.46	-151.77
	Z4	0.25	1,05	0,2625	0,024	419.80	83.32	91.20	GQEX	3412.92	-214.44
VL3	Z1	0.25	1,15	0,2875	0,032	994.24	517.51	149.15	GQEX	12849.68	-5933.22
	Z2	0.25	1,15	0,2875	0,032	1442.12	152.97	97.70	GQEX	7792.14	2240.00
	Z3	0.25	1,15	0,2875	0,032	576.51	230.87	137.57	GQEX	6194.86	-2184.36
	Z4	0.25	1,15	0,2875	0,032	278.81	249.04	86.13	GQEX	5489.21	-3549.67
VT1	Z1	0.25	3,60	0,9	0,972	3909.47	8440.63	450.56	GQEX	9974.65	-7286.94
	Z2	0.25	3,60	0,9	0,972	3147.81	6715.90	809.28	GQEX	5934.42	-8939.29
	Z3	0.25	3,60	0,9	0,972	2934.79	775.61	497.50	GQEX	3697.18	1824.57
	Z4	0.25	3,60	0,9	0,972	804.25	870.82	330.26	GQEX	2506.24	-719.01
VT2	Z1	0.25	1,9	0,475	0,143	3761.35	282.75	236.98	GQEX	9798.38	6038.89
	Z2	0.25	1,9	0,475	0,143	2934.79	775.61	497.50	GQEX	9334.88	1022.13
	Z3	0.25	1,9	0,475	0,143	1226.06	688.99	437.54	GQEX	7161.74	-1999.38
	Z4	0.25	1,9	0,475	0,143	867.78	446.55	281.91	GQEX	4795.63	-1141.81

Tableau VI.4.2 : Calcul de contraintes ($N_{\min}$)

Voile	zone	e(m)	L(m)	B(m2)	I(m4)	Nmin	Mcor	Tcor	combinaison	sigma max	sigma min
VL1	Z1	0.25	3,04	0,85	0,819	1064,26	226,17	55,56	08GEX	-2547,23	-3486,33
	Z2	0.25	3,04	0,85	0,819	953,20	134,87	59,34	GQEX	-1900,22	-2460,25
	Z3	0.25	3,04	0,85	0,819	-214,21	147,78	55,19	GQEX	-298,14	-911,76
	Z4	0.25	3,04	0,85	0,819	89,43	65,96	36,13	08GEY	242,16	-31,74
VL2	Z1	0.25	1,05	0,2625	0,024	-712,72	214,13	174,15	ELU	7388,39	-12818,63
	Z2	0.25	1,05	0,2625	0,024	-595,97	165,64	148,34	GQEX	3512,21	-8052,94
	Z3	0.25	1,05	0,2625	0,024	-98,82	93,94	170,48	GQEX	4280,74	-5033,65
	Z4	0.25	1,05	0,2625	0,024	34,70	67,89	105,53	ELU	2916,13	-2651,74
VL3	Z1	0.25	1,15	0,2875	0,032	509,22	175,45	0.37	GQEX	3140.46	401.94
	Z2	0.25	1,15	0,2875	0,032	-1026,15	121.43	98.58	GQEX	-1002,64	-6135.79
	Z3	0.25	1,15	0,2875	0,032	285.71	105.49	131.22	08GEX	3815.49	-1827.88
	Z4	0.25	1,15	0,2875	0,032	147.82	83.63	126.99	08GEY	3846.55	-2818.24
VT1	Z1	0.25	3,60	0,9	0,972	-1181,02	3256,18	1002,66	GQEX	8421,43	-11045,92
	Z2	0.25	3,60	0,9	0,972	-685,54	3076,85	1029,10	ELU	5862,08	-7385,50
	Z3	0.25	3,60	0,9	0,972	-1218,27	249,64	472,05	08GEX	34,58	-2741,85
	Z4	0.25	3,60	0,9	0,972	193.25	788,80	373,81	GQEX	1460,01	-1461,46
VT2	Z1	0.25	1,9	0,475	0,143	-1105,70	947,91	227,07	GQEX	-1034,22	-6989,78
	Z2	0.25	1,9	0,475	0,143	-1218,27	749,64	472,05	GQEX	2418,95	-7548,51
	Z3	0.25	1,9	0,475	0,143	1036.22	643,02	397,92	GQEX	4277,99	-4271,80
	Z4	0.25	1,9	0,475	0,143	-206,45	402,55	227,92	GQEX	2241,60	-3110,86

Tableau VI.4.3. : Calcul de contraintes (M_{max})

Voile	zone	e(m)	L(m)	B(m2)	I(m4)	Ncorr	Mmax	Tcor	combinaison	sigma max	sigma min
VL1	Z1	0.25	3,04	0,85	0,819	-1468,02	8352,72	1253,19	08GEX	15614,21	-19068,37
	Z2	0.25	3,04	0,85	0,819	863,67	6195,36	1445,24	ELU	14466,65	-11258,01
	Z3	0.25	3,04	0,85	0,819	653,15	1875,05	796,67	GQEX	5014,18	-2771,47
	Z4	0.25	3,04	0,85	0,819	367,99	1544,15	469,79	08GEX	3756,42	-2655,27
VL2	Z1	0.25	1,05	0,2625	0,024	-252,30	468,64	176,13	GQEX	8478,62	-11924,71
	Z2	0.25	1,05	0,2625	0,024	-262,72	273,09	152,40	GQEX	4563,11	-7326,69
	Z3	0.25	1,05	0,2625	0,024	50,61	219,69	173,36	GQEX	5013,35	-4551,56
	Z4	0.25	1,05	0,2625	0,024	98,59	164,73	86,00	08GEX	3980,65	-3191,40
VL3	Z1	0.25	1,15	0,2875	0,032	894,24	517,51	149,15	08GEY	12849,68	-5933,22
	Z2	0.25	1,15	0,2875	0,032	120,52	254,99	134,42	GQEX	5081,33	-4173,36
	Z3	0.25	1,15	0,2875	0,032	376,51	230,87	137,57	GQEX	6194,86	-2184,36
	Z4	0.25	1,15	0,2875	0,032	178,81	249,04	86,13	ELU	5489,21	-3549,67
VT1	Z1	0.25	3,60	0,9	0,972	1035,94	8223,99	1002,66	GQEX	16480,65	-13978,56
	Z2	0.25	3,60	0,9	0,972	430,46	6538,69	1029,10	GQEX	12809,19	-11408,17
	Z3	0.25	3,60	0,9	0,972	82,31	1038,69	285,51	ELU	2237,17	-1609,81
	Z4	0.250	3,60	0,9	,972	598,32	54,43	373,81	08GEY	1098,93	897,33
VT2	Z1	0.25	1,9	0,475	0,143	-13,67	1407,96	336,15	GQEX	9310,53	-9410,20
	Z2	0.25	1,9	0,475	0,143	152,31	1038,69	285,51	GQEX	7499,73	-6311,05
	Z3	0.25	1,9	0,475	0,143	106,99	650,12	390,49	ELU	4766,34	-3877,96
	Z4	0.25	1,9	0,475	0,143	-85,52	416,42	217,82	GQEX	2567,34	-2969,53

VI.3.2.1) Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

Section entièrement comprimée (**S.E.C**).

Section partiellement comprimée (**S.P.C**).

Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

Tableau VI.4.4 : Les efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d.e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d.e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d.e$

L_c : la longueur de la zone tendue $L_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c} L$

L_t : longueur de la zone comprimée $L_c = L - L_t$

VI.3.2.2) les Armatures :

A-Armatures verticales :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1})$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1})$$

Avec :

B : section du béton tendue

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.

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 (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Tableau VI.4.5 : Armatures verticales.

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{Vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Avec :

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier

En situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPA} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPA}$

En situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPA} \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPA}$

d-Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent des cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9/Version2003.}$$

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

e-Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

h- Les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

i-Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec :

$e = 25\text{cm}$: épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{37.5; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

g-Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

40 $\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 $\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

k-Diamètre maximal :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

L-Pourcentage minimal des armatures :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

0,15% de la section globale du voile.

0,10% en zone courante.

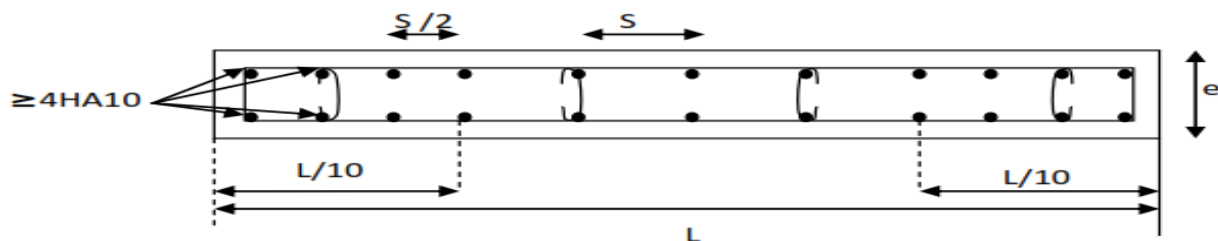


Figure VI.3.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.3) Les vérifications :

A) A l'ELU

- Vérification de la contrainte limite de cisaillement

D'après (BAEL91modifiées 99, article A.5.1.21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

D'après (RPA99modifiées 2003 article A.7.7.2).

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré ;

b : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute

B) A l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué

B : Section du béton

A : section des armatures adoptées (verticales)

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible

VI.3.4) Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé du voile VL2 de la zone I

Caractéristiques géométriques :

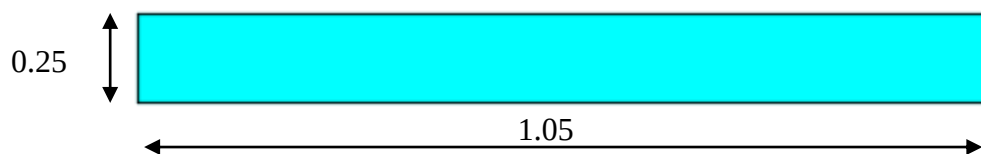


Figure VI.4.4 : Coupe du voile longitudinale

$$L = 1.05\text{m}$$

$$B = 0.2625 \text{ m}^2$$

$$e = 0.25\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_t = 8221.40 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_c = -1267.73 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L \quad L_t = 0.90 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t \quad L_c = 0.15\text{m}$$

- Calcul d'armatures :
- Armatures verticales :

$$N_s = \frac{\sigma_T \times L_T}{2} \times e_p \Rightarrow N_s = \frac{8221.40 \times 0.9}{2} \times 0.25 = 924.90 \text{ KN}$$

- Les armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 168.40}{400 \times 10^{-1}} = 5.894 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 5.894 \text{ cm}^2 \longrightarrow L = 1.05 \text{ m}$$

$$A_{vjLT} \longrightarrow L_t = 0.90 \text{ m} \longrightarrow A_{vjLT} = 5.5572 \text{ cm}^2$$

- Armature minimale :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.02\% B \right)$$

$$A_{\min} = \max (1.509, 2.5)$$

$$A_{\min} = 2.5 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{2}$$

$$A_{1/Lt/nappe} = 11.56 + \frac{5.5572}{2} = 14.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{1/Lt/nappe} = 14.33 \longrightarrow L_t = 0.90 \text{ m}$$

$$A_{1/nappe/ml} \longrightarrow 1 \text{ ml}$$

$$A_{1/nappe/ml} = 15.9 \text{ cm}^2$$

Nous allons adopter un ferraillage **11HA14 (16.94 cm²)** avec un espacement **St = 8cm**

- Calcul des armatures horizontales

D'après **RPA 99 version 2003** : $A_H \geq 0.1\% B$

$$A_H \geq 0.001 \times 25 \times 1$$

$$A_H = 0.025 \text{ cm}^2$$

D'après **le BAEL** : $A_H = \frac{A_v}{4}$

$$A_H = \frac{15.9}{4} = 3.97 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 fil = 4.52 cm²

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

- **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min \{ 1.5 e; 30\text{cm} \} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

$$St = 8 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{886.43.10^3}{(0.25 \times 0.9.10^6) + (15 \times 15.9.10^2)} = 3.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement**

D'après RPA99 version 2003, article A.7.7.2.

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 168.40.10^3}{250 \times 0.9 \times 3.06.10^3} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après BAEL91 modifiées 99, article A.5.1.21.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{168.4}{250 \times 3.06} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau VI.4.6 ferrillage des voiles longitudinaux de 3.40 m

VL1		Zone 1		Zone 2		Zone3		Zone4	
L(m)		3.40		3.40		3.40		3.40	
e(m)		0.25		0.25		0.25		0.25	
B1 (m2)		0.85		0.85		0.85		0.85	
Nu		1468.02		1363.67		953.15		467.99	
Mu		8352.72		6195.36		1875.05		1544.15	
Vu		1253		1345.24		696.67		469.79	
Ns		2108.1		1958.87		1367.74		742.41	
sigma max		19068.37		14466.65		5014.18		3556.42	
sigma min		-15614.21		-11258.01		-2771.47		-2655.27	
Nature de la section		SPC		SPC		SPC		SPC	
Lt	Lt1	Lt=1.869	0.934	Lt=1.91	0.955	Lt=2.18	0.72	Lt=1.94	0.97
	Lt2		0.934		0.955		0.72		0.97
	Lt3						0.72		/
Nt	N1	1465.89		1180.434		552.2		646.82	
	N2	1113.116		863.478		437.96		215.6	
	N3	/		/		149.04		/	
Av	A1	18.32		14.76		6.9		8.09	
	A2	13.91		10.79		5.47		2.7	
	A3	/		/		1.86		/	
Avj(cm2)		26		14.5		17.1		10.32	
A/nappe/L t	Av1=A1+(Avj/2)	31.32		22.01		15.45		13.25	
	Av2=A2+(Avj/2)	26.9		18.04		14.02		7.86	
	Av3=A3+(Avj/2)	/		/		10.41		/	
A/nappe/ ml	Av1	33.5		23		21.45		13.65	
	Av2	28.8		18.89		19.47		8.10	
	Av3	/		/		14.45		/	
A min		2.5		2.5		2.5		2.5	
Choix des barres	A1	11HA20		11HA16		11HA16		11HA14	
	A2	11HA20		11HA16		11HA16		11HA14	
	A3	/		/		11HA16		/	
A adopté	A1	34.54 cm ²		22.11 cm ²		22.11 cm ²		16.94 cm ²	
	A2	34.54 cm ²		22.11 cm ²		22.11 cm ²		16.94 cm ²	
	A3	/		/		22.11 cm ²		/	
Espacement (st) cm ²		8		8		8		8	
		8		8		8		8	
		/		/		/		/	
Calculs des armatures horizontales Ah		8.37	2.5	5.75	2.5	5.36	2.5	3.41	2.5
		6.72	2.5	4.72	2.5	4.86	2.5	2.02	2.5
		/	/	/	/	3.61	2.5	/	/
Choix des barres Ah		8HA12		8HA12		8HA12		8HA12	
Ah adopté cm ²		9.05		9.05		9.05		9.05	
Espacement St (cm)		10		10		10		10	
Armatures transversales At		4HA8		4HA8		4HA8		4HA8	
Vérificatio n des contraintes	$\bar{\tau}_u = 5\text{MPa}$	τ_b	2.29		2.64		1.46		0.86
	3,3 Mpa	τ_u	1.64		1.89		1.04		0.61
	$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	σ_{bc}	3.52		2.73		1.30		0.94

Tableau VI.4.7 ferrillage des voiles longitudinaux de 1.05m

Voiles VI2		Zone1		Zone 2		Zone 3		Zone 4	
L(m)		1.05		1.05		1.05		1.05	
e(m)		0.25		0.25		0.25		0.25	
B1 (m2)		0.2625		0.2625		0.2625		0.2625	
Nu		2225.17		1962.26		1027.91		419.80	
Mu		447.64		236.06		186.86		83.32	
Vu		168.40		133.60		157.51		91.20	
Ns		886.43		799.77		544.26		279.24	
sigma max		8221.40		9613.98		7983.46		3412.92	
sigma min		-1267.73		-2336.58		-151.77		-214.44	
Nature de la section		SPC		SPC		SPC		SPC	
Lt		0.90		0.84		Lt=1		0.98	0.515
									0.515
Nt		924.90		809.46		N1=797.93		418.08	
A		11.56		10.12		A1= 9.97		5.23	
Avj		5.557		4.114		2.974		3.277	
Av/nappe/Lt=A+(Avj/2)		14.33		12.177		Av1=11.45		6.86	
Av/nappe/ml		15.9		14.49		11.45		7	
Amin		2.5		2.5		2.5		2.5	
Choix d'armatures		11HA14		11HA14		11HA12		11HA12	
A adopté (Cm ²)		16.94		16.94		12.43		12.43	
Espacement St (cm)		8		8		8		8	
Calculs des armatures horizontales Ah		3.97	2.5	3.62	2.5	2.86	2.5	1.75	2.5
	Ah adopté	4HA12=4.52Cm ²		4HA12=4.52Cm ²		4HA12=4.52Cm ²		4HA12=4.52Cm ²	
Espacement St (cm)		8		8		8		8	
Armatures transversale At		4HA8		4HA8		4HA8		4HA8	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 5\text{MPa}$	τ_b	1.00	0.79	0.93	0.54			
	3,3 Mpa	τ_u	0.71	0.57	0.67	0.39			
	$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	σ_{bc}	6.95	4.65	3.53	1.45			

Tableau VI.4.8 ferrailage des voiles longitudinaux de 1.15 m

VL3			Zone1		Zone 2		Zone 3		Zone 4	
L(m)			1.15		1.15		1.15		1.15	
e(m)			0.25		0.25		0.25		0.25	
B1(m2)			0.2875		0.2875		0.2875		0.2875	
Nu			994.24		1442.12		576.51		278.81	
Mu			517.51		152.97		230.87		249.04	
Vu			149.15		97.70		137.57		86.13	
Ns			1414.16		610.18		850.91		430.34	
sigma max			12849.68		7792.14		6194.86		5489.21	
sigma min			-5933.22		2240.00		-2184.36		-3549.67	
Nature de la section			SPC		SET		SPC		SPC	
Lt			0.78		Lt = 1		0.85		0.69	
Nt			1212.84		974		658.2		473.44	
A			15.16		12.17		8.23		5.92	
Avj			3.894		1.864		3.914		1.987	
Av/nappe/Lt=A+(Avj/2)			17.107		13.102		10.10		6.91	
Av/nappe/ml			21.93		13.102		11.97		10	
Amin			2.5		2.5		2.5		2.5	
Choix d'armatures			11HA16		11HA14		11HA12		11HA12	
A adopté			22.11 cm ²		16.94 cm ²		12.43 cm ²		12.43 cm ²	
Espacement St (cm)			8		8		8		8	
Calculs des armatures horizontales Ah			4.48	1.25	3.27	1.25	2.99	1.25	2.5	1.25
	Ah adopté		4HA12 = 4.52 cm ²		4HA12 = 4.52cm ²		4HA12 = 4.52 cm ²		4HA12 = 4.52 cm ²	
Espacement St (cm)			8		8		8		8	
Armatures transversales At			4HA8		4HA8		4HA8		4HA8	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 5\text{MPa}$	τ_b	0.81		0.53		0.74		0.47	
	3,3 Mpa	τ_u	0.58		0.38		0.53		0.33	
	$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	3.76		2.68		2.09		1.52	

Tableau VI.4.9 ferrillage des voiles longitudinaux de 3.60 m

VT1		Zone1		Zone 2		Zone 3		Zone 4	
L(m)		3.60		3.60		3.60		3.60	
e(m)		0.25		0.25		0.25		0.25	
B1(m2)		0.9		0.9		0.9		0.9	
Nu		3909.47		3147.81		2934.79		804.25	
Mu		8440.63		6715.90		775.61		870.82	
Vu		450.56		809.28		497.50		330.26	
Ns		1625.35		1467.36		1022.14		5005.57	
sigma max		9974.65		5934.42		3697.18		2506.24	
sigma min		-7286.94		-8939.29		1824.57		-719.01	
Nature de la section		SPC		SPC		SET		SPC	
Lt		Lt=2	0.66	Lt=1.43	0.71	Lt=3.60	0.90	Lt=2.7	0.90
			0.66		0.71		0.90		0.90
			0.66				0.90		0.90
							0.90		
Nt		N1=1037.2		N1 = 790		N1=1020.6		N1= 375.936	
		N2 = 689.88		N2=263.33		N2 = 956.6		N2 = 57.95	
		N3 = 415.59		/		N3=265.7		N3 = 15.66	
		/		/		N4 = 57.76		/	
A		A1= 12.97		A1= 9.88		A1 = 12.76		A1 = 4.7	
		A2= 8.62		A2= 3.29		A2 = 11.96		A2 = 0.72	
		A3=5.19		/		A3 = 3.32		A3 = 0.20	
		/		/		A4 = 0.72		/	
Avj		3.18		6.14		3.77		2.50	
Av/nappe/Lt=A+(Avj/2)	Av1=A1+(Avj/2)	14.56		12.95		14.64		5.95	
	Av2=A2+(Avj/2)	10.85		6.36		13.84		1.97	
	Av3=A3+(Avj/2)	7.42		/		5.205		1.45	
	Av4=A4+(Avj/2)	/		/		2.605		/	
Av/nappe/ml		22		18.23		16.26		6.61	
		16.43		8.95		15.37		2.18	
		11.24		/		5.78		1.61	
		/		/		2.89		/	
Amin		2.5		2.5		2.5		2.5	
Choix des barres		11HA16		11HA16		11HA14		11HA12	
		11HA16		11HA16		11HA14		11HA12	

CHAPITRE VI

Ferraillages des éléments structuraux

			11HA16		11HA16		11HA14		11HA12	
			/		/		11HA14		/	
A adopté cm ²			22.11 cm ²		22.11 cm ²		16.94 cm ²		8.58 cm ²	
			22.11 cm ²		22.11 cm ²		16.94 cm ²		8.58 cm ²	
			22.11 cm ²		22.11 cm ²		16.94 cm ²		8.58 cm ²	
			/		/		16.94 cm ²		/	
Espacement St (cm)			8		8		8		8	
Calculs des armatures horizontales Ah			4.3	2.5	4.20	2.5	4	2.5	1.65	2.5
			4.1	2.5	2.23	2.5	3.84	2.5	0.54	2.5
			2.81	2.5	/	/	1.44	2.5	0.40	2.5
			/	/	/	/	0.72	2.5	/	/
Ah adopté			4HA12		4HA12		4HA12		4HA12	
Espacement St (cm)			8		8		8		8	
Armatures transversales At			4HA8		4HA8		4HA8		4HA8	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 5\text{MPa}$	τ_b	1.69		1.74		0.86		0.57	
	3,3 Mpa	τ_u	1.21		1.25		0.61		0.41	
	$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	4.08		3.26		1.24		0.27	

Tableau VI.4.10 ferrillage des voiles longitudinaux de 1.90 m

VT2	Zone1		Zone 2		Zone 3		Zone 4	
L(m)	1.90		1.90		1.90		1.90	
e(m)	0.25		0.25		0.25		0.25	
B1(m2)	0.475		0.475		0.475		0.475	
Nu	3761.35		2934.79		1226.06		867.78	
Mu	282.75		775.61		688.99		446.55	
Vu	236.98		497.50		437.54		281.91	
Ns	1103.36		1022.14		736.7		404.3	
sigma max	9798.38		9334.88		7161.74		4795.63	
sigma min	6038.89		1022.13		-1999.38		-1141.81	
Nature de la section	SET		SET		SPC		SPC	
Lt	Lt=1.90	0.95	Lt=1.90	0.95	Lt=1.48	0.74	Lt=1.50	0.75
		0.95		0.95		0.74		0.75
Nt	N1=1445.33		N1=1262.77		N1=993.69		N1=674.38	
	N2=581.77		N2=554.25		N2=331.23		N2=224.79	
A	A1=18.07		A1=15.78		A1= 12.42		A1=8.43	
	A2=7.27		A2=6.93		A2= 4.14		A2=2.81	
Avj	4.561		9.576		6.56		4.284	
Av/nappe/Lt=A + (Avj/2)	Av1=20.3		Av1=20.56		Av1=15.7		Av1=10.57	
	Av2=9.55		Av2=11.71		Av2=7.42		Av2=4.95	
Av/nappe/ml	21.3		21.65		21.2		14.09	
	10.05		12.3		10.02		6.60	
Amin	2.5		2.5		2.5		2.5	
Choix d'armatures	11HA16		11HA16		11HA16		11HA14	
	11HA16		11HA16		11HA16		11HA14	
A adopté (cm ²)	22.11cm ²		22.11cm ²		22.11cm ²		16.94 cm ²	
	22.11cm ²		22.11cm ²		22.11cm ²		16.94 cm ²	
Espacement St (cm)	8		8		8		8	
Calculs des armatures horizontales Ah	4.4	2.5	4.6	3.075	4.2	2.5	3.52	1.65
Ah adopté	4HA12		4HA12		4HA12		4HA12	
Espacement St (cm)	8		8		8		8	
Armatures transversales At		4HA8	4HA8		4HA8		4HA8	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 5\text{MPa}$	τ_b	0.78		1.63		1.43	
	3,3 Mpa	τ_u	0.55		1.16		1.02	
	$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	2.40		4.11		2.39	

Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans les tableaux précédents on a obtenue des sections d'armateurs élevées d'où le coup va être important ; pour avoir un bon ferraillage dans les conditions économiques on doit augmenter le nombre des voiles

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII.1) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la supère structure ;
- Le tassement du sol.

VII.2) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII .3) pré dimensionnement des fondations :**VII.3.2) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

G : Charge permanente revenant au voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation revenant au voile considéré ;

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol (**$\sigma_{sol}=0,2$ MPa**).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal

Tableau VII.1: Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m)	S = BxL (m2)
VL1	3,40	2108,10	3,10	10,54
VL2	1,15	1414,16	6,15	7,07
VL3	1,15	1414,16	6,15	7,07
VL4	1,05	396,13	1,89	1,98
VL5	1,05	886,43	4,22	4,43
VL6	1,05	886,43	4,22	4,43
VL7	1,05	396,13	1,89	1,98
Total (m2)				37,51

Sens transversal

Tableau VII.2: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m)	S = BxL (m2)
VT1	3,60	1625,35	2,26	8,13
VT2	3,60	1625,35	2,26	8,13
VT3	1,90	1103,36	2,90	5,52
VT4	1,90	1103,34	2,90	5,52
Total (m2)				27,29

La surface des semelles filantes sous voiles est : **$A_{sv} = S_1 + S_2 = 37,51 + 27,29 = 64,79 \text{ m}^2$**

VII.3.3) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

- Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etapes de calcul :**

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

2-Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$.

3 - Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si $e \leq \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4-Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$$

Avec :

L : est la distance entre nus des poteaux

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Détermination de la résultante des charges

Poteau	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KNm)
P1	706,29	-4,11	-8,15	-5756,26
P2	1080,17	-6,26	-4,90	-5292,83
P3	1050,68	-15,09	-2,10	-2206,43
P4	959,98	-15,16	1,90	1823,96
Somme	3797,12	-40,62		-11431,56

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum N_i = 3797,12$

Coordonnées de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = \frac{-11431,56 - 40,62}{3797,12} = -3,02$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -3,02 \leq \frac{L}{6} = \frac{11,20}{6} = 1,87 \text{ m} \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3797,12}{11,20} \left(1 + \frac{6 \times (-3,02)}{11,20} \right) = 887,76 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3797,12}{11,20} \left(1 - \frac{6 \times (-3,02)}{11,20} \right) = -209,70 \text{ KN/m}^2$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3797,12}{11,20} \left(1 + \frac{3 \times (-3,02)}{11,20} \right) = 64,66 \text{ KN/m}^2$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = B \geq \frac{64,66}{200} = 0,32 \text{ m}$$

On prend : **B = 1,40 m.**

On aura donc : **S = 1,40 × 11,20 = 15,68 m²**

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : **S_t = S × n + S_v**

$$\mathbf{S_t = 15,68 \times 8 + 64,79 = 125,44 + 64,79 = 190,23 \text{ m}^2}$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est comme suit:

$$\mathbf{S_{bat} = 25,65 \times 11,20 = 287,28 \text{ m}^2}$$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{190,23}{287,28} = 66,22 \text{ \% de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 66,22 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

VII.4. Etude de radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.4.1) Pré dimensionnement du radier

- **Condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{ce qui conduit à}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$$

Avec :

Le : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déformée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,70\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.70 \text{ m}$$

- **Condition forfaitaire :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow 0,46 \leq h \leq 0,74$

Avec : $L_{\max} = 3,70 \text{ m}$.

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de : $h = 100 \text{ cm}$.

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec : une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{370}{20} = 18,50 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

- **La nervure:**

La nervure du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{370}{10} = 37 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_n = 120 \text{ cm.}$$

D'où:

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \rightarrow 0.4 \times 120 \leq b_n \leq 0.7 \times 120$$

$$48 \leq b_n \leq 84 \rightarrow b_n = 55 \text{ cm}$$

Résultats :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la dalle: $h_d = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la nervure: $h_n = 120 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 55 \text{ cm}$.

VII.4.2) Détermination des efforts :

A) Charges revenant à la superstructure

Charge permanente $G = 25425,89 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q = 4493,42 \text{ KN}$

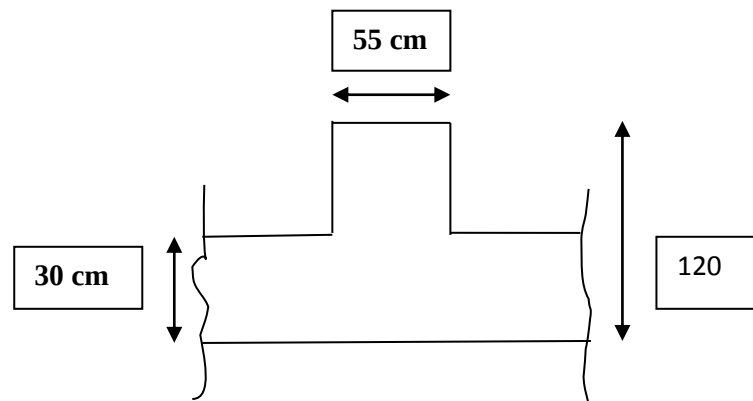


Figure VII.1: Les caractéristiques du radier

B) Combinaison d'action

A l'ELU: $N_U = 1,35G + 1,5 Q = 41065,08 \text{ KN}$

A l'ELS: $N_S = G + Q = 29919,31 \text{ KN}$

B) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{L'ELU : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{41065,08}{1,33 \times 200} = 154,38 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{29919,31}{200} = 149,59 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S^{\text{ELU}}; S^{\text{ELS}}) = 154,38 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bat}} = 287,28 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 154,38 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right)$$

Avec :

h : la hauteur de la nervure.

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{120}{2}; 30\right) \rightarrow L_{\text{déb}} \geq 60 \text{ cm}$$

On prend : **$L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$** .

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} S_{\text{déb}} = (25,65 + 11,20) \times 2 \times 0,60 + 4 \times (0,60)^2 = 45,66 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = 287,28 + 45,66 = 332,94 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 332,94 \text{ m}^2.$$

C) Détermination des efforts à la base du radier**a) Poids de radier :**

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids du (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}.$

- Poids de la dalle :

$$g_1 = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b \rightarrow 332,94 \times 0,3 \times 25 = 2497,05 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures :**

$$g_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$g_2 = [(0,55 \times (1,20 - 0,30) \times 11,20 \times 8) + (0,55 \times (1,20 - 0,30) \times 25,65 \times 4)] \times 25$$

$$g_2 = 2378,48 \text{ KN}$$

- **Poids du TVO :**

$$g_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

Avec :

$$S_{nerv} = b_n \times L \times n = (0,55 \times 25,65 \times 4) + (0,55 \times 11,20 \times 8) = 105,71 \text{ m}^2.$$

$$g_3 = (332,94 - 105,71) \times (1,20 - 0,3) \times 25 = 5112,68 \text{ KN}.$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$g_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$$g_4 = (332,94 - 105,71) \times 0,1 \times 25 = 568,08 \text{ KN}.$$

$$P_{rad} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 2497,05 + 2378,48 + 5112,68 + 568,08 = 10556,28 \text{ KN}$$

b) Charge permanente apportée sur le radier GT

$$G_T = P (\text{superstructure}) + P (\text{infrastructure})$$

$$G_T = 25425,89 + 10556,28 = 35982,17 \text{ KN}.$$

c) Charge d'exploitation apportée sur le radier QT

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 4493,42 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 4 \times 332,94 = 1331,76 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge totale : } Q_T = 5825,18 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_U = 1,35 G_T + 1,5 Q_T = 1,35 \times 35982,17 + 1,5 \times 5825,18 = 57313,69 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_S = G_T + Q_T = 35982,17 + 5825,18 = 41807,35 \text{ KN}$$

VI.4.3) vérifications :

A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que: } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 120 \text{ cm ; } d = 0,9 h_d = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{57313,69 \times 1}{332,94} \times \frac{370}{2} = 382,16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{332,94}{1,2 \times 0,27} = 1179,51 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme.

$$\mathbf{M}_j = \mathbf{M}_{j(k=0)} + \mathbf{T}_{j(k=0)} \cdot \mathbf{h}$$

$\mathbf{M}_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

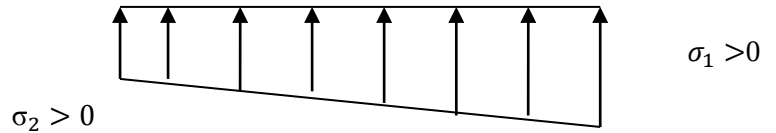
$\mathbf{T}_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

$\mathbf{h}$: profondeur de l'infrastructure

On doit vérifier les conditions suivantes :(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

- **ELU:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{sol}}$$



- **ELS:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

du sol.

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN /m}^2, \quad 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN /m}^2$$

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 57313,69 \text{ KN} \quad N_s = 41807,35 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 58966,64 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 2815,56 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 57963,67 \text{ KN.m}$$

Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

$$T_{0y} = 2766,56 \text{ KN}$$

- **Calcul du CDG et des moments d'inertie**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12,83 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 5,60 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

X_i , Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{11,20 \times 25,65^3}{12} = 3003,03 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{17,35 \times 15,36^3}{12} = 15750,66 \text{ m}^4$$

- **Calcul des moments:**

$$M_x = 62345,31 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 61283,54 \text{ KN.m}$$

- **Sens longitudinal xx:**
- **A ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{57313,69}{332,94} + \frac{62345,31}{15750,66} \times 12,83 = 222,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{57313,69}{332,94} - \frac{62345,31}{15750,66} \times 12,83 = 121,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 222,91 + 121,38}{4} = 197,53 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 198,21 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol}^{cal} = 266 \text{ KN / m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A PELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{41807,35}{332,94} + \frac{62345,31}{15750,66} \times 12,83 = 176,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{41807,35}{332,94} - \frac{62345,31}{15750,66} \times 12,83 = 74,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199,06 + 128,18}{4} = 150,95 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 150,95 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 200 \text{ KN / m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversale yy:

A ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{57313,69}{332,94} + \frac{61283,54}{3003,03} \times 5,60 = 286,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{57313,69}{332,94} - \frac{61283,54}{3003,03} \times 5,60 = 57,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 278,87 + 169,97}{4} = 229,28 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 229,28 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol}^{cal} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{41807,35}{332,94} + \frac{61283,54}{3003,03} \times 5,60 = 239,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{41807,35}{332,94} - \frac{61283,54}{3003,03} \times 5,60 = 11,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 218,16 + 109,08}{4} = 182,71 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 182,71 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII .5) ferrailage de radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91/modifiée 99**.

VII.5.1 Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 229,28 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 182,71 \text{ KN/m}^2$

D'où :

A l'ELU :

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 229,28 - \frac{10556,28}{332,94} = 197,58 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 182,71 - \frac{10556,28}{332,94} = 151,00 \text{ KN/m}^2$$

VII.5.2 Ferrailage de la dalle :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

A) Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis

On distingue deux cas

- **1^{er} cas:** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée).

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- **2^{ème} cas:** $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

B) Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 3,60 \text{ m}$ $l_y = 3,70 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{3,70} = 0.97 \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Tableau VII.4 : Les caractéristiques du panneau le plus sollicité :

Panneau	$L_x \text{ (m)}$	$L_y \text{ (m)}$	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
				U_x	U_y	U_x	U_y
1	3,60	3,70	0,97	0,0393	0,936	0,0467	0,954

C) Calcul a l'ELU :**a) Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$v = 0; \rho = 0.97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,936 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0393 \times 197,58 \times 3,60^2 = 100,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,936 \times 100,63 = 94,23 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

0.75 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 100,63 = 50,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 94,23 = 47,12 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 100,63 = 75,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 47,12 = 35,34 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage a l'ELU :

- **le sens x – x (longitudinal)**

Aux appuis :

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{50,32 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,049 \quad (u_l = 0,392)$$

→ La section est simplement armée.

$$u_u = 0,049 \rightarrow \beta = 0,976$$

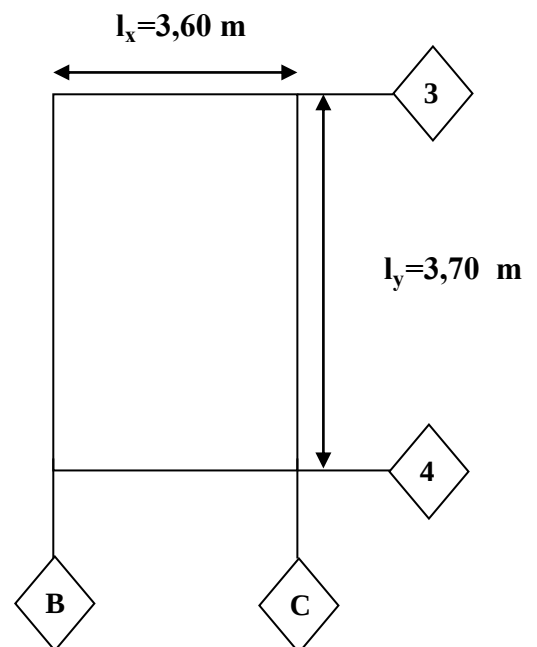


Figure VII.3 : Le panneau le plus sollicité.

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{50,32 \times 10^3}{0,976 \times 27 \times 348} = 5,50 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 = 10.78 cm²/ml

Avec : S_t=15cm.

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{75,47 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,073 \quad u_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,073 \rightarrow \beta = 0,963 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{75,47 \times 10^3}{0,963 \times 27 \times 348} = 8,34 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 = 10.78 cm²/ml Avec : S_t = 15 cm

- le sens y - y (transversal):

Aux appuis :

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{47,12 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,046 \quad u_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{47,12 \times 10^3}{0,976 \times 27 \times 348} = 5,14 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 = 10.78 cm²/ml

Avec : S_t = 25 cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{70,67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,068 \quad u_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} \frac{70,67 \times 10^3}{0,965 \times 27 \times 348} = 7,79 \text{ m}^2$$

Soit : 7HA14 = 10.78 cm²/ml

Avec : S_t = 15 cm

c) Vérification a l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec :

$\rho_0 = 0,0008$ pour HA FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,97}{2} = 2,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,67 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,67 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,67 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,67 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

- Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42):

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle :

Sens x-x :

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{90; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{90; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \min\left(0,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\right) = 2,5$$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{197,58 \times 3,70}{2} = 243,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{243,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,09 \leq 2,5$$

D) Calcul a l'ELS :**a) Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$v = 0,2; \quad \rho = 0,97 \quad \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0467 \\ \mu_y = 0,954 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0467 \times 151,00 \times 3,60^2 = 91,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,954 \times 100,37 = 87,19 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0,5 \times 91,39 = 45,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 87,19 = 43,59 \text{ KN.m}$$

- Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0,75 \times 91,39 = 68,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0,75 \times 87,19 = 65,39 \text{ KN.m}$$

b) Vérification a l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Sens X-X :**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{50,32}{45,70} = 1,10 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,049 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,064$$

$$\alpha = 0,064 \leq \frac{1,101-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,30 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{75,47}{68,54} = 1,10 \text{ Avec } \mu_u = 0,073 \longrightarrow \alpha = 0,094$$

$$\alpha = 0,094 \leq \frac{1,10-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,30 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{47,12}{43,59} = 1,08 \text{ Avec } \mu_u = 0,046 \longrightarrow \alpha = 0,059$$

$$\alpha = 0,059 \leq \frac{1,08-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,29 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{70,67}{65,39} = 1,08$$

Avec :

$$\mu_u = 0,068 \longrightarrow \alpha = 0,088$$

$$\alpha = 0,068 \leq \frac{1,08-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,29 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

VII.5.4) Ferrailage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

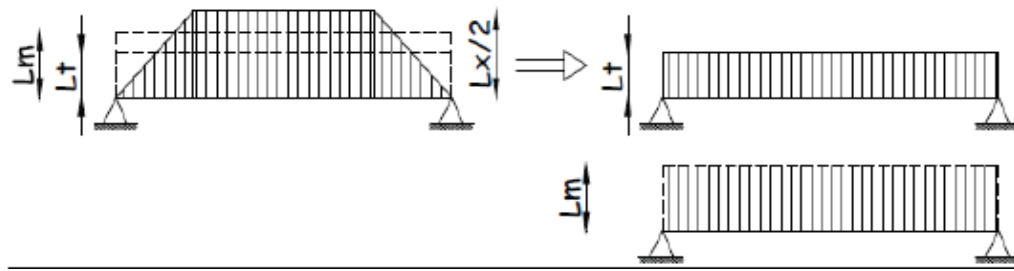


Figure VII.4: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1^{er} Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

2^{ème} Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times l_x$

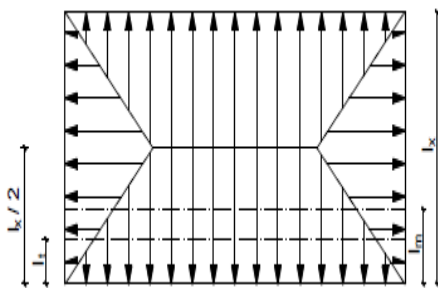


Figure VII.5: Répartition trapézoïdale.

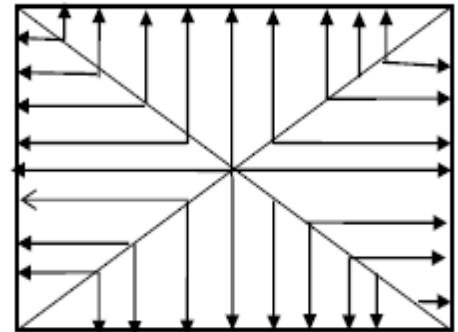


Figure VII.6 : Répartition triangulaire.

A) Détermination des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(197, - \frac{10556,28}{332,94} - \frac{2378,48}{105,71} \right) \times 1ml = 143,32 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(150,95 - \frac{10556,28}{332,94} - \frac{2378,48}{105,71} \right) \times 1ml = 96,75 \text{ KN/ml}$$

- Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- Pour les efforts tranchants :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens longitudinale :

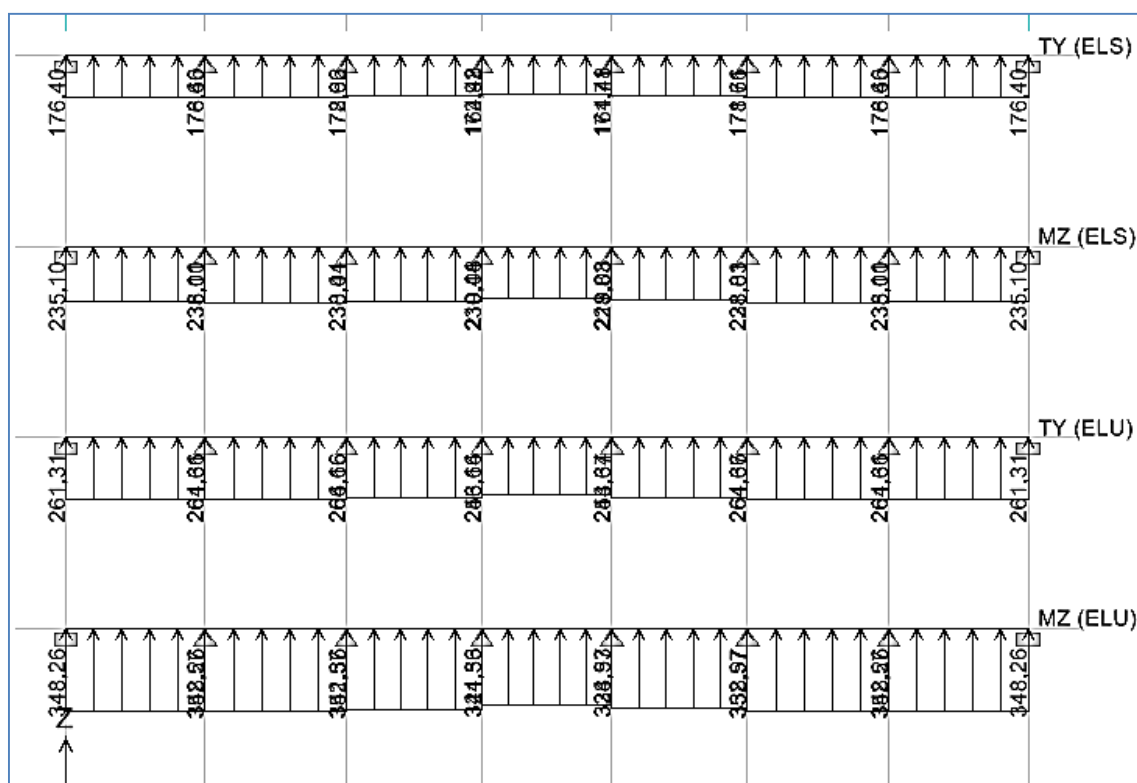
Tableau VII.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
Travée	Panneau	Lx	Ly	P	Charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3,5	3,65	0,96	Trapèze	1,21	0,91	143,32	96,75	173,94	348,26	117,42	235,10	130,56	261,31	88,14	176,40
	2	3,6	3,65	0,99	Trapèze	1,22	0,91	143,32	96,75	174,32		117,68		130,75		88,27	
B - C	1	3,5	3,7	0,95	Trapèze	1,23	0,92	143,32	96,75	176,00	352,57	118,81	238,01	132,18	264,66	89,23	178,66
	2	3,6	3,7	0,97	Trapèze	1,23	0,92	143,32	96,75	176,57		119,20		132,47		89,43	
C - D	1	3,5	3,55	0,99	Trapèze	1,18	0,89	143,32	96,75	169,55	341,36	114,45	230,44	127,17	256,16	85,85	172,92
	2	3,6	3,55	1,01	Triangulaire	1,20	0,90	143,32	96,75	171,81		115,98		128,99		87,08	
D - E	1	3,4	3,5	0,97	Triangulaire	1,13	0,85	143,32	96,75	162,27	324,53	109,54	219,08	121,82	243,64	82,24	164,48
	2	3,4	3,6	0,94	Triangulaire	1,13	0,85	143,32	96,75	162,27		109,54		121,82		82,24	
E - F	1	3,5	3,55	0,99	Trapèze	1,18	0,89	143,32	96,75	169,55	338,97	114,45	228,83	127,17	254,37	85,85	171,71
	2	3,55	3,6	0,99	Triangulaire	1,18	0,89	143,32	96,75	169,43		114,37		127,20		85,87	
F - G	1	3,5	3,7	0,95	Trapèze	1,23	0,92	143,32	96,75	176,00	352,57	118,81	238,01	132,18	264,66	89,23	178,66
	2	3,6	3,7	0,97	Trapèze	1,23	0,92	143,32	96,75	176,57		119,20		132,47		89,43	
F - G	1	3,5	3,65	0,96	Trapèze	1,21	0,91	143,32	96,75	173,94	348,26	117,42	235,10	130,56	261,31	88,14	176,40
	2	3,6	3,65	0,99	Trapèze	1,22	0,91	143,32	96,75	174,32		117,68		130,75		88,27	

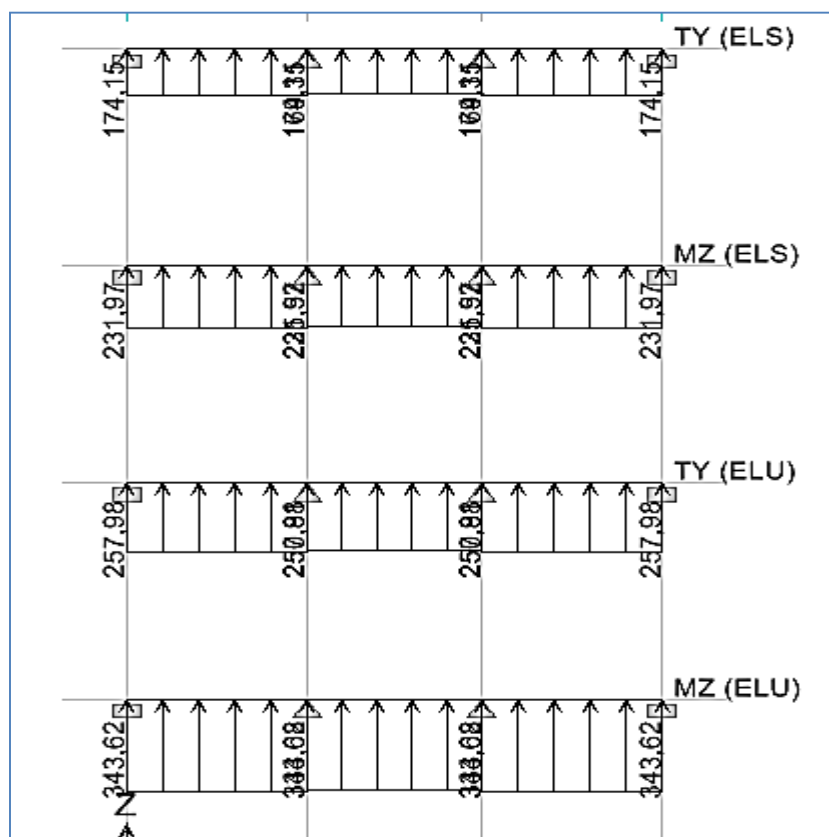
- Sens transversal:

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
Travée	Panneau	Lx	Ly	P	Charge	Lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	4,4	0,49	Triangulaire	0,72	0,54	121,47	80,45	2,15	86,97	173,93	57,60	115,20	65,29	130,58	43,24	86,48
	2	4,35	0,49	Triangulaire	0,72	0,54	121,47	80,45	2,15	86,97		57,60		65,29		43,24	
2-3	2,96	4,4	0,67	Triangulaire	0,99	0,74	121,47	80,45	2,96	119,73	239,46	79,30	158,60	89,89	179,78	59,53	119,07
	2,96	4,35	0,68	Triangulaire	0,99	0,74	121,47	80,45	2,96	119,73		79,30		89,89		59,53	
3-4	3,2	4,4	0,73	Triangulaire	1,07	0,80	121,47	80,45	3,2	129,44	258,88	85,73	171,46	97,18	194,35	64,36	128,72
	3,2	4,35	0,74	Triangulaire	1,07	0,80	121,47	80,45	3,2	129,44		85,73		97,18		64,36	



Sens Longitudinal



Sens transversal

Figure VII.7 : Les schémas des chargements des nervures sur ETABS

B) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

Sens longitudinal

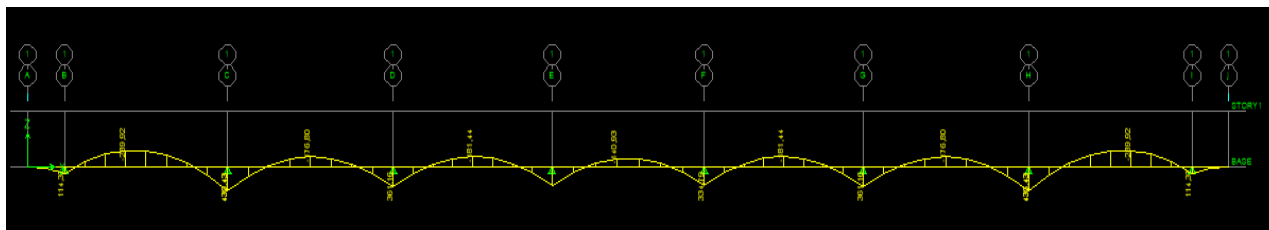


Figure VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

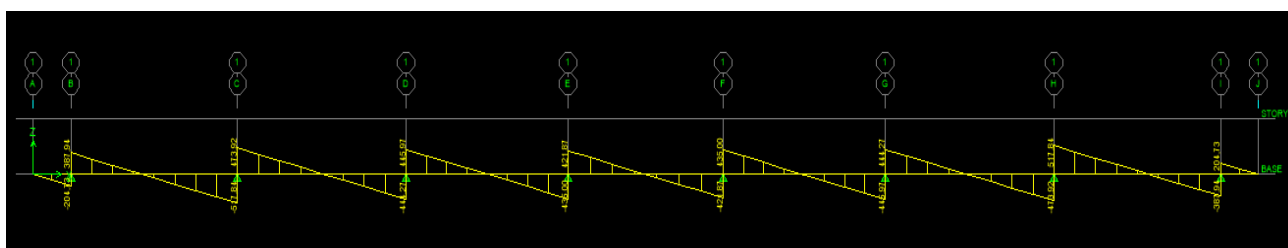


Figure VII.9: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

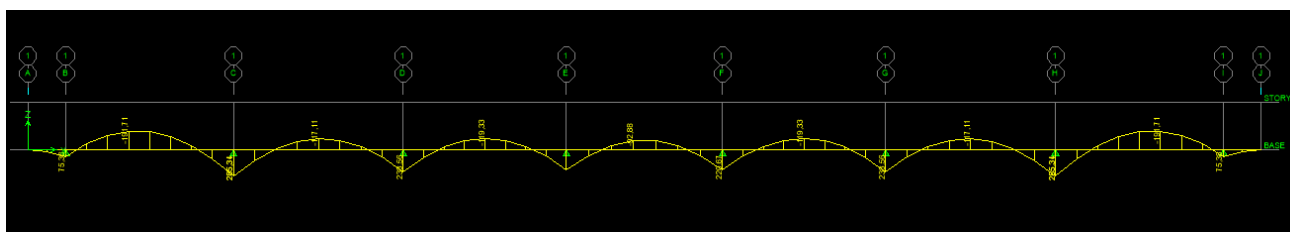


Figure VII.10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

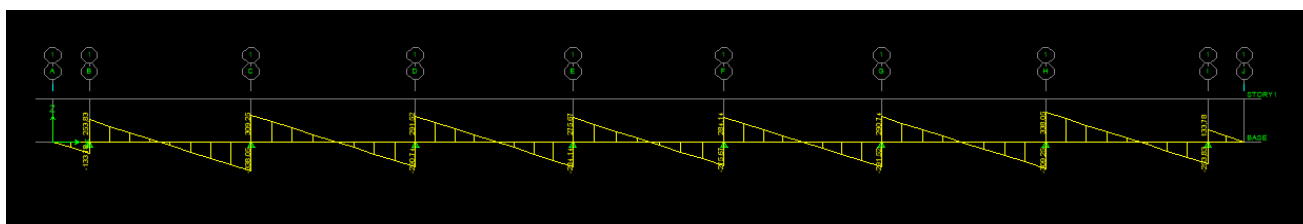


Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Sens transversal

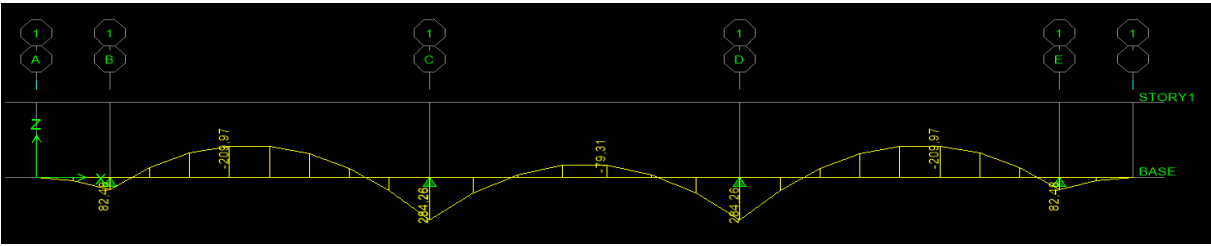


Figure VII.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

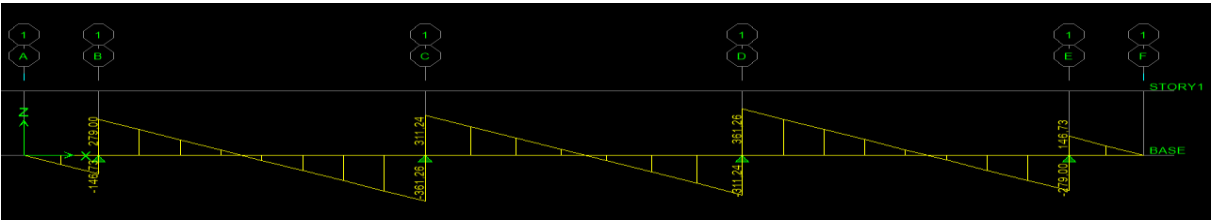


Figure VII.13: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

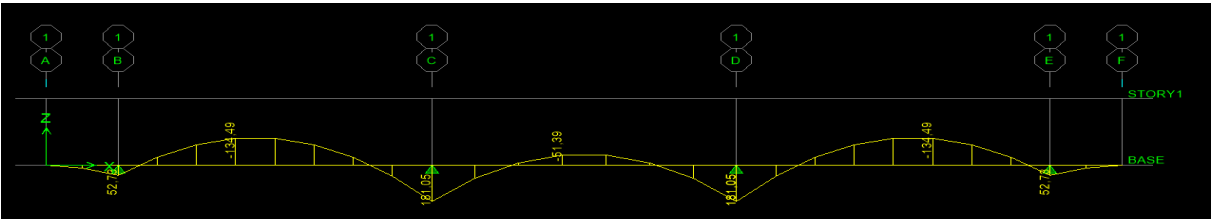


Figure VII.14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

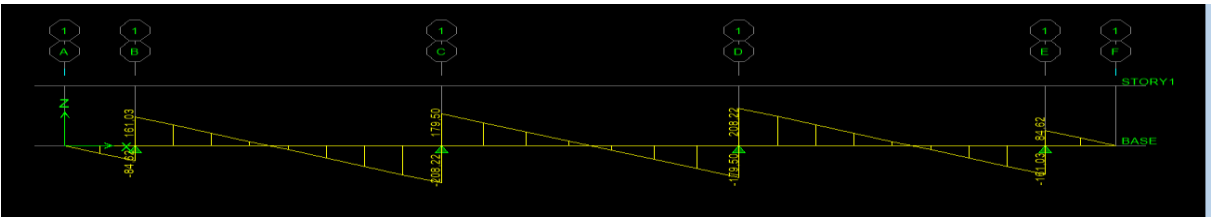


Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

A) Sollicitation maximale :

Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	379,92	250,39	360,24	237,32
M_{tmax}(KN.m)	201,33	132,75	182,10	119,98
T_{max} (KN)	461,56	301,63	439,78	287,15

B) Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b = 55 [cm], h = 120 [cm], d = 115 [cm], f_{bc} = 14,2 [MPa], σ_{st} = 348 [MPa]

Exemple de calcul :

M_{tumax} = 201,33 [KN.m] ; M_{aumax} = 379,92 [KN.m]

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{379,92 \times 10^3}{55 \times 115^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,037 \longrightarrow \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{379,92 \times 10^3}{0,981 \times 115 \times 348} = 9,97 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 5HA16 = 10,05 [cm²]

Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures à L'ELU.

		M [KN.m]	μ	β	A _{cal} [cm ²]	Choix	A _{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appui	379,92	0,037	0,981	9,97	5HA16	10,05
	Travée	201,33	0,019	0,990	5,08	5HA16	10,05
Sens transversal	Appui	360,24	0,035	0,982	9,17	5HA16	10,05
	travée	182,1	0,018	0,991	4,59	5HA16	10,05

b) Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le **BAEL91/modifiée99**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi=8$ [mm]

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8$ [mm]

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 2 \right\} = \{30 ; 24\}$$

Soit : $S_t = 20$ [cm]

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 30 \text{ [cm]}$$

Soit : $S_t = 20$ [cm]

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,30 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier).

C) Vérification à l'ELU**a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 115 \times 2,1}{400} = 7,64 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{\text{adopté}} = 10,05 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 7.64 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 10,05 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 7.64 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 10,05 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 7.64 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 10,05 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\text{min}} = 7,64 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{umax}} = 439,78 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{439,78 \times 10^3}{550 \times 1150} = 0,70 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau} = 2,5 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **Sens X-X :**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{379,92}{250,39} = 1,52$$

$$\text{Avec : } \mu_u = 0,037 \longrightarrow \alpha = 0,0485$$

$$\alpha = 0,0485 \leq \frac{1,52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,510 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{201,33}{132,75} = 1,52$$

$$\text{Avec : } \mu_u = 0,019 \longrightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\alpha = 0,0252 \leq \frac{1,52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,510 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{360,24}{287,15} = 1,25$$

$$\text{Avec : } \mu_u = 0,035 \longrightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\alpha = 0,0459 \leq \frac{1,25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{182,10}{119,98} = 1,52$$

$$\text{Avec : } \mu_u = 0,018 \longrightarrow \alpha = 0,0227$$

$$0,0227 \leq \frac{1,52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,510 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

E) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 [cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **115 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right] \times 1,15 = 3,45 [\text{cm}^2] \text{ Par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA16} = 4,02 [\text{cm}^2]$$

Introduction :

Les murs plaques ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalle encastré au niveau de la fondation et simplement appuyées sur le plancher supérieur et les poteaux. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

VIII.1 Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm.

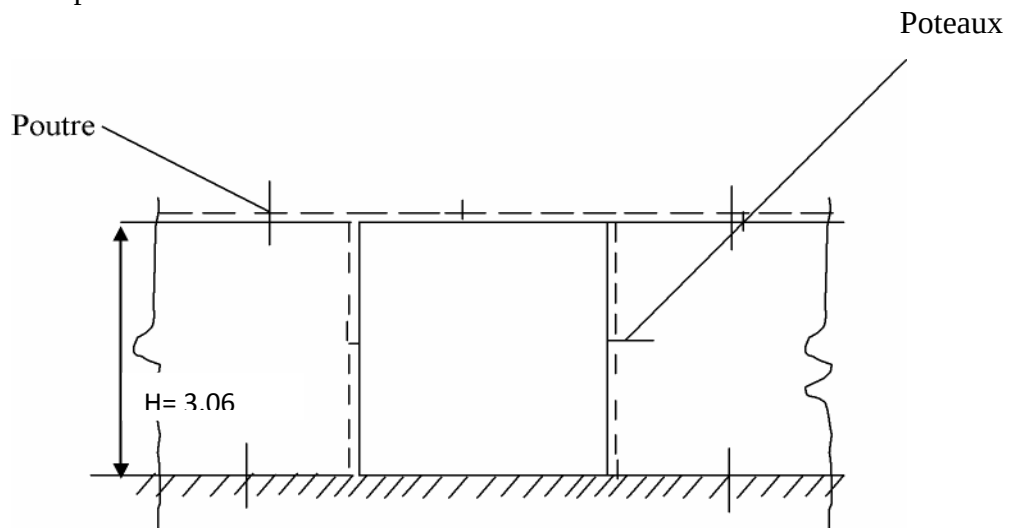


Figure VIII.1 : Coupe du mur de plaque.

VIII.2 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_H et σ_V

Tel que : $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos. ($K_0 = 1 - \sin \varphi$)

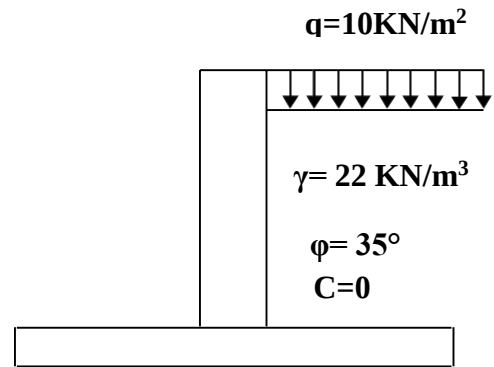
σ_H : Contraintes horizontales

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

A) Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q=10\text{KN/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma=22\text{KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi=35^\circ$
- Cohésion : $C=0$
- Contrainte du sol : $\sigma=2\text{ bars}$

**Figure VIII.2 : Schéma du mur plaque**

Note : les caractéristiques ne sont pas données par le rapport de sol mais récupérer par laboratoire qui a fait l'étude du sol.

B) Calcul des sollicitations : $q=10\text{KN/m}^2$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

Avec : $\gamma=22\text{KN/m}^3$

$$0 < h < H \rightarrow 0 < h < 3.06 \text{ m}$$

$$H=3.06\text{m}$$

$$\varphi=35^\circ$$

$$C=0$$

Type du sol : nous avons $C = 0$, $\varphi \neq 0 \rightarrow$ sol pulvérulent

$$\text{Donc : } K_0 = 1 - \sin 35$$

$$K_0=0.43$$

- **A l'ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 (1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$\sigma_h = 12.77h + 6.45$$

$$\text{Pour : } h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 6.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour : } h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 45, 83 \text{ KN/m}^2$$

- **A l'ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 (\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 9.46h + 4.3$$

Pour : $h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 4.3 \text{ KN/m}^2$

Pour : $h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 33.25 \text{ KN/m}^2$

C) Diagramme des contraintes :

ELU; ELS:

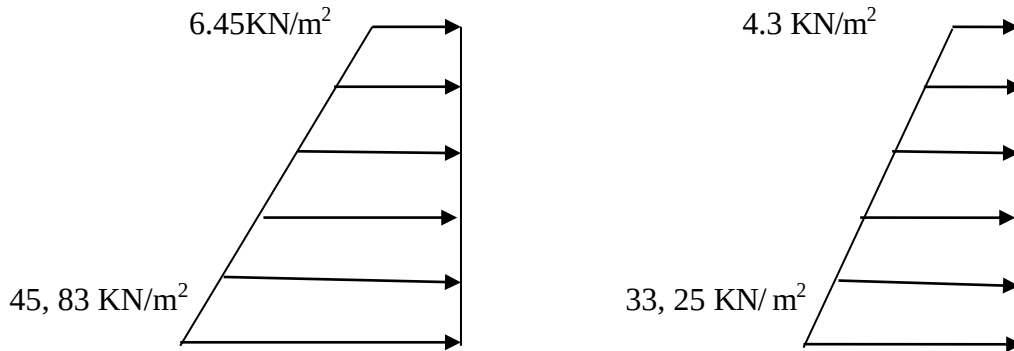


Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes a l'ELU. **Figure VIII.4 :** Diagramme des contraintes a l'ELS.

D) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

ELU: $q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot 1\text{m}}{4} = 35,99 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot 1\text{m}}{4} = 26,01 \text{ KN/ml}$

VIII.3) Ferrailage du mur plaque:

A) Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

B) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée 0.85.
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés:
 - 0.3 $\longrightarrow$ Appuis de rive
 - 0.5 $\longrightarrow$ Autres appuis.

C) Identification des panneaux :

$$L_x = 3,06 \text{ m}$$

$$L_y = 3,70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{3,70} = 0,83 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} v=0 & \mu_x=0,0531 \\ \rho=0,83 & \mu_y=0,649 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0531 \times 35,99 \times 3,70^2 = 26,16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,649 \times 26,16 = 16,98 \text{ KN.m}$$

D) Correction des moments :

- Sens X-X**

Aux appuis: $M_a = 0,5 \times 26,16 = 13,08 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0,85 \times 26,16 = 22,24 \text{ KN.m}$

- Sens Y-Y**

Aux appuis: $M_a = 0,5 \times 16,98 = 8,49 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0,85 \times 16,98 = 14,43 \text{ KN.m}$

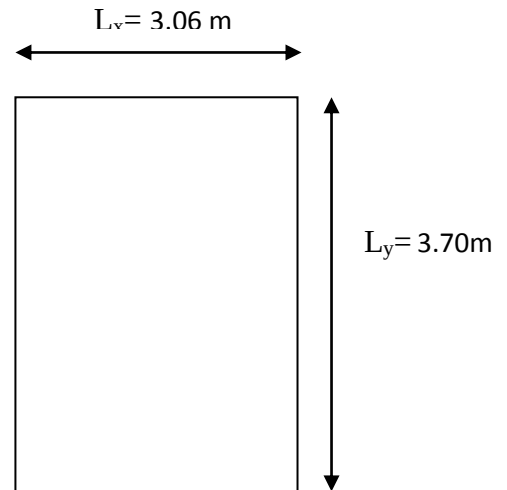


Figure VII.5

E) Ferrailage :

Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.

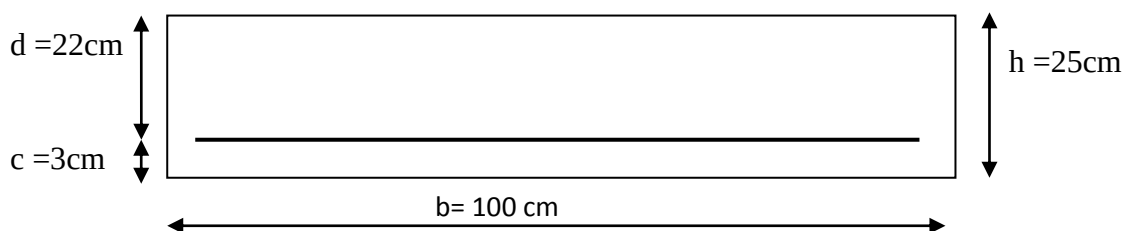


Figure VII.6 : Schéma statique du ferrailage de voile périphérique

On a :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.1: Ferrailage du mur plaque.

• Sens X-X

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ_u	μ_l	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	13.08	0.018	0.392	SSA	0.991	1.72	2.65	4HA10= 3.14	25
	Travée	22.24	0.032	0.392	SSA	0.984	2.60	2.65	4HA10= 3.14	25

Tableau VIII.2: Ferrailage du mur plaque

• Sens Y-Y

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ_u	μ_l	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
Y-Y	Appuis	8.49	0.012	0.392	SSA	0.994	1.11	2.65	4HA10= 3.14	25
	Travée	14.43	0.020	0.392	SSA	0.990	1.90	2.65	4HA10= 3.14	25

F) Recommandations du RPA 99 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2,50 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par **4 épingles/m² de HA8**.

VII.6.2 vérification à l'ELU

a- Espacements des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales

Sens(X-X) : $St < \min(3h ; 33\text{cm})$

Sens (Y-Y) : $St < \min(4h ; 45\text{cm})$

Sens X-X : $\frac{b}{4} = \frac{100}{6} = 17\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Sens Y-Y : $\frac{b}{4} = \frac{100}{6} = 17\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

b-Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL90/modifiée99) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2,66 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,66\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

c- Calcul de la longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \varnothing$$

Avec : L_s : Longueur de scellement droit

$$\bar{\tau}_s = 0,6(\Psi)^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Pour $\varnothing = 1,2\text{cm}$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 L_s » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL 91 / modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

—————> Pour $\varnothing 12$: $L_s = 18 \text{ cm}$.

G) Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{3.70} = 0.83 \quad ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \nu = 0.20 & \mu_x = 0.0610 \\ \rho = 0.83 & \mu_y = 0.750 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0610 \times 26.01 \times 3.70^2 = 21.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.750 \times 21.72 = 16.29 \text{ KN.m}$$

H) Correction des moments :

- **Sens X-X**

Aux appuis: $M_a = 0.5 \times 21.72 = 10.86 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0.85 \times 21.72 = 18.46 \text{ KN.m}$

- **Sens Y-Y**

Aux appuis: $M_a = 0.5 \times 16.29 = 8.14 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0.85 \times 16.29 = 13.84 \text{ KN.m}$

b-Etat limite d'ouverture des fissures (Art .A.5.3.2/BAEL91/modifiée99) :

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} \quad ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Dans le béton

Contrainte dans béton : nous devons donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

Avec : $k = \frac{1}{K_1}$

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant

Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	zone	As (cm ²)	Ms (KNm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Obs
X-X	Appuis	3.14	10.86	0,142	0,938	65.64	167.60	201.63	2.55	15	CV
	Travée	3.14	18,46	0,142	0,938	65.64	200.88	201.63	3.06	15	CV
Y-Y	Appuis	3.14	8.14	0,142	0,938	65.64	117.83	201.63	1.79	15	CV
	Travée	3.14	13.84	0,142	0,938	65.64	201.59	201.63	3.07	15	CV

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- $\frac{h}{l_x} = 0,049 \geq \frac{M_t}{20MU} = 0,04$ **condition vérifiée**
- $\frac{h}{l_x} = \frac{25}{408} = 0,06 > \frac{M_t}{20MU} = 0,042$ **condition vérifiée**
- $\frac{A}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 22} = 0,0014 < \frac{2}{400} = 0,005$ **condition vérifiée**

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion:

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

- **Sens x-x :**

En travée : 4HA10 avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis: 4HA10 avec un espacement de 25 cm.

- **Sens y-y :**

En travée : 4HA10 avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis: 4HA10 avec un espacement de 25 cm.

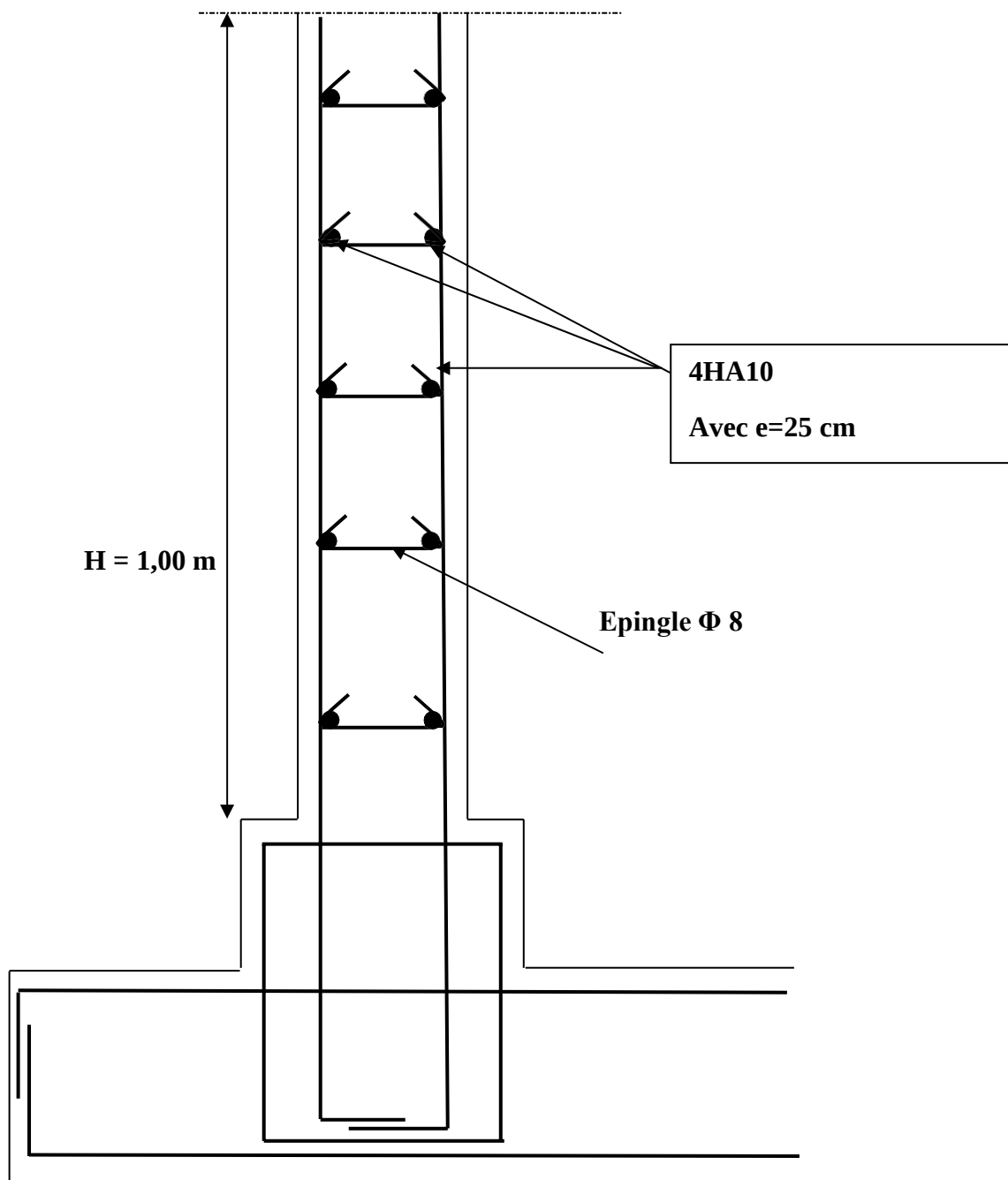


Figure VIII.7 : Ferrailage du mur plaque.

Conclusion Générale

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.



Bibliographie



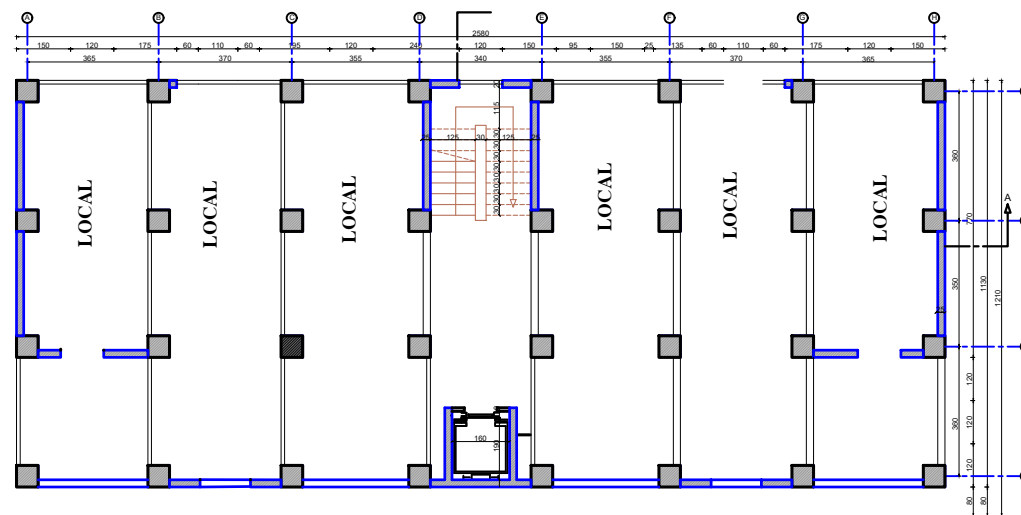
- [01] : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.
- [02] : Fascicule n° 62 - Titre I - Section I. « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 ».
- [03] : CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE C.G.S. « DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D.T.R. – B.C.2-41 - REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME C.B.A. 93 ». Alger.
- [04] : Fascicule n° 62 - Titre I - Section I. « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 ».
- [05] : Association française du génie parasismique. « Guide de la conception parasismique des bâtiments ». Paris, Editions EYROLLES, 2004.
- [06] : Milan, ZACEK. « Conception parasismique des immeubles d'habitation collective en béton armé ». Paris, éditions Amprincipe, novembre 2010.
- [07] : Milan, ZACEK. « Conception parasismique-niveau avant-projet ». Villfontaine, les grands ateliers, septembre 2003.
- [08] : Milan, ZACEK. « Construction parasismique ». L'architecture et les bétons – Cycle de conférences CIMbéton. Introduction et partie I. Disponible sur :
< https://www.youtube.com/watch?v=_xSz5NmZ5AQ >.
- [09] : Milan, ZACEK. « Construction parasismique ». L'architecture et les bétons – Cycle de conférences CIMbéton. Partie II. Disponible sur :
< <https://www.youtube.com/watch?v=JpyQSvtIdFk> >.
- [10] : Milan, ZACEK. « Construction parasismique ». L'architecture et les bétons – Cycle de conférences CIMbéton. Partie III. Disponible sur :
< <https://www.youtube.com/watch?v=AaNHQiSHaec> >.
- [11] : Richard, BAREŠ. « TABLES POUR LE CALCUL DES DALLES ET DES PAROIS ». Paris, éditions DUNOD, 1969, p. 401.
- [12] : Association française du génie parasismique. « Le séisme du 21 mai 2003 en Algérie- Rapport préliminaire de la mission AFPS ». Paris, 8 juillet 2003.
- [13] : Abdelghani, SEGHIR. « Séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 - Pathologie de construction et dommages sismiques ». Bejaia, journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 2-27 juin 2007.
- [14] : Mohamed, BELAZOUGUI. « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME ». Office des publications universitaires.
- [15] : Patricia, BALANDIER. « LE SEISME ET LES BATIMENTS - Pourquoi il ne suffit pas qu'un bâtiment soit "costaud" pour résister aux séismes » Cours de construction parasismique – Volume 3.
- [16] : MELLAK, Hachemi. « DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D.T.R. – B.C. 2.2 – CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION ». CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE C.G.S. Alger.
- [17] : J.-M. DESTRAC, D. LEFAIVRE, Y. MALDENT, S. VILA. « Mémotech génie civil ». Paris, éditions CASTEILLA, 1996.
- [18] : Jean, PERCHAT, Jean, ROUX. « Pratique du BAEL 91. Cours avec exercices corrigés ». Paris, éditions EYROLLES, quatrième édition, p. 171, 199, 353, 357.

[19] ; Hugo, BACHMANN. « Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l’attention des ingénieurs, architectes, maîtres d’ouvrages et autorités ». Bienne, office fédéral des eaux et de la géologie, septembre 2002.

[20] : Ghislaine, VERRHIEST-LEBLANC, Thierry, WINTER. « Séisme de Boumerdes (Algérie) du 21 mai 2003 - Les conséquences dramatiques de l’effet ‘mille feuilles’ ». Graphisme et mise en page : Valérie SCOTTO-Studio graphique VSDCom.

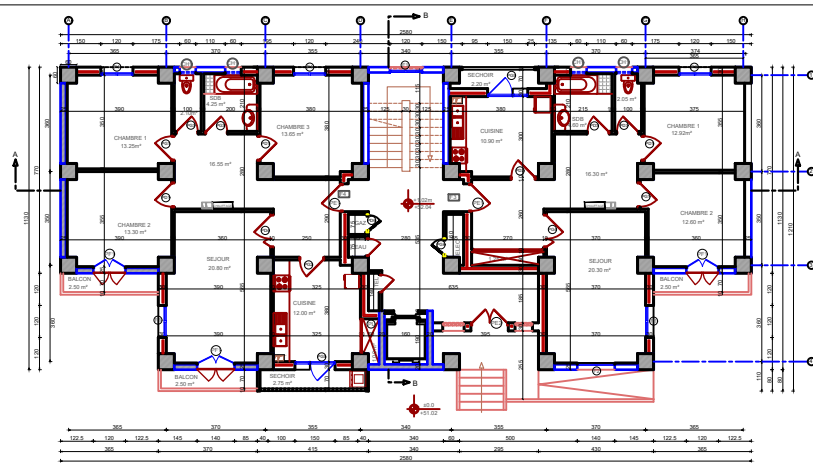
[21] : Ph. Guéguen, « Génie parasismique-comportement des structures sous séisme », Université Joseph Fourier, Grenoble.

[22] : Université Grenoble-Alpes. « Conseils pour la rédaction et la présentation du mémoire ». 2016.

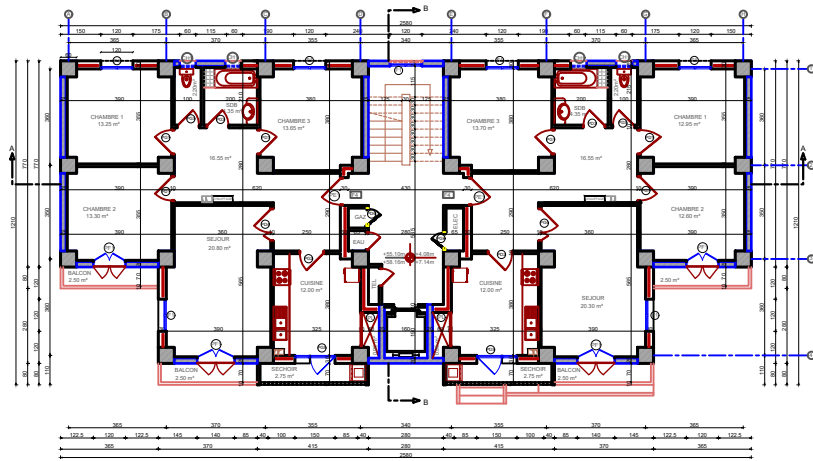


PLAN D'ARCHITECTURE SOUS-SOL

829*760

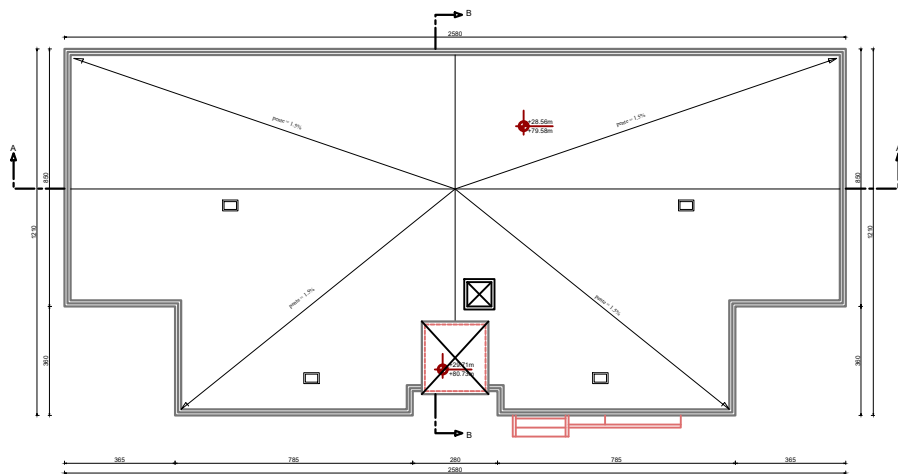


PLAN DU RDC



PLAN DES 1er ET 2e ETAGE

829*398



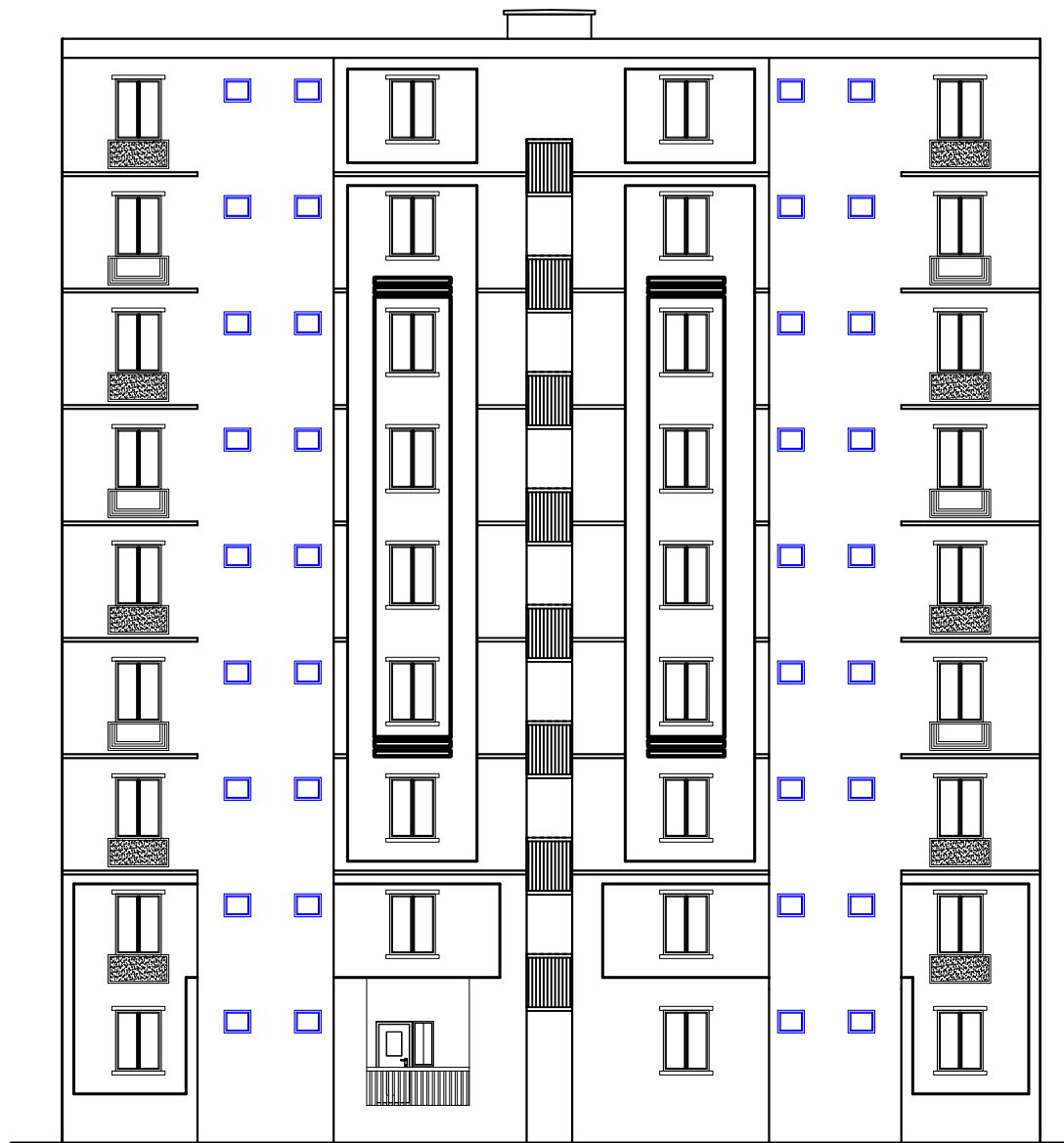
PLAN DE TERRASSE

795*658

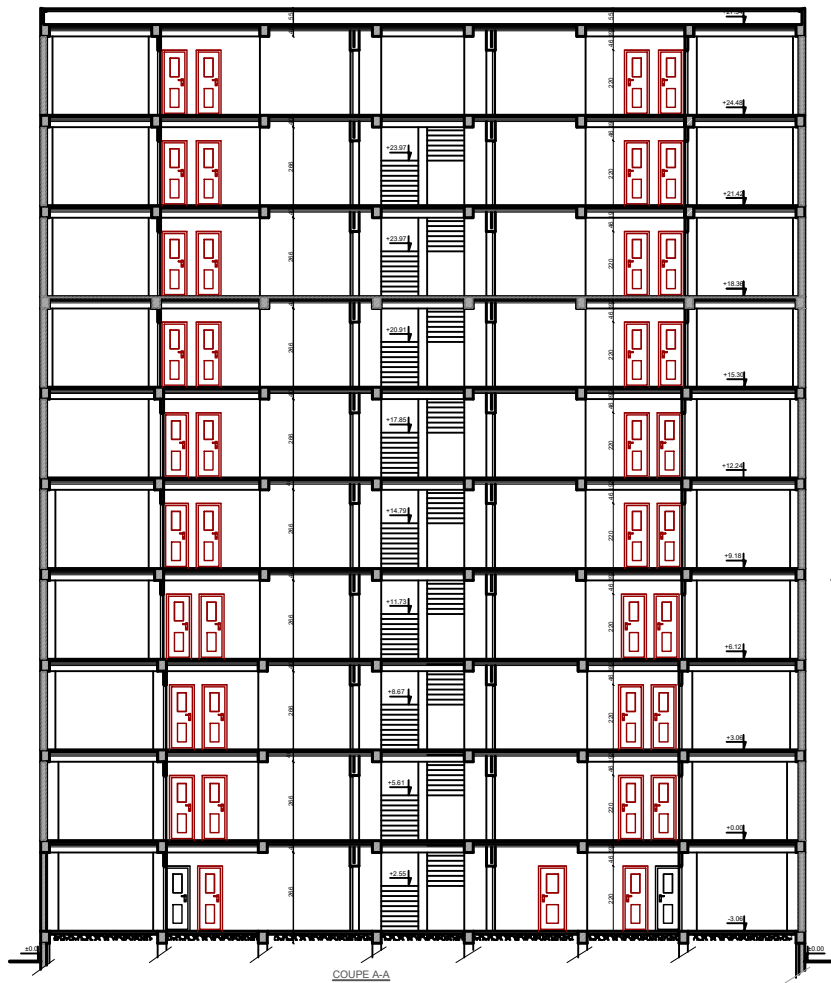


FAÇADE OUEST (BLOC B - R+8)

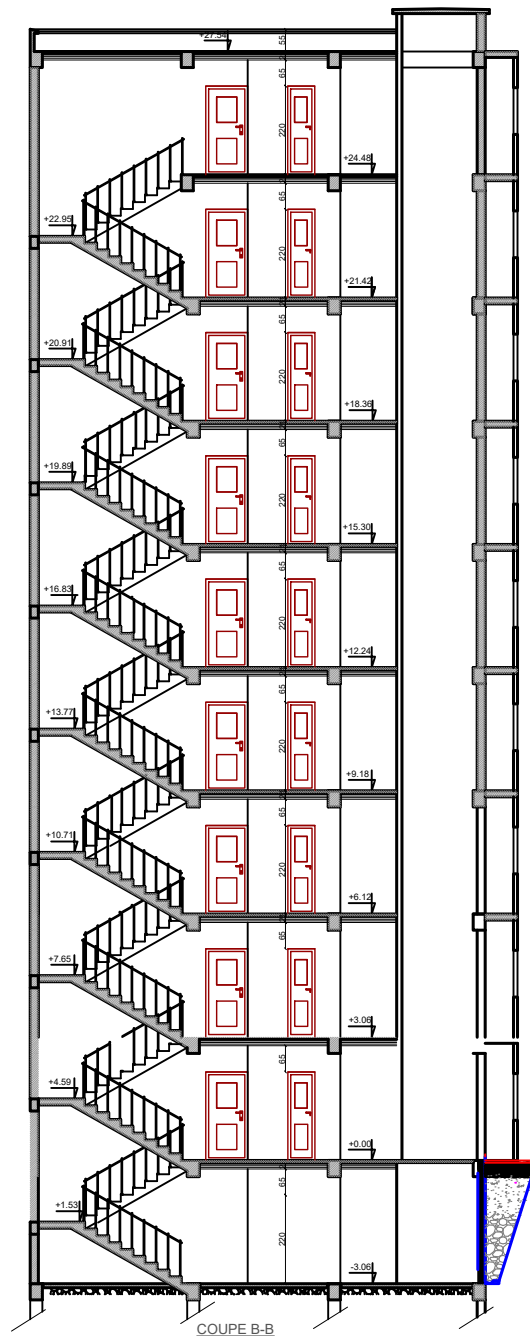
795*658



FACADE EST (BLOC B - R+8)



COUPE A-A



COUPE B-B

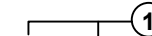
[illegible]

Figure 1 shows three geometric models of the proposed unit cell. (a) Unit cell with dimensions 35x30 and internal features labeled 1, 2, 3, 4. (b) Unit cell with dimensions 25x30 and internal features labeled 15, 30. (c) Unit cell with dimensions 20x20 and internal features labeled 15, 20.

Cad T8 L=1.25

Cad T8 L=0.95

Cad T8 L=1.25



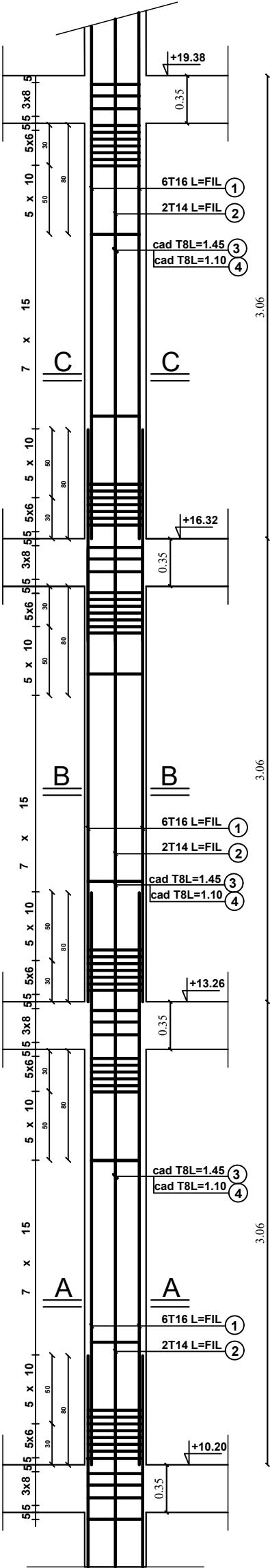
25
30
15
30

Cad T8 L=0.95

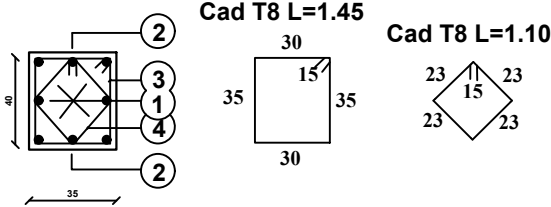


20
20
15
20

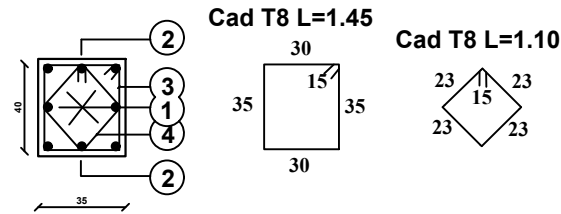
Ferrailage Poteau 40x35



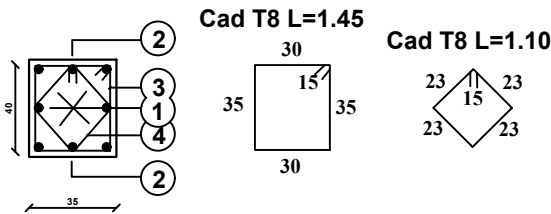
COUPE C-C



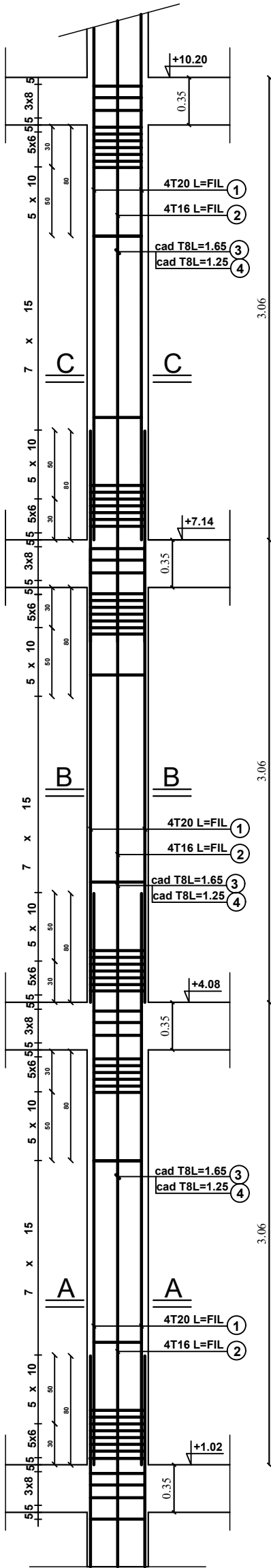
COUPE B-B



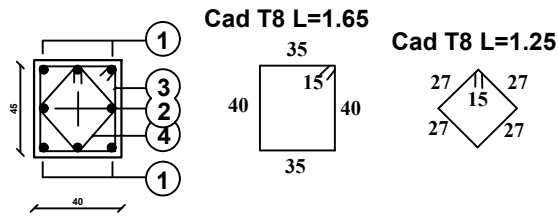
COUPE A-A



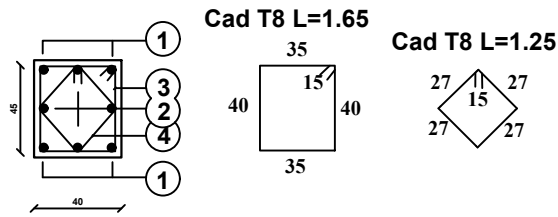
Ferrailage Poteau 45x40



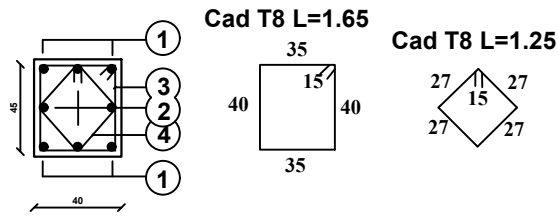
COUPE C-C



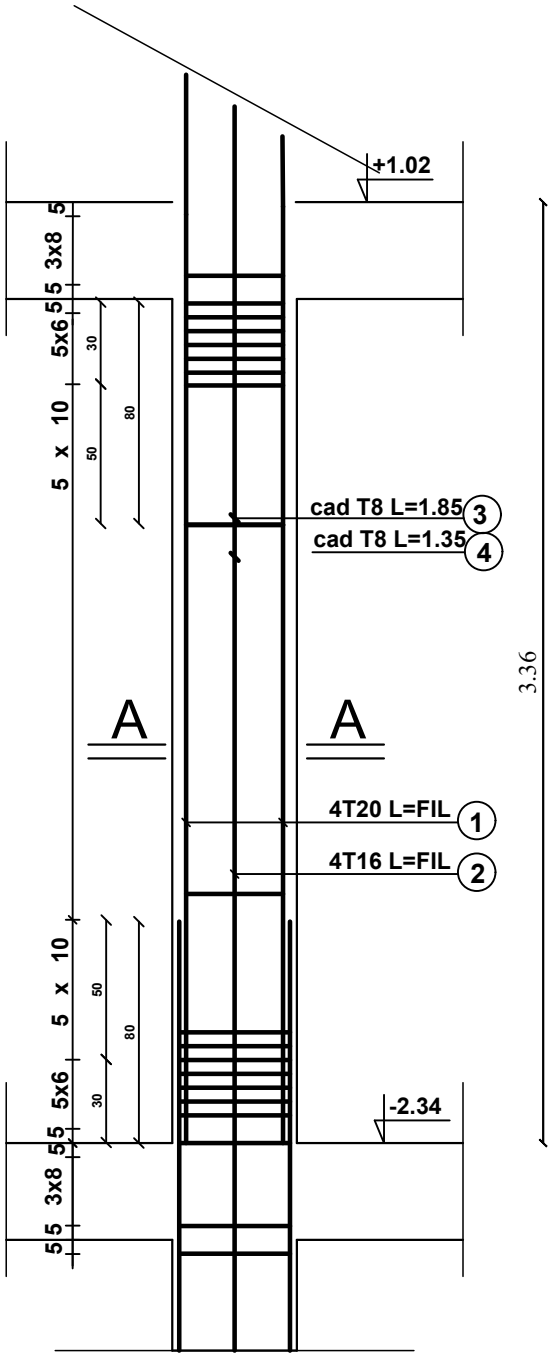
COUPE B-B



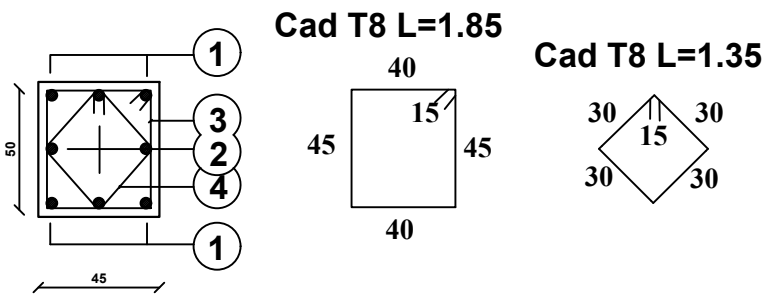
COUPE A-A



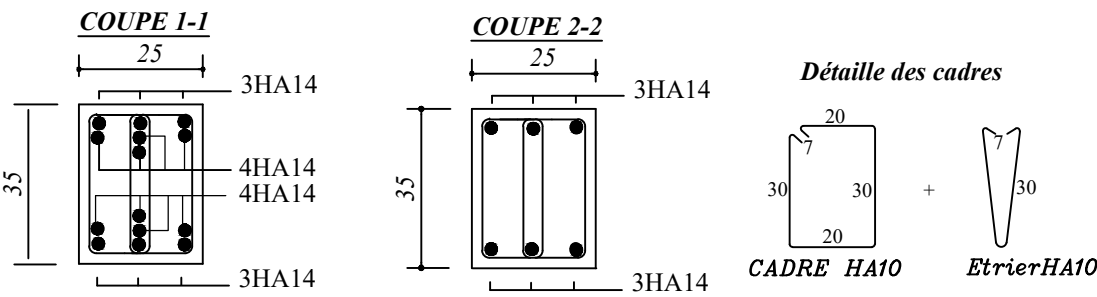
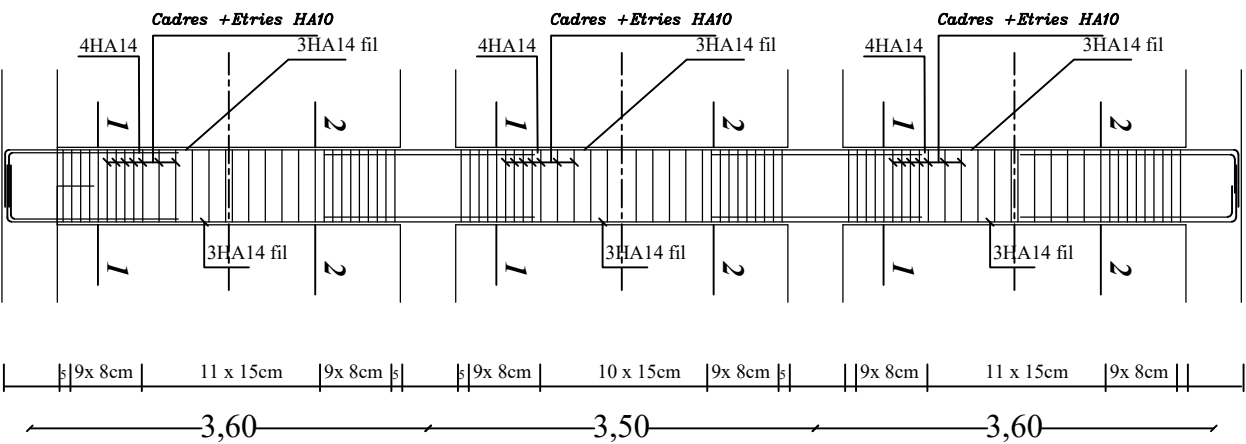
Ferrailage Poteau 45x50



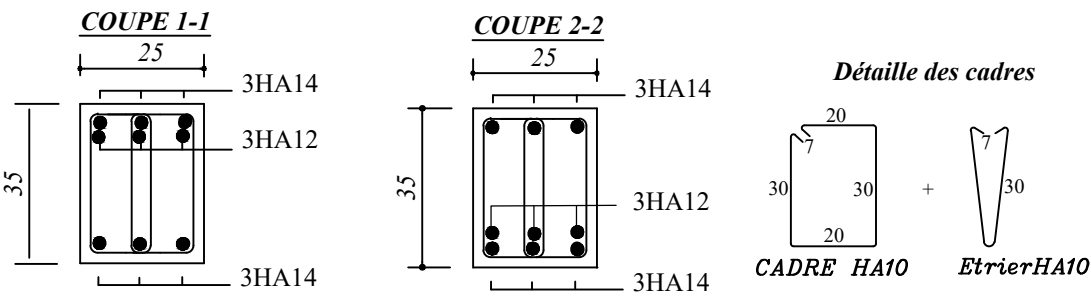
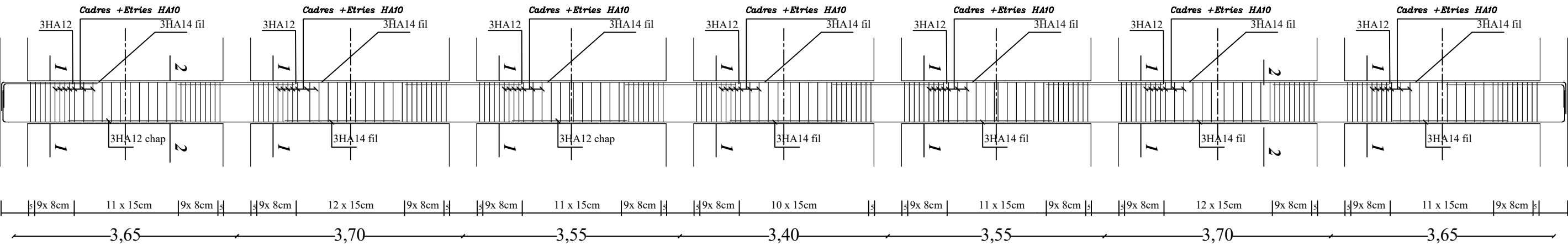
COUPE A-A



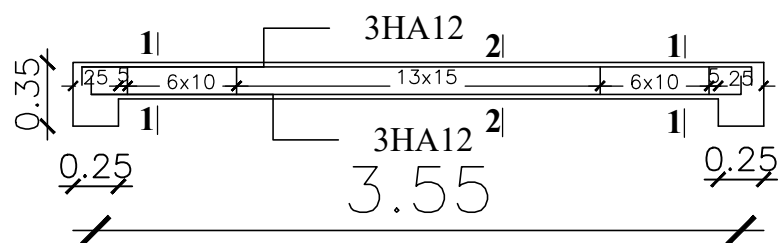
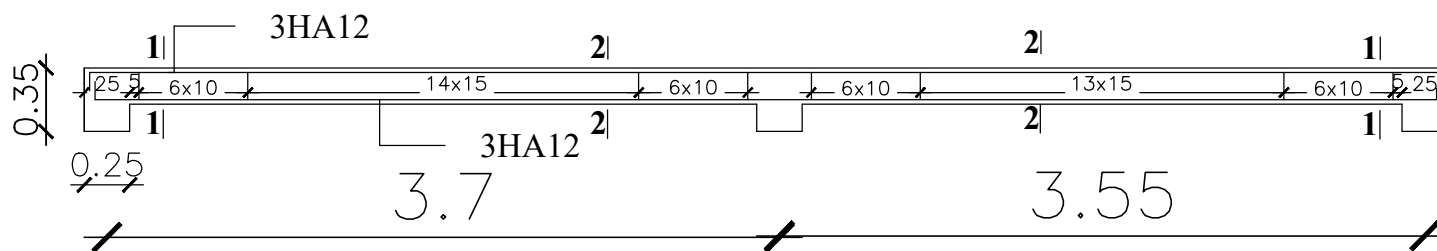
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES POUR TOUS LES NIVEAUX



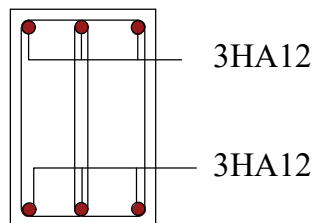
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES POUR TOUS LES NIVEAUX



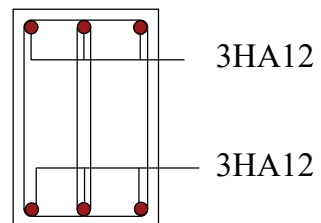
Republique Algerienne Démocratique et Populaire Université de MOULOU D MAMMERI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Etudie par Mlle: BOUGUEDOUR NAWAL Mlle: BENGUECI KHATIA	FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET DES POUTRES SECONDAIRES	Echelle:1/50
Dirigé par: Mr .MEGHLAT		2020/2021



coupe 1-1



coupe 2-2



Republique Algerienne Démocratique et Populaire
Université de MOULOUD MAMMERI T-O
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie civil

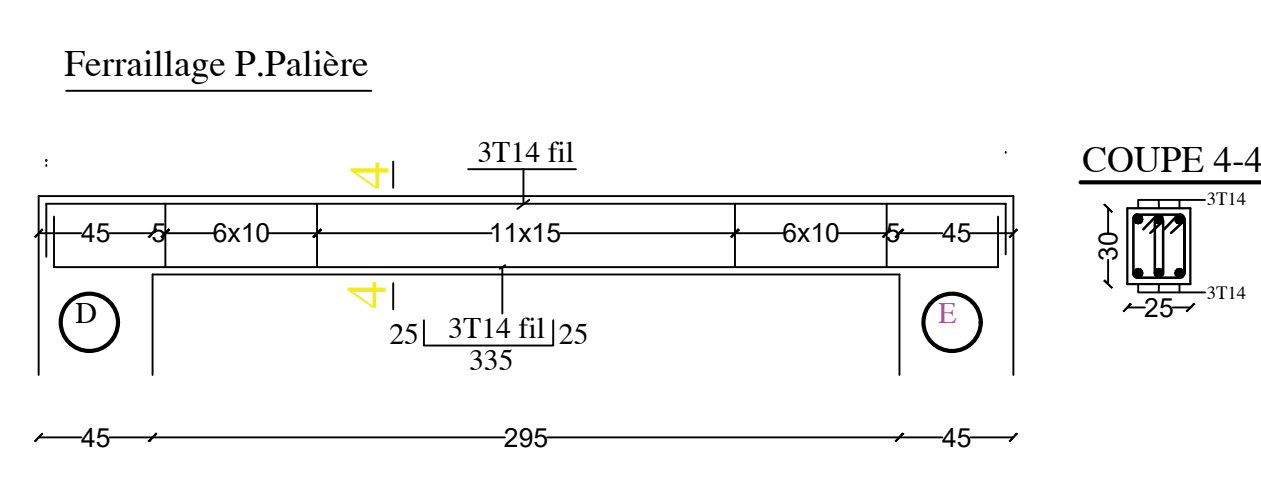
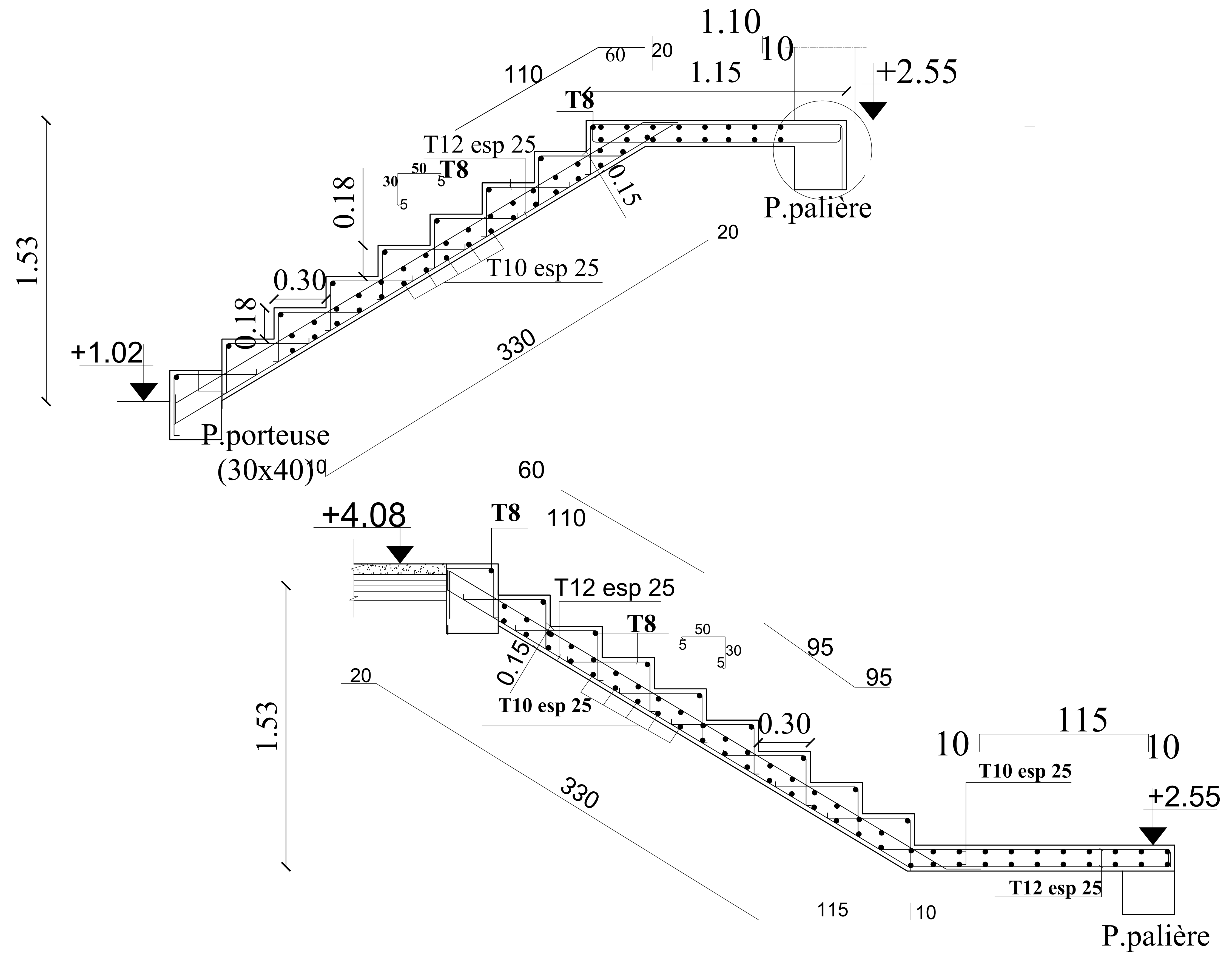
Etude par
Mlle: BOUGUEDOUR Nawal
Mlle: BENGUECI Kathia

Dirigé par:
Mr MEGHLAT

FERAILLAGE DES POUTRES DE CHAINAGE

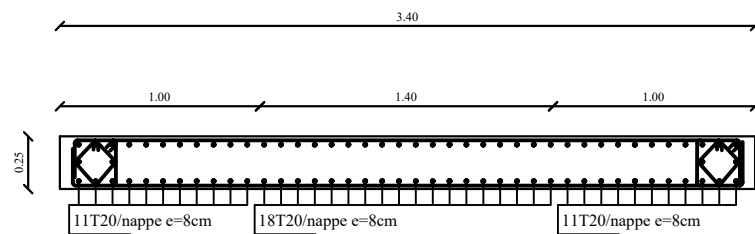
Echelle: 1/50

2020/2021

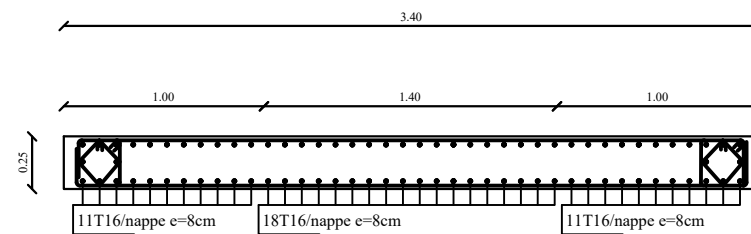


République Algérienne Démocratique et Populaire Université MOULOUD MAMMERI Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département Génie civil		
Etudier par : -Bouguedour Nawal -Bengueci Kathia	FERRAILLAGE DES ESCALIER ET LA POUTRE PALIERE	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr MEGHLAT		2020/2021

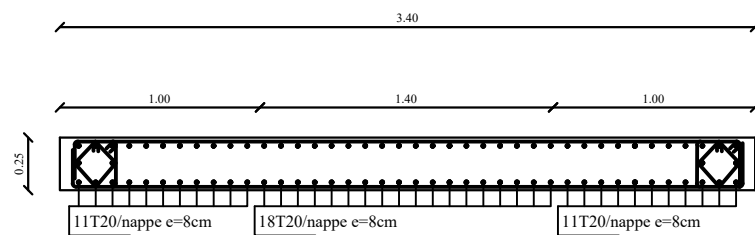
Ferrailage voile VL1
Zone 1



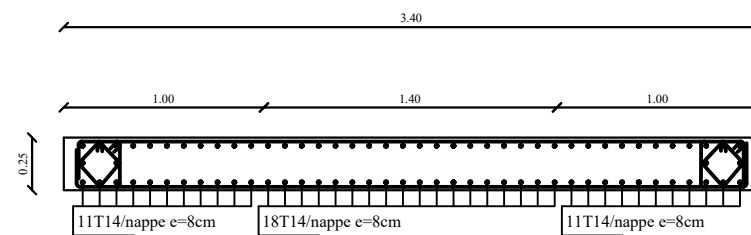
Ferrailage voile VL1
Zone 3



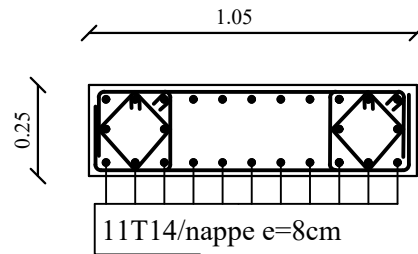
Ferrailage voile VL1
Zone 2



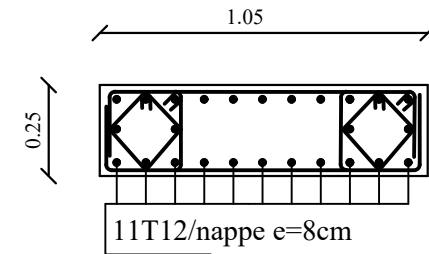
Ferrailage voile VL1
Zone 4



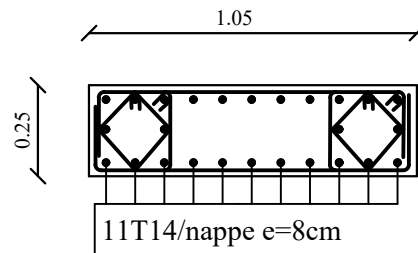
Ferraillage voile VL2 Zone 1



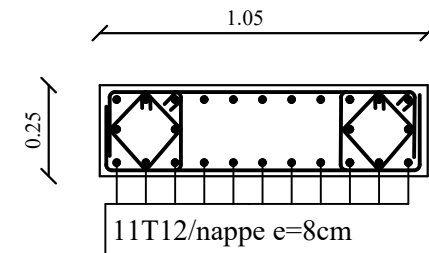
Ferraillage voile VL2 Zone 3



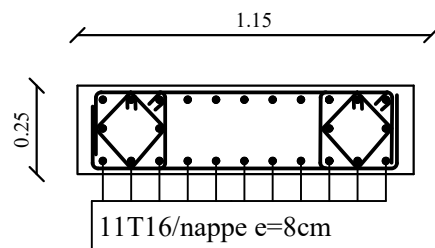
Ferraillage voile VL2 Zone 2



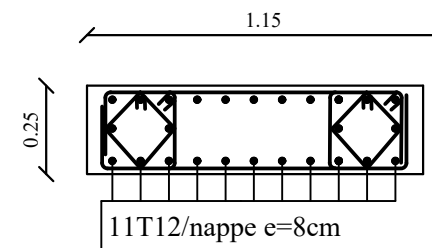
Ferraillage voile VL2 Zone 4



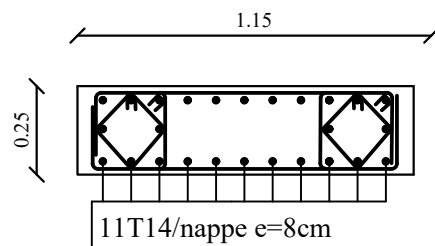
Ferraillage voile VL3 Zone 1



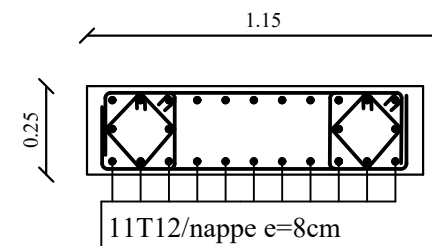
Ferraillage voile VL3 Zone 3



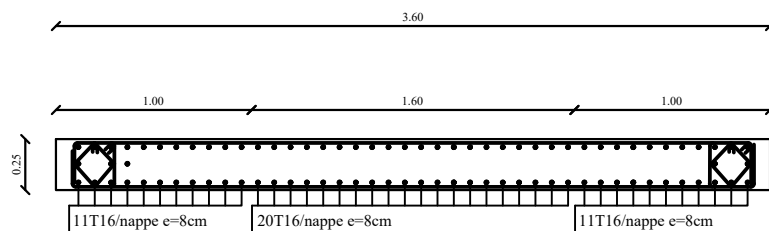
Ferraillage voile VL3 Zone 2



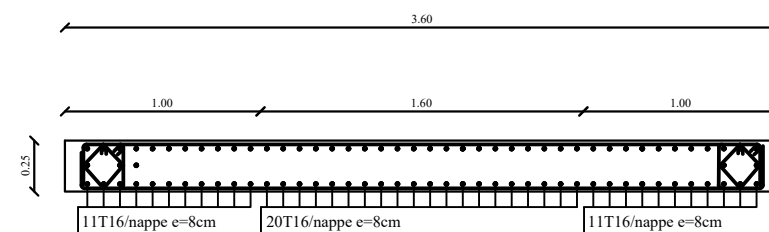
Ferraillage voile VL3 Zone 4



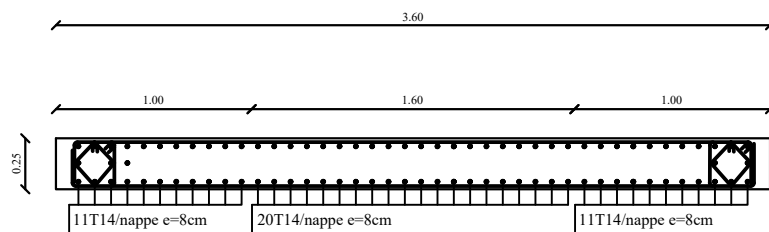
Ferrailage voile VT1
Zone 1



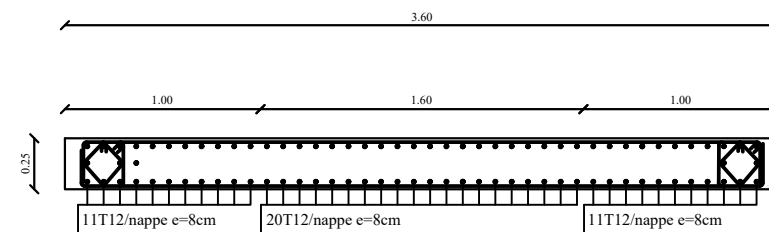
Ferrailage voile VT1
Zone 3



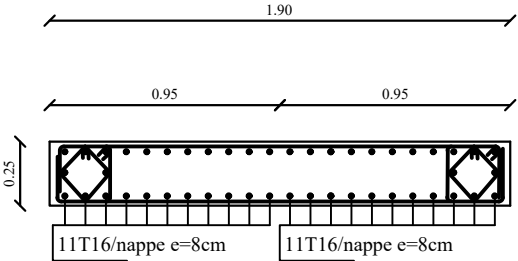
Ferrailage voile VT1
Zone 2



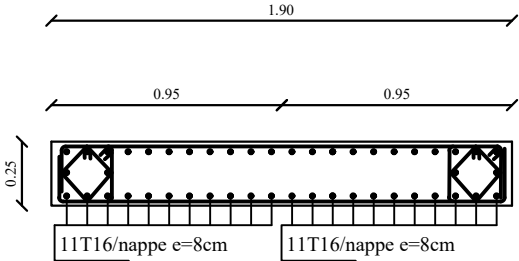
Ferrailage voile VT1
Zone 4



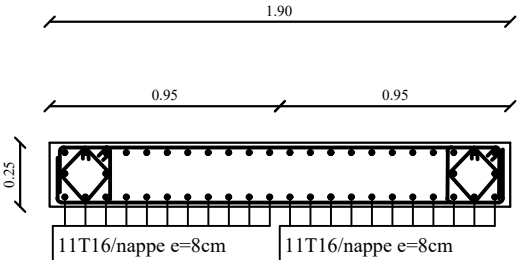
Ferrailage voile VT2
Zone 1



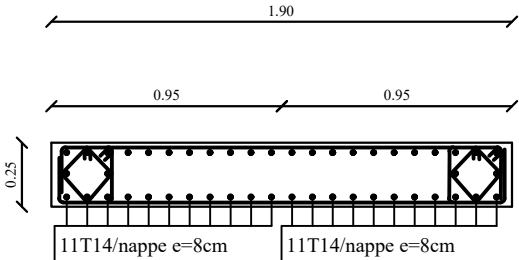
Ferrailage voile VT2
Zone 3



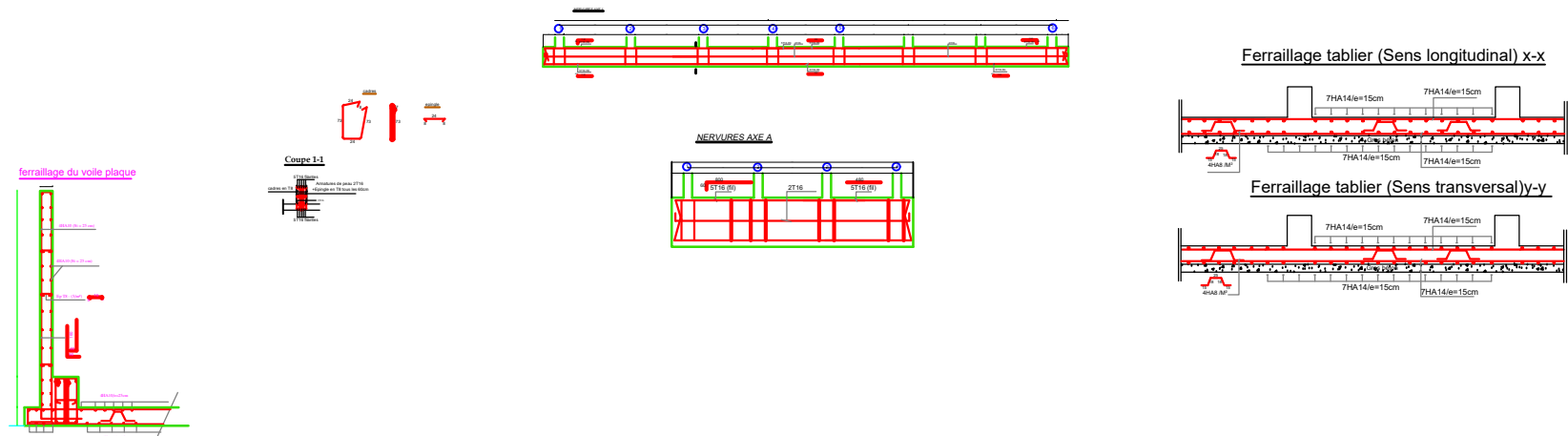
Ferrailage voile VT2
Zone 2



Ferrailage voile VT2
Zone 4



FERRAILLAGE DE RADIER ET VOILE PLAQUE



République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de MOULOUD MAMMERI T-O
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie civil

Etudier par :
Mlle: BOUGUEDOUR Nawal
Mlle: BENGUECI Kathia

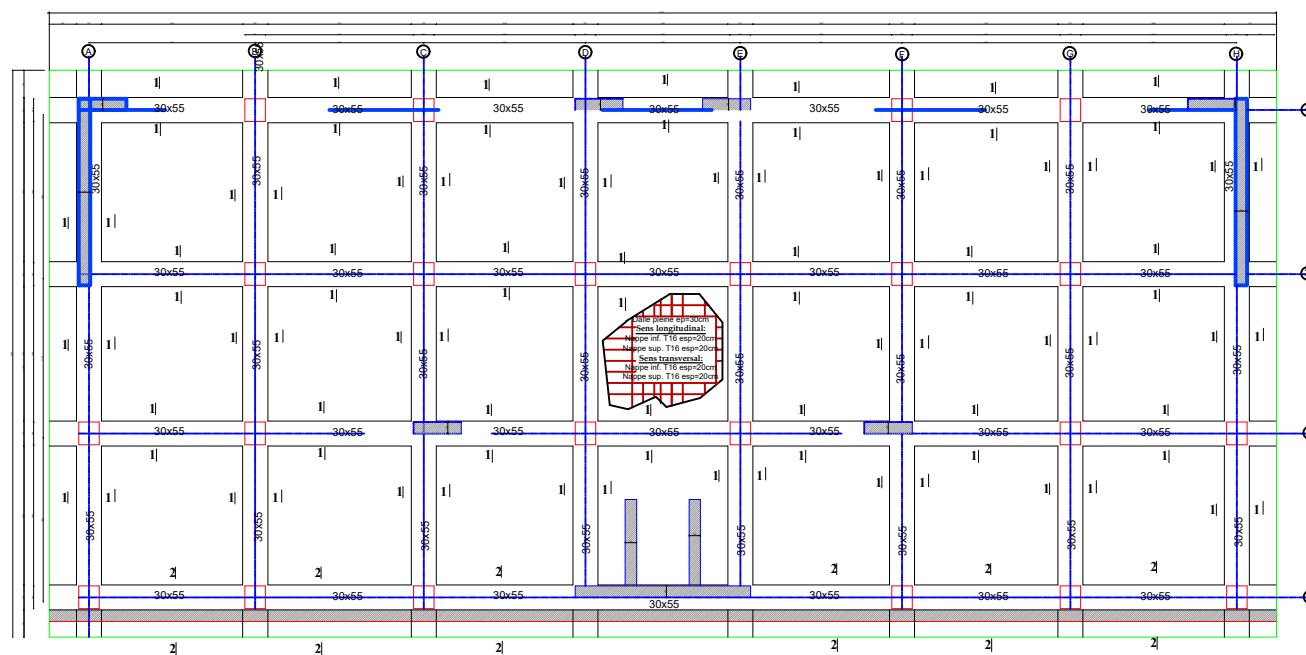
Dirigé par : Mr MEGHLAT

FERRAILLAGE DE
RADIER ET NERVURES

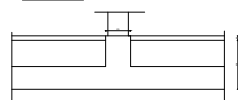
Echelle : 1/50

2020/2021

Plan de fondation



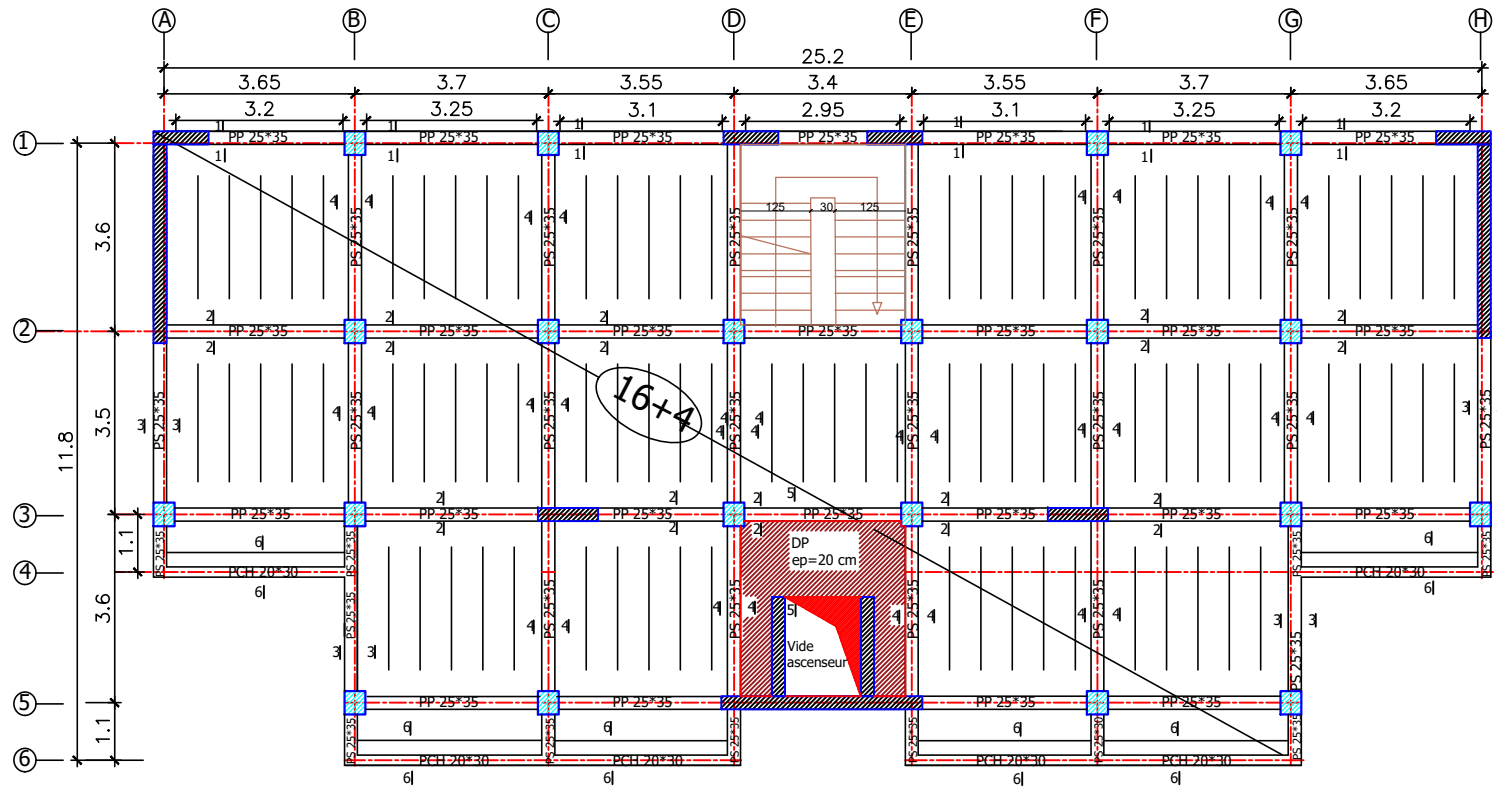
Coupe 1-1



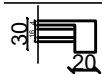
Coupe 2-2



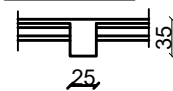
Plan du Coffrage RDC étages 1 , 2 niveau +3.06 a +9.18



Coupe 6-6



Coupe 2-2



Coupe 3-3



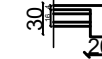
Coupe 4-4

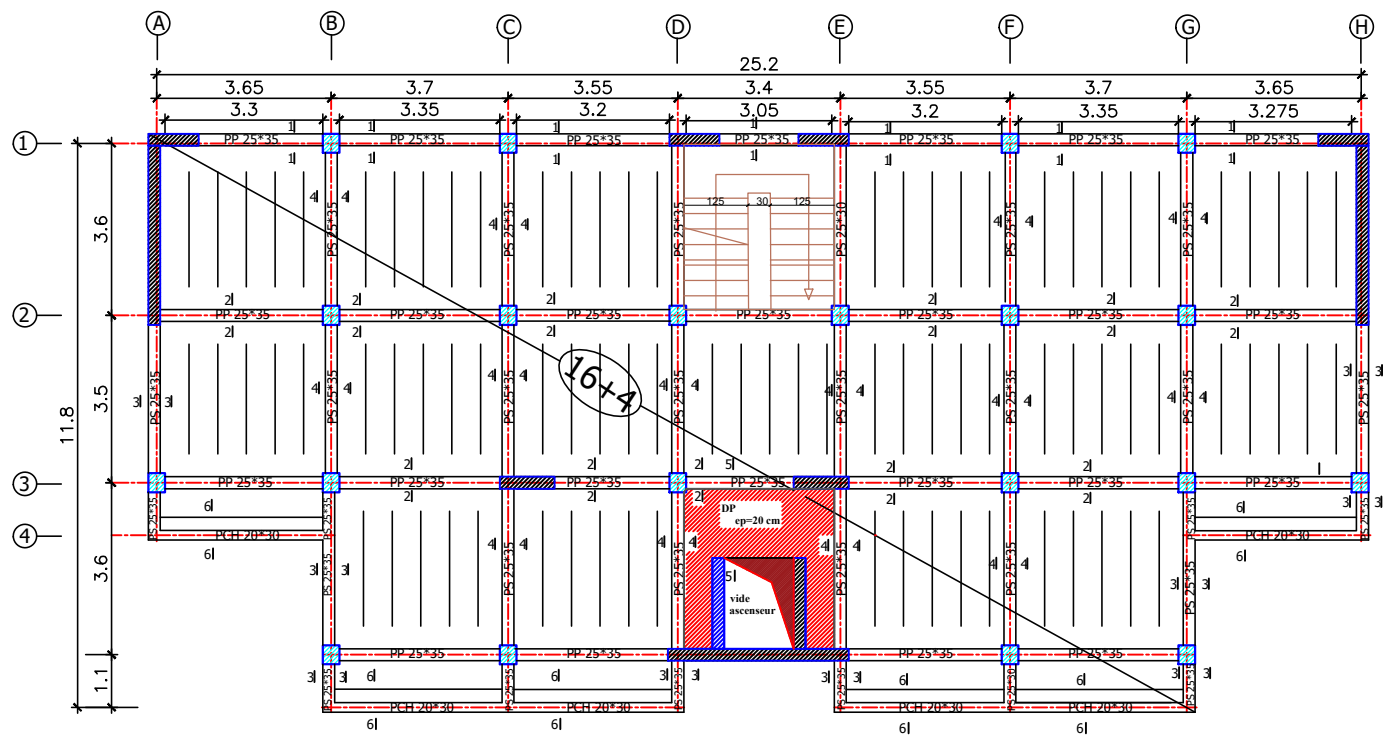


Coupe 5-5 (Coffrage et ferrailage)

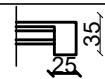


Coupe 6-6

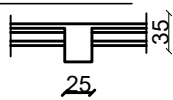




Coupe 1-1



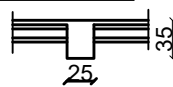
Coupe 2-2



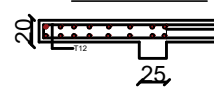
Coupe 3-3



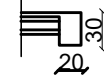
Coupe 4-4

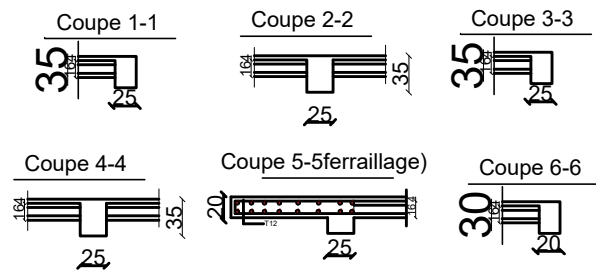
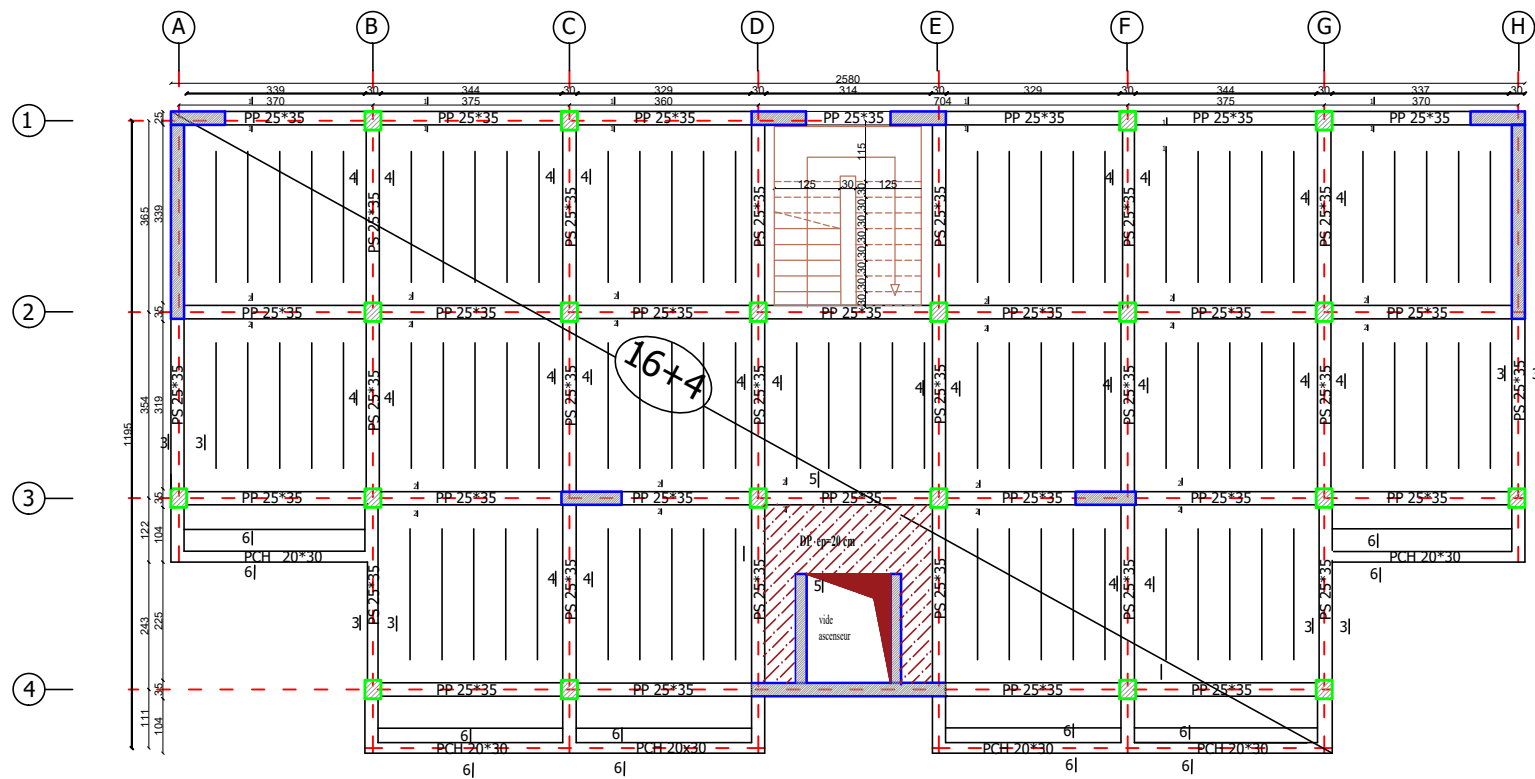


Coupe 5-5 (Coffrage et ferrailage)



Coupe 6-6





Republique Algerienne Démocratique et Populaire Université de MOULOU MAMMERI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Etude par Mlle: BOUGUEDOUR NAWAL Mlle: BENGUECI KHATIA	PLAN DE COFFRAGE DES ETAGES COURANT 6,7,8	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mr. MEGHLAT		2020/2021