



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université d'Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Travaux Publics

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master
Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème :

Analyse dynamique d'une structure élancée en réponse à des sollicitation sismique

PRESENTE PAR :

- MISSOURI Abdelkader.

- BAILICHE Souad.

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENT : GUENANECHÉ Boucif.

EXAMINATEUR : MOUAICI Fethi.

ENCADREUR : AMARA Khaled.

CO-ENCADREUR : BENNACEUR Sidi Mohamed.

Année Universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

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

Nous souhaitons remercier tout particulièrement **Mr AMARA Khaled** pour la qualité d'encadrement exceptionnelle qu'il nous a procuré, et pour la disponibilité dont il a fait preuve en mettant patiemment sa compétence et son expérience à notre service.

De la même manière nous tenons à remercier sincèrement aussi **Mr BENNACEUR Sidi Mohamed** pour les conseils et la documentation qu'il nous a prodigués

Nos remerciements vont aussi : A tous les professeurs de **CUAT** pour leur profonde attention portée à notre égard Durant les 3 années de formation, ainsi que les responsables de la bibliothèque et de l'administration pour l'aide qui nous ont apporté

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude :

-A mon très cher père BAILICHE, DJILLALI Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous, ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation

- A ma très chère mère BAILICHE HAFIDA ; quoi que je fasse ou que je dise, je ne seurai point te remercier comme il se doit, ton affection me couvre, ta bienveillance me guide, et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles

- Et à ma grande sœur NASSIMA, les mots ne suffisent pas à exprimer à quel point je te suis reconnaissant(e). Ta gentillesse constante, ton soutien indéfectible et tous les sacrifices que tu as faits pour moi comptent plus que je ne pourrai jamais le dire. Tu as toujours été là, à chaque étape de ma vie, pour me guider, m'encourager et me soutenir. Merci, un million de fois.

-A MES CHERS ET ADORABLES SŒURS ET FRÈRE, BOUCHRA SAMAH, la prunelle de mes yeux, TOUFIK le généreux, MOKHTARIA l'aimable et son mari AISSA et à mon cher neveu ABDELRAHIM et ma nièce GHIZLANE puisse Dieu vous garder, éclairer votre route et vous aider à réaliser à votre tour vos vœux les plus chers

-A MES CHERS ONCLES, TANTES (HALIMA, KHADRA, NOURA...), MES CHERS COUSINS COUSINES (CHAIMAA, ZAHIRA, AMINA, HADJER, FATIMA...)

- À mes chères amies BOUCHRA DORSAF et KATIA, vous connaître a été l'un des plus beaux cadeaux et miracles que Dieu ne m'ait jamais offert, À encore de nombreuses années d'amitié et de souvenirs partagés avec vous

- À mes amis SAID, MERIEM et NADJIB la plus belle chose que cette expérience m'ait apportée, c'est de vous avoir rencontrés. Vous connaître m'a appris tant de choses sur la vie, l'amitié, et toute la beauté qu'elles renferment.

Mm : BAILICHE SOUAD.

DÉDICACE

« Ce travail va à mes parents, mes familles, mes proche et à tous ceux qui ont fait de moi ce que sommes devenus aujourd'hui »

Mr : MISSOURI ABDELKADER.

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

- A** : coefficient d'accélération de zone
A_s : section d'armature
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
A_r : section d'armature de répartition
A_t : section d'armature de travée ou transversale
Br : section réduite du béton
C_p : facteur de force horizontale
C_s : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Cr_n : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
L_e : longueur en élévation
L_n : entre axe des nervures
L_p : longueur en plan
M : moment fléchissant
M_a : moment fléchissant en appui
M_e : Moment sur l'appui droit de la travée (est).
M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée (West)
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
M_t : moment fléchissant de travée
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
N : effort normal

N_e : effort normal au centre de la section
N_{ser} : effort normal d'état limite de service
N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
P : poids propre ; périmètre
Pr : poids propre du radier
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : surface
Sr : surface du radier
T : effort tranchant
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y
Uc : périmètre du contour
V : action sismique ; effort horizontal
Vt : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
Wp : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement
e_a : excentricité additionnelle
f : flèche
f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique d'acier
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
f_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.
f_v : flèche due aux charges de longue durée d'application
g : giron de la marche
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_d : hauteur de la dalle
h_e : hauteur libre

h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau
 i : rayon de giration
 j : nombre des jours
 l : longueur ; distance
 l_f : longueur de flambement
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 I_f : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées
 I_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée
 l_0 : longueur libre
 q_b : charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : charge linéaire équivalente
 q_l : charge linéaire
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : charge linéaire du palier
 s : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Liste Des Figures

| | |
|--|----|
| Figure 1 Vue En Plan | 5 |
| Figure 2 Vue En Perspective Du Bâtiment | 6 |
| Figure 3 Corps Creux | 7 |
| Figure 4 Diagramme De Contrainte-Déformation Parabole-Rectangle Du Béton | 10 |
| Figure 5 Utilisation De Diagramme Rectangulaire | 11 |
| Figure 6 Diagramme De Déformation-Contraintes De l'Acier | 13 |
| Figure 7 Coup D'un Plancher A Corps Creux | 17 |
| Figure 8 Les Eléments Principaux D'un Plancher A Corps Creux | 17 |
| Figure 9 Coupe d'un plancher à Dalle Pleine | 18 |
| Figure 10 Les Eléments Principaux D'un Plancher A Dalle Pleine | 20 |
| Figure 11 Coupe 3D D'une Poutrelle | 21 |
| Figure 12 Dimensions Des Poutrelles | 22 |
| Figure 13 Coupe 3D Du Plancher Terrasse Inaccessible | 22 |
| Figure 14 Détail Des Constituants Du Plancher Terrasse Inaccessible | 23 |
| Figure 15 Coupe 3D Du Plancher Etage Courant | 24 |
| Figure 16 Coupe Verticale 3D D'un Mur Extérieur | 25 |
| Figure 17 Dimensions A Respecter Pour Les Poutres | 27 |
| Figure 18 Coup Transversale D'une Poutre Principale | 28 |
| Figure 19 Coupe Transversale D'une Poutre Secondaire | 29 |
| Figure 20 Coffrage Des Poteaux | 31 |
| Figure 21 Les Types Des Poteaux | 32 |
| Figure 22 Les Sections Venant Aux Poteaux Centraux | 32 |
| Figure 23 Coup Transversale D'un Poteau | 37 |
| Figure 24 Coupe De Voile En Elévation | 38 |
| Figure 25 Coupe De Voile En Elévation | 38 |
| Figure 26 Dimensions adoptées d'Acrotère | 41 |
| Figure 27 Schéma D'un Ascenseur | 42 |
| Figure 28 Schéma D'un Escalier | 42 |
| Figure 29 Dimensions De L'escalier | 43 |
| Figure 30 Schéma Statique D'un Acrotère | 48 |
| Figure 31 Section De Ferrailage | 49 |
| Figure 32 Coupes Transversales De L'acrotère | 51 |
| Figure 33 Position De Centre De Pression | 54 |
| Figure 34 Schéma De Ferrailage De L'acrotère | 56 |
| Figure 35 Principe De Calcul Des Moments | 58 |

| | |
|--|-----|
| Figure 36 Schémas Explicatifs (Méthode Forfaitaire)..... | 59 |
| Figure 37 Principe De Calcul De L'effort Tranchant..... | 60 |
| Figure 38 Les Dimensions D'une Poutrelle..... | 60 |
| Figure 39 Diagramme Des Moments (Plancher Terrasse)..... | 67 |
| Figure 40 Diagramme D'efforts Tranchants (Plancher Terrasse) | 67 |
| Figure 41 Section De Calcul | 68 |
| Figure 42 Ferrailage De La Dalle De Compression | 76 |
| Figure 43 Schéma D'escalier | 76 |
| Figure 44 Diagramme M et T | 78 |
| Figure 45 Poutre Palière..... | 81 |
| Figure 46 Vue En Elévation De La Poutre Brisée | 82 |
| Figure 47 Dimension Du Balcon | 86 |
| Figure 48 Spectre De Réponse. | 98 |
| Figure 49 Capture Participation Massique..... | 99 |
| Figure 50 1ere Mode De Participation Massique..... | 100 |
| Figure 51 2ème Mode De Participation Massique..... | 101 |
| Figure 52 3ème Mode De Participation Massique..... | 102 |
| Figure 53 Capture Poids De Structure..... | 103 |
| Figure 54 Capture (ETABS) Effort Tranchant A La Base Sismique..... | 107 |
| Figure 55 Plan De Repérages Des Poteaux..... | 108 |
| Figure 56 Capture (ETABS) Déplacement Du Plancher..... | 111 |
| Figure 57 Capture (ETABS) Les Efforts V_k | 114 |
| Figure 58 Calcul Ferrailages A Est Effectuée Par EUROCODE-2-2004..... | 118 |
| Figure 59 Plan De Repérages Des Poteaux..... | 119 |
| Figure 60 Capture (ETABS) Ferrailages Des Poteaux Le Cas Le Plus Défavorable Entre (Durable Et Accidentelle)..... | 123 |
| Figure 61 Ferrailage Du Poteau..... | 125 |
| Figure 62 Calcul Ferrailages A Est Effectuée Par EUROCODE-2-2004..... | 127 |
| Figure 63 Les Poutres..... | 138 |
| Figure 64 Les Dimensions Des Voiles..... | 150 |
| Figure 65 Ferrailages Des Voiles..... | 156 |
| Figure 66 Plan De Repérage Des Poutres (Capture SAFE -16)..... | 166 |
| Figure 67 Les Contraintes (Capture SAFE - 16)..... | 167 |
| Figure 68 Code de calcule (capture SAFE-16) | 169 |

Liste Des Tableaux

| | | |
|------------|---|----|
| Tableau 1 | Caractéristique Géométriques Du Bâtiment | 4 |
| Tableau 2 | Caractéristiques Du Béton..... | 11 |
| Tableau 3 | Caractéristiques De l'Acier..... | 13 |
| Tableau 4 | Caractéristiques De Sol | 13 |
| Tableau 5 | Combinaison De Calcul | 14 |
| Tableau 6 | Evaluation Des Charges Permanentes Du Plancher Terrasse (Corps Creux) | 23 |
| Tableau 7 | Evaluation Des Charges Permanentes Du Plancher Etage Courant + RDC (Corps Creux)..... | 24 |
| Tableau 8 | Evaluation Des Charges Permanentes De Mur Extérieur En Double Parois | 25 |
| Tableau 9 | Evaluation Des Charges Permanentes Des Balcons | 26 |
| Tableau 10 | Prédimensionnement Des Poutres | 30 |
| Tableau 11 | Dégression En Fonction Du Nombre D'étage | 34 |
| Tableau 12 | Les Dimensions Des Poteaux | 37 |
| Tableau 13 | Sections Des Poteaux, Poutres Et Epaisseur Des Voiles. | 39 |
| Tableau 14 | Evaluation Des Charges | 40 |
| Tableau 15 | Evaluation Des Charges Permanentes De Palier | 45 |
| Tableau 16 | Evaluation Des Charges Permanentes De Paillasse | 46 |
| Tableau 17 | La Sollicitation Après Majoration | 51 |
| Tableau 18 | Calcule Des Ferrailages A ELU..... | 52 |
| Tableau 19 | Dimensions de la poutrelle. | 60 |
| Tableau 20 | Evaluation Des Charges Revenantes Aux Poutrelles | 61 |
| Tableau 21 | Les Moments Isostatiques Et Sur Appuis A ELU Et ELS (Plancher Terrasse)..... | 64 |
| Tableau 22 | Les Moments En Travées A ELU Et ELS (Plancher Terrasse) | 66 |
| Tableau 23 | Les Efforts Tranchants à ELU Et ELS (Plancher Terrasse) | 67 |
| Tableau 24 | Tableau Récapitulatif Des Résultats Maximum | 68 |
| Tableau 25 | Tableau Récapitulatif Des Résultats Du Ferrailage | 70 |
| Tableau 26 | Combinaisons des charges de la poutre palière..... | 83 |
| Tableau 27 | Combinaison Des Charges De Balcon | 87 |
| Tableau 28 | Ferrailage Des Balcons Adoptés..... | 88 |
| Tableau 29 | Le Groupe D'usage Du Bâtiment | 94 |

| | |
|--|-------------------------------------|
| Tableau 30 Valeurs Des Pénalités P_q | 95 |
| Tableau 31 F_z Voile Et F_z TOTAL. | 96 |
| Tableau 32 Tableau Récapitulatif Des Résultats. | 99 |
| Tableau 33 Poids De La Structure. | 104 |
| Tableau 34 Vérification d'effort tranchant à la base sismique. | 107 |
| Tableau 35 L'effort Normal Des Poteaux. | 109 |
| Tableau 36 Les Déplacements Selon X Et Y. | 112 |
| Tableau 37 Vérification Vis-A-Vis L'effet $P-\Delta$ | 115 |
| Tableau 38 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux. | 117 |
| Tableau 39 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage des poteaux. | 124 |
| Tableau 40 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Poutres Principales, Secondaires P-Palière Et Voile AXE. | 148 |
| Tableau 41 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Voiles Du Sous-Sol + RDC. | 157 |
| Tableau 42 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Voiles Du 1ere Etage Et 2eme Etage. | 157 |
| Tableau 43 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Voiles Du 3eme Etage Et 4eme Etage Et 5eme Etage. | 158 |
| Tableau 44 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Voiles Du 6eme Etage 7eme Etage 8eme Etage Et 9eme Etage. | 158 |
| Tableau 45 Les résistances du radier au poinçonnement. | 167 |
| Tableau 46 Tableau récupératif d'ELU. | 174 |
| Tableau 3 Tableau Récupératif D'EIS | 175 |
| Tableau 48 Schéma De Ferrailage | Error! Bookmark not defined. |

Table Des Matières

| | |
|---|----|
| 1. INTRODUCTION..... | 1 |
| 2. CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux) | 3 |
| 2.1 Introduction..... | 4 |
| 2.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment..... | 4 |
| 2.3 Description du site..... | 6 |
| 2.4 Ossature de l'ouvrage..... | 6 |
| 2.5 Description de l'ossature..... | 7 |
| 2.5.1 Plancher..... | 7 |
| 2.5.2 Escalier..... | 8 |
| 2.5.3 Local d'ascenseur..... | 8 |
| 2.5.4 Maçonnerie..... | 8 |
| 2.5.5 Revêtement..... | 8 |
| 2.5.6 L'acrotère..... | 8 |
| 2.5.7 Terrasse..... | 8 |
| 2.6 Caractéristiques des matériaux..... | 8 |
| 2.6.1 Matières constitutives du béton..... | 8 |
| 2.6.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton..... | 9 |
| 2.6.3 Acier..... | 12 |
| 2.7 Caractéristiques du sol..... | 13 |
| 2.8 Combinaison de calcul..... | 14 |
| 3. CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des charges..... | 15 |
| 3.1 Introduction..... | 16 |
| 3.2 Prédimensionnement du plancher..... | 16 |
| 3.2.1 Plancher à corps creux..... | 16 |
| 3.2.2 Plancher à dalle pleine..... | 18 |
| 3.3 Prédimensionnements des balcons..... | 20 |
| 3.4 Prédimensionnement des poutrelles..... | 21 |
| 3.5 Descente des charges..... | 22 |
| 3.5.1 Plancher terrasse : (non accessible) (corps creux)..... | 22 |
| 3.5.2 Planchers étages courant + RDC..... | 24 |
| 3.5.3 Murs extérieurs en double paroi..... | 25 |
| 3.5.4 Les balcons..... | 26 |

Table Des Matières

| | | |
|---------|--|----|
| 3.6 | Pré dimensionnement des éléments porteurs..... | 26 |
| 3.6.1 | Pré dimensionnement des poutres..... | 26 |
| 3.6.1.1 | Pré dimensionnement des poutre Principales (porteuses)..... | 28 |
| 3.6.1.2 | Pré dimensionnement des poutres secondaires (chainage)..... | 29 |
| 3.7 | Pré dimensionnement des poteaux..... | 30 |
| 3.7.1 | Pré dimensionnement des poteaux de type 2..... | 33 |
| 3.7.1.1 | Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux..... | 33 |
| a. | Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G | 33 |
| b. | Les efforts de compression due aux surcharges d'exploitation..... | 33 |
| c. | L'effort N_U et N_{ser} | 34 |
| 3.7.1.2 | Détermination de la section du Poteau ($a \times b$)..... | 35 |
| a. | Détermination de « a » : type 2..... | 35 |
| b. | Détermination de « b » : type 2..... | 35 |
| c. | Vérification des conditions du RPA 99-version 2003..... | 36 |
| 3.8 | Pré dimensionnement des voiles..... | 37 |
| 3.9 | Pré dimensionnement d'Acrotère..... | 39 |
| 3.9.1 | Détermination des paramètres de l'acrotère..... | 39 |
| 3.9.2 | Calcul de la force horizontale 'Exigences des règles RPA99/2003'... .. | 40 |
| 3.10 | Pré dimensionnement Local d'ascenseur..... | 40 |
| 3.11 | Pré dimensionnements d'escaliers..... | 41 |
| a. | Dimensionnement..... | 42 |
| b. | Descente des charges..... | 44 |
| 4. | CHAPITRE 3 : Étude des éléments secondaires..... | 46 |
| 4.1 | Introduction..... | 47 |
| 4.2 | L'acrotère..... | 47 |
| 4.2.1 | Évaluation des charges..... | 48 |
| 4.2.2 | Détermination du ferrailage..... | 48 |
| a. | Les sollicitations majorées..... | 49 |
| b. | Le ferrailage de l'acrotère..... | 50 |
| 4.3 | Plancher..... | 55 |
| 4.3.1 | Calcul de plancher..... | 56 |
| 4.3.2 | Méthode de calcul des poutrelles..... | 56 |

Table Des Matières

| | |
|--|-----------|
| 4.3.3 Études des poutrelles..... | 59 |
| 4.3.4 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire..... | 60 |
| 4.3.5 Calcul des sollicitations sur les poutrelles..... | 62 |
| 4.3.6 Ferrailage des poutrelles..... | 67 |
| 4.3.7 Ferrailage de la dalle de compression..... | 74 |
| 4.4 Escalier..... | 75 |
| 4.4.1 Définition..... | 75 |
| 4.4.2 Détermination des sollicitations..... | 76 |
| 4.4.3 Calcul du ferrailage longitudinal..... | 78 |
| 4.4.4 Poutre palière..... | 80 |
| 4.5 Calcul des dalles pleines : balcon..... | 85 |
| 4.5.1 Combinaisons des charges..... | 86 |
| 4.5.2 Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant..... | 86 |
| 4.5.3 Calcul du Ferrailage..... | 87 |
| 5. CHAPITRE 4 : Etude sismique..... | 89 |
| 5.1 Introduction..... | 90 |
| 5.2 Choix de la méthode de calcul..... | 91 |
| 5.2.1 Méthode statique équivalente..... | 91 |
| 5.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale..... | 91 |
| 5.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes..... | 92 |
| 5.3 Classification du site..... | 92 |
| 5.4 Périodes caractéristique T1, T2..... | 92 |
| 5.5 Coefficient d'accélération de zone A..... | 93 |
| 5.6 Facteur de qualité Q..... | 93 |
| 5.7 Coefficient de comportement global de la structure R..... | 94 |
| 5.8 Coefficient de correction d'amortissement η | 95 |
| 5.9 Définition du spectre de réponse de calcul..... | 96 |
| 5.10 La participation Modale..... | 98 |
| 5.11 Poids totaux de la structure W..... | 102 |
| 5.12 Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente..... | 103 |
| 5.13 La résultante des forces sismiques de calcul..... | 106 |
| 5.14 Vérification de l'effort normal réduit V..... | 107 |
| 5.15 Calcul et vérification des déplacements..... | 109 |

Table Des Matières

| | | |
|-------|--|-----|
| 5.16 | Justification vis-à-vis l'effet P- Δ | 112 |
| 6. | CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux..... | 115 |
| 6.1 | Introduction..... | 116 |
| 6.2 | Poteaux..... | 116 |
| 6.2.1 | Définition..... | 116 |
| 6.2.2 | Armatures longitudinales..... | 117 |
| 6.2.3 | Armatures transversales..... | 124 |
| 6.3 | Les poutres..... | 125 |
| 6.3.1 | Définition..... | 125 |
| 6.3.2 | Ferraillage longitudinales..... | 126 |
| 6.3.3 | Les Armatures transversales (A_t)..... | 148 |
| 6.4 | Calcul des voiles..... | 148 |
| 6.4.2 | JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE LA RESISTANCE (ART 5. 3----- RPA99/2003..... | 149 |
| 6.4.3 | JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE LA RESISTANCE (ART 5. 3----- RPA99/2003..... | 150 |
| 7. | CHAPITRE 6 : Etude d'infrastructure..... | 161 |
| 7.1 | Etude Des Fondation..... | 162 |
| 7.1.1 | Introduction..... | 162 |
| 7.1.2 | Définition Du Radier..... | 162 |
| 7.1.3 | Principaux Types De Radier..... | 163 |
| 7.1.4 | Justification pour le choix de la fondation..... | 163 |
| 7.2 | Etude du radier générale..... | 164 |
| 7.2.1 | Vérification de la contrainte du sol sous le radier..... | 165 |
| 7.2.2 | Vérification au poinçonnement :(CBA 93)..... | 166 |
| 7.2.3 | Vérification au non soulèvement (effet de sous pression)..... | 167 |
| 7.3 | Ferraillage du radier..... | 167 |
| 7.3.1 | Méthode de calcul..... | 167 |
| 7.4 | Condition de résistance au cisaillement..... | 169 |
| 7.5 | Calcul le mur périphérique..... | 169 |
| 7.5.1 | Introduction..... | 169 |

Table Des Matières

| | |
|---|-----|
| 7.5.2 Pré dimensionnement..... | 169 |
| 7.5.3 Calcul de la poussée de terre..... | 171 |
| 7.5.4 Effort dans la dalle..... | 171 |
| 7.5.5 Calcul du ferrailage..... | 172 |
| 7.5.6 Condition de non fragilité..... | 172 |
| 7.5.7 Vérification de l'effort tranchant..... | 172 |
| 7.5.8 Vérification à L'E.L.S..... | 173 |
| 7.5.9 Plan de ferrailage..... | 174 |

Introduction

INTRODUCTION

Introduction

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec Sous-sol, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un Sous-sol, RDC et 9 étages.

Ce mémoire est constitué de 6 chapitres.

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, le plancher, le balcon et l'escalier).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel ETABS.
- 5ème chapitre calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS et présenté dans le 4ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux)

CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux)

1. Introduction :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment RDC + 9 étages (RDC+9) et sous-sol à usage d'habitation, Ce projet est implanté à ZAOUIA SIDI BEL ABBES, dont le système de contreventement est assuré par des voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul ETABS V9.7.4 et SAFE V16 particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis outre la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les 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 les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (DTR BC2.41 (CBA93), RPA99-version 2003et les autres DTR).

2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

| Les dimensions du bloc | m |
|----------------------------------|--------------|
| Longueur totale LX | 23.50 |
| Largeur total LY | 21.60 |
| Hauteur du RDC | 3.06 |
| Hauteur du Sous-sol | 3.06 |
| Hauteur des étages courant | 3.06 |
| Hauteur de la locale technique C | 3.06 |
| Hauteur totale du bâtiment | 36.72 |

Tableau 1 Caractéristique Géométriques Du Bâtiment

CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux)

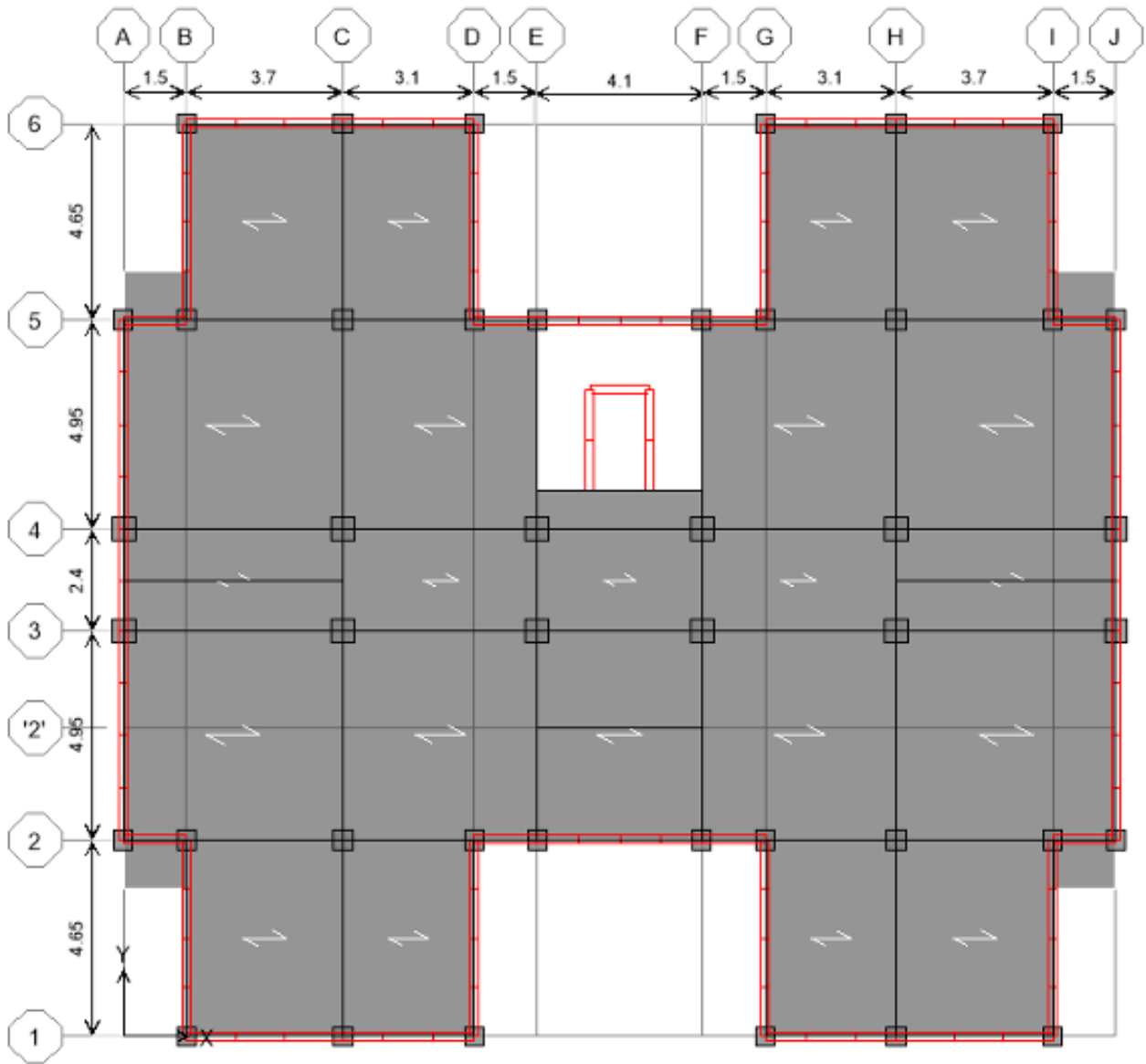


Figure 1 Vue En Plan

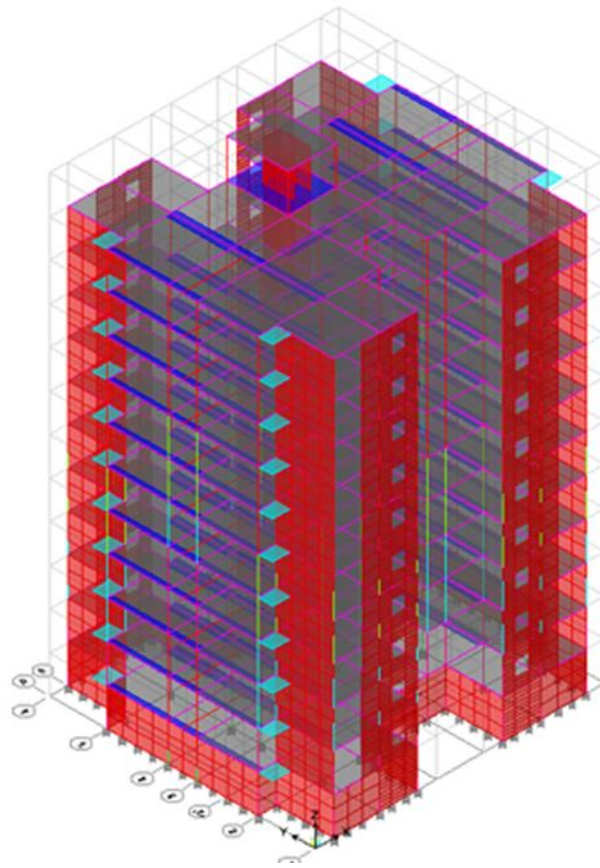


Figure 2 Vue En Perspective Du Bâtiment

3. Description du site :

- Cette région est classée en zone faible (zone I) selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA99-version 2003 ART 3.1. p.22)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2. (Coefficient d'importance, $I=1$) (RPA99-version 2003 ART 4.1.2. p36)
- D'après le rapport géotechnique, le sol est considéré comme un sol ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol = 2,00 bars.

4. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction Portiques –voiles.

CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux)

La stabilité de l'ouvrage est assurée dans les deux directions par ossature auto-stable (poteau-poutre). Ce système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique, les charges permanentes, d'exploitation et climatiques (vent, neige...)

5. Description de l'ossature :

1.5.1 Plancher :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages point de vue thermique et acoustique.

le cas de notre structure, tous les planchers des étages courants et le rez-de-chaussée seront semi préfabriqués en corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle) et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions 16x20x55 cm³ et tout ça pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

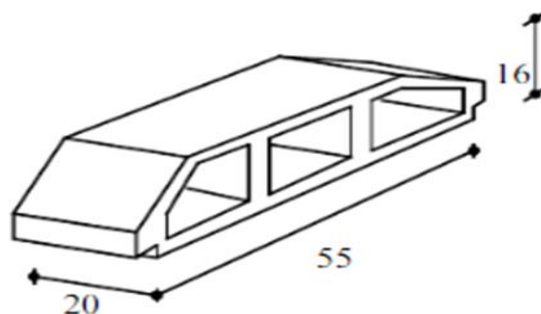


Figure 3 Corps Creux

CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux)

1.5.2 Escalier :

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, le bâtiment comporte un seul type d'escaliers (escalier à palier et double quartier tournants milieu) à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

1.5.3 Local d'ascenseur :

Un ascenseur peut se définir comme un appareil élévateur vertical destiné au transport des personnes ou des charges entre différents étages d'un immeuble.

1.5.4 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses car elle est la plus utilisée en ALGERIE, pour cet ouvrage nous avons un seul type de mur :

- Murs extérieurs en double parois.

1.5.5 Revêtement :

enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.

1.5.6 L'acrotère :

Le garde de corps de la terrasse.

1.5.7 Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

6. Caractéristiques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

1.6.1 Matières constitutives du béton :

- Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après

CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux)

durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; notre dosage de béton est 350 kg/m³

- 400 L de sable D_s < 5mm
- 800 L de gravier 5mm<D_g<25mm
- 175 L de l'eau de gâchage
- Résistance nominale du béton est f_{c28}=25 MPa

I.6.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- Masse volumique : Pour le béton armé, elle est prise dans notre étude égale à 2500 Kg /m³
- Résistances caractéristiques : compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de 25 MPa pour f_{c28}

Résistance caractéristique à la compression : (DTR BC2.41 (CBA93),Art. 2-1-11)

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée « f_{c28} ». f_{c28}= 25 MPa CBA Art (A.2.1.1.1)

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa } (j \leq 28 \text{ jours}) \dots \text{CBA Art (A. 2.1.1.1)} \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa } (j > 28 \text{ jours}) \dots \text{CBA Art (A. 2.1.1.1)} \end{array} \right.$$

$j > 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux)

Résistance caractéristique à la traction : (DTR BC2.41 (CBA93), Art. A-5-2-11) :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa ... (DTR BC2.41 (CBA93), Art. A.5.2.11)}$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa on a } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Les contraintes limitées :

A. Etat limite ultime :

-Contrainte ultime du béton :

Pour le calcul à l'E.L. U on a la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = f_{b_u} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

σ_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$\sigma_{bc} = 14.17$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$

$\sigma_{bc} = 18.48$ MPa pour : $\gamma_b = 1,15$

θ : Coefficient de la durée d'application de charge

$\theta = 1$

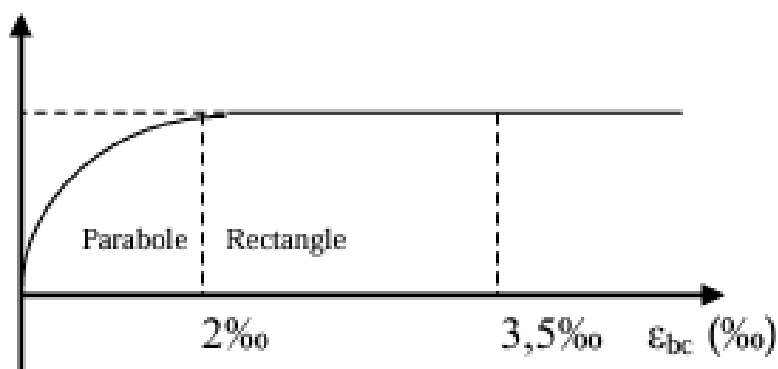


Figure 4 Diagramme De Contrainte-Déformation Parabole-Rectangle Du Béton

CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux)

-Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$ Avec :

$$\tau_u = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \min(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

B. Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

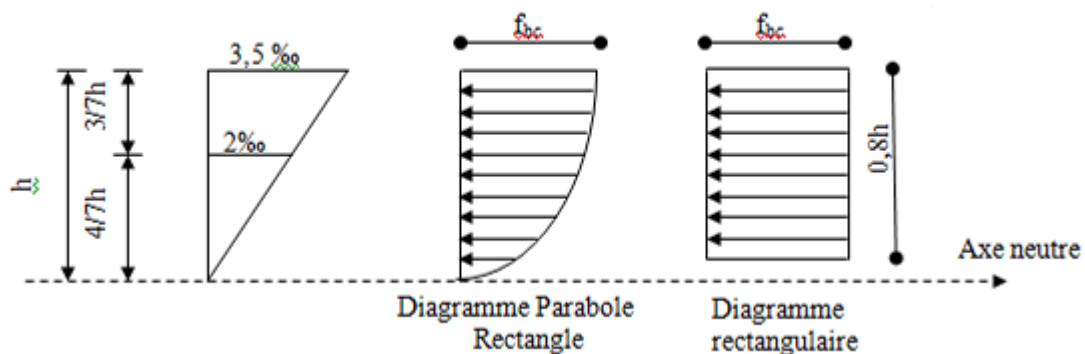


Figure 5 Utilisation De Diagramme Rectangulaire

| Béton C25/30 | | |
|--|--------------|-------------------|
| Résistance à la compression à 28 jours (f_{c28}) | 25 | MPa |
| Résistance à la traction à 28 jours (f_{t28}) | 2,1 | MPa |
| Dosage en ciment | 350 | Kg/m ³ |
| Le module de déformation longitudinale instantané du béton | 32164.2 MPa | |
| $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{F_{cj}}$ | | |
| Le module de déformation longitudinale différé du béton | 10818.86 MPa | |
| $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{F_{c28}}$ | | |

Tableau 2 Caractéristiques Du Béton

CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux)

I.6.3 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

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

Contrainte limite :

A. État limite ultime : Pour le calcul on utilise la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}; \text{ avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s=1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s=1.15$ cas de situations durable où transitoire.

B. Etat limite de service :

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

-Fissuration peu nuisible : pas de limitation

-Fissuration préjudiciable : $\sigma_t = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$

-Fissuration très préjudiciable : $\sigma_t = \min(0.5f_e, 110\eta)$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

CHAPITRE 1 : Généralités (Présentation et Matériaux)

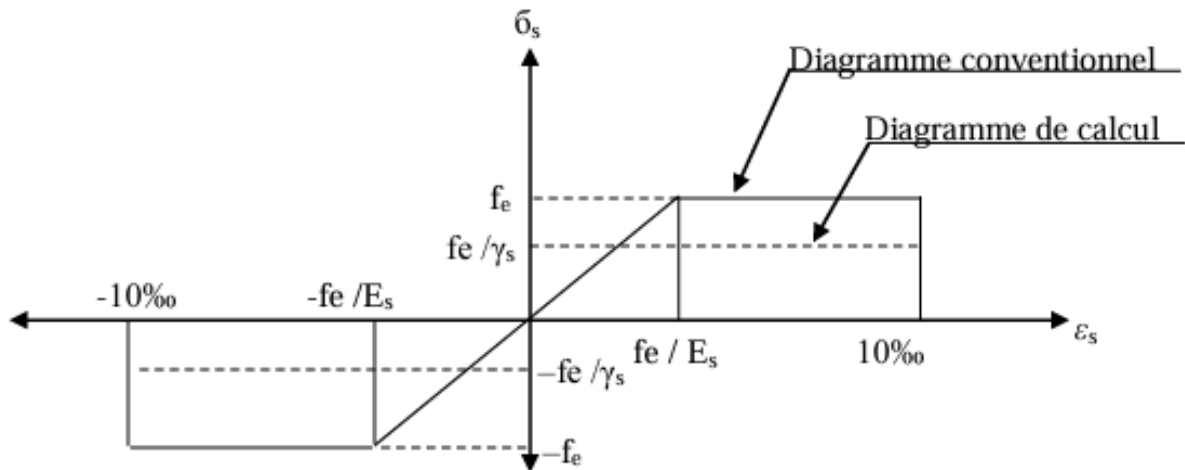


Figure 6 Diagramme De Déformation-Contraintes De l'Acier

| Acier | | |
|--|-----|-----|
| Acier haute adhérence de nuance Fe E500 | 500 | MPa |
| Treillis soudés pour les dalles de compression (150x150x5) | 215 | MPa |
| Pour les aciers transversaux Fe E500 | 500 | MPa |

Tableau 3 Caractéristiques De l'Acier

7. Caractéristiques du sol :

| Caractéristiques de sol | | |
|-------------------------|----------|----------------------|
| Contrainte admissible | 2.00 bar | 200kn/m ² |
| L'ancrage | 4.00m | |
| Site ferme | S2 | |

Tableau 4 Caractéristiques De Sol

8. Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

| |
|--|
| Pour les situations durables : |
| ELU : $P1=1.35G +1.5Q.$ |
| ELS : $P2=G + Q.$ |
| Pour les situations accidentelles « séisme, choc... » : |
| $P3 =0.8G\pm Ex.$ |
| $P4=0.8G \pm Ey.$ |
| $P5=G + Q \pm Ex.$ |
| $P6=G + Q \pm Ey.$ |
| Poids totaux : |
| $P9=W_i = WG_i +\psi W_{Qi}.$ |

Tableau 5 Combinaison De Calcul

Avec :

G : la charge permanente

Q: la charge d'exploitation

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

W_{GI} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.

W_{QI} : poids dû aux charges d'exploitations.

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné aux Tab (4.5 p44) $\Psi=0.20$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

CHAPITRE 2

Prédimensionnement et Descente des charges

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

1. Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations aux quelles

- Règles de RPA99-version 2003.
- Règles DTR BC2.41 (CBA93).

2. Prédimensionnement du plancher :

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

Les planchers sont des éléments horizontaux de la construction, séparant les niveaux d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation. Dans notre projet les planchers sont on corps creux, qui sont généralement des surface planes destinées à limiter des étages et à supporter les revêtements dans les deux fonctions principales sont :

- La résistance mécanique : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges.
- L'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement.

2.1 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très communément employé dans les bâtiments d'habitation, il se compose de poutres sur lesquelles se posent des poutrelles, ces dernières supportent des corps creux, sur l'ensemble on coule une dalle de compression. Ils sont dimensionnés à partir critère de la flèche donne par la formule suivante :

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25} \quad (\text{C.B.A.93})$$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

Avec : h_t : est l'épaisseur totale de ce plancher

L : est la plus grande portée entre nus d'appuis

$h_t = h + h_0$ avec : h : l'épaisseur du corps creux

h_0 : l'épaisseur de la dalle de compression

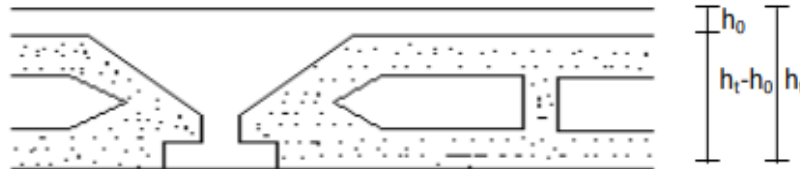


Figure 7 Coup D'un Plancher A Corps Creux

Dans notre cas, on a :

$$L=4,95\text{m}=495\text{cm} \text{ donc } \frac{495}{20} \geq h_t \geq \frac{495}{25} \Rightarrow 24,75 \geq h_t \geq 19,8$$

Soit un plancher d'épaisseur (16 + 5) cm pour tous les niveaux tel que :

$h = 16 \text{ cm}$: est l'épaisseur du corps creux.

$h_0 = 5 \text{ cm}$: est l'épaisseur de la dalle de compression

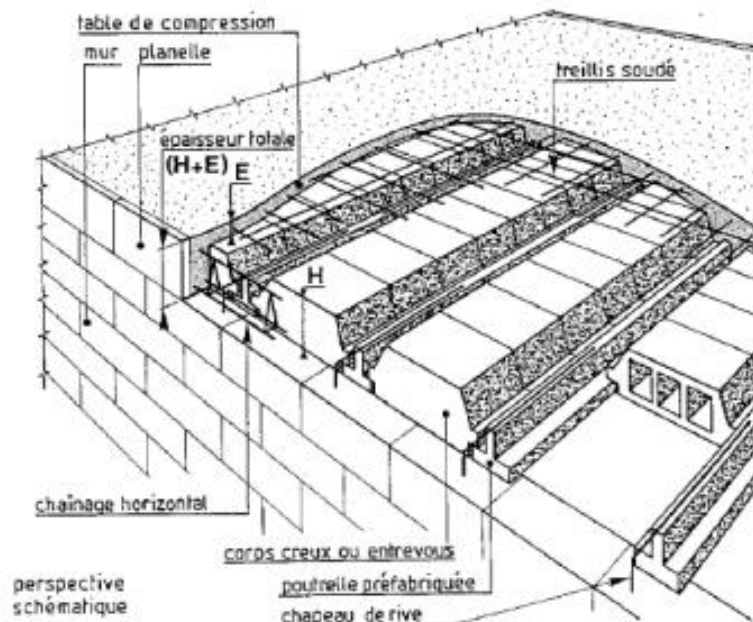


Figure 8 Les Eléments Principaux D'un Plancher A Corps Creux

2.2 Plancher à dalle pleine :

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs, Les planchers en dalle pleine présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments

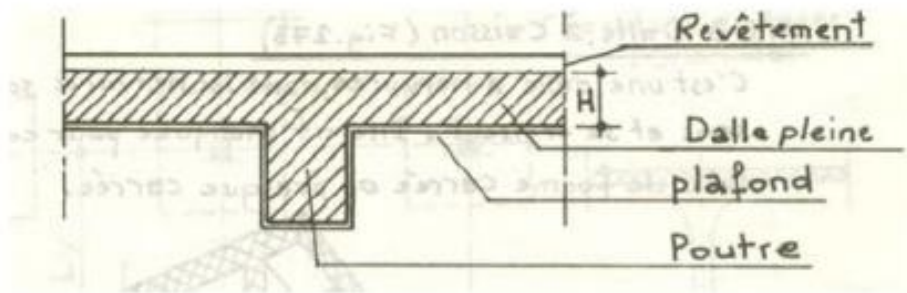


Figure 9 Coupe d'un plancher à Dalle Pleine

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur quatre (4) appuis ont une portée égale à $L_x=390\text{cm}$

$$\frac{390}{50} = 7.8 \leq e \leq \frac{390}{40} = 9.75(\text{cm}) \text{ l'épaisseur est limitée à } 12 \text{ cm}$$

- **D'isolation acoustique :** $e \geq 16 \text{ cm}$ Selon les règles techniques « CBA93 »

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

Donc notre épaisseur est 20 cm.

- **De rigidité ou limitation de la flèche :**

- $e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous obtenons : $e = 16$ cm.

- **Conditions de flèche :**

Selon (C.B.A 93 B6.5.3) nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\text{Avec } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{Si } L \leq 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L > 5\text{m} \end{cases}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 3,9\text{m} < 5\text{m}$;

$$F_{\max} = \frac{5qL_x^4}{384EI} \leq 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} ; \text{ avec } \begin{cases} I = \frac{be^3}{12} \\ G = 6,64 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 3,50 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} q = G+Q = 10,14 \text{ kN/m}^2$$

$b = 1\text{m (bande de dalle)}$
 $E_{vj} = 10818865 \text{ kN/m}^2$

$$e \geq \left(\frac{60qL_x^4}{384E \cdot b \left(0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} \right)} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{60 \times 10,14 \times 390^4}{384 \times 10818865 \times 1 \left(0,5 + \frac{32,50}{1000} \right)} \right)^{\frac{1}{3}} = 18,63 \text{ cm } e = 20 \text{ cm}$$

Choix de l'épaisseur des dalles pleines $e = 20$ cm.

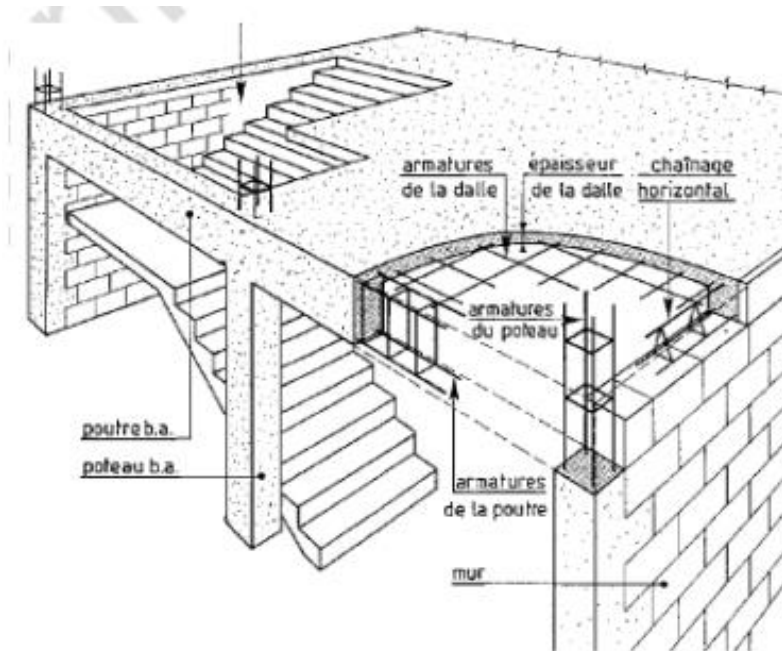


Figure 10 Les Éléments Principaux D'un Plancher A Dalle Pleine

3. Pré dimensionnements des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

- **La condition de flèche :**

$L = 150 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 \rightarrow 10 \leq e \leq 15 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

choix de l'épaisseur des balcons $e = 15 \text{ cm}$

4. Prédimensionnement des poutrelles :

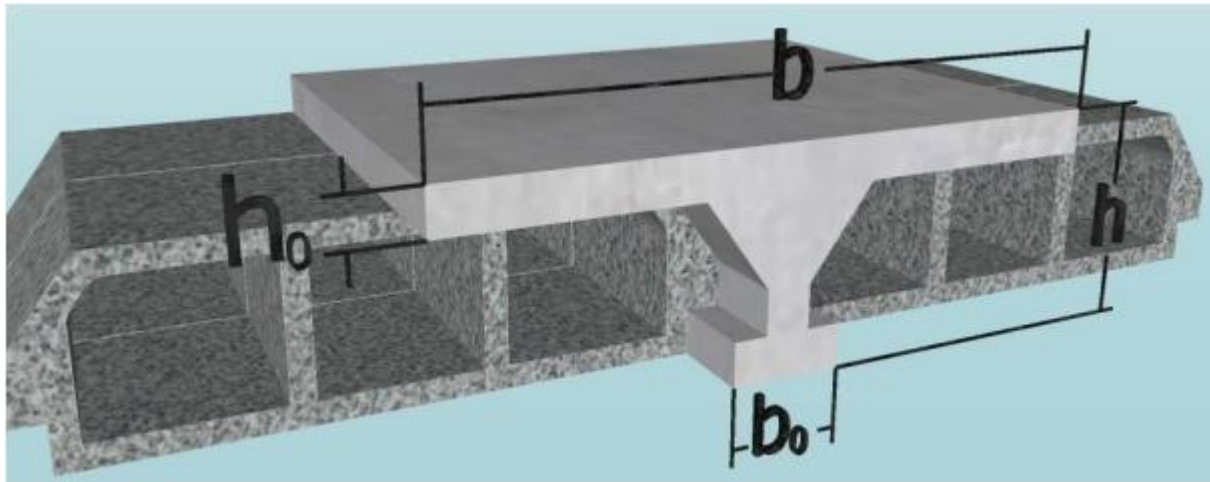


Figure 11 Coupe 3D D'une Poutrelle

Corps creux du type (16 + 5) pour tous les niveaux

- La hauteur du plancher : $h = 21\text{cm}$
- L'épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 5\text{cm}$
- La hauteur du corps creux : $h_1 = 16\text{cm}$.

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t \Rightarrow 0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20 \Rightarrow 8,0 \leq b_0 \leq 16,0$$

Soit : $b_0 = 12\text{cm}$.

La hauteur des corps creux est de **16 cm**, leur longueur du corps creux **55cm**

La dalle de compression a normalement une épaisseur de 5 cm; elle est armée d'un simple quadrillage d'armature constitué en général par nappe de treillis soudé. L'entre-axe des nervures 65 cm.

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure Longueur du 3corps creux **$lc = 55\text{cm}$**)

$b = b_0 + lc = 65\text{ cm}$ (entre axes des nervures)

$h_0 = 5\text{ cm}$; $h_t = (16+5)\text{ cm}$.

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

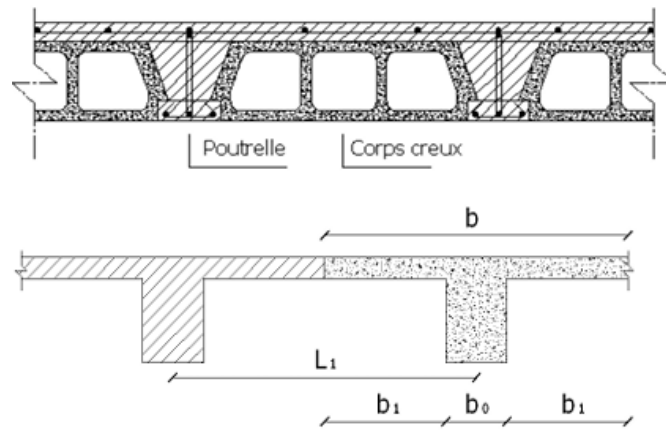


Figure 12 Dimensions Des Poutrelles

5. Descente des charges :

D'après le document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation), et Selon le : DTR-BC 2.2.

5.1.1 Plancher terrasse : (non accessible) (corps creux)

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux

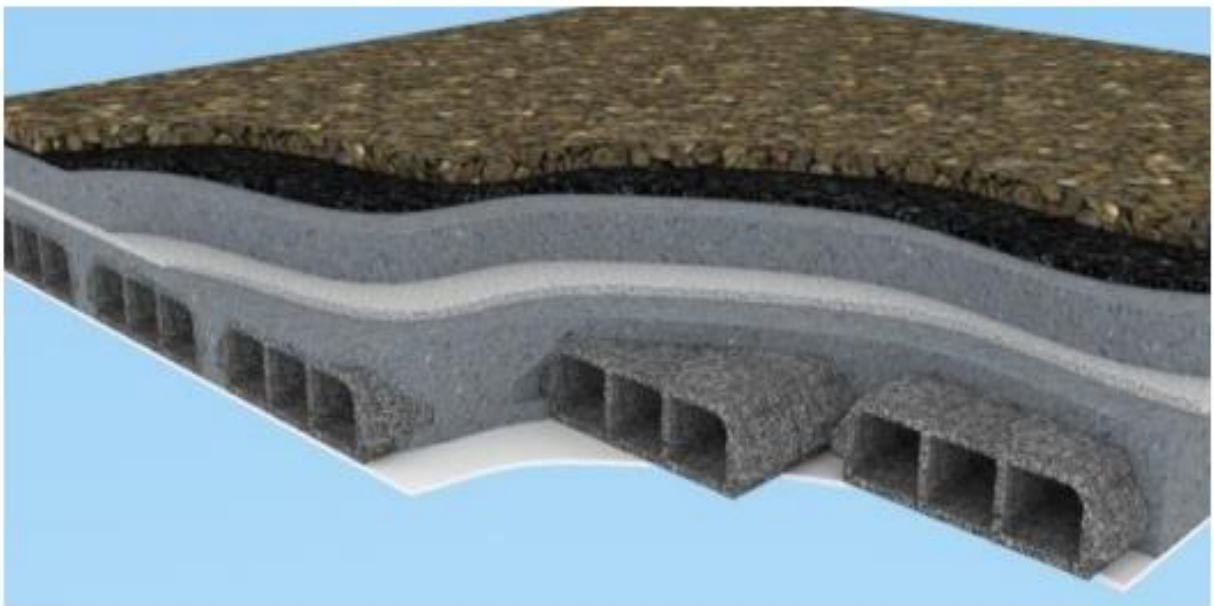


Figure 13 Coupe 3D Du Plancher Terrasse Inaccessible

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

A. Charges permanentes (G) : corps creux

| Plancher terrasse inaccessible corps creux | | | |
|---|-------------------------|------------------------------|---|
| Matériaux : | Epaisseur (cm) : | d(kN/m³) : | Valeur surfacique (KN/m²) : |
| 1. Protection en gravillon | 5cm | 0.2KN/m ³ | 1.00 KN/ m² |
| 2. Etanchéité multicouche | 2cm | / | 0.12 KN/ m² |
| 3. Forme de pente | 10cm | 0.22KN/m ³ | 2.20 KN/ m² |
| 4. Isolation thermique | 4cm | / | 0.12 KN/ m² |
| 5. Plancher corps creux (16+5) cm | / | / | 3.10 KN/ m² |
| 6. Enduit en plâtre sous plafond | 2cm | 0.1KN/m ³ | 0.20 KN/ m² |
| | | | G=6.75 KN/ m² |

Tableau 6 Evaluation Des Charges Permanentes Du Plancher Terrasse (Corps Creux)

B. Charges d'exploitation (Q) : corps creux

Terrasse inaccessible

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ La Charge permanente $G= 6,28 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation $Q= 1 \text{ KN/m}^2$

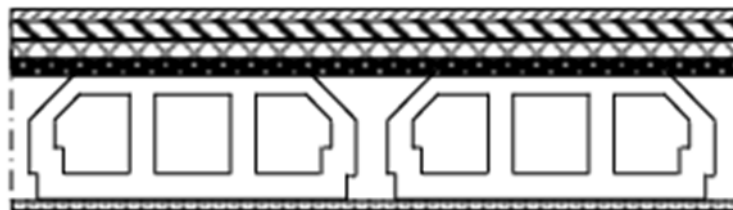


Figure 14 Détail Des Constituants Du Plancher Terrasse Inaccessible

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

5.2 Planchers étages courant + RDC :

les planchers des étages courants sont en corps creux

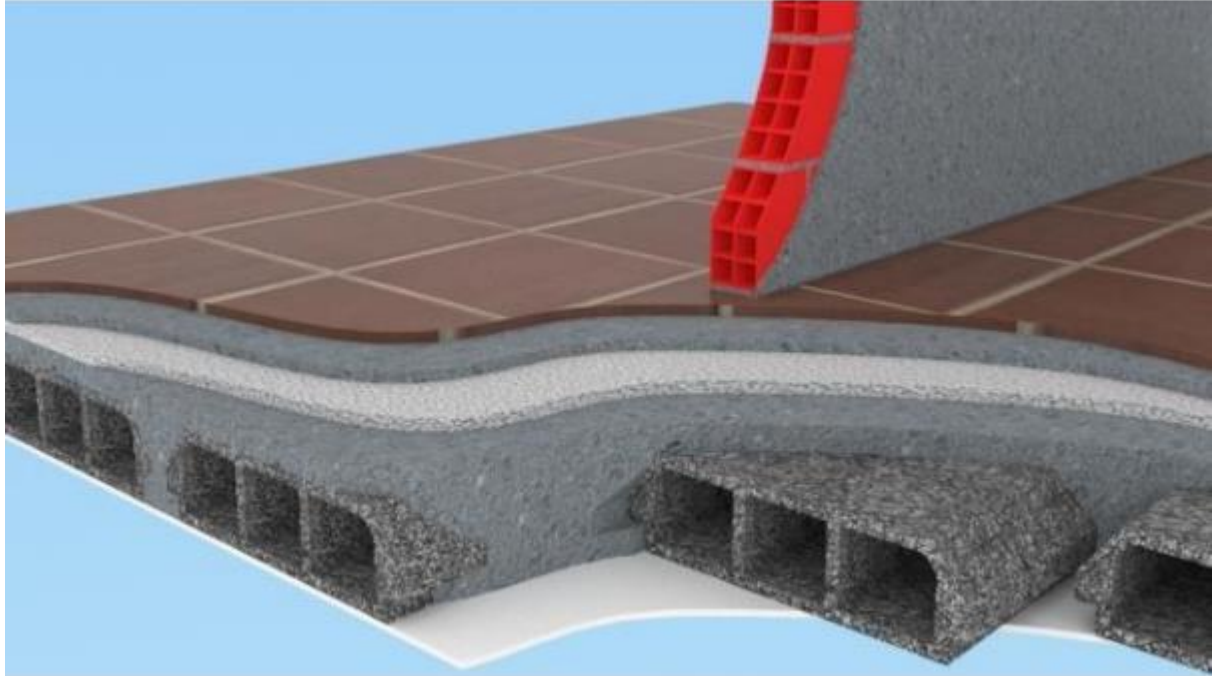


Figure 15 Coupe 3D Du Plancher Etage Courant

A. Charge permanentes (G) : corps creux

| <i>Plancher Etage courant corps creux</i> | | | |
|---|------------------|-------------------------|--|
| Matériaux : | Epaisseur (cm) : | d(kN/m ³) : | Valeur surfacique (KN/m ²) : |
| 1. Carrelage | 2cm | 0.2KN/m ³ | 0.40 KN/ m² |
| 2. Chape de mortier de ciment | 5cm | 0.2KN/m ³ | 1.00 KN/ m² |
| 3. Plancher corps creux (16+5) cm | / | / | 3.10 KN/ m² |
| 4. Enduit en plâtre sous plafond | 2cm | 0.10KN/m ³ | 0.20 KN/ m² |
| 5. Cloison de séparation | / | / | 1.00 KN/ m² |
| | | | G=5.70 KN/ m² |

Tableau 7 Evaluation Des Charges Permanentes Du Plancher Etage Courant + RDC (Corps Creux)

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

B. Charges d'exploitation (Q) : corps creux

Logement d'habitation $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

- La Charge permanente $G = 5,70 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

5.3 Murs extérieurs en double paroi :

| <i>Murs extérieurs en double parois</i> | | | |
|---|-------------------------|-------------------------------|---|
| Matériaux : | Epaisseur (cm) : | d (kN/m³) : | Valeur surfacique (KN/m²) : |
| 1. Enduit extérieure en ciment | 2cm | 0.18 KN/m ³ | 0.36 KN/ m² |
| 2. Brique creuse | 15cm | 0.09 KN/m ³ | 1.30 KN/ m² |
| 3. Lambe d'aire | 5cm | / | 0.00 KN/ m² |
| 4. Brique creuse | 10cm | 0.09 KN/m ³ | 0.90 KN/ m² |
| 5. Enduit intérieur en plâtre | 2cm | 0.1 KN/m ³ | 0.20 KN/ m² |
| | | | G=2.76 KN/ M² |

Tableau 8 Evaluation Des Charges Permanentes De Mur Extérieur En Double Parois

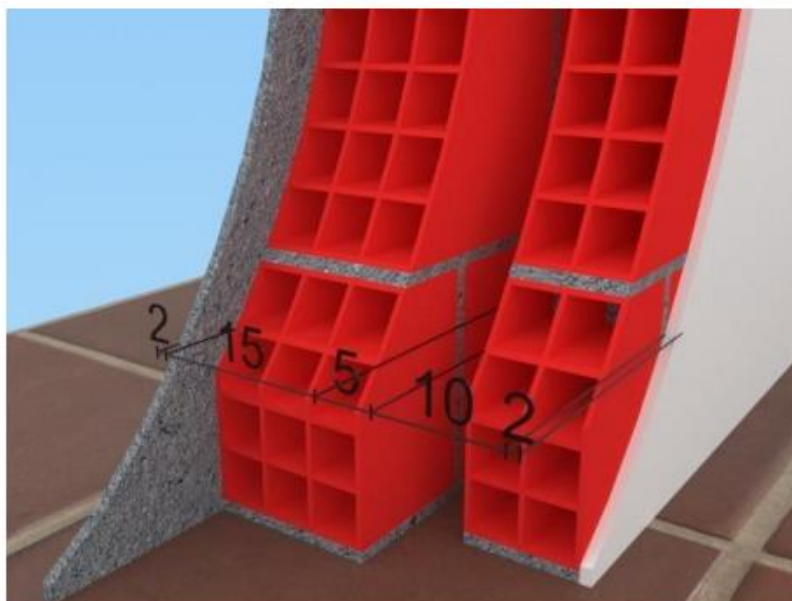


Figure 16 Coupe Verticale 3D D'un Mur Extérieur

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

5.4 Les balcons :

A. Charges permanentes (G) : Balcon

| <i>Balcons</i> | | | |
|--------------------|------------------|-------------|--|
| Matériaux : | Epaisseur (cm) : | d (kN/m3) : | Valeur surfacique (KN/m ²) : |
| 1. Revêtement sol | 2 | 20 | 0,40 KN/ m2 |
| 2. Mortier de pose | 3 | 20 | 0,60 KN/ m2 |
| 3. Lit de sable | 3 | 18 | 0,54 KN/ m2 |
| 4. Dalle pleine | 15 | 25 | 3,75 KN/ m2 |
| 5. Enduit déciment | 2 | 18 | 0,36 KN/ m2 |
| | | | G=5,65KN/ m2 |

Tableau 9 Evaluation Des Charges Permanentes Des Balcons

B. Charges d'exploitation (Q) : Dalle Plaine

Logement d'habitation **Q = 1,50 KN/m²**

➤ La Charge permanente **G = 5,65 KN/m²**

➤ Surcharge d'exploitation **Q = 3,50 KN/m²**

6. Pré dimensionnement des éléments porteurs :

6.1 Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre axes des poteaux d'appuis. On a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

a. Critère de rigidité :

selon le DTR BC2.41 (CBA93) :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases}$$

h_t : hauteur de la poutre

L : distance entre les axes des poteaux et en choisi la plus grande portée.

b : largeur de la poutre

d : hauteur utile

b. Vérification des conditions sur le RPA 99-version 2003 :

Il est recommandé que la hauteur doive vérifier les rapports suivants exigés par le RPA 99-version 2003 :

$$\text{à savoir : } \begin{cases} b \geq 20cm \\ h_t \geq 30cm \\ \frac{h_t}{b} \leq 4cm \\ b_{max} \leq (1.5h + b_1) \end{cases} \quad \text{ART 7.5.1}$$

Avec : b : Largeur de la poutre.

h_t : hauteur de la poutre (où h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles)

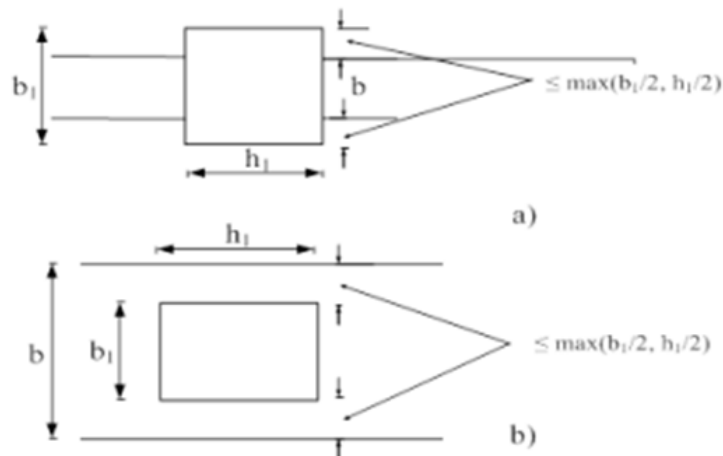


Figure 17 Dimensions A Respecter Pour Les Poutres

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

6.1.1 Pré dimensionnement des poutre Principales (porteuses) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

Calcul h_t : Nous avons : $L_{max} = 5.20 - 0.3 = 4.9 \text{ m} = 490 \text{ cm}$

$$\begin{cases} \frac{490}{15} \leq h_t \leq \frac{490}{10} \\ 32.67 \leq h_t \leq 49.00 \end{cases}$$

On adopte $h_t = 35 \text{ cm}$

Calcul b : La longueur de la poutre doit vérifier :

$$\begin{cases} 0.3d \leq b \leq 0.4d & \text{Avec } d = 0.9 \times h_t \\ 0.3 \times 31.5 \leq b \leq 0.4 \times 31.5 \\ 9.45 \leq b \leq 12.6 \end{cases}$$

On adopte $b = 30 \text{ cm}$

Selon RPA99-version 2003 : Art 7.5.1

$$\begin{cases} 35 \geq 30 \text{ cm} & C.V. \\ 30 \geq 20 \text{ cm} & C.V. \\ \frac{35}{30} = 1.166 \leq 4 \text{ cm} & C.V. \\ 35 \leq (1.5 \times 30 + 30) = 75 & C.V. \end{cases}$$

➤ Conditions vérifiées

Donc la section adoptée pour les poutres principales est **$35 \times 30 \text{ cm}^2$**

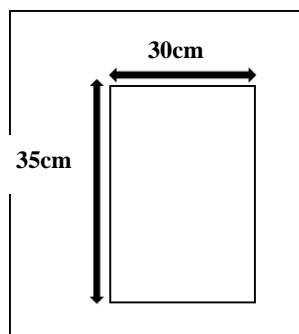


Figure 18 Coup Transversale D'une Poutre Principale

6.1.2 Pré dimensionnement des poutres secondaires (chainage) :

Calcul h : Nous avons : $L_{max} = 4.95 - 0.3 = 4.65m = 465 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{465}{15} \leq h_t \leq \frac{465}{10} \\ 31.00 \leq h_t \leq 46.50 \end{array} \right.$$

On adopte $h_t = 35 \text{ cm}$

Calcul b : La longueur de la poutre doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3d \leq b \leq 0.4d \quad \text{Avec } d = 0.9 \times h_t \\ 0.3 \times 31.5 \leq b \leq 0.4 \times 31.5 \\ 9.45 \leq b \leq 12.6 \end{array} \right.$$

On adopte $b = 30 \text{ cm}$

Selon RPA99-version 2003 : Art 7.5.1

$$\left\{ \begin{array}{l} 35 \geq 30 \text{ cm} \quad C.V. \\ 30 \geq 20 \text{ cm} \quad C.V. \\ \frac{35}{30} = 1.166 \leq 4 \text{ cm} \quad C.V. \\ 35 \leq (1.5 \times 30 + 30) = 75 \text{ cm} \quad C.V. \end{array} \right.$$

➤ **Conditions vérifiées**

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

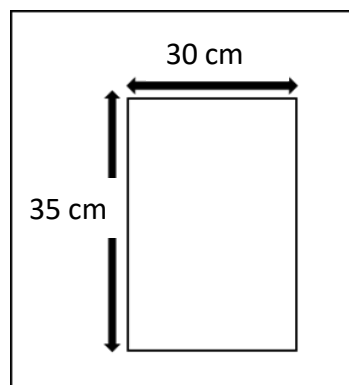


Figure 19 Coupe Transversale D'une Poutre Secondaire

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

Donc les sections des poutres principales et secondaires sont :

| Type de poutre : | L (cm) : | h (cm) : | b (cm) : | Vérification : | Section adoptée (hxb) : |
|---------------------|----------|----------|----------|----------------|-------------------------|
| Poutre Principale : | 490 cm | 35 cm | 30 cm | Vérifié | 35x30 |
| Poutre Secondaire : | 465 Cm | 35 Cm | 30 Cm | Vérifié | 35x30 |

Tableau 10 Prédimensionnement Des Poutres

7. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système planchers- poutres, ils supportent les charges verticales et participent à la stabilité de la structure vis-à-vis aux sollicitations extérieures.

La section du poteau se pré dimensionne suivant les critères de résistance et de stabilité de forme.

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. (Figure 21) :

Tous les poteaux seront de section carrée.

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois (Figure 20). Les dés décalages sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

a. Critère de résistance :

L'effort normal ultime « Nu » est obtenu par la formule suivant d'après les règles DTR BC2.41 (CBA93) : **ART B.8.4.1**

$$N_u \leq N_{ultim} = \alpha \left[\left(\frac{\beta_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\beta_r = (a - 2)(b - 2) \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$Si : \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left[\frac{\lambda}{35}\right]^2} ; Et si : 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = \frac{1500}{\lambda}$$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

Avec :

β_r : La section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton =25 MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé =400 MPa.

γ_b : coefficient de sécurité du béton = 1,5.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier = 1,15.

α :Facteur réducteur de N_u

b. RPA99-version 2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : **ART 7.4.1.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm en Zone I} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ quelle que soit la zone ART 7.4.1.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \text{ quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

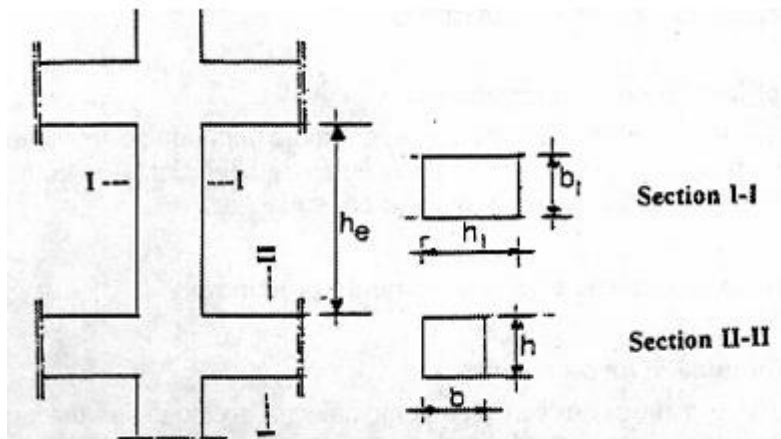


Figure 20 Coffrage Des Poteaux

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

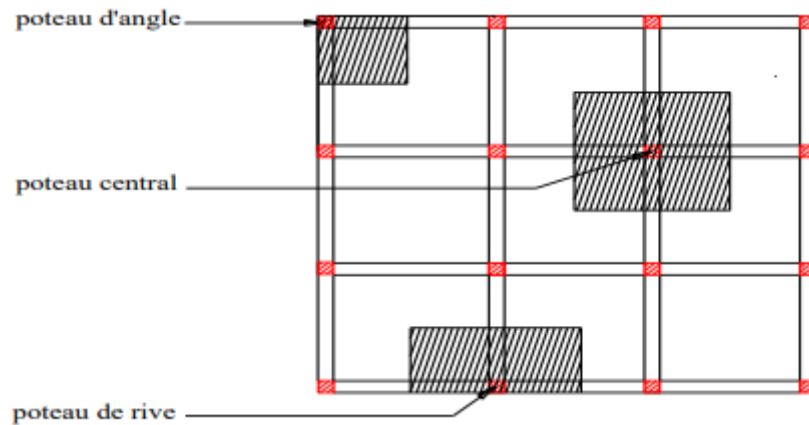


Figure 21 Les Types Des Poteaux

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central), la section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

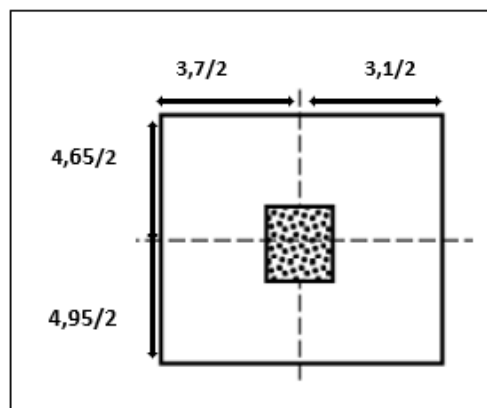


Figure 22 Les Sections Venant Aux Poteaux Centraux

- La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

$$S = 4.8 \times 3.4 = 16.32m$$

- Pour des raisons économiques les sections des poteaux diminuent comme suite :

Type 1 : S.SOL.

Type 2 : R.D.C. et 1^{ier} étage.

Type 3 : 2^{émé} étage et 3^{émé} étage

Type 4 : 4^{émé} étage.

Type 5 : 5^{émé} étage et 6^{émé} étage.

Type 6 : 7^{émé} étage et 8^{émé} étage et 9^{émé} étage et Local technique.

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

7.1 Pré dimensionnement des poteaux de type 2 :

7.1.1 Calcul de l'effort normal (NU) sollicitant les poteaux :

a. Les efforts de compression dus aux charges permanentes NG :

- **Plancher terrasse :**

$$G \times S = 6.75 \times 16,32 = 110,16 \text{ kN/m}^2$$

- **Plancher étage :**

$$n \times G \times S = 10 \times 5.70 \times 16,32 = 930,24 \text{ kN/m}^2.$$

- **Poutre P.:**

$$n \times \gamma_b \times (b \times h) \times L = 11 \times 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 3,4 = 98,175 \text{ kN/m}^2.$$

- **Poutre S. :**

$$n \times [\gamma] \times (b \times h) \times L = 11 \times 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 4,8 = 138,6 \text{ kN/m}^2.$$

- **Poteau :**

$$n \times [\gamma] \times (b \times h) \times L = 1 \times 25 \times 0,6 \times 0,6 \times 3,06 = 27,54 \text{ kN/m}^2.$$

Avec :

n : est le nombre d'étage.

$\gamma_b = 25$.

b : Largeur.

h : hauteur.

$$\text{Donc } N_G = 1304,72 \text{ kN/m}^2$$

On majore les efforts de 10% :

$$N_g = 1,1 (110,16 + 930,24 + 98,175 + 138,6 + 27,54) = 1435,19 \text{ kN/m}^2$$

b. Les efforts de compression due aux surcharges d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

- Sous terrasse Q_0
- Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$
- Sous étage (2) $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage (3) $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage (4) $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- .
- Sous étage (n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Les résultats sont notés dans le tableau suivant :

| Niveau : | La loi de dégression (KN/m ²) : | La charge (kN/m ²) : |
|----------|---|----------------------------------|
| Terrasse | $N_{Q0} = 1$ | 1.00 KN/m ² |
| 09 | $N_{Q1} = Q_0 + Q_1$ | 2.50 KN/m ² |
| 08 | $N_{Q2} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$ | 3.85 KN/m ² |
| 07 | $N_{Q3} = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ | 5.05 KN/m ² |
| 06 | $N_{Q4} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ | 6.10 KN/m ² |
| 05 | $N_{Q5} = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ | 7.00 KN/m ² |
| 04 | $N_{Q6} = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ | 7.75 KN/m ² |
| 03 | $N_{Q7} = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ | 8.45 KN/m ² |
| 02 | $N_{Q8} = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ | 9.28 KN/m ² |
| 01 | $N_{Q9} = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$ | 10,00 KN/m ² |
| RDC | $N_{Q10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$ | 10,75 KN/m ² |
| S.SOL | $N_{Q11} = Q_0 + 0,64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$ | 11.65 KN/m ² |

Tableau 11 Dégression En Fonction Du Nombre D'étage

Par application de la loi de dégression des surcharges on a : $Q = 10,75 \text{ kN/m}^2$

On majore les efforts de 10% : *exemple type 2 (RDC)*

$$N_q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 10,75 \times 16,32 = 192,98 \text{ kN/m}^2$$

c. L'effort N_u et N_{ser} :

$$N_u = 1,35N_g + 1,5N_q = (1,35 \times 1435,19) + (1,5 \times 192,98)$$

$$N_u = 2226,47 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{ser} = N_g + N_q = 1435,19 + 192,98 = 1628,17 \text{ kN/m}^2$$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

7.1.2 Détermination de la section du Poteau ($a \times b$) :

a. Détermination de « a » : type 2

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire : $\lambda \leq 35$.

D'après les règles DTR BC2.41 (CBA93), l'élançement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec

L_f: longueur de flambement ($L_f=0.7L_0$: poteau encasté à ses deux extrémités).

I : moment d'inertie.

B : section du béton.

On a :

$$L_0 = 3,06 \text{ m} ; L_f = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,289 \times 50} = 17,82 \text{ cm}$$

On prendre : $a = 50 \text{ cm}$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{i} = \frac{214,2}{15,90} = 13,47 < 50 \quad \text{C.V.}$$

b. Détermination de « b » : type 2

Selon les règles du DTR BC2.41 (CBA93), l'effort normal ultime N_U doit être :

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

$$N_u \leq N_{ultim} = \alpha \left[\left(\frac{\beta_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

- **Application numérique :**

$$\beta_r = (a - 2)(b - 2) = (50 - 2)(b - 2) = 48(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 30,25 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left[\frac{13,47}{35} \right]^2} = 0,83$$

$$4345,14 \leq 0,83 \left[\frac{48(b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{30,25 \times 400}{1,15 \times 10} \right] \Rightarrow b \geq 49,06$$

Nous optons pour des poteaux carrés donc : **a=b=50cm**

c. Vérification des conditions du RPA 99-version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Min}(b_1, h_1) = 50 \geq 25 \text{ cm} & \text{C.V.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) = 50 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3,06}{20} = 0,153 & \text{C.V.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4 & \text{C.V.} \end{array} \right.$$

Donc le poteau carré type 2 (RDC) a une section de (55 x55) cm²

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

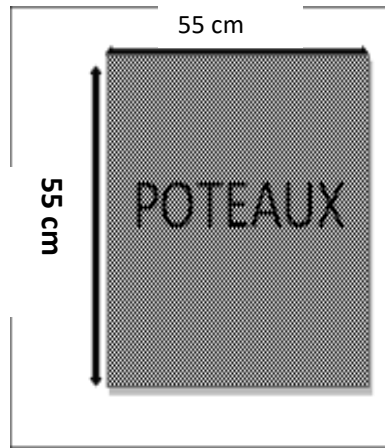


Figure 23 Coup Transversale D'un Poteau

Vu le nombre de niveau et pour une raison économique, le choix dans notre conception des poteaux à inertie variable en hauteur, les dimensions des poteaux prises en compte pour les différents niveaux de la construction seront :

| Type : | Section (a×b) : |
|---------------|------------------------|
| 1 | 55×55 |
| 2 | 50×50 |
| 3 | 45×45 |
| 4 | 40×40 |
| 5 | 35×35 |
| 6 | 30×30 |

Tableau 12 Les Dimensions Des Poteaux

8. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

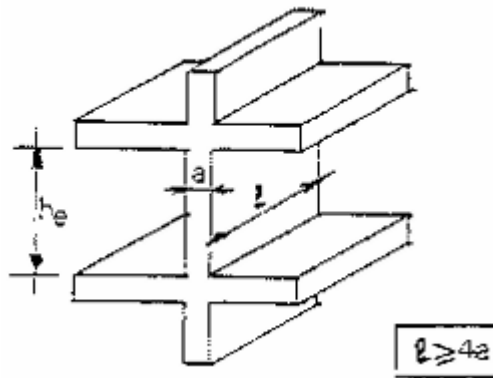


Figure 24 Coupe De Voile En Elévation

Le RPA 99-version 2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante : **ART 7.7.1**

$$L \geq 4a$$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. D'après le RPA, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

h_e : Hauteur libre

a : L'épaisseur du voile

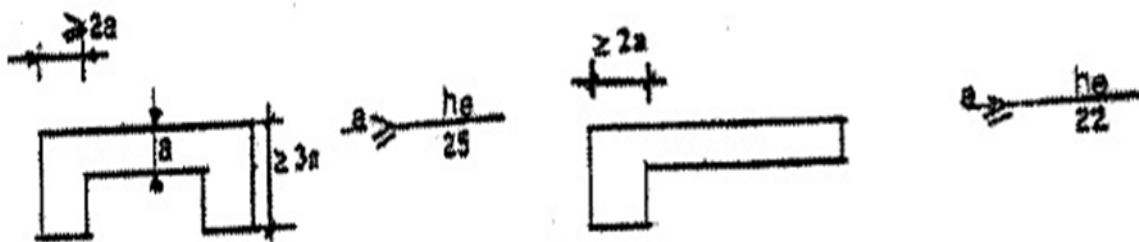


Figure 25 Coupe De Voile En Elévation

Vérification selon le RPA :

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

C.V.

$a = 20 \text{ cm}$: L'épaisseur minimale du voile

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

$L \geq 4a$

C.V.

8.1 Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

| Niveau : | Section de poteau (cm ²) : | Section de poutre principale (cm ²) : | Section de poutre Secondaire (cm ²) : | Épaisseur des Voiles (cm ²) : |
|----------|--|---|---|---|
| 1 | 55×55 | 35x30 | 35x30 | 20 |
| 2 | 50×50 | 35x30 | 35x30 | 20 |
| 3 | 45×45 | 35x30 | 35x30 | 20 |
| 4 | 40×40 | 35x30 | 35x30 | 20 |
| 5 | 35×35 | 35x30 | 35x30 | 20 |
| 6 | 30×30 | 35x30 | 35x30 | 20 |

Tableau 13 Sections Des Poteaux, Poutres Et Epaisseur Des Voiles.

9. Pré dimensionnement d'Acrotère :

L'acrotère est un élément en console encastré dans le plancher terrasse, il est soumis à son poids propre, et à une charge horizontale, cette dernière est la plus défavorable entre la charge de « la main courante » estimée à 1KN/ml et la charge sismique préconisée par la réglementation en vigueur.

9.1 Détermination des paramètres de l'acrotère :

- **Détermination de l'angle α :** $\tan \alpha = \frac{5}{15} = 0.33 \rightarrow \alpha = 18.43^\circ$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

- **Le périmètre** : $P = 0,6 + 0,1 + 0,05 + 0,1 + 0,5 + 0,15 + \frac{0,05}{\sin \alpha} = 1,65m.$

- **La surface** : $S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,15) + \frac{(0,15 \times 0,05)}{2} = 0,071m^2.$

- **Evaluation des charges :**

| Type de charge : | Charges permanentes (G) : | Valeur (KN/ml): |
|-------------------------------|--|-----------------|
| Poids propre | $G1=25 \times S=0,071 \times 25$ | 1,78 KN/ml. |
| Enduit en ciment (e=2cm) | $G2 = 20 \times e \times P = 20 \times 0,02 \times 1,65$ | 0,66 KN/ml. |
| Poids des éléments considérés | $WP = G1+G2$ | 2,44 KN/ml. |

Tableau 14 Evaluation Des Charges

9.2 Calcul de la force horizontale : Exigences des règles RPA99/2003 :

Le règlement impose l'application de la force horizontale F_{pk} pour le calcul des éléments Secondaires de structure et les équipements ancrés à la structure suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ Eqn. (6.3)}$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone A = 0,10 « zone I ; groupe d'usage 2 » (cf. Tableau (4.1) RPA99/2003).
- **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
C_p = 0,8 (élément en console).
- **W_p**: Poids de l'élément considéré **W_p**=2,44 KN/ml.

Donc

$$F_p = 4 \times 0,12 \times 0,8 \times 2,44 = 0.937 \text{ KN/ml}$$

On prend : $Q = F_p = 1 \text{ KN/ml}$

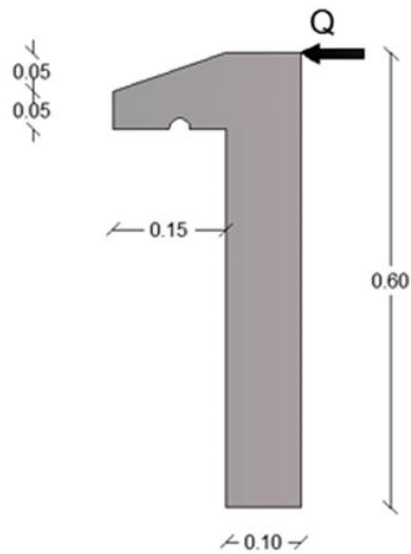


Figure 26 Dimensions adoptées d'Acrotère

10. Pré dimensionnement Local d'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie.

Le contre poids.

- Poids de la cabine vide : $P_c = 28,5KN$
- Charge d'exploitation (pour notre cas de 08 personnes) : $P_e = 7,50KN$
- Vitesse de l'ascenseur : $V=1m/s$
- Dalle du local machinerie :

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

La dalle de la locale machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine, poids du contre poids, ...etc.).

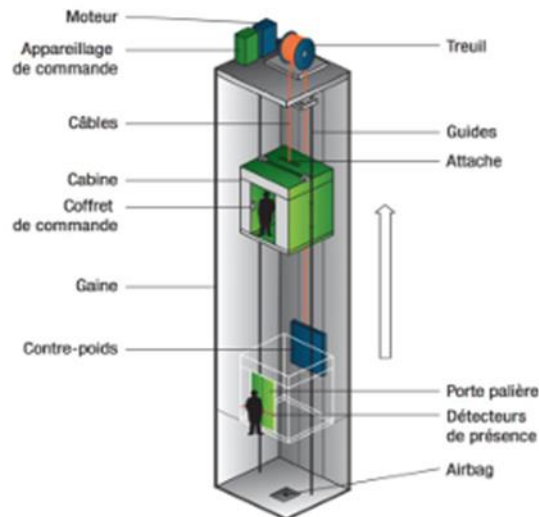


Figure 27 Schéma D'un Ascenseur

11. Prédimensionnements d'escaliers :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'une construction, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces derniers sont coulés sur place. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers. Les escaliers sont à deux volées identiques

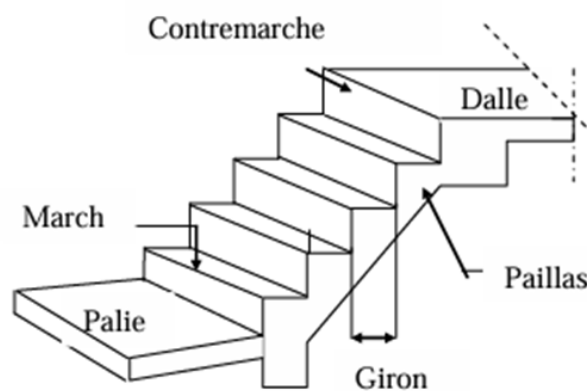


Figure 28 Schéma D'un Escalier

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

L'escalier se compose généralement de :

- **Contre marches** : elles définissent la hauteur d'étage.
- **Emmarchement** : c'est la longueur d'une marche.
- **Giron (g)** : c'est la largeur d'une marche.
- **Paillassse** : est une dalle mince supportant la marche et la contre marche.
- **Palier de repos** : on peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite palier

Dans notre bâtiment on à un seul type d'escalier :

Escalier a deux volée parallèle et un palier de repos intermédiaire.

11.1 Dimensionnement :

Pour passer d'un étage à l'autre facilement, on prend :

$$14cm \leq h \leq 20cm$$

$$22cm \leq g \leq 33cm$$

$$h = \frac{H}{n}$$

$$g = \frac{L}{n-1}$$

Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule de « BLONDEL » :

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

Avec :

h : hauteur du contre marche

g : giron.

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée.

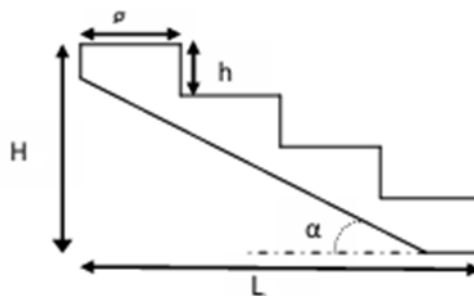


Figure 29 Dimensions De L'escalier

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

dans notre cas :

$$14cm \leq h = 17cm \leq 20cm$$

$$22cm \leq g = 30cm \leq 33cm$$

$$59cm \leq g + 2h = 64cm \leq 66cm$$

Donc on opte : $g=30cm$; $h=17cm$.

On a :

$$h = \frac{H}{n}$$

$$g = \frac{L}{n-1}$$

Soit : $H= 1,7m$, $L=2,70m$.

$$\begin{aligned} g + 2h \approx 64cm &\Rightarrow 2\frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + Ln \approx 0.64 \times n \times (n-1) \\ &\Rightarrow 0.64n^2 - 6,74n + 3,40 = 0 \end{aligned}$$

Après la résolution, on trouve 10 contres marches dans 1 seule volée

Et $n_m = n_c - 1 = 10 - 1 = 9$ marches.

D'où ; $h = \frac{H}{n} = 17cm$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30cm$$

Conclusion : $2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 66$; c'est vérifié.

- **Ligne de foulée :**

$$L_1 = g \times n_m = 0.3 \times 9 = 2,70m$$

- **Inclinaison de la pailleasse :**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{17}{30} \right) = 29.54^\circ$$

Avec α : inclinaison de la pailleasse

- **Epaisseur pailleasse :** est calculée suivant la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec : } L = 1.65 \text{ m} \quad \Rightarrow \frac{165}{30} \leq e \leq \frac{165}{20} \Rightarrow 5.5cm \leq e \leq 8.25cm$$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

On prend alors : $e=15\text{cm}$ (Pour assurer la déformabilité des escaliers).

11.2 Descente des charges :

11.2.1 Palier :

| <i>Palier</i> | | | |
|--------------------|------------------|--------------------------|--|
| Matériaux : | Epaisseur (cm) : | d (kN/m ³) : | Valeur surfacique (KN/m ²) : |
| 1. Carrelage | 2 | 22 | 0,44 KN/ m ² |
| 2. Mortier de pose | 2 | 20 | 0,40 KN/ m ² |
| 3. Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 KN/ m ² |
| 4. Dalle en BA | 15 | 25 | 3,75 KN/ m ² |
| 5. Enduit ciment | 1 | 1800 | 0,18 KN/ m ² |
| | | | G =5,13 kN/m² |

Tableau 15 Evaluation Des Charges Permanentes De Palier

- **Charges d'exploitation (Q) :**

Palier

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

✓ La Charge permanente **G =5,13 kN/m²**

✓ Surcharge d'exploitation **Q = 2,50 kN/m²**

11.2.2 Volée :

| <i>paillasse</i> | | | |
|--------------------|------------------|--------------------------|--|
| Matériaux : | Epaisseur (cm) : | d (kN/m ³) : | Valeur surfacique (KN/m ²) : |
| 1. Carrelage | 2 | 22 | 0,44 KN/ m ² |
| 2. Mortier de pose | 2 | 20 | 0,40 KN/ m ² |

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement et Descente des Charges

| | | | |
|------------------------|--------|------|--|
| 3. Revêtement vertical | / | / | $0,84.17/30=0,48\text{KN/m}^2$ |
| 4. Marche | $h=17$ | 22 | $22\times 0,17/2=1,87\text{KN/m}^2$ |
| 5. Paillasse | 15 | 25 | $(25\times 0,15)/\cos 29.54=4,31\text{KN/m}^2$ |
| 6. Enduit ciment | 1 | 1800 | $0,18/\cos 29.54 =0,21\text{KN/m}^2$ |
| | | | $G =7,13 \text{ kN/m}^2$ |

Tableau 16 Evaluation Des Charges Permanentes De Paillasse

- **Charges d'exploitation (Q) :**

Paillasse $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

✓ La Charge permanente $G =7,13 \text{ kN/m}^2$

✓ Surcharge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

CHAPITRE 3:

Etude des éléments secondaires

1. Introduction :

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **DTR BC2.41 (CBA93)** en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99/2003** ».

Dans ce chapitre on calcule les éléments non structuraux suivant :

- L'acrotère
- Plancher.
- Escalier.

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

- Balcon.

2. L'acrotère :

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. La hauteur de l'acrotère est prise égale à 60 cm. Et ce vu l'accessibilité de la terrasse.

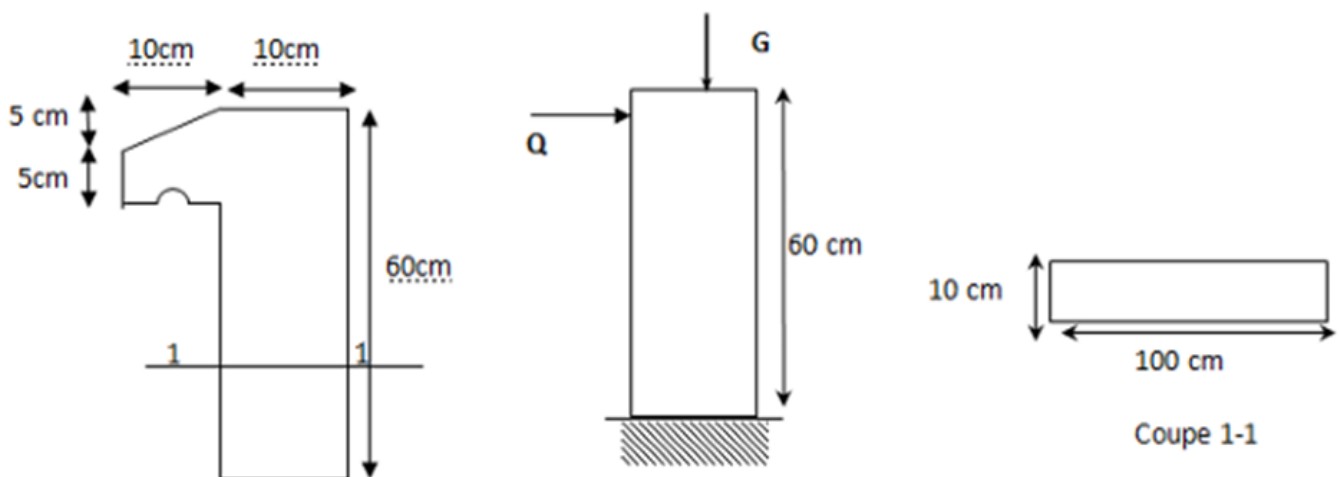


Figure 30 Schéma Statique D'un Acrotère

2.1. Évaluation des charges :

D'après chapitre II on a :

- $S=0,071m^2$
- $G=1,78 \text{ KN/ml}$.
- $Q=1 \text{ KN/ml}$ (de la main courante de personne)
- $F_p=0,937\text{Kn/ml}$

On a : $F_p \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas

qui $Q = 1$

Donc :

-Surcharge : $Q=1 \text{ KN/ml}$

$$Q_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 \Rightarrow Q_u = 1,5 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

a) État limite ultime :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,78 = 2,403 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = Q_u \times h = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m/ml. (Moment d'encastrement)}$$

b) Etat limite service :

$$N_{ser} = G = 1,78 \text{ Kn/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m/ml.}$$

2.2 Détermination du ferrailage :

La section est sollicitée en flexion composée, le ferrailage est calculé à l'ELU en considérant les efforts rapportés au centre de gravité

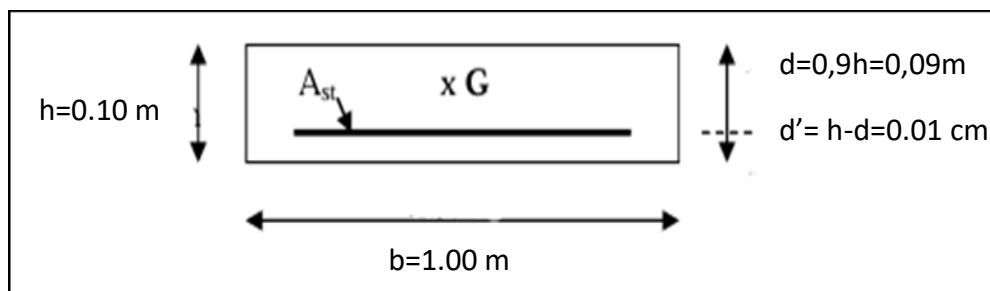


Figure 31 Section De Ferrailage

Avec :

d : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

• Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_1 = \frac{M_U}{N_u} = \frac{0,9}{2,403} = 0,375 \text{ m} = 37,5 \text{ cm} \quad e_1 : \text{l'excentricité du premier ordre}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} = 0,0167 \text{ m} \quad e_0 : \text{limite du noyau central}$$

$e_1 = 37,5 \text{ cm} > e_0 = 1,67 \text{ cm}$ Donc le centre de pression est à l'extérieur du noyau central et la section est partiellement comprimée

• Vérification au flambement :

$$L_f = 2 \times L_0 \quad L_f : \text{La longueur de flambement}$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

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

$$\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \quad a: \text{l'épaisseur de l'acrotère.}$$

$$\lambda = \frac{1,2 \times \sqrt{12}}{0,1} = 41,57 \quad \lambda: \text{L'élancement}$$

$$\lambda_{max} = \text{Max}(50, \text{Min}(100, e_1/a))$$

$$\lambda_{max} = 50$$

On a $\lambda = 41,57 \leq \lambda_{max} = 50$ *donc pas de risque de flambement.*

On a Section partiellement comprimée, le calcul se fait à la flexion simple avec ce moment fictif M_f égal au moment par rapport aux armatures tendues.

2.2.1 Les sollicitations majorées :

Calcul de coefficient de majoration :

$$\delta_f = \min \left(1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \left(\frac{a}{e_1} \right); 1,4 \right) \dots \dots \dots \text{si : } e_1/a > 0$$

$$\delta_f = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots \text{si : } e_1/a \leq 0,75$$

On a : $\frac{e_1}{a} = \frac{0,375}{0,1} = 3,75 > 0$

Donc : $\delta_f = \min \left(1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \left(\frac{a}{e_1} \right); 1,4 \right)$

$$\delta_f = \min \left(1 + 0,15 \left(\frac{41,57}{35} \right)^2 \left(\frac{0,1}{0,375} \right); 1,4 \right)$$

$$\delta_f = \min \left(1 + 0,15 \left(\frac{41,57}{35} \right)^2 \left(\frac{0,1}{0,375} \right); 1,4 \right)$$

$$\delta_f = \min(1,056; 1,4)$$

$$\delta_f = 1,056$$

Donc :

| | |
|--------------|--------------|
| ELU : | ELS : |
|--------------|--------------|

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

| | | | |
|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| $N_u^* = \delta_f \times N_u$ | $M_u^* = \delta_f \times M_u$ | $N_{ser}^* = \delta_f \times N_{ser}$ | $M_{ser}^* = \delta_f \times M_{ser}$ |
| 2,538 | 0,95 | 1,88 | 0,634 |

Tableau 17 La Sollicitation Après Majoration

2.2.2 Le ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 0,09 \text{ m}$

$$e_u = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{0,95}{2,538} = 0,37 \text{ m}$$

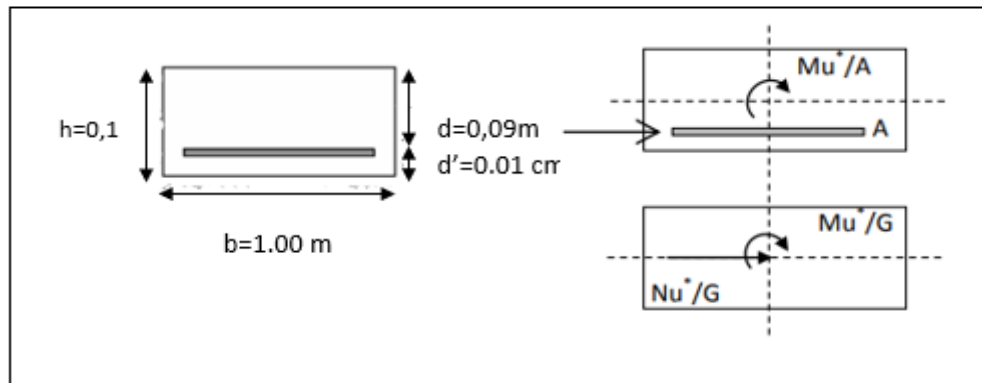


Figure 32 Coupes Transversales De L'acrotère

$e_u = 0,37 > e_0 = 0,0167$ Donc la section partiellement comprimée ; le calcul par assimilation à la flexion simple.

- **Moment de flexion fictif (M_f) :**

$$M_f = M_u^* + N_u^* \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{avec } d = 9 \text{ cm}$$

$$M_f = 0,95 + 2,538(0,09 - 0,05) \Rightarrow M_f = 1,052 \text{ KN} \cdot \text{m} = 105,2 \times 10^{-5} \text{ MN} \cdot \text{m}$$

- **Moment réduit (μ_{bu}) :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^*}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{avec } b = 100 \text{ cm}, f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_{bu} = \frac{0,95 \times 1000}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,00827$$

On a $\mu_{bu} = 0,00827 < \mu_l = 0,259 \Rightarrow (\text{Pivot A}) ; A_{sc} = 0$ (la section est simplement armée)

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,0104 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,089m$$

$$A_{st} = 1 \times \frac{\frac{M_f}{z} - N_u^*}{\sigma_s} = 1 \times \frac{\frac{1,052}{0,089} - 2,538}{434} = 0,27cm^2$$

avec $\sigma_s = 434MPa$

Résumer résultats dans un tableau

| $M_f :$ | $f_{bc} :$ | $\sigma_s :$ | $\mu_{bu} :$ | $\alpha :$ | $z :$ | $A_{st} :$ |
|--|--|------------------------|--|--|------------------|---|
| $M_u^* + N_u^* \left(d - \frac{h}{2}\right)$ | $\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ | $\frac{f_e}{\gamma_s}$ | $\frac{M_u^*}{b \times d^2 \times f_{bc}}$ | $1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$ | $d(1-0,4\alpha)$ | $1 \times \frac{\frac{M_f}{z} - N_u^*}{\sigma_s}$ |
| 1,052KN . m | 14,17 MPa | 434 MPa | 0,00827 | 0,0104 | 0.089m | 0,27cm ² |

Tableau 18 Calcule Des Ferrillages A ELU

- Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

On a $A_{st}=0,27cm^2$ (Faible section) donc :

$A_{s\text{ est pris selon la formule de non fragilité d'après DTR BC2.41 (CBA93) (A.4.2.1)}$

$$A_{smin} = \frac{0,23b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec: } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 MPa$$

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times 100 \times 9 \times 2,1}{500} = 0,87cm^2$$

$$A_s = \max(A_{smin}; A_{st}) = \max(0,87 ; 0,27) \Rightarrow A_s = 0,87cm^2$$

On dispose un ferrailage symétrique : **4T10/ml** ($A_s=3,14 cm^2$)

L'espace maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \min(30cm; 33cm)$$

Soit : $S_T = 20 cm$.

Dans le sens le moins sollicité : $S_t \leq \min(4h; 45cm) \Rightarrow S_t \leq \min(40cm; 45cm)$

Soit : $S_T = 20cm$

- Les armatures de répartition :**

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{On adopte } \mathbf{5T8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

L'espace maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

Soit : $S_T = 20 \text{ cm}$.

Dans le sens le moins sollicité : $S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$

Soit : $S_T = 20\text{cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant :** *DTR BC2.41 (CBA93) (A.5.1.1) :*

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u \leq \min(2,5; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \text{ avec } : T_u = 1,5F_{pk} = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,017\text{MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditon vérifier}$$

- **Vérification à ELS :**

- **Position du centre de pression :**

La position du centre de pression (c) :

$$e_0 = \frac{M_{ser}^*}{N_{ser}^*} = \frac{0,634}{1,88} = 33,72\text{cm}$$

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 33,72 - \frac{10}{2} = 28,72\text{cm}$$

Le centre de pression (C) se trouve à l'extérieur de la section

=>Section partialement comprimé

Donc : on considère $c < 0$ (Négatif)

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : CBA93 (art A.5.1)**

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

On a $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1,5$

$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28}$ Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1,25$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26,86}{100 \times 13} = 0,0207 < 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Détermination des contraintes :**

C : Centre de pression (point d'application).

c : La distance du point C à l'arête la plus comprimée.

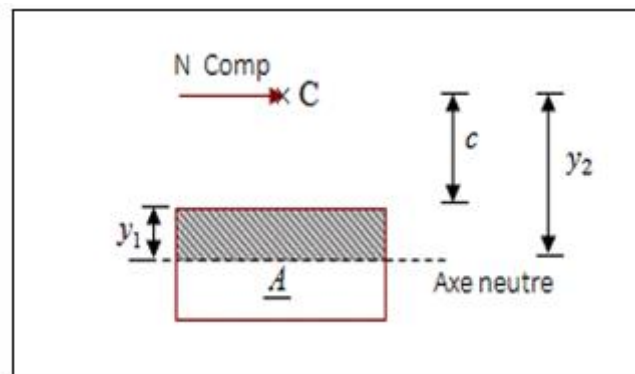


Figure 33 Position De Centre De Pression

Avec :

- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre.

$$y_2 = y + c$$

- N est un effort de compression

- C se trouve à l'extérieur de la section.

(c) sera considéré comme négatif

- **Calcul des contraintes :**

$$p = -3c^2 - \frac{90 \times A_{sc}}{b} (c - d') + \frac{90 \times A_{st}}{b} (d - c) ; C = -28,72 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (28,72)^2 + \frac{90 \times 2,01}{100} (9 + 28,72) = -2406,28 \text{ N/mm}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 \times A_{sc}}{b} (c - d')^2 - \frac{90 \times A_{st}}{b} (d - c)^2$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

$$q = -2 \times (-28,72)^3 - \frac{90 \times 2,01}{100} (9 + 28,72)^2 = 44804,88 \text{ N/mm}^3$$

Avec : A_{sc} : Armatures comprimées = 0

A_{st} : Armature tendue

y_2 : est la solution de l'équation :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 2406,28 \cdot y_2 + 44804,88 = 0$$

Donc la résolution est comme suit :

$$\begin{cases} y_1 = -56,56 \\ y_2 = 25,56 \\ y_3 = 31,00 \end{cases}$$

Condition : $0 \leq y_1 \leq d$

$$y_1 = y_2 + c$$

$$\begin{cases} y_{1-1} = -56,56 - 28,72 = -85,28 \text{ cm} & \text{C. n. V.} \\ y_{1-2} = 25,56 - 28,72 = -3,16 \text{ cm} & \text{C. n. V.} \\ y_{1-3} = 31,00 - 28,72 = 2,28 \text{ cm} & \text{C. V.} \end{cases}$$

D'où : $y_1 = 2,28 \text{ cm}$

- **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15 \times A_{st}(d - y_1)$$

$$S = \frac{100 \times 2,28^2}{2} - 15 \times 2,01(9 - 2,28) = 57,312 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S} = \frac{1,78 \times 10^3}{57,312} = 31,058 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 0,31058 \times 2,28 = 0,708 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times k(y_1 - d') = 15 \times 0,708 \times (2,28 - 0,01) = 24,11 \text{ MPa}$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

2.3 Schéma de ferrailage :

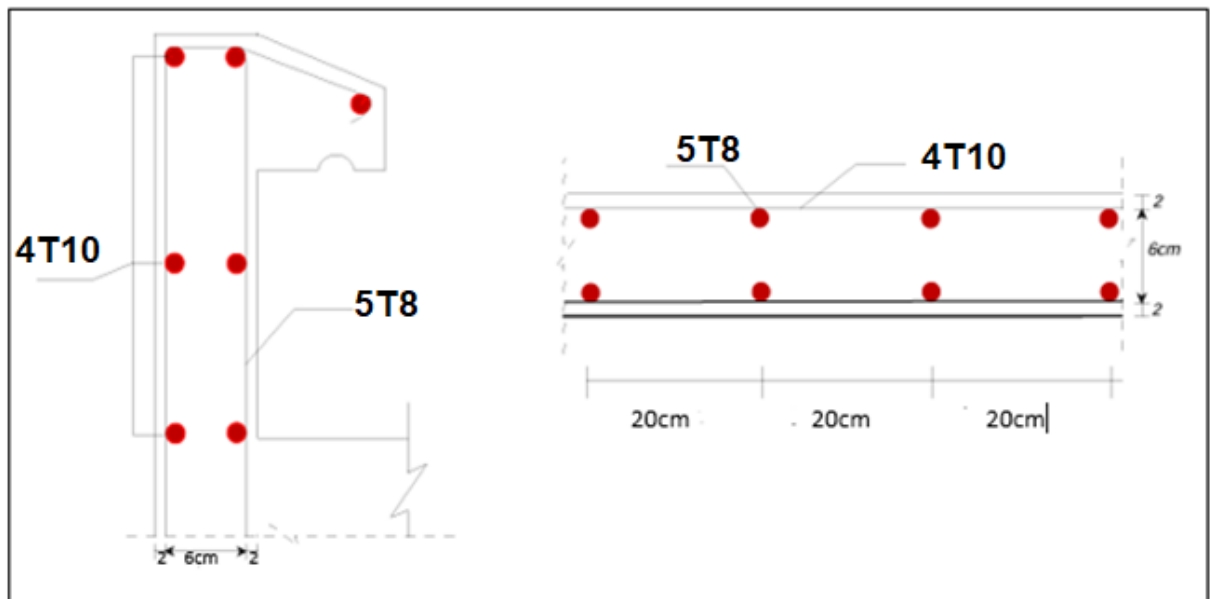


Figure 34 Schéma De Ferrailage De L'acrotère

3. Plancher :

Les planchers sont des pièces minces horizontales de largeur nettement supérieure à l'épaisseur, qu'ils séparent le bâtiment à plusieurs niveaux différents, et ils ont deux fonctions principales :

- Fonction de résistance:**(supportent les charges permanentes et les charges d'exploitation).
- Fonction d'isolation :**(isolation thermique et acoustique).

Dans notre projet ont adopté un seul type de plancher coulé sur place (corps creux).

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage. Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

3.1 Calcul de plancher :

Notre structure présente des planchers à corps creux associés à des poutrelles fabriquées sur chantier disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui seront liées à celles de la dalle de compression.

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelles.
- la dalle de compression.

3.2 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode RDM (trois moments).
- Méthode Caquot.

le DTR BC2.41 (CBA93) propose la méthode la plus simplifiée « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages et les autres sont calculés directement par logiciel ETABS.

3.2.1 Méthode forfaitaire :art B.6.2,210

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées : ART B.6.2,210

- La surcharge d'exploitation est dite modérée donc $Q \leq \max \left(2G ; 5 \frac{kN}{m^2} \right)$;
- Fissuration considérée comme non préjudiciable
- Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

Si l'une de ces conditions n'est pas satisfaite on utilise la méthode de CAQUOT

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

a- Principe de calcul des moments : art B.6.2,211

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.

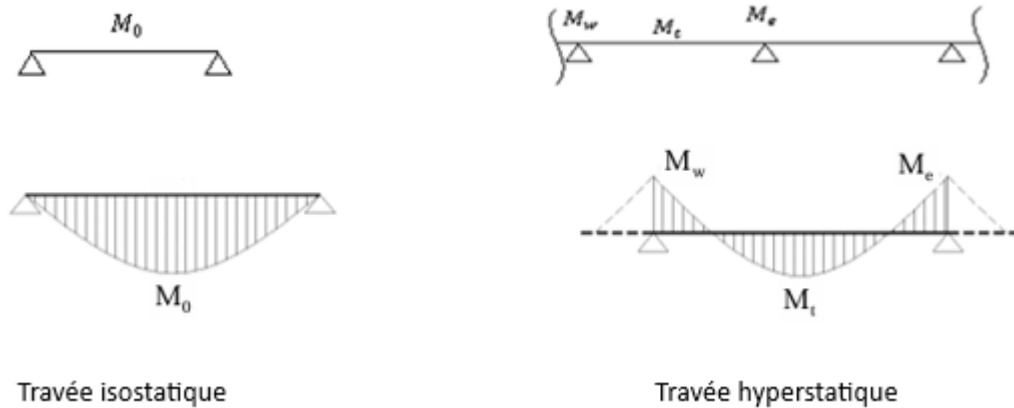


Figure 35 Principe De Calcul Des Moments.

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante (isostatique, mêmes charges, même portée que celle étudiée) ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée (West) ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée (est).

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

b- Conditions à satisfaire : art E.1,12

Selon le DTR BC2.41 (CBA93), les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

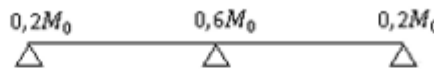
- Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

valeur absolue du moment sur appui :

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de poutre continue à deux travées :



2. Cas de poutre continue à trois travées :



3. Cas de poutre continue à plus de quatre travées :

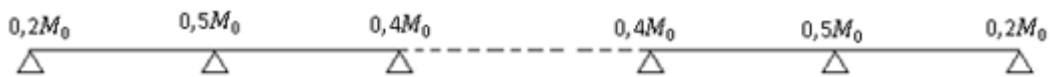


Figure 36 Schémas Explicatifs (Méthode Forfaitaire)

Note : Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égal à : $M_{appui} = -0,15M_0$

c- Principe de calcul de l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales Le règlement DTR BC2.41 (CBA93), prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires



Figure 37 Principe De Calcul De L'effort Tranchant

3.3 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont de section T de dimensions suivante :

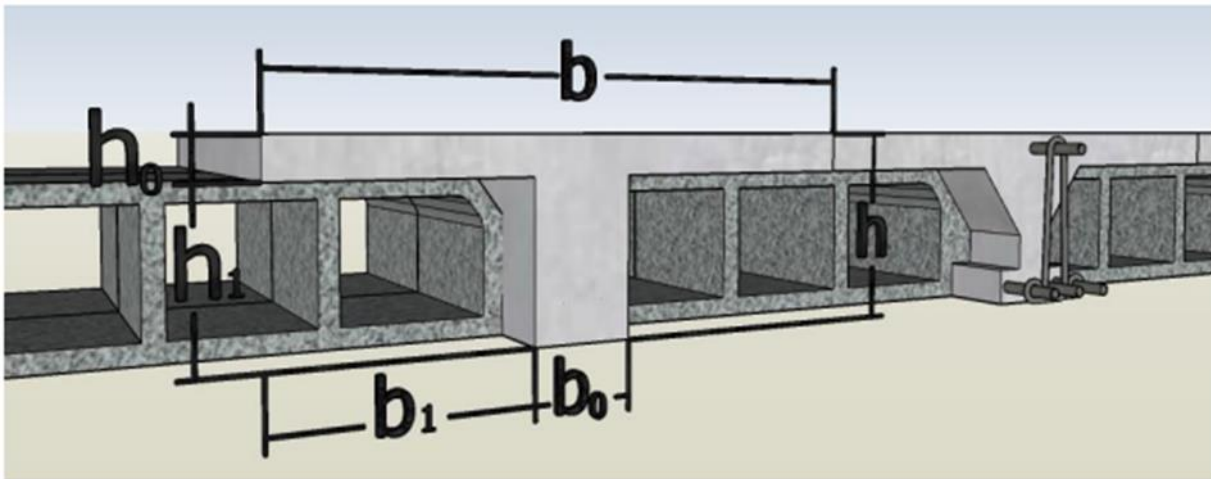


Figure 38 Les Dimensions D'une Poutrelle

| | |
|-------|-------|
| h_t | 21 cm |
| h_0 | 05 cm |
| h | 16 cm |
| b_0 | 12 cm |
| b | 65 cm |

Tableau 19 Dimensions de la poutrelle.

- **Évaluation des charges :**

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

-À l'ELU : $q_u = b (1,35G + 1,5Q)$

-À l'ELS : $q_s = b (G + Q)$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

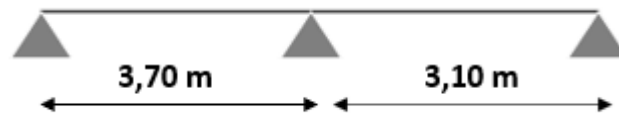
| Niveau : | G : (Kn/m ²) | Q : (Kn/m ²) | b : (m) | E.L.U : (Kn/ml) | E.L.S : (Kn/ml) |
|---------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------|--------------------|--------------------|
| | | | | q _u : | q _s : |
| Plancher terrasse inaccessible | 6.75 KN/m ² | 1,00 KN/m ² | 0.65 | 6,89 | 5,04 |
| Plancher RDC et Etages courants | 5.70 KN/m ² | 1,50 KN/m ² | 0.65 | 6,46 | 4,68 |

Tableau 20 Evaluation Des Charges Revenantes Aux Poutrelles

- **Types de poutrelles :**

Dans notre construction nous avons 3 différents types de poutrelles :

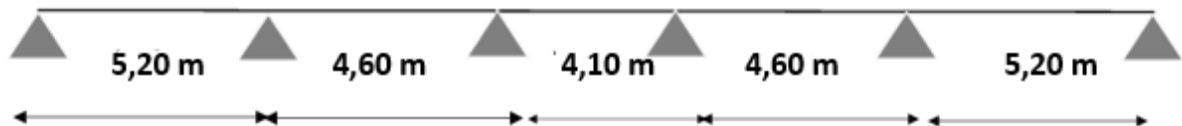
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



3.4 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- **Plancher terrasse :** $G = 6.75 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

- Type 1 :

$$\mathbf{C1} : Q_{\text{terrasse}} = 1,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\left(2 \times 6,75 ; \frac{5\text{kN}}{\text{m}^2}\right) = 13,5 \dots \mathbf{C.V}$$

$$\mathbf{C2} : 0,8 \leq \frac{3,1}{3,7} = 0,84 \leq 1,25 \dots \mathbf{C.V}$$

C3 : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »**C.V.**

Alors la méthode est applicable.

- Type 2 :

$$\mathbf{C1} : Q_{\text{terrasse}} = 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 6,75 ; 5\text{kN/m}^2) = 13,5 \dots \mathbf{C.V}$$

$$\mathbf{C2} : 0,8 \leq \frac{4,5}{5,2} = 0,88 \leq 1,25 \dots \mathbf{C.V.}$$

C3 : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »**C.V.**

Alors la méthode est applicable.

- **Plancher étage courant+RDC**: $G = 5,70 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

- Type 1 :

$$\mathbf{C1} : Q_e = 1,50 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,7 ; 5\text{kN/m}^2) = 11,4 \dots \mathbf{C.V}$$

$$\mathbf{C2} : 0,8 \leq \frac{3,1}{3,7} = 0,84 \leq 1,25 \dots \mathbf{C.V.}$$

C3 : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »**C.V.**

Alors la méthode est applicable.

- Type 2 :

$$\mathbf{C1} : Q_e = 1,50 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,7 ; 5\text{kN/m}^2) = 11,4 \dots \mathbf{C.V}$$

$$\mathbf{C2} : 0,8 \leq \frac{4,5}{5,2} = 0,88 \leq 1,25 \dots \mathbf{C.V.}$$

C3 : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** ».....C.V.

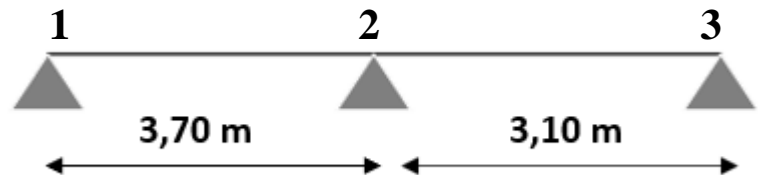
Alors la méthode est applicable

3.5 Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

- **plancher terrasse :**

Exemple de calcul : Type 1

Calcul à L'ELU : $q_u = 6,89 \text{ Kn/ml}$



- **Calcul moment isostatique M_0 :**

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

$$M_{01} = \frac{6,89 \times 3,7^2}{8} = 11,80 \text{ Kn.m}$$

$$M_{02} = \frac{6,89 \times 3,1^2}{8} = 8,28 \text{ Kn.m}$$

- **Calcul les moments sur appuis :**

- *Appuis de rive :*

$$M_{a1} = 0,2M_{01} = 0,2 \times 11,80 = 2,36 \text{ kn.m}$$

$$M_{a3} = 0,2M_{02} = 0,2 \times 8,28 = 1,66 \text{ kn.m}$$

- *Appui intermédiaire :*

$$M_{a2} = \max(0,6M_{01}; 0,6M_{02}) = \max(0,6 \times 11,80; 0,6 \times 8,28) = \max(7,08; 4,97)$$

$$M_{a2} = 7,08 \text{ Kn.m}$$

Calcul à L'ELS : $q_s = 5,04 \text{ Kn/ml}$

- **Calcul moment isostatique M_0 :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{5,04 \times 3,7^2}{8} = 8,63 \text{ Kn.m}$$

$$M_{02} = \frac{5,04 \times 3,1^2}{8} = 6,05 \text{ Kn.m}$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

- Calcul les moments sur appuis :

- *Appuis de rive :*

$$M_{a1} = 0,2M_{01} = 0,2 \times 8,63 = 1,73 \text{ kn.m}$$

$$M_{a3} = 0,2M_{02} = 0,2 \times 6,05 = 1,21 \text{ kn.m}$$

- *Appui intermédiaire :*

$$M_{a2} = \max(0,6M_{01}; 0,6M_{02}) = \max(0,6 \times 8,63; 0,6 \times 6,05) = \max(5,18; 3,63)$$

$$M_{a2} = 5,18 \text{ Kn.m}$$

| Appuis : | E.L.U: | | E.L.S | |
|----------|-----------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------|
| | M ₀ (KN.m) | M _{app} (KN.m) : | M ₀ (KN.m) | M _{app} (KN.m) |
| | ⋮ | | ⋮ | ⋮ |
| 1 | 11,80 | 2,36 | 8,63 | 1,73 |
| 2 | 11,80 | 7,08 | 8,63 | 5,18 |
| 3 | 8,28 | 1,66 | 6,05 | 1,21 |

Tableau 21 Les Moments Isostatiques Et Sur Appuis A ELU Et ELS (Plancher Terrasse)

- Les moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \Rightarrow \alpha = \frac{1.00}{1.00 + 6.75} = 0,129$$

- Calcul à L'ELU :

- Travées 1-2 :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,129) \times 11,80; 1,05 \times 11,80] - \left(\frac{2,36 + 7,08}{2}\right) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,129}{2}\right) \times 11,80 - \left(\frac{2,36 + 7,08}{2}\right) \end{array} \right.$$

$$M_t = 7,67 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

- Travées 2-3. :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,129) \times 11,80; 1,05 \times 11,80] - \left(\frac{7,08 + 1,66}{2}\right) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,129}{2}\right) \times 11,80 - \left(\frac{7,08 + 1,66}{2}\right) \end{array} \right.$$

$$M_t = 8,26 \text{ KN.m}$$

- **Calcul à L'ELS :**

- Travées 1-2 :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,129) \times 8,63; 1,05 \times 8,63] - \left(\frac{1,73 + 5,18}{2}\right) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,129}{2}\right) \times 8,63 - \left(\frac{1,73 + 5,18}{2}\right) \end{array} \right.$$

$$M_t = 5,61 \text{ KN.m}$$

- Travées 2-3 :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3 \times 0,129) \times 8,63; 1,05 \times 8,63] - \left(\frac{5,18 + 1,21}{2}\right) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,129}{2}\right) \times 8,63 - \left(\frac{5,18 + 1,21}{2}\right) \end{array} \right.$$

$$M_t = 5,87 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

| Travées : (m) | E.L.U: | | E.L.S: | |
|------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | M ₀ (KN.m) : | M _t (KN.m) : | M ₀ (KN.m) : | M _t (KN.m) : |
| 1-2 | 11,80 | 7,67 | 8,63 | 5,61 |
| 2-3 | 11,80 | 8,26 | 8,63 | 5,87 |

Tableau 22 Les Moments En Travées A ELU Et ELS (Plancher Terrasse)

- Les efforts tranchants :

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

- Calcul à L'ELU :

- Travées 1-2 : L(m)=3,70

$$T_1 = \frac{6,89 \times 3,70}{2} + \frac{2,36 - 7,08}{2} \Rightarrow T_1 = 10,38Kn$$

$$T_2 = -\frac{6,89 \times 3,70}{2} + \frac{2,36 - 7,08}{2} \Rightarrow T_2 = -15,11Kn$$

- Travées 2-3 : L(m)=3,10

$$T_1 = \frac{6,89 \times 3,10}{2} + \frac{7,08 - 1,66}{2} \Rightarrow T_1 = 13,39 Kn$$

$$T_2 = -\frac{6,89 \times 3,10}{2} + \frac{7,08 - 1,66}{2} \Rightarrow T_2 = -7,98 Kn$$

- Calcul à L'ELS :

- Travées 1-2 : L(m)=3,70

$$T_1 = \frac{5,04 \times 3,70}{2} + \frac{1,73 - 5,18}{2} \Rightarrow T_1 = 7,60Kn$$

$$T_2 = -\frac{5,04 \times 3,70}{2} + \frac{1,73 - 5,18}{2} \Rightarrow T_2 = -11,05 Kn$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

- Travées 2-3 : L(m)=3,10

$$T_1 = \frac{5,04 \times 3,10}{2} + \frac{5,18 - 1,21}{2} \Rightarrow T_1 = 9,80 \text{ Kn}$$

$$T_2 = -\frac{5,04 \times 3,10}{2} + \frac{5,18 - 1,21}{2} \Rightarrow T_2 = -5,83 \text{ Kn}$$

| Travées : | L(m) : | E.L.U: | | E.L.S: | |
|--------------|-------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | | T ₁ (KN) | T ₂ (KN) | T ₁ (KN) | T ₂ (KN) |
| 1-2 | 3,70 | 10,38 | -15,11 | 7,60 | -11,05 |
| 2-3 | 3,10 | 13,39 | -7,98 | 9,80 | -5,83 |

Tableau 23 Les Efforts Tranchants à ELU Et ELS (Plancher Terrasse)

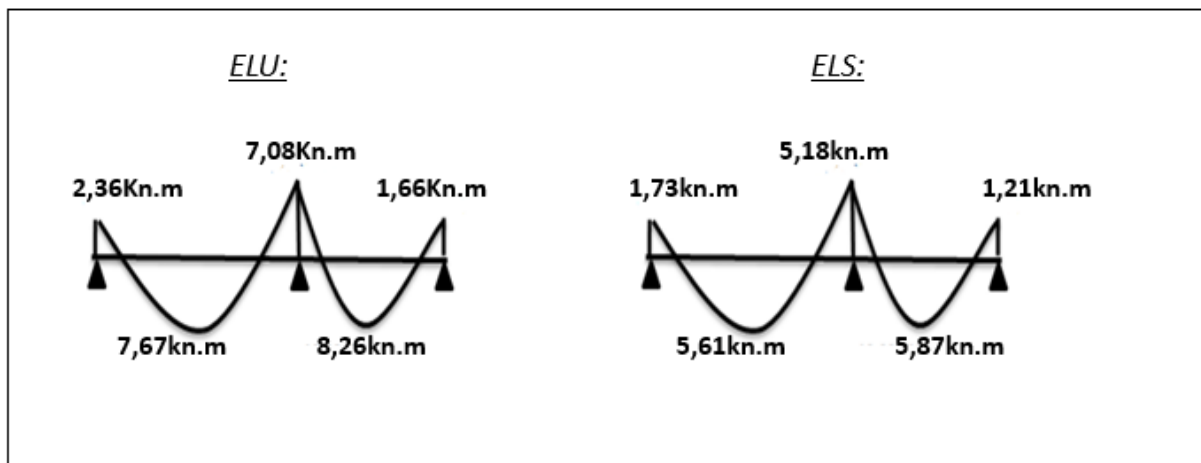


Figure 39 Diagramme Des Moments (Plancher Terrasse)

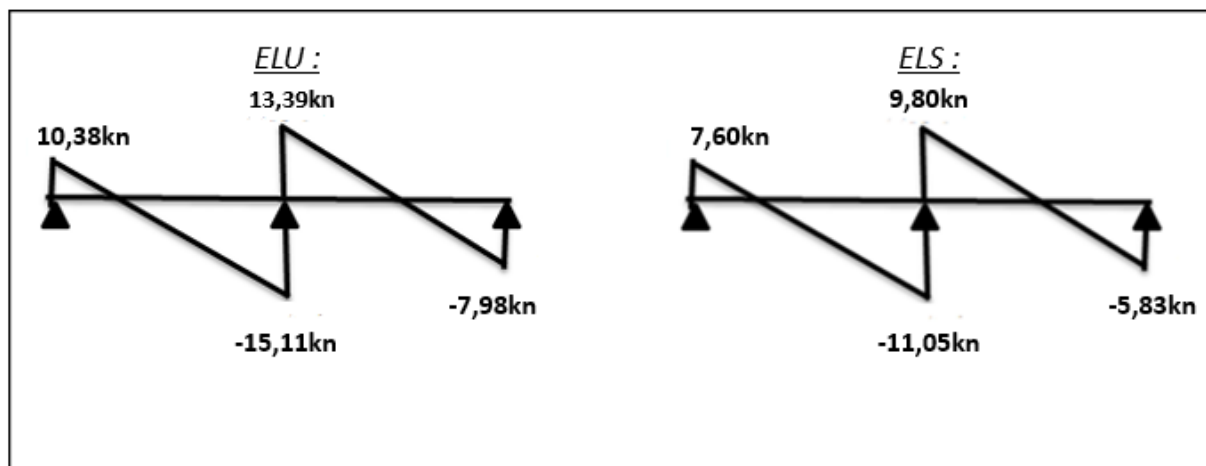


Figure 40 Diagramme D'efforts Tranchants (Plancher Terrasse)

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

Pour déterminer les forces internes dans les autres types des poutrelles on a utilisé logiciel ETABS et les résultats sont récapitulée dans le tableau suivant

| Type de Plancher : | ELU : | | | ELS : | | |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|
| | M_t^{max} : Kn.m | M_a^{max} : Kn.m | T^{max} : Kn | M_t^{max} : Kn.m | M_a^{max} : Kn.m | T^{max} : Kn |
| Terrasse : | 16,32 | 13,99 | 19,73 | 14,30 | 15,30 | 13,30 |
| Étage courant : | 15,57 | 13,11 | 18,49 | 11,272 | 9,49 | 13,38 |

Tableau 24 Tableau Récapitulatif Des Résultats Maximum

3.6 Ferrailage des poutrelles :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable. Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

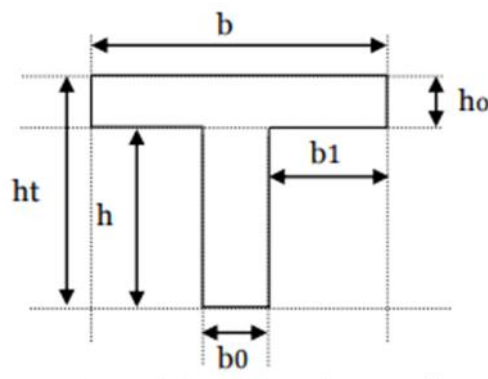


Figure 41 Section De Calcul

L'enrobage : $c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$, $\phi \geq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2cm$, $c_0 \geq 1cm \Rightarrow c_0 = cm$

$$c \geq 1 + \frac{2}{2}, \text{ Alors on adopte } c = 2 \text{ cm}$$

3.6.1 Calcul les armatures longitudinales :

- **En travées : A ELU**

$$M_u = 16,32 \text{ KN.m}$$

Avec $b = 0,65 \text{ m}$, $h_0 = 0,05 \text{ m}$, $h_t = 0,21 \text{ m}$, $b_0 = 0,12 \text{ m}$
 $d = 0,9 h = 0,18 \text{ m}$

$$\bar{\sigma}_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14,17 \times 65 \times 5 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 58,947 \text{ kn.m} > 16,32 \text{ KN.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b.

$$S = (b \cdot h) = 65 \times 20 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} \text{ avec } \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16,32 \times 10^3}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,055 < \mu_R = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055}}{0,8} = 0,071$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,071) = 0,97$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16,32 \times 10^3}{434 \times 0,97 \times 18}$$

$$A_s = 2,15 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on adopte } 2\text{T}12 \text{ (Ast}=2,26 \text{ cm}^2)$$

Vérification Condition de non fragilité : DTR BC2.41 (CBA93) (1.4.2.1)

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{\min} = 1,13 \text{ cm}^2, \text{ on a } A_s = 2,26 \geq A_{\min} = 1,13 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification sur ELS :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

- **Sur appuis :**

$$M_{app} = 13,99 \text{ KN.m}$$

$M_{app} < M_{tab}$ donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} \text{ avec } \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13,99 \times 10^3}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,254 < \mu_R = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,254}}{0,8} = 0,374$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,374) = 0,850$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13,99 \times 10^3}{434 \times 0,850 \times 18}$$

$$A_s = 2,107 \text{ cm}^2 \qquad \text{Donc on adopte } 2T12 \text{ (} 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Vérification Condition de non fragilité : DTR BC2.41 (CBA93) (1.4.2.1)

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{min} = 2,209 \text{ cm}^2, \text{ on a } A_s = 2,26 \geq A_{min} = 2,209 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification sur ELS :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

Tableau récapitulatif des résultats :

| Elément | M(KN.) | b0 (cm) | μ | α | β | A _{calc} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) |
|---------------|--------|---------|-------|----------|---------|--------------------------------------|---|
| Appuis | 16,32 | 12 | 0,055 | 0,071 | 0,97 | 2,15 | 2T12=2,26 |
| Travée | 13,99 | 12 | 0,045 | 0,058 | 0,98 | 2,107 | 2T12=2,26 |

Tableau 25 Tableau Récapitulatif Des Résultats Du Ferrailage

Vérification de la contrainte de cisaillement : DTR BC2.41 (CBA93) (A.5.1.1) :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

On a $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ $\gamma_b=1,5$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,20 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19,73 \times 10^3}{100 \times 180} = 1,096 < 3,33 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U

b : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

Diamètre minimale ϕ_t : DTR BC2.41 (CBA93) (A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10}\right) = (5,71; 10; 12) \text{ Soit : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres ϕ

$$A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

L'espacement des cadres S_t : DTR BC2.41 (CBA93) (A.5.1, 22).

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{0,57 \times 500}{0,4 \times 12} = 59,38 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0(\tau_u - 0,3Kft_{28})} = \frac{0,8 \times 0,57 \times 500}{10(1,096 - 0,3 \times 0 \times 25)} = 20,80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(16,20; 59,83; 20,80)$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : DTR BC2.41 (CBA93) (A.5.1, 31)

a. Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0,8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0,9$. $d = 16,20 \text{ cm}$.

$$V_u = 19,73 \text{ Kn}$$

$$V_u \leq \frac{0,8 \times 12 \times 16,2 \times 25}{1,5 \times 2} = 126,9 > 19,73 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

b. Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$

A = Adoptee cm² = adoptee mm².

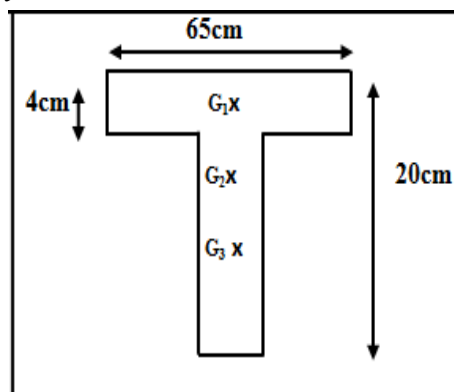
$$1,15 \times \frac{19,73 \times 10^3}{500} = 45,38 \text{ mm} < 308 \text{ mm}^2$$

Vérification de la flèche : DTR BC2.41 (CBA93) (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{520} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,03846 < 0,04444 \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{15M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{520} \geq \frac{11,272}{15 \times 8,63} \Rightarrow 0,03846 \geq 0,0870 \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} \leq \frac{3,6}{500} \Rightarrow 0,01093 \leq 0,0072 \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées ; on procédera donc au calcul de la flèche.

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.I_{f_v}}$$



F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ Mpa}$ $E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ Mpa}$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène à l'axe passant par son C.D.G

I_{f_i} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{f_v} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

Détermination du centre de gravité :

$$y_g = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[\frac{(h-h_0)b_0(h-h_0)}{2}\right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_g = \frac{(65 \times 5)(2 + 20 - 5) + [(20 - 5) \times 12 \times (20 - 5)/2] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 5) + (20 - 5) \times 12 + 15 \times 2,36}$$

$y_g=12,9\text{cm}$

Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_g^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_g - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_g)^3}{3} + 15A_s(d - y_g)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times 12,9^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,9 - 5)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,9)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 12,9)^2$$

$I_g=40053,81\text{cm}^4$

Charges prises en comptes :

- Charge avant mise de revêtement : $\mathbf{j} = 2,85 \times 0,65 = 1,85 \text{ KN/m}$.
- Charge après mise de revêtement : $\mathbf{G} = 5,70 \times 0,65 = 3,71 \text{ KN/m}$
- Charge total à l'E.L.S : $\mathbf{P} = (\mathbf{G}+\mathbf{Q})$: $\mathbf{P} = (5,70+1,50) \times 0,65 = 4,68 \text{ KN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \frac{1,85 \times 5,2^2}{8} = 5,32 \text{ Kn. m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \frac{3,71 \times 5,2^2}{8} = 10,66 \text{ Kn. m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \frac{4,68 \times 5,2^2}{8} = 13,45 \text{ Kn. m} \end{cases}$$

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \times 0,9 \times d} = \frac{5,32 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 139.18 \text{ MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \times 0,9 \times d} = \frac{10,66 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 278.87 \text{ MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \times 0,9 \times d} = \frac{13,45 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 351.91 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul des coefficients : f ; λ_i ; λ_v

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times b_0/b)f} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) \times (0.0109)} = 3,77$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,77 = 1.508$$

Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times f \times \sigma_{SG}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0.0109 \times 139.18) + 2,1} \right] = 0.55 \\ \mu_P = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times f \times \sigma_{SP}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0.0109 \times 278.87) + 2,1} \right] = 0.742 \\ \mu_J = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times f \times \sigma_{SJ}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0.0109 \times 351.91) + 2,1} \right] = 0.789 \end{array} \right.$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$If_i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_0 = I_g$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] \quad \text{Avec } d'' = h - (\phi + c) =$$

$$d'' = h - (\phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 \right] = 45542.68 \text{ cm}^4$$

$$If_i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} If_G = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_G \cdot \mu_G} = \frac{1,1 \times 45542.68}{1 + 3,77 \times 0.55} = 16298.23 \text{ cm}^4 \\ If_P = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_P} = \frac{1,1 \times 45542.68}{1 + 3,77 \times 0.742} = 13195.83 \text{ cm}^4 \\ If_J = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_J} = \frac{1,1 \times 45542.68}{1 + 3,77 \times 0.789} = 12,598.16 \text{ cm}^4 \\ If_V = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_V} = \frac{1,1 \times 45542.68}{1 + 3,77 \times 1.508} = 7,491.67 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes :

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10Ei.If_i}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{iG} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times Ei \times If_G} = \frac{5,32 \times 5,2^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 16298.23} = 0.274 \text{ cm} \\ F_{iP} = \frac{M_P \times L^2}{10 \times Ei \times If_P} = \frac{10,66 \times 5,2^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 13195.83} = 0.679 \text{ cm} \\ F_{iJ} = \frac{M_J \times L^2}{10 \times Ei \times If_J} = \frac{13,45 \times 5,2^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 12,598.16} = 0.898 \text{ cm} \\ F_{vg} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times Ei \times If_G} = \frac{5,32 \times 5,2^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 7,491.67} = 0.597 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$F_{totale} = F_{vg} - F_{iJ} + F_{iP} - F_{iG} \Rightarrow F_{totale} = 0.597 - 0.898 + 0.679 - 0.274$$

$$F_{totale} = 0.104 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{520}{500} = 1,04 \text{ cm}$$

$$F_{totale} = 0.104 \text{ cm} < F_{adm} = 1,04 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3.7 Ferrailage de la dalle de compression :

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2/\text{ml}) \dots \dots \dots \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} (\text{cm}^2/\text{ml}) \dots \dots \dots \text{si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec L : l'écartement entre axe des nervures

- section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

$50\text{cm} \leq L = 65\text{ cm} \leq 80\text{ cm}$ Donc $A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52\text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adapte } 5\text{Ø}5 = 0.98\text{ cm}^2.$$

$$A_{\perp} = \frac{A_1}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adapte : } 3\text{Ø}5 = 0.59\text{ cm}^2.$$

Donc ont choisi un treillis soudé TS Ø5 (200×200) mm²

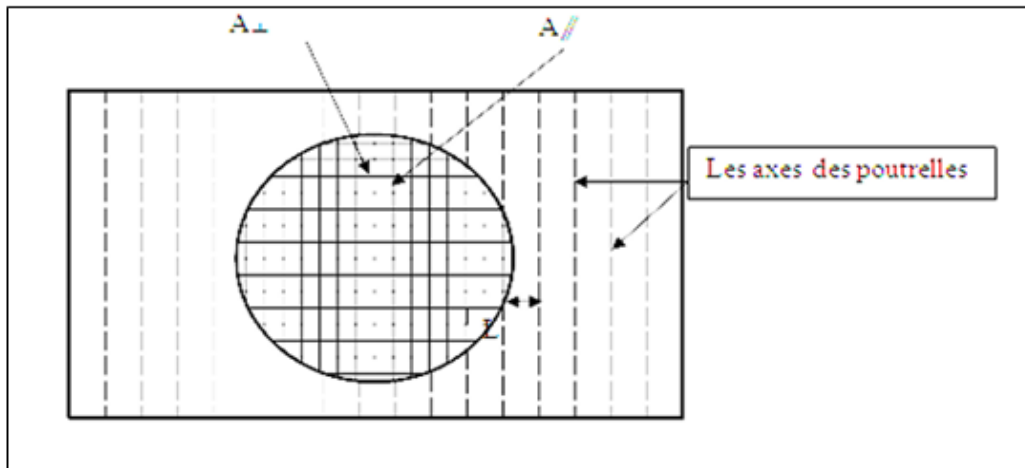


Figure 42 Ferrailage De La Dalle De Compression

4. Escalier :

4.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées parallèles, il est constitué de pailasse, et palier de repos.

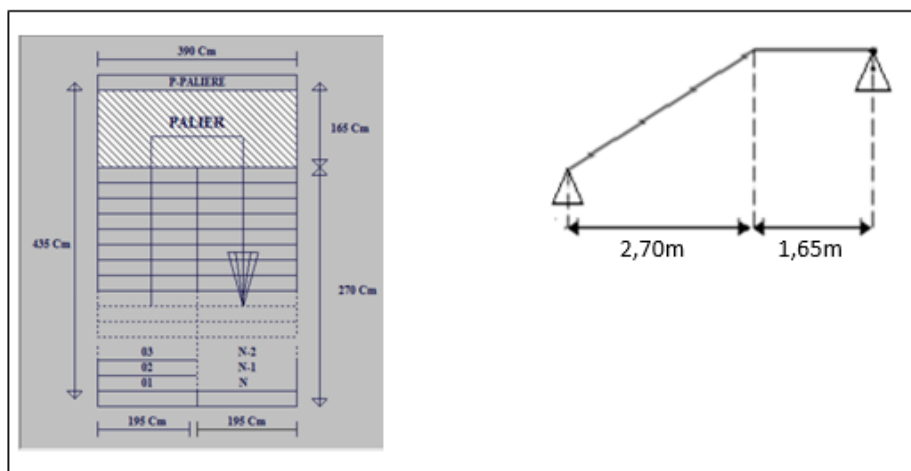


Figure 43 Schéma D'escalier

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

4.2 Détermination des sollicitations :

Combinaisons :

a. palier : $G=5,13 \text{ KN/m}^2$, $Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU :

$$1,35G+1.5Q = 10,68\text{KN/m}$$

ELS :

$$G+Q=7,63\text{KN/m}$$

b. paillasse : $G=7,13 \text{ KN/m}^2$, $Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU :

$$1,35G+1.5Q = 13,38\text{KN/m}$$

ELS :

$$G+Q=9,63\text{KN/m}$$

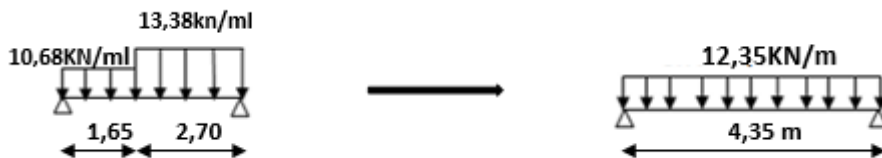
Les moments :

ELU :

$$\text{Charge équivalente : } p_{\acute{e}q} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i}$$

$$p_{\acute{e}q} = \frac{10,68(1,65) + 13,38(2,70)}{4,35}$$

$$p_{\acute{e}q} = 12,35 \text{ KN/m}$$



$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{p_{\acute{e}q} \times L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{12,35 \times 4,35^2}{8} = 29,21\text{KN.m}$$

Moment (appui, travée) :

$$M_t = 0.9 M_0 = 26,29 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -11,68 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{p_{\acute{e}q} \times L}{2}$$

$$T = \frac{12,35 \times 4,35}{2} = 26,86 \text{ Kn}$$

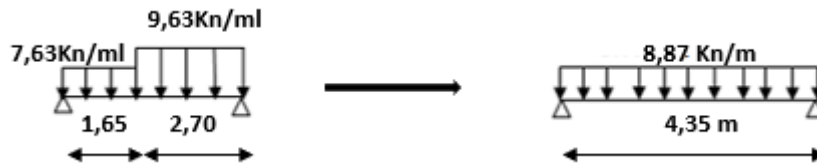
CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

ELS :

Charge équivalente : $p_{\acute{e}q} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i}$

$$p_{\acute{e}q} = \frac{7,63(1,65) + 9,63(2,70)}{4,35}$$

$$p_{\acute{e}q} = 8,87 \text{ KN/m}$$



Moment isostatique : $M_0 = \frac{p_{\acute{e}q} \times L^2}{8}$

$$M_0 = \frac{8,87 \times 4,35^2}{8} = 20,98 \text{ KN.m}$$

Moment (appui, travée) :

$$M_t = 0.9 M_0 = 18,88 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -8,39 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant : $T = \frac{p_{\acute{e}q} \times L}{2}$

$$T = \frac{8,87 \times 4,35}{2} = 19,28 \text{ Kn}$$

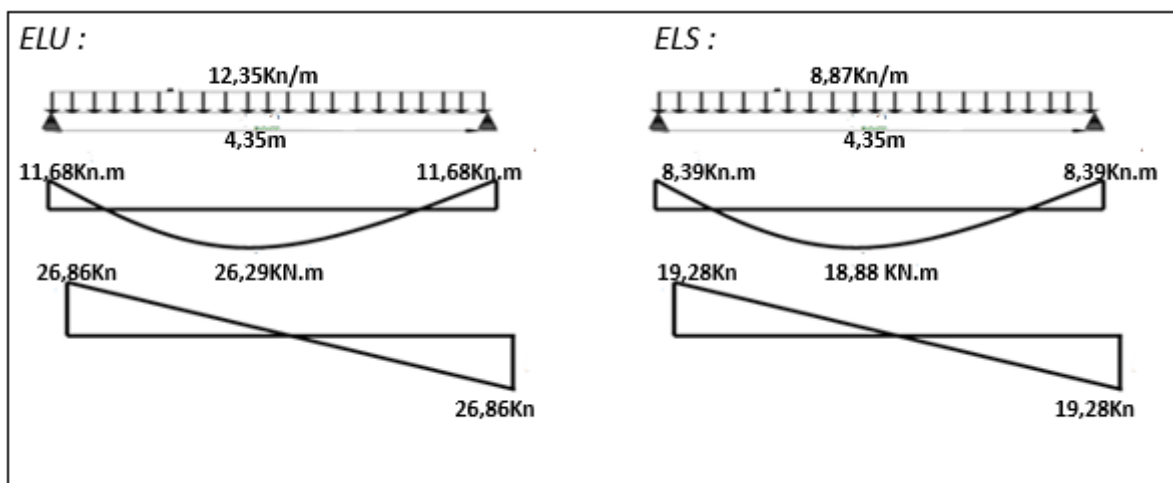


Figure 44 Diagramme M et T

4.3 Calcul du ferrailage longitudinal :

4.3.1 Sur Travée :

ELU :

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 100*15).
d=h-c ; h=15 cm; C=C'= 2cm; d=13 cm

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} \text{ avec } \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{26,29 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 13^2} = 0,110 < \mu_R = 0,379 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}}{0,8} = 0,15$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,15) = 0,94$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{26,29 \times 10^3}{434 \times 0,94 \times 13}$$

$$A_s = 4,95 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on adopte } 7\text{T}12 \text{ (} 7\text{T}12=7,92 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Calcul de l'espacement : CBA93 (art 8.2.4.2)

$S_t \leq \min(3h, 33)$ on adopte un espacement de **15cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,54 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on adopte } 7\text{T}10 \text{ (} 7\text{T}10= 5,50 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Calcul de l'espacement : CBA93 (art 8.2.4.2)

$S_t \leq \min(4h, 40)$ on adopte un espacement de **25cm**

Vérification Condition de non fragilité : CBA93 (1.4.2.1)

$$A_s=6,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2, \text{ on a } A_s = 6,16 \geq A_{\min} = 1,26 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification d'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$ Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{26,29}{18,88} = 1,39$$

$$\alpha = 0,15 \leq \left(\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,45 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4.3.2 Sur appui :

ELU :

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 100*15).

d=h-c ; h=15 cm; C=C'= 2cm; d=13 cm

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} \text{ avec } \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11,68 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 13^2} = 0,049 < \mu_R = 0,379 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}}{0,8} = 0,063$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,063) = 0,97$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11,68 \times 10^3}{434 \times 0,97 \times 13}$$

$$A_s = 2,13 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on adopte } 7\text{T}12 \text{ (} 7\text{T}12 = 7,92 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Calcul de l'espacement : CBA93 (art 8.2.4.2)

$S_t \leq \min(3h, 33)$ on adopte un espacement de **25cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on adopte } 7\text{T}10 \text{ (} 7\text{T}10 = 5,50 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$S_t \leq \min(4h, 40\text{cm})$, On adopte un espacement de 30cm

Vérification Condition de non fragilité : CBA93 (1.4.2.1)

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2, \text{ on a } A_s = 2,01 \geq A_{\min} = 1,26 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification d'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$ Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11,68}{8,39} = 1,39$$

$$\alpha = 0,063 \leq \left(\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,45 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement : CBA 93 (art A.5.1)

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

On a $f_{c28}=25$ MPa $\gamma_b=1,5$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1,25$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26,86}{100 \times 13} = 0,0207 < 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4.4 Poutre palière :

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastree à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et pailasse. Dans notre cas d'escaliers avec 3 volées on réalise une poutre palière brisée.

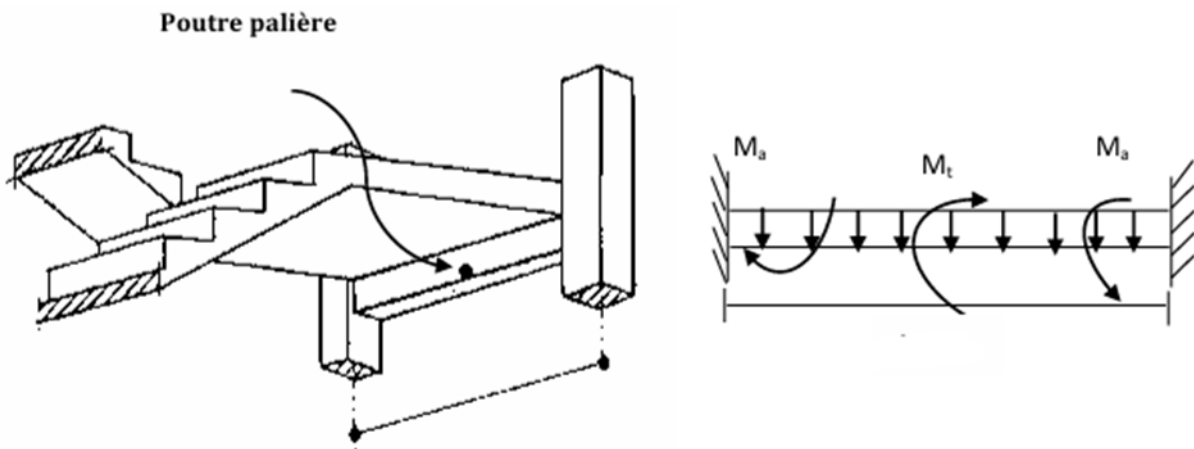


Figure 45 Poutre Palière

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

4.4.1 Prédimensionnement :

Dans notre cas, on a :

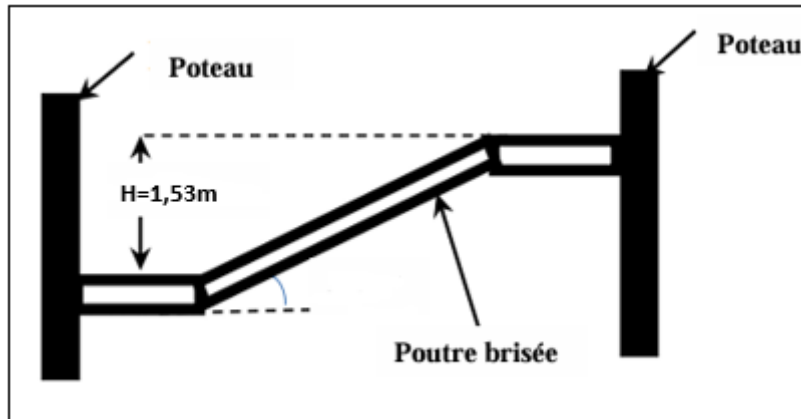


Figure 46 Vue En Elévation De La Poutre Brisée

Selon CBA 93 les dimensionnements de la poutre sont :

Largeur entre nu de la poutre $L(\text{cm}) = 3.90\text{cm}$

$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 26 < h_t < 39$ On adoptee $h = 35\text{ cm}$

$0,3 h_t \leq b \leq 0,4 h_t \Rightarrow 10,5 < b < 14$ On adoptee $b = 30\text{ cm}$

Donc : on prend une section de : $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$

| | |
|------------------------------------|----|
| La hauteur de la poutre h_t (cm) | 35 |
| La largeur de la poutre b (cm) | 30 |

4.4.2 Vérification suivant RPA 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30,00 \geq 20 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié} \\ ht \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35,00 \geq 30 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié} \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié} \end{array} \right.$$

4.4.3 Évaluation des charges sur poutre palière :

L'effort tranchant : $T_u = 26,86\text{ KN}$, $T_s = 19,28\text{ KN}$

Poids propre de poutre : $G = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62\text{ KN/ml}$

Mur de façade : $G = 2,76 \times 1,53 = 4,22\text{ kN/ml}$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

4.4.4 Combinaisons des charges :

$$G = 6,47 \text{ kN/ml} \quad Q = 25 \times 0,3 = 7,5 \text{ kN/ml}$$

- **E.L.U :**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 19,98 \text{ kN/ml} \Rightarrow M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{19,98 \times 3,9^2}{8} = 38,00 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,9 M_0 = 0,9 \times 38 = 34,2 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0,4 M_0 = -0,4 \times 38 = -15,2 \text{ KN.M}$$

- **E.L.S :**

$$P_s = G + Q = 13,97 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{13,97 \times 3,9^2}{8} = 26,56 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,9 M_0 = 0,9 \times 26,56 = 23,90 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0,4 M_0 = -0,4 \times 26,56 = -10,62 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{19,98 \times 3,9}{2} = 38,96 \text{ Kn}$$

$$T_s = \frac{P_s l}{2} = \frac{13,97 \times 3,9}{2} = 27,24 \text{ Kn}$$

| Élément | P _u (Kn/ml) | P _s (Kn/ml) | M ₀ (Kn.m) | M _u (Kn.m) | M _s (Kn.m) | T _u (Kn) | T _s (Kn) |
|---------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Appuis | 19,98 | 13,97 | 38,00 | 15,2 | 10,62 | 38,96 | 27,24 |
| Travée | 19,98 | 13,97 | 26,56 | 34,2 | 23,90 | | |

Tableau 26 Combinaisons des charges de la poutre palière

4.4.5 Calcul du ferrailage longitudinal :

ELU :

- **Sur Travée :**

Schéma du ferrailage: le calcul est fait à la flexion simple avec: (b x h = 30 x 35) cm²

L'enrobage c et c'; d = h - c hauteur utile

h = 35 cm; C = C' = 3 cm; d = 32 cm

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{34,2 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 32^2} = 0,079$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,079}}{0,8} = 0,103$$

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,103) = 0,96$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{34,2 \times 10^3}{434 \times 0,96 \times 32}$$

$$A_s = 2,57 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on adopte } \mathbf{3T12 (3T12=3,39 \text{ cm}^2)}$$

Vérification Condition de non fragilité : CBA93 (1.4.2.1)

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{min} = 0,93 \text{ cm}^2, \text{ on a } A_s = 3,14 \geq A_{min} = 0,93 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification d'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$ Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{34,2}{23,90} = 1,431$$

$$\alpha = 0,103 \leq \left(\frac{1,431 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,466 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Sur Appuis :

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec: (b x h = 30 x 35) cm²

L'enrobage c et c'; d = h-c hauteur utile

h=35 cm; C=C'= 3cm; d=32 cm

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15,2 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 32^2} = 0,035$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,035}}{0,8} = 0,045$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,045) = 0,98$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15,2 \times 10^3}{434 \times 0,98 \times 32}$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on adopte } \mathbf{3T12 (3T12=3,39 \text{ cm}^2)}$$

Vérification Condition de non fragilité : CBA93 (1.4.2.1)

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{min} = 0,93 \text{ cm}^2, \text{ on a } A_s = 2,26 \geq A_{min} = 0,93 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification d'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$ Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,2}{10,62} = 1,431$$

$$\alpha = 0,045 \leq \left(\frac{1,431 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 1,431 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : CBA93 (art A.5.1)

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

On a $f_{c28}=25$ MPa $\gamma_b=1,5$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1,25$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26,86}{100 \times 13} = 0,0207 < 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4.4.6 Détermination des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi \leq \min(1 ; \phi ; 3) \Rightarrow \phi = 1.00 \text{ mm}$$

$$A_t = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

4.4.7 Espacement d'après le CBA B.A.93 :

$$St_1 \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,26 \times 500}{0,4 \times 30} = 94 \text{ cm}$$

$$St = \min (St_1 ; St_2) = \min (28,8 ; 94) = 28,8 \text{ cm}$$

4.4.8 Espacement exigé par RPA 99 V.2003

En zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4} , 12 \phi \right) = \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,4 \right) = 7,5 \text{ cm}$

En zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$ on prend 15 cm

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99 V.2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

4.4.9 Calcul de la quantité d'armature transversale minimum :

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

Selon le RPA99V2003 : $A_t = 0,003 \times b \times S$

- **Zone nodale :**

$$A_t = 0,003 \times 7,5 \times 30 = 0.67 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

4.4.10 Pourcentage total max. d'acier longitudinal :

4% en zone courante : $A_{s1} = \frac{4}{100} \times 30 \times 35 = 36 \text{ cm}^2$

6% en zone de recouvrement : $A_{s2} = \frac{6}{100} \times 30 \times 35 = 54 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement : $L=40\phi = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$

5. Calcul des dalles pleines : balcon

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 15 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

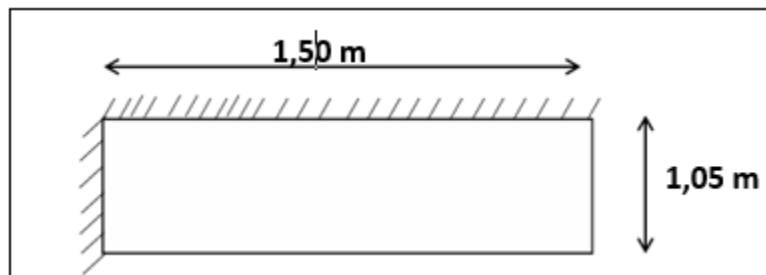


Figure 47 Dimension Du Balcon

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- **Charge permanente :** $G = 5.65 \text{ KN/ml}$
- **Surcharge exploitation du balcon :** $Q = 3.50 \text{ KN/ml}$
- **Poids de garde-corps :**

CHAPITRE 3 : Etude Des Éléments Secondaires

$$P = \gamma \times b \times h \times 1m = 9 \times 0.1 \times 1.2 \times 1 = 1.08 \text{ KN/ml}$$

$$L_x = 1,50 \text{ m} ; L_y = 1,05 \text{ m}$$

$$e=15 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur de balcon } L = 105\text{cm}$$

$$\frac{L}{35} \leq h_t \leq \frac{L}{30} \Rightarrow 2 - \text{ appuis} \Rightarrow 3 \leq h_t \leq 3,5 \Rightarrow \text{ On prend } h_t = 15 \text{ cm}$$

5.1 Combinaisons des charges :

ELU :

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.65 + 1.5 \times 3.50 = 12.88 \text{ KN/ml} \\ p_u = 1.35P = 1,46 \text{ Kn} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} q_s = G + Q = 5.65 + 3.50 = 9.15 \text{ KN/ml} \\ p_s = 1.08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{1,05}$$

5.2 Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

Le moment isostatique est calculé par la relation suivante :

$$M_{max} = \frac{q.l^2}{2} + P.l$$

$$\text{Effort tranchant : } T_{max} = q.l + P$$

A ELU :

$$M_{max} = \frac{12.88 \times 1,50^2}{2} + 1,46 \times 1,50 = 16.68 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 12.88 \times 1,50 + 1,46 = 20.78 \text{ Kn}$$

A ELS :

$$M_{max} = \frac{9.15 \times 1,50^2}{2} + 1.08 \times 1,50 = 11.91 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 9,15 \times 1,50 + 1.08 = 14.81 \text{ Kn}$$

| | q (KN/ml) | P (KN) | M (KN.m) | T (KN) |
|------------|-----------|--------|----------|--------|
| ELU | 12.88 | 1.46 | 16.68 | 20.78 |
| ELS | 9.15 | 1.08 | 11.91 | 14.81 |

Tableau 27 Combinaison Des Charges De Balcon

5.3 Calcul du Ferrailage :

$$\mu_{bu} = \frac{M}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{16.68 \times 10^4}{142 \times 100 \times 13,5^2} = 0.0644$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0644}}{0,8} = 0.0835$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0.0835) = 0.9666$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16.68 \times 10^3}{434 \times 0.9666 \times 13,5} = 3.35$$

$A_s = 2.95 \text{ cm}^2$ donc on adopte **7T12 (7T12 =7,92 cm²)**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$A_r = 1,13 \text{ cm}^2$ donc on adopte **7T10 (7T10= 5,50 cm²)**

| M (KN.m) | μ | α | β | d (cm) | A _s (cm ²) | Choix | A _r (cm ²) | Choix |
|----------|--------|----------|---------|--------|-----------------------------------|-------------------|-----------------------------------|-------------------|
| 16.68 | 0.0644 | 0.0835 | 0.9666 | 13.5 | 2.95 | 7T12 =7,92 | 1,13 | 7T10= 5,50 |

Tableau 28 Ferrailage Des Balcons Adoptés

Espacement des barres :

Armatures principales $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St = 25\text{cm}$

Armatures de répartition $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St = 25\text{cm}$

Vérification de L'Effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

On a $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ $\gamma_b =1,5$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{14.81}{100 \times 13,5} = 0.01096 < 2,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification a ELS :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \cdot A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 29.7y - 400.95 = 0 \Rightarrow y = 2.55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{2} y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2.55^3}{2} + 15 \times 1.98 \times (13.5 - 2.55)^2 \Rightarrow I = 1479.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{11,91 \times 10^3}{1479.5} \times 2.55 = 20.53$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : CBA93 (art A.5.1)

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

On a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1,5$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1,25$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26,86}{100 \times 13} = 0,0207 < 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,5} = 0,1 \geq 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.95}{100 \times 13,5} = 0,0022 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{500} = 0.0072 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

CHAPITRE 4: *Etude Sismique*

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

1. Introduction :

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée ans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et du nature de sol. Ceci implique de faire une étude para sismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure du subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Para sismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. à ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation
- limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

2. Choix de la méthode de calcul :

Selon l'article 4.1.1 de **RPA99**, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2.1 Méthode statique équivalente :

a. Définition :

les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique considéré dans les deux sens orthogonaux.

b. Modélisation :

-le modèle du bâtiment utilisé dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontal par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

- la rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de section non fissurée pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

- seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique total.

2.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

Modélisation : modèle tridimensionnel, encastré à la base.

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Définition : la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

3. Classification du site :

-Selon le RPA99V2003 (**tableau 3.2**) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

-D'après le rapport géotechnique, le sol est un sol ferme. (**Catégorie S2**).

Tableau 3.2 : Classification des sites

| Catégorie | Description | q_c (MPa) (c) | N (d) | p_l (MPa) (e) | E_p (MPa) (e) | q_u (MPa) (f) | V_s (m/s) (g) |
|-----------|---|--------------------|------------|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------|
| S1 | Rocheux (a) | - | - | > 5 | > 100 | > 10 | ≥ 800 |
| S2 | Ferme | > 15 | > 50 | > 2 | > 20 | > 0.4 | ≥ 400 < 800 |
| S3 | Meuble | 1.5 ~ 15 | 10 ~ 50 | .1 ~ 2 | 5 ~ 20 | 0.1 ~ 0.4 | ≥ 200 < 400 |
| S4 | Très Meuble ou Présence de 3 m au moins d'argile molle (b) | < 1.5 | < 10 | < 1 | < 5 | < 0.1 | ≥ 100 < 200 |

4. Périodes caractéristique T1, T2 :

Selon le RPA99V2003 (**tableau 4.7**) :

$$T_1 = 0.15 \text{ (sec)}$$

$$T_2 = 0.4 \text{ (sec)}$$

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

| Site | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ |
|----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| T ₁ (sec) | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| T ₂ (sec) | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

5. Coefficient d'accélération de zone A :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.1) Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

| | |
|--------------------------|--|
| La zone sismicité | SIDI BEL ABBES (I) |
| Groupe d'usage | Groupe 1A : ouvrage importance vitale Groupe 1B : ouvrage de grande importance (H>48m, scolaire) Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne (H<48m) Groupe 3 : ouvrage de faible importance |

Tableau 29 Le Groupe D'usage Du Bâtiment

| Groupe d'usage | ZONE | | | |
|----------------|------|------|------|------|
| | I | IIa | IIb | III |
| 1 A | 0,15 | 0,25 | 0,30 | 0,40 |
| 1 B | 0,12 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 2 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 |
| 3 | 0,07 | 0,10 | 0,14 | 0,18 |

6. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

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

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA).

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

| Critère | P _q | |
|---|----------------|--------|
| | Sens-X | Sens-Y |
| Condition minimale sur les files de contreventement | 0,05 | 0,05 |
| Redondance en plan | 0,05 | 0,05 |
| Régularité en plan | 0,0 | 0,0 |
| Régularité en élévation | 0,0 | 0,0 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | 0,05 | 0,05 |
| Contrôle de la qualité d'exécution | 0,1 | 0,1 |
| $\sum_1^6 P_q$ | 0,25 | 0,25 |

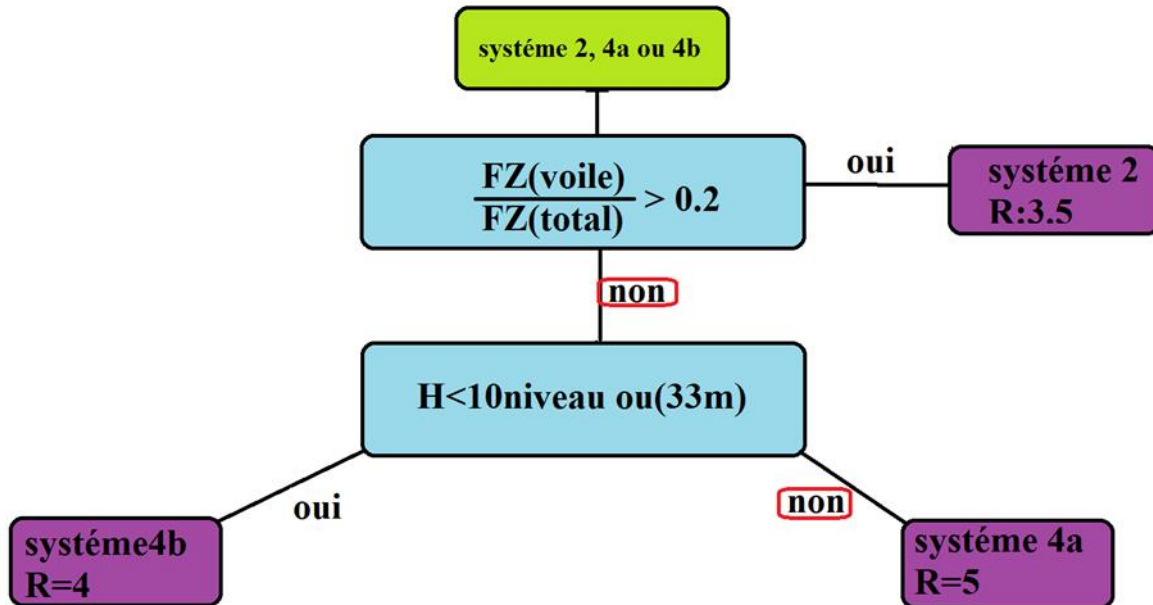
Tableau 30 Valeurs Des Pénalités P_q

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1.25 \\ Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1.25 \end{array} \right.$$

7. Coefficient de comportement global de la structure R :

| Cat | Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4) | Valeur de R |
|----------|---|-------------|
| A | Béton armé | |
| 1a | Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide | 5 |
| 1b | Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide | 3,5 |
| 2 | Voiles porteurs | 3,5 |
| 3 | Noyau | 3,5 |
| 4a | Mixte portiques/voiles avec interaction | 5 |
| 4b | Portiques contreventés par des voiles | 4 |
| 5 | Console verticale à masses réparties | 2 |
| 6 | Pendule inverse | 2 |

CHAPITRE 4 : Etude Sismique



| | | | | | | | | | | | | | |
|----|---------|--------|-------|------------|--------|--------|-------------|---------|-------|--------|----------|--------|--------|
| 06 | 297 ELS | -0.33 | 0.18 | 144.35 | 0.025 | -0.485 | -0.007 BASE | 260 ELS | -0.11 | -43.34 | 344.08 | 3.189 | 0.012 |
| 07 | 298 ELS | -1.21 | 22.42 | 166.36 | -2.152 | -0.981 | 0.018 BASE | 261 ELS | -0.56 | 29.79 | 379.71 | -2.355 | -0.314 |
| 08 | 299 ELS | -32.13 | -1.1 | 295.71 | 0.963 | -2.093 | -0.016 BASE | 262 ELS | 0.19 | -8.03 | 378.51 | 0.547 | 0.046 |
| 09 | 300 ELS | 32.13 | -1.1 | 295.71 | 0.963 | 2.093 | 0.016 BASE | 263 ELS | 0.11 | -43.34 | 344.08 | 3.189 | -0.012 |
| 10 | 301 ELS | 18.96 | 1.03 | 343.95 | -0.949 | 1.01 | -0.016 BASE | 267 ELS | 0.25 | -14.6 | 758.87 | 1.019 | -0.058 |
| 11 | 302 ELS | -18.96 | 1.03 | 343.95 | -0.949 | -1.01 | 0.016 BASE | 268 ELS | -0.25 | -14.6 | 758.87 | 1.019 | 0.058 |
| 12 | | | | 55059.07 | | | | | | | 20583.77 | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | 0.37384885 | | | | | | | | | |

| | | |
|------------|-------------|-------------------------|
| Fz (voile) | 55059.07 KN | 37.38 % > 20% |
| Fz (total) | 20583.77 | |

Tableau 31 Fz Voile Et Fz TOTAL.

8. Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA99V2003 (formule 4.3) Le facteur d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad (0.7 : \text{C'est la valeur minimum de } \eta)$$

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

Avec :

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (**Tableau 4.2.RPA**).

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

| | Portiques | | Voiles ou murs |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
| Remplissage | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

9. Définition du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99 V2003 (article 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec : **A** : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T : Périodes fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité.

S_{a/g} : Accélération spectrale

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

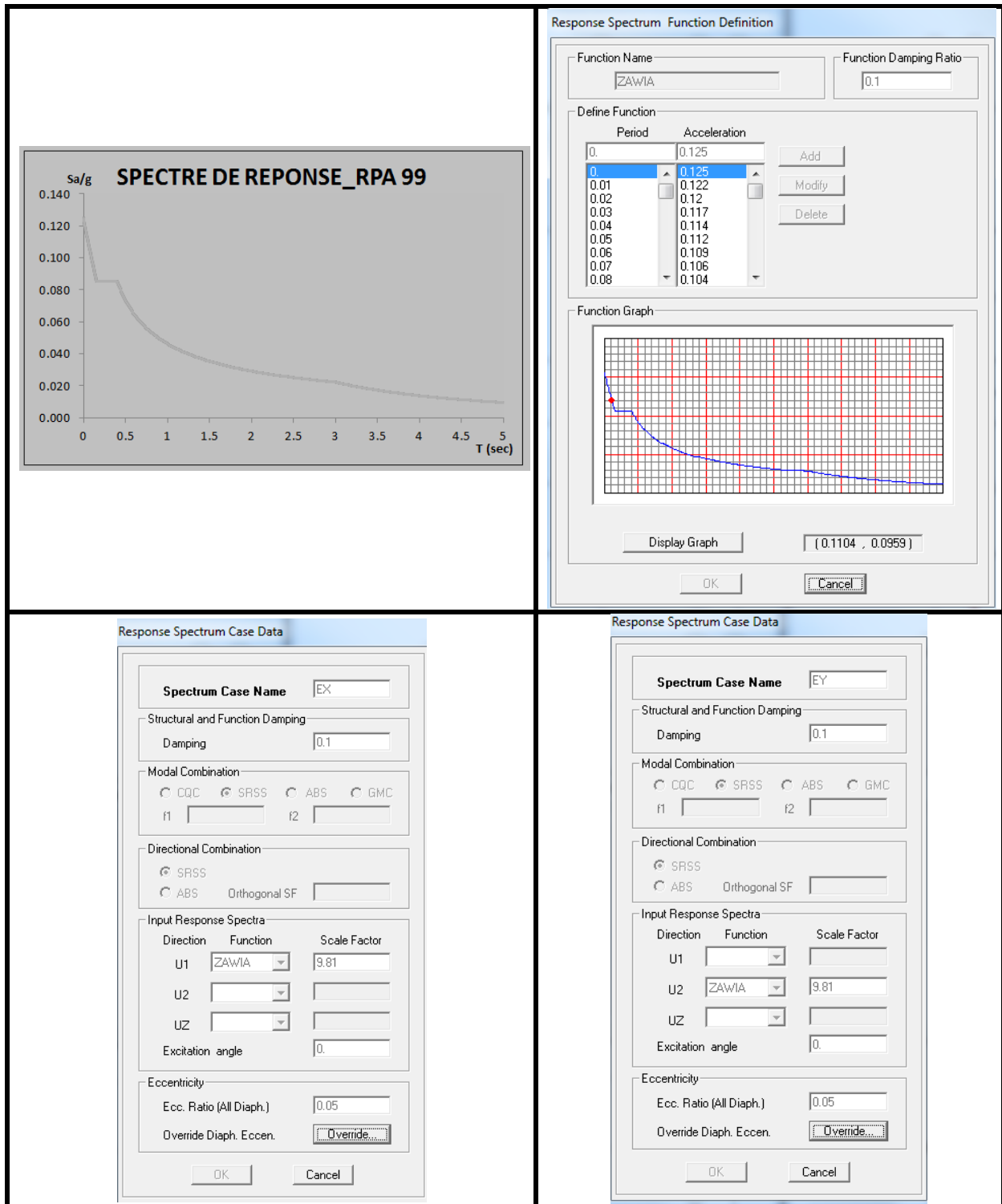


Figure 48 Spectre De Réponse.

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

| tableau récapitulatif | | |
|--------------------------------------|----------------------|-----------------------|
| Facteur de qualité | Q_x | 1.25 |
| | Q_y | 1.25 |
| Coefficient de comportement | R | 3.5 |
| Coefficient d'amortissement | η | 10 |
| Coefficient d'accélération de zone A | A | 0.10 |
| Classification du site | S2 | T1=0.15 s T2=0.4 s |

Tableau 32 Tableau Récapitulatif Des Résultats.

10. La participation Modale :

Les valeurs de la période fondamentale obtenu en chaque direction ont été les suivantes :

- T= **0.947** sec pour la direction X.
- T= 0.893 sec pour la direction Y.
- Translation suivant X = 62.87%.
- Translation suivant Y = 61.58%.
- Rotation autour de Z= 62.02 %.

| Modal Participating Mass Ratios | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ | SumRX | SumRY | SumRZ |
| 1 | 0.947800 | 62.8693 | 0.0000 | 0.0000 | 62.8693 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 97.2346 | 0.0145 | 0.0000 | 97.2346 | 0.0145 |
| 2 | 0.893894 | 0.0000 | 61.5848 | 0.0000 | 62.8693 | 61.5848 | 0.0000 | 96.6907 | 0.0000 | 0.0000 | 96.6907 | 97.2346 | 0.0145 |
| 3 | 0.623860 | 0.0194 | 0.0000 | 0.0000 | 62.8887 | 61.5848 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0372 | 62.0157 | 96.6907 | 97.2719 | 62.0302 |
| 4 | 0.239087 | 16.9639 | 0.0000 | 0.0000 | 79.8525 | 61.5848 | 0.0000 | 0.0000 | 1.8903 | 0.0003 | 96.6907 | 99.1622 | 62.0304 |
| 5 | 0.207127 | 0.0000 | 18.0795 | 0.0000 | 79.8525 | 79.6643 | 0.0000 | 2.4690 | 0.0000 | 0.0000 | 99.1597 | 99.1622 | 62.0304 |
| 6 | 0.150748 | 0.0002 | 0.0000 | 0.0000 | 79.8528 | 79.6643 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0001 | 17.4792 | 99.1597 | 99.1623 | 79.5097 |
| 7 | 0.114391 | 2.3535 | 0.0000 | 0.0000 | 82.2063 | 79.6643 | 0.0000 | 0.0000 | 0.1997 | 0.0081 | 99.1597 | 99.3620 | 79.5178 |
| 8 | 0.102992 | 4.2968 | 0.0000 | 0.0000 | 86.4931 | 79.6643 | 0.0000 | 0.0000 | 0.3131 | 0.0001 | 99.1597 | 99.6752 | 79.5179 |
| 9 | 0.088473 | 0.0000 | 6.9377 | 0.0000 | 86.4931 | 86.6021 | 0.0000 | 0.5197 | 0.0000 | 0.0000 | 99.6794 | 99.6752 | 79.5179 |
| 10 | 0.066422 | 0.2827 | 0.0000 | 0.0000 | 86.7757 | 86.6021 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0107 | 6.1826 | 99.6794 | 99.6858 | 85.7005 |
| 11 | 0.064688 | 2.9853 | 0.0000 | 0.0000 | 89.7611 | 86.6021 | 0.0000 | 0.0000 | 0.1118 | 0.6569 | 99.6794 | 99.7976 | 86.3574 |
| 12 | 0.052772 | 0.0000 | 3.5360 | 0.0000 | 89.7611 | 90.1380 | 0.0000 | 0.1349 | 0.0000 | 0.0000 | 99.8143 | 99.7976 | 86.3574 |
| 13 | 0.048158 | 1.2423 | 0.0000 | 0.0000 | 91.0034 | 90.1380 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0412 | 0.1308 | 99.8143 | 99.8389 | 86.4882 |
| 14 | 0.043167 | 1.0598 | 0.0000 | 0.0000 | 92.0631 | 90.1380 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0301 | 0.2724 | 99.8143 | 99.8689 | 86.7606 |
| 15 | 0.039430 | 0.0336 | 0.0000 | 0.0000 | 92.0968 | 90.1380 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0009 | 3.3736 | 99.8143 | 99.8698 | 90.1342 |
| 16 | 0.038467 | 0.0000 | 1.7151 | 0.0000 | 92.0968 | 91.8531 | 0.0000 | 0.0518 | 0.0000 | 0.0000 | 99.8662 | 99.8698 | 90.1342 |

Figure 49 Capture Participation Massique.

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

On constate que à partir du **13^{ème}** mode la participation de masse est supérieure à 90%.

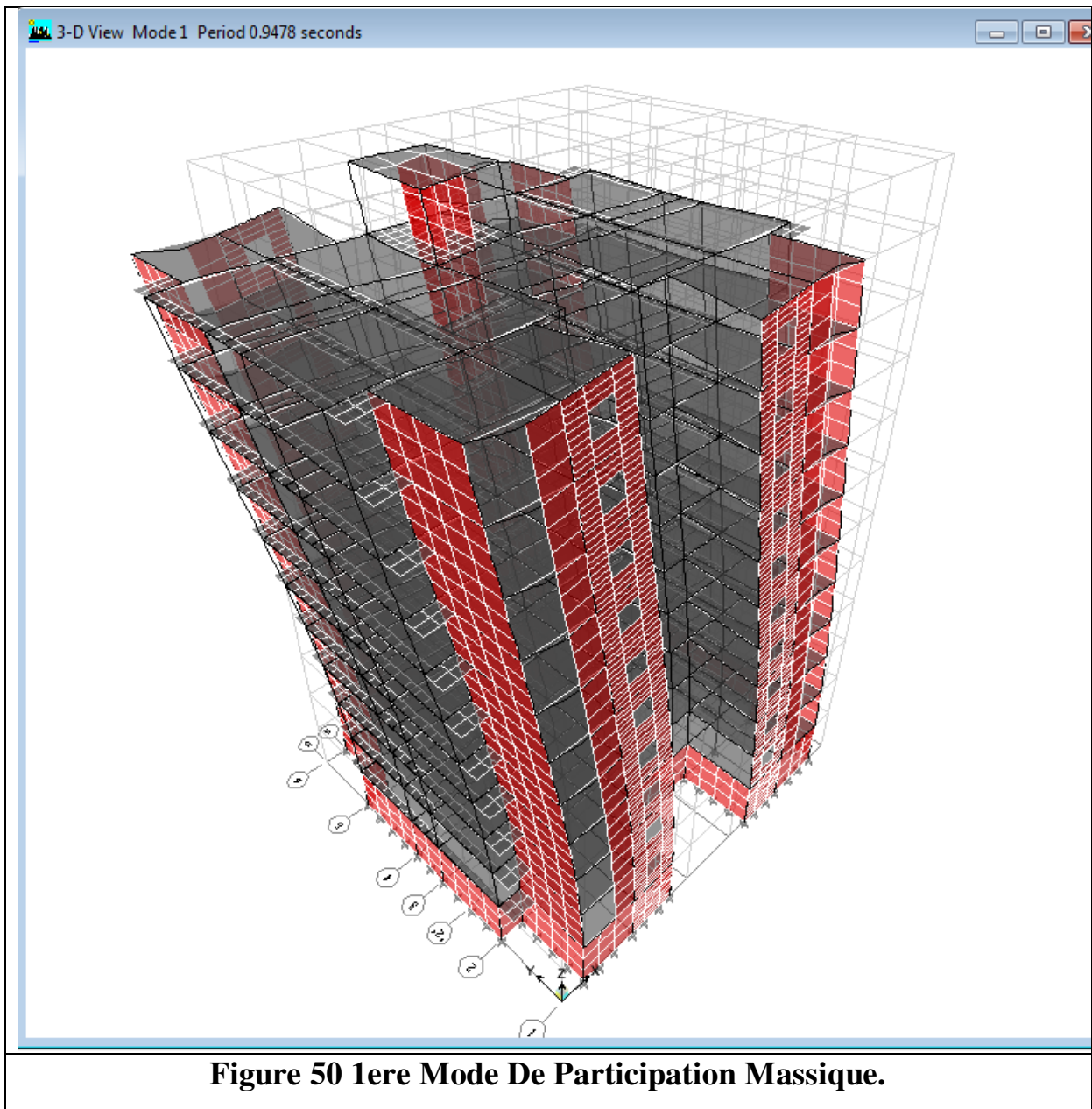
Ci-joint, on présente les résultats obtenus avec le logiciel ETABS.

Nombre de mode considéré **Art. 4.3.4** :

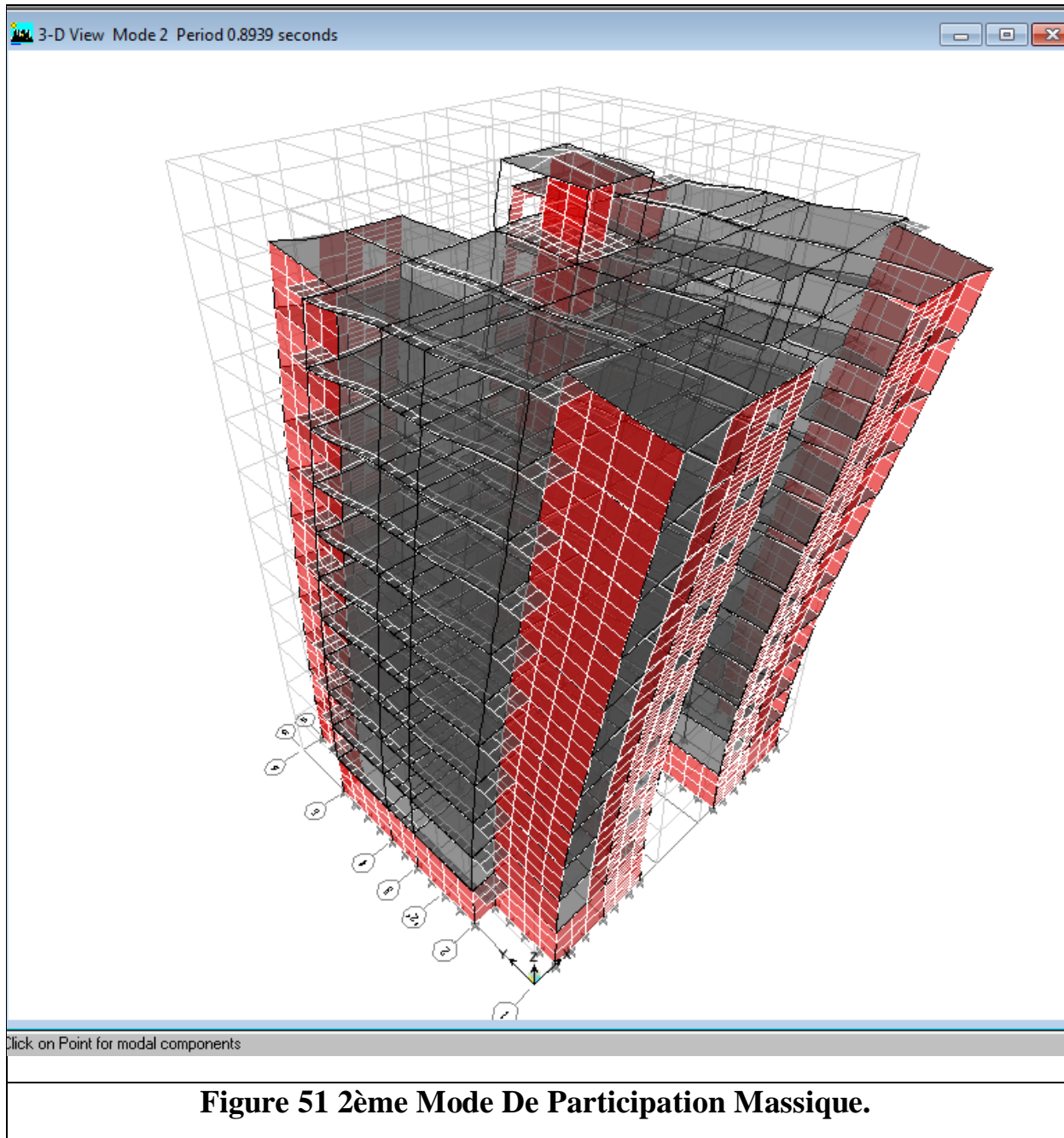
$$k > 3\sqrt{N}$$

N : Nombre d'étage au-dessus du sol = **12**.

$$k > 10.39 = 11 \text{ modes}$$



CHAPITRE 4 : Etude Sismique



CHAPITRE 4 : Etude Sismique

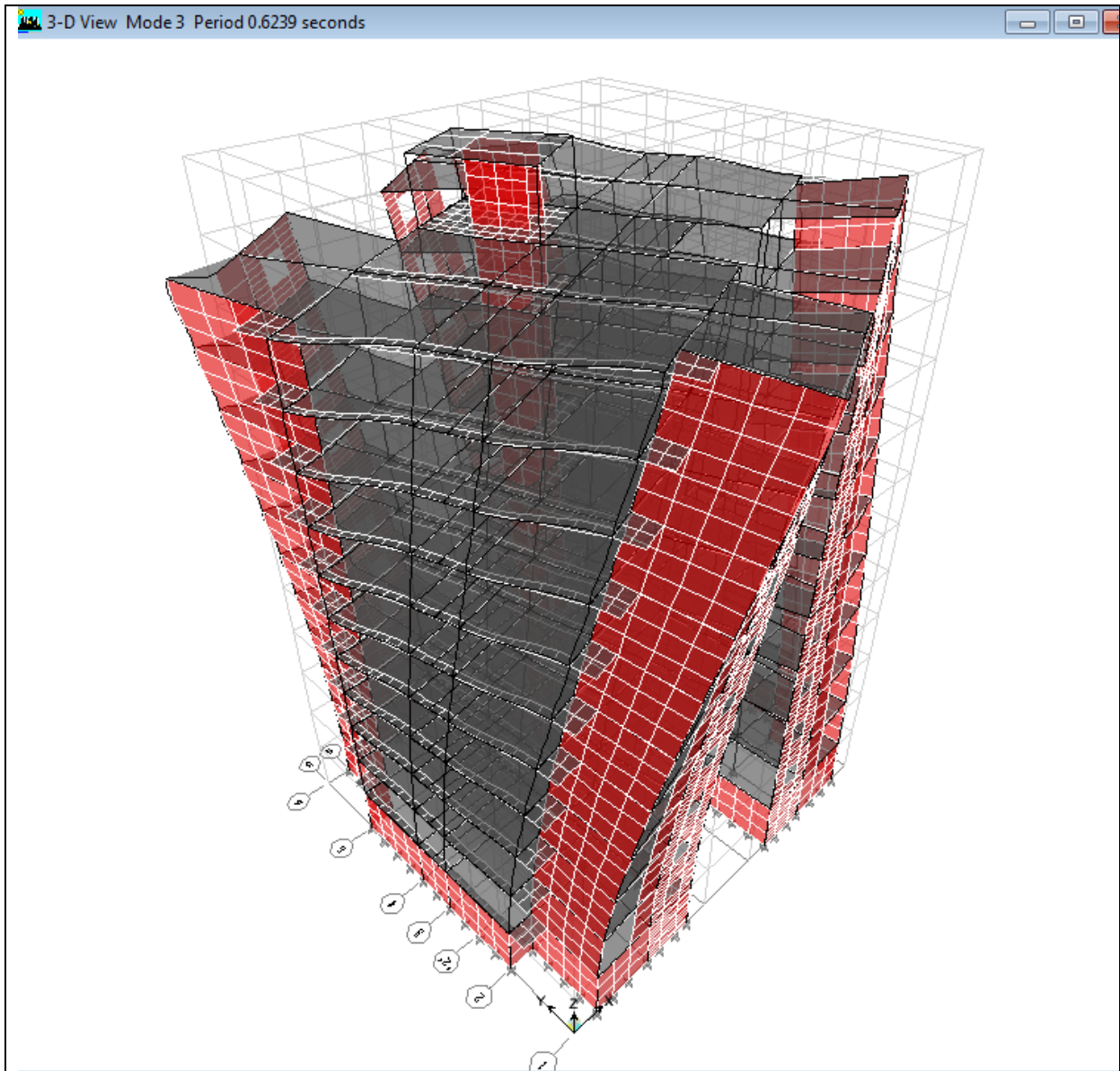


Figure 52 3ème Mode De Participation Massique.

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

11. Poids totaux de la structure W :

Égal à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{Formule 4.5 RPA}).$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (*tableau 4.5 RPA*).

| Story Shears | | | |
|--------------|------|--------|----------|
| Story | Load | Loc | P |
| LOC-TCH | WI | Top | 218.29 |
| LOC-TCH | WI | Bottom | 340.69 |
| H-9 | WI | Top | 3245.20 |
| H-9 | WI | Bottom | 4173.60 |
| H-8 | WI | Top | 7582.58 |
| H-8 | WI | Bottom | 8564.12 |
| H-7 | WI | Top | 11973.09 |
| H-7 | WI | Bottom | 12954.63 |
| H-6 | WI | Top | 16363.61 |
| H-6 | WI | Bottom | 17374.98 |
| H-5 | WI | Top | 20783.96 |
| H-5 | WI | Bottom | 21795.34 |
| H-4 | WI | Top | 25204.31 |
| H-4 | WI | Bottom | 26329.67 |
| H-3 | WI | Top | 29738.64 |
| H-3 | WI | Bottom | 30903.02 |
| H-2 | WI | Top | 34312.00 |
| H-2 | WI | Bottom | 35568.17 |
| H-1 | WI | Top | 38977.15 |
| H-1 | WI | Bottom | 40276.93 |
| H-RDC | WI | Top | 43685.90 |
| H-RDC | WI | Bottom | 45089.72 |
| H-VS | WI | Top | 48692.01 |
| H-VS | WI | Bottom | 51278.06 |

Figure 53 Capture Poids De Structure.

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

| Poids de la structure | |
|------------------------------|---------------|
| Story | (Pk) Poids KN |
| LOC-TCH | 340.69 |
| H-9 | 4173.6 |
| H-8 | 8564.12 |
| H-7 | 12954.63 |
| H-6 | 17374.98 |
| H-5 | 21795.34 |
| H-4 | 26329.67 |
| H-3 | 30903.02 |
| H-2 | 35568.17 |
| H-1 | 40276.93 |
| H-RDC | 45089.72 |
| H-VS | 51278.06 |

Tableau 33 Poids De La Structure.

12. Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'intensité effective de la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales sous forme d'effort tranchant maximum selon la formule :

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

Avec : **A** : Coefficient d'accélération de zone

Q : Facteur de qualité, Q

R : Coefficient de comportement de la structure,

W : Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

Ce facteur Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) (**formule 4.2 RPA**).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(T_2 / T \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(T_2 / 3,0 \right)^{2/3} \cdot (3,0 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur d'amortissement,

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site, T_2

T : période fondamentale de la structure déterminés ci-dessus

Estimation de la période fondamentale de la structure T :

D'après (**l'article 4.2.4 du RPA99V2003**) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique (**formule 4.6 et 4.7**).

$$\begin{cases} T = C_T \cdot h_N^{3/4} \\ T = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{L} \end{cases}$$

Avec : h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (hauteur totale de la structure).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le (tableau 4.6 RPA).

Dans cas on a une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles on béton armé, donc $C_T = 0.05$

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

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

| sens X | | sens Y | |
|--|----------------|---------------------------------|----------------|
| ht m | 36.72 | | |
| W kn | 51278.1 | | |
| R | 3.5 | | |
| Ct | 0.05 | | |
| ε% | 10 | | |
| A | 0.1 | | |
| Lx m | 23.5 | Ly m | 21.6 |
| Qx | 1.25 | Qy | 1.25 |
| T2 (S2) | 0.4 | | |
| $\begin{cases} T = C_T \cdot h_N^{3/4} \\ T = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{L} \end{cases}$ | | | |
| Tx (min) | 0.682 | Ty (min) | 0.711 |
| T _{empirique} | 0.682 | T _{empirique} | 0.711 |
| 1.3 T _{empirique} | 0.886 | 1.3 T _{empirique} | 0.924 |
| T _{analytique (etabs)} | 0.9478 | T _{analytique (etabs)} | 0.8939 |
| Si | | La période T pour calcul D | |
| T _{analytique} < T _{empirique} | | T = T _{analytique} | |
| T _{empirique} < T _{analytique} < 1.3 T _{empirique} | | T = T _{empirique} | |
| T _{analytique} > 1.3 T _{empirique} | | T = 1.3 T _{empirique} | |
| $D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$ | | 1 cas | |
| | | 2 cas | |
| | | 3 cas | |
| lors on a 2eme cas | | alors on a 2eme cas | |
| Dx | 1.123 | Dy | 1.092 |
| Vx Kn | 2057.51 | Vx Kn | 2000.50 |

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

13. La résultante des forces sismiques de calcul :

D'après (l'article 4. 3.6 RPA 99 V2003) :

La résultante des forces sismiques à la base 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_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

| Response Spectrum Base Reactions | | | | | | | | | |
|----------------------------------|------|------|-----|---------|---------|------|------------|-----------|------------|
| | Spec | Mode | Dir | F1 | F2 | F3 | M1 | M2 | M3 |
| | EX | 1 | U1 | 1808.03 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 45672.719 | -19920.289 |
| | EX | 2 | U1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | EX | 3 | U1 | 0.74 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 20.799 | -9.024 |
| | EX | 4 | U1 | 863.91 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 5857.841 | -9344.108 |
| | EX | 5 | U1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | EX | 6 | U1 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.168 | -0.228 |
| | EX | 7 | U1 | 133.51 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 789.936 | -1584.764 |
| | EX | 8 | U1 | 250.16 | 0.00 | 0.00 | -0.001 | 1373.342 | -2686.595 |
| | EX | 9 | U1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.001 | 0.000 | -0.001 |
| | EX | 10 | U1 | 18.13 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 71.616 | -185.766 |
| | EX | 11 | U1 | 192.44 | 0.00 | 0.00 | -0.001 | 756.451 | -2061.747 |
| | EX | 12 | U1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.005 | 0.000 | -0.014 |
| | EX | 13 | U1 | 83.64 | 0.00 | 0.00 | 0.004 | 309.520 | -1007.506 |
| | EX | 14 | U1 | 71.98 | 0.00 | 0.00 | -0.005 | 246.234 | -717.439 |
| | EX | 15 | U1 | 2.30 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 7.512 | -20.152 |
| | EX | 16 | U1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -0.002 | 0.000 | 0.005 |
| | EX | All | All | 2035.99 | 0.00 | 0.00 | 0.008 | 46082.056 | 22353.414 |
| | EY | 1 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | EY | 2 | U2 | 0.00 | 1844.88 | 0.00 | -46955.353 | 0.000 | 21677.360 |
| | EY | 3 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | EY | 4 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | EY | 5 | U2 | 0.00 | 920.73 | 0.00 | -6911.310 | 0.000 | 10818.535 |
| | EY | 6 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | EY | 7 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | EY | 8 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.001 | -0.003 |
| | EY | 9 | U2 | 0.00 | 421.72 | 0.00 | -2344.526 | 0.000 | 4955.252 |
| | EY | 10 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | EY | 11 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.001 | -0.003 |
| | EY | 12 | U2 | 0.00 | 235.51 | 0.00 | -934.428 | -0.003 | 2767.297 |
| | EY | 13 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | -0.006 | 0.018 |
| | EY | 14 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.006 | -0.018 |
| | EY | 15 | U2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | EY | 16 | U2 | 0.00 | 117.62 | 0.00 | -415.381 | 0.001 | 1381.989 |
| | EY | All | All | 0.00 | 2120.96 | 0.00 | 47530.136 | 0.009 | 24921.296 |

Figure 54 Capture (ETABS) Effort Tranchant A La Base Sismique.

| Vérification $0.8V_{st} < V_{dyn}$ | | | | |
|------------------------------------|----------|---------------------|-----------|-----------------------|
| Sens | V_{st} | $0.8 \times V_{st}$ | V_{dyn} | $0.8V_{st} < V_{dyn}$ |
| sens X | 2057.51 | 1646.008 | 2035.99 | CV |
| sens-Y | 2000.50 | 1600.40 | 2120.96 | CV |

Tableau 34 Vérification d'effort tranchant à la base sismique.

14. Vérification de l'effort normal réduit V :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

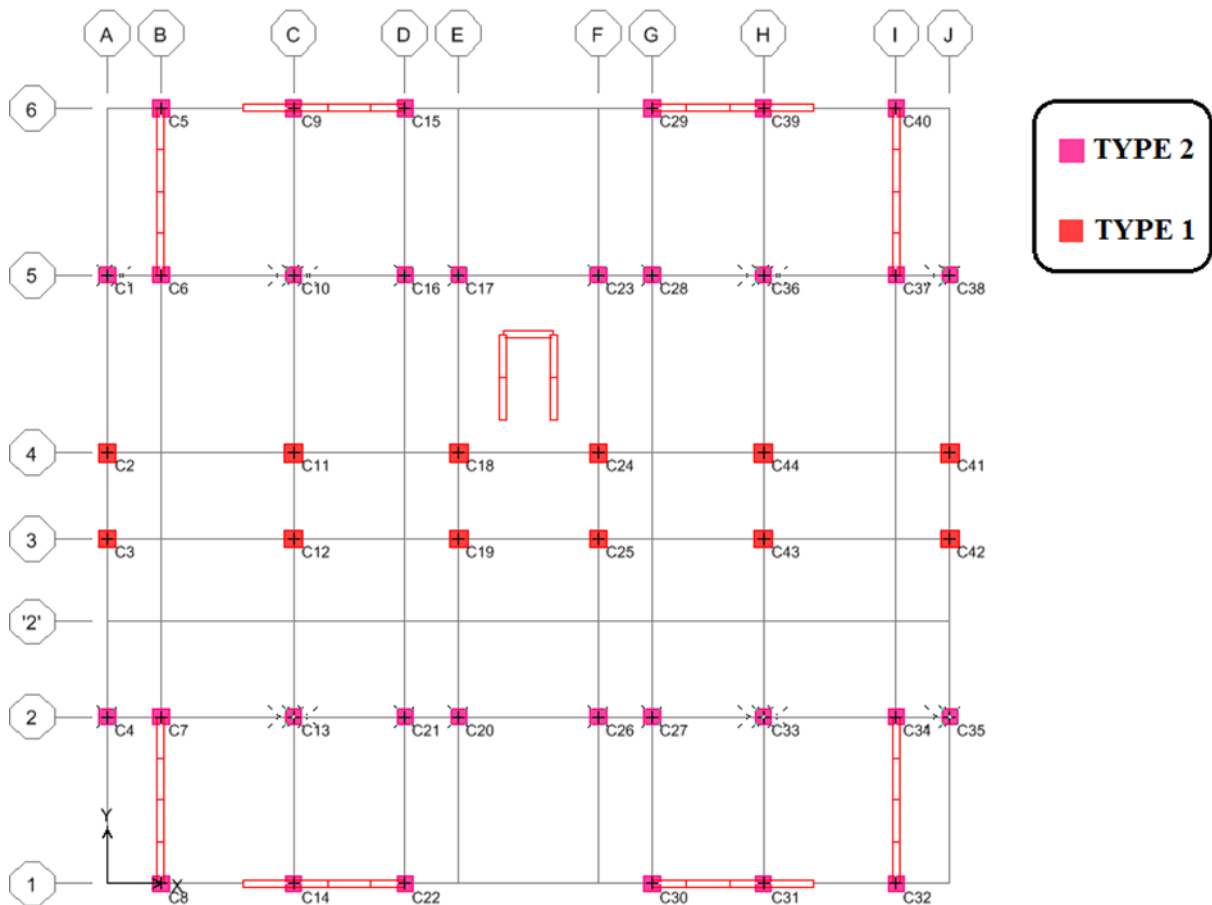


Figure 55 Plan De Repérages Des Poteaux.

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

| A | B | C | D | E |
|---------|--------|----------|-----|----------|
| Story | Column | Load | Loc | P |
| H-VS | C19 | GQEY MIN | 0 | -1996.08 |
| H-RDC | C19 | GQEY MIN | 0 | -1787.91 |
| H-1 | C19 | GQEY MIN | 0 | -1590.7 |
| H-2 | C19 | GQEY MIN | 0 | -1393.81 |
| H-3 | C19 | GQEY MIN | 0 | -1201.61 |
| H-4 | C19 | GQEY MIN | 0 | -1010.99 |
| H-5 | C19 | GQEY MIN | 0 | -826.72 |
| H-6 | C19 | GQEY MIN | 0 | -647.39 |
| H-7 | C19 | GQEY MIN | 0 | -472.21 |
| H-8 | C19 | GQEY MIN | 0 | -303.04 |
| H-9 | C19 | GQEY MIN | 0 | -138.09 |
| LOC-TCH | C18 | GQEY MIN | 0 | -50.09 |

| G | H | I | J | K |
|---------|--------|----------|-----|----------|
| Story | Column | Load | Loc | P |
| H-VS | C10 | GQEY MIN | 0 | -950.88 |
| H-RDC | C17 | GQEY MIN | 0 | -1057.13 |
| H-1 | C17 | GQEY MIN | 0 | -928.43 |
| H-2 | C17 | GQEY MIN | 0 | -808.96 |
| H-3 | C17 | GQEY MIN | 0 | -694.54 |
| H-4 | C17 | GQEY MIN | 0 | -586.62 |
| H-5 | C17 | GQEY MIN | 0 | -480.95 |
| H-6 | C17 | GQEY MIN | 0 | -379.68 |
| H-7 | C17 | GQEY MIN | 0 | -280.63 |
| H-8 | C17 | GQEY MIN | 0 | -182.98 |
| H-9 | C17 | GQEY MIN | 0 | -84.87 |
| LOC-TCH | C17 | GQEX MIN | 0 | -55.01 |

Type 1

Type 2

| Type 1 | | | | |
|---------|--------------|---------|---------|-----------|
| poteau | section (cm) | nd (kn) | V | Condition |
| S-SOL | 55X55 | 1996.08 | 0.26394 | CV |
| RDC | 50X50 | 1787.91 | 0.28607 | CV |
| 1ERE | 50X50 | 1590.7 | 0.25451 | CV |
| 2EME | 45X45 | 1393.81 | 0.27532 | CV |
| 3EME | 45X45 | 1201.61 | 0.23736 | CV |
| 4EME | 40X40 | 1010.99 | 0.25275 | CV |
| 5EME | 35X35 | 826.72 | 0.26995 | CV |
| 6EME | 35X35 | 647.39 | 0.21139 | CV |
| 7EME | 30X30 | 472.21 | 0.20987 | CV |
| 8EME | 30X30 | 303.04 | 0.13468 | CV |
| 9EME | 30X30 | 138.09 | 0.06137 | CV |
| LOC-TCH | 30X30 | 50.09 | 0.02226 | CV |

Tableau 35 L'effort Normal Des Poteaux.

Remarque : L'effort N_d est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification.

15. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 4-4-3) :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y). Le déplacement horizontal à chaque niveau «k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R . \delta ek$$

Avec : δk : déplacement horizontal à chaque niveau « k » des structures.

δek : déplacement du aux forces sismiques V_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\delta k = \delta k - \delta k -1$$

Le RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible qui est $\delta k_{adm} = 1\% h_e$.

Avec : h_e : la hauteur libre de l'étage considéré.

Il faut vérifier que :

$$K \leq \Delta K_{adm}$$

Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique et les vérifications se fait selon les deux directions, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après.

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

| Edit | | View | | Diaphragm CM Displacements | | |
|------|---------|-----------|------|----------------------------|--------|--|
| | Story | Diaphragm | Load | UX | UY | |
| ▶ | LOC-TCH | D1 | EX | 0.0175 | 0.0000 | |
| | LOC-TCH | D1 | EY | 0.0004 | 0.0163 | |
| | H-9 | D2 | EX | 0.0156 | 0.0000 | |
| | H-9 | D2 | EY | 0.0000 | 0.0146 | |
| | H-8 | D3 | EX | 0.0139 | 0.0000 | |
| | H-8 | D3 | EY | 0.0000 | 0.0129 | |
| | H-7 | D4 | EX | 0.0121 | 0.0000 | |
| | H-7 | D4 | EY | 0.0000 | 0.0111 | |
| | H-6 | D5 | EX | 0.0103 | 0.0000 | |
| | H-6 | D5 | EY | 0.0000 | 0.0093 | |
| | H-5 | D6 | EX | 0.0084 | 0.0000 | |
| | H-5 | D6 | EY | 0.0000 | 0.0075 | |
| | H-4 | D7 | EX | 0.0065 | 0.0000 | |
| | H-4 | D7 | EY | 0.0000 | 0.0058 | |
| | H-3 | D8 | EX | 0.0048 | 0.0000 | |
| | H-3 | D8 | EY | 0.0000 | 0.0042 | |
| | H-2 | D9 | EX | 0.0032 | 0.0000 | |
| | H-2 | D9 | EY | 0.0000 | 0.0027 | |
| | H-1 | D10 | EX | 0.0018 | 0.0000 | |
| | H-1 | D10 | EY | 0.0000 | 0.0015 | |
| | H-RDC | D11 | EX | 0.0007 | 0.0000 | |
| | H-RDC | D11 | EY | 0.0000 | 0.0006 | |
| | H-VS | D12 | EX | 0.0001 | 0.0000 | |
| | H-VS | D12 | EY | 0.0000 | 0.0001 | |

Figure 56 Capture (ETABS) Déplacement Du Plancher.

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

| X | | | | | |
|----------------|-----------------|---------------|---------------|--------------------|------------------|
| Story | $\delta e_k(m)$ | $\delta_k(m)$ | $\Delta_k(m)$ | $\Delta_{kadm}(m)$ | Condition |
| LOC-TCH | 0.0175 | 0.0613 | 0.0067 | 0.0306 | CV |
| H-9 | 0.0156 | 0.0546 | 0.006 | 0.0306 | |
| H-8 | 0.0139 | 0.0487 | 0.0063 | 0.0306 | |
| H-7 | 0.0121 | 0.0424 | 0.0063 | 0.0306 | |
| H-6 | 0.0103 | 0.0361 | 0.0067 | 0.0306 | |
| H-5 | 0.0084 | 0.0294 | 0.0067 | 0.0306 | |
| H-4 | 0.0065 | 0.0228 | 0.006 | 0.0306 | |
| H-3 | 0.0048 | 0.0168 | 0.0056 | 0.0306 | |
| H-2 | 0.0032 | 0.0112 | 0.0049 | 0.0306 | |
| H-1 | 0.0018 | 0.0063 | 0.0039 | 0.0306 | |
| H-RDC | 0.0007 | 0.0025 | 0.0021 | 0.0306 | |
| H-VS | 0.0001 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0306 | |
| Y | | | | | |
| Story | $\delta e_k(m)$ | $\delta_k(m)$ | $\Delta_k(m)$ | $\Delta_{kadm}(m)$ | Condition |
| LOC-TCH | 0.0163 | 0.0571 | 0.006 | 0.0306 | CV |
| H-9 | 0.0146 | 0.0511 | 0.006 | 0.0306 | |
| H-8 | 0.0129 | 0.0452 | 0.0063 | 0.0306 | |
| H-7 | 0.0111 | 0.0389 | 0.0063 | 0.0306 | |
| H-6 | 0.0093 | 0.0326 | 0.0063 | 0.0306 | |
| H-5 | 0.0075 | 0.0263 | 0.006 | 0.0306 | |
| H-4 | 0.0058 | 0.0203 | 0.0056 | 0.0306 | |
| H-3 | 0.0042 | 0.0147 | 0.0053 | 0.0306 | |
| H-2 | 0.0027 | 0.0095 | 0.0042 | 0.0306 | |
| H-1 | 0.0015 | 0.0053 | 0.0032 | 0.0306 | |
| H-RDC | 0.0006 | 0.0021 | 0.0018 | 0.0306 | |
| H-VS | 0.0001 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0306 | |

Tableau 36 Les Déplacements Selon X Et Y.

16. Justification vis-à-vis l'effet **P-Δ** :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 5-9) :

Les effets du **2eme ordre** au (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$$

Avec : **P_K** : poids total de la structure et des charges des exploitations 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".

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

Les résultats obtenus sont présents dans les tableaux suivants :

| Story Shears | | | | | | |
|--------------|---------|------|--------|------|---------|---------|
| Edit View | | | | | | |
| | Story | Load | Loc | P | VX | VY |
| ▶ | LOC-TCH | EX | Top | 0.00 | 61.77 | 0.00 |
| | LOC-TCH | EX | Bottom | 0.00 | 61.77 | 0.00 |
| | LOC-TCH | EY | Top | 0.00 | 0.00 | 59.91 |
| | LOC-TCH | EY | Bottom | 0.00 | 0.00 | 59.91 |
| | H-9 | EX | Top | 0.00 | 469.54 | 0.00 |
| | H-9 | EX | Bottom | 0.00 | 469.54 | 0.00 |
| | H-9 | EY | Top | 0.00 | 0.00 | 510.26 |
| | H-9 | EY | Bottom | 0.00 | 0.00 | 510.26 |
| | H-8 | EX | Top | 0.00 | 814.89 | 0.01 |
| | H-8 | EX | Bottom | 0.00 | 814.89 | 0.01 |
| | H-8 | EY | Top | 0.00 | 0.00 | 854.30 |
| | H-8 | EY | Bottom | 0.00 | 0.00 | 854.30 |
| | H-7 | EX | Top | 0.00 | 1064.13 | 0.00 |
| | H-7 | EX | Bottom | 0.00 | 1064.13 | 0.00 |
| | H-7 | EY | Top | 0.00 | 0.00 | 1101.51 |
| | H-7 | EY | Bottom | 0.00 | 0.00 | 1101.51 |
| | H-6 | EX | Top | 0.00 | 1256.30 | 0.01 |
| | H-6 | EX | Bottom | 0.00 | 1256.30 | 0.01 |
| | H-6 | EY | Top | 0.00 | 0.00 | 1300.40 |
| | H-6 | EY | Bottom | 0.00 | 0.00 | 1300.40 |
| | H-5 | EX | Top | 0.00 | 1416.64 | 0.01 |
| | H-5 | EX | Bottom | 0.00 | 1416.64 | 0.01 |
| | H-5 | EY | Top | 0.00 | 0.01 | 1473.09 |
| | H-5 | EY | Bottom | 0.00 | 0.01 | 1473.09 |
| | H-4 | EX | Top | 0.00 | 1570.51 | 0.01 |
| | H-4 | EX | Bottom | 0.00 | 1570.51 | 0.01 |
| | H-4 | EY | Top | 0.00 | 0.01 | 1630.27 |
| | H-4 | EY | Bottom | 0.00 | 0.01 | 1630.27 |
| | H-3 | EX | Top | 0.00 | 1720.99 | 0.01 |
| | H-3 | EX | Bottom | 0.00 | 1720.99 | 0.01 |
| | H-3 | EY | Top | 0.00 | 0.01 | 1778.11 |
| | H-3 | EY | Bottom | 0.00 | 0.01 | 1778.11 |
| | H-2 | EX | Top | 0.00 | 1854.36 | 0.02 |
| | H-2 | EX | Bottom | 0.00 | 1854.36 | 0.02 |
| | H-2 | EY | Top | 0.00 | 0.01 | 1910.70 |
| | H-2 | EY | Bottom | 0.00 | 0.01 | 1910.70 |
| | H-1 | EX | Top | 0.00 | 1956.93 | 0.02 |
| | H-1 | EX | Bottom | 0.00 | 1956.93 | 0.02 |
| | H-1 | EY | Top | 0.00 | 0.00 | 2022.27 |
| | H-1 | EY | Bottom | 0.00 | 0.00 | 2022.27 |
| | H-RDC | EX | Top | 0.00 | 2021.51 | 0.01 |
| | H-RDC | EX | Bottom | 0.00 | 2021.51 | 0.01 |
| | H-RDC | EY | Top | 0.00 | 0.00 | 2100.66 |
| | H-RDC | EY | Bottom | 0.00 | 0.00 | 2100.66 |
| | H-VS | EX | Top | 0.00 | 2035.99 | 0.01 |
| | H-VS | EX | Bottom | 0.00 | 2035.99 | 0.01 |
| | H-VS | EY | Top | 0.00 | 0.01 | 2120.96 |
| | H-VS | EY | Bottom | 0.00 | 0.01 | 2120.96 |

Figure 57 Capture (ETABS) Les Efforts Vk.

CHAPITRE 4 : Etude Sismique

| X | | | | | | |
|---------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------|------------------|
| Niveau | V_K(KN) | P_K(KN) | Δ_k (m) | h_K (m) | | Condition |
| LOC-TCH | 61.77 | 340.69 | 0.00665 | 3.06 | 0.01199 | C.V. |
| H-9 | 469.54 | 4173.6 | 0.00595 | 3.06 | 0.01728 | |
| H-8 | 814.89 | 8564.12 | 0.0063 | 3.06 | 0.02164 | |
| H-7 | 1064.13 | 12954.6 | 0.0063 | 3.06 | 0.02506 | |
| H-6 | 1256.3 | 17375 | 0.00665 | 3.06 | 0.03006 | |
| H-5 | 1416.64 | 21795.3 | 0.00665 | 3.06 | 0.03344 | |
| H-4 | 1570.51 | 26329.7 | 0.00595 | 3.06 | 0.0326 | |
| H-3 | 1720.99 | 30903 | 0.0056 | 3.06 | 0.03286 | |
| H-2 | 1854.36 | 35568.2 | 0.0049 | 3.06 | 0.03071 | |
| H-1 | 1956.93 | 40276.9 | 0.00385 | 3.06 | 0.0259 | |
| H-RDC | 2021.51 | 45089.7 | 0.0021 | 3.06 | 0.01531 | |
| H-VS | 2035.99 | 51278.1 | 0.00035 | 3.06 | 0.00288 | |
| Y | | | | | | |
| Niveau | V_K(KN) | P_K(KN) | Δ_k (m) | h_K (m) | | Condition |
| LOC-TCH | 59.91 | 340.69 | 0.00595 | 3.06 | 0.01106 | C.V. |
| H-9 | 510.26 | 4173.6 | 0.00595 | 3.06 | 0.0159 | |
| H-8 | 854.3 | 8564.12 | 0.0063 | 3.06 | 0.02064 | |
| H-7 | 1101.51 | 12954.6 | 0.0063 | 3.06 | 0.02421 | |
| H-6 | 1300.4 | 17375 | 0.0063 | 3.06 | 0.02751 | |
| H-5 | 1473.09 | 21795.3 | 0.00595 | 3.06 | 0.02877 | |
| H-4 | 1630.27 | 26329.7 | 0.0056 | 3.06 | 0.02956 | |
| H-3 | 1778.11 | 30903 | 0.00525 | 3.06 | 0.02982 | |
| H-2 | 1910.7 | 35568.2 | 0.0042 | 3.06 | 0.02555 | |
| H-1 | 2022.27 | 40276.9 | 0.00315 | 3.06 | 0.0205 | |
| H-RDC | 2100.66 | 45089.7 | 0.00175 | 3.06 | 0.01228 | |
| H-VS | 2120.96 | 51278.1 | 0.00035 | 3.06 | 0.00277 | |

Tableau 37 Vérification Vis-A-Vis L'effet P-Δ.

NB :

La condition $\theta \leq 0.1$ est vérifiée dans les deux directions.

CHAPITRE 5:

Etude des éléments

structuraux

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

1. Introduction :

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferrailages. Il s'effectuera selon les règles CBA.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres, et les voiles. Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions

2. Poteaux :

2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

| Situation | Béton | | | Acier (FE500) | | |
|--------------|------------|-----------------|----------------|---------------|----------|------------------|
| | γ_b | F_{c28} (Mpa) | f_{bu} (MPa) | γ_s | Fe (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1.5 | 25 | 14.167 | 1.15 | 500 | 434 |
| Accidentelle | 1.15 | 25 | 18.478 | 1 | 500 | 500 |

Tableau 38 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux.

2.2 Armatures longitudinales :

Selon le CBA93 :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b . d$$

Selon le RPA 99 :

$$A_{min} = 0,07\%bh$$

Selon l'ETABS :

$$A_{min} = 0,1\%bh$$

Le logiciel ETABS a un avantage pour le calcul des poteaux, qui consiste à visualiser les sollicitations et le ferrailage des poteau suivant des axes avec des dimensions bien définies.

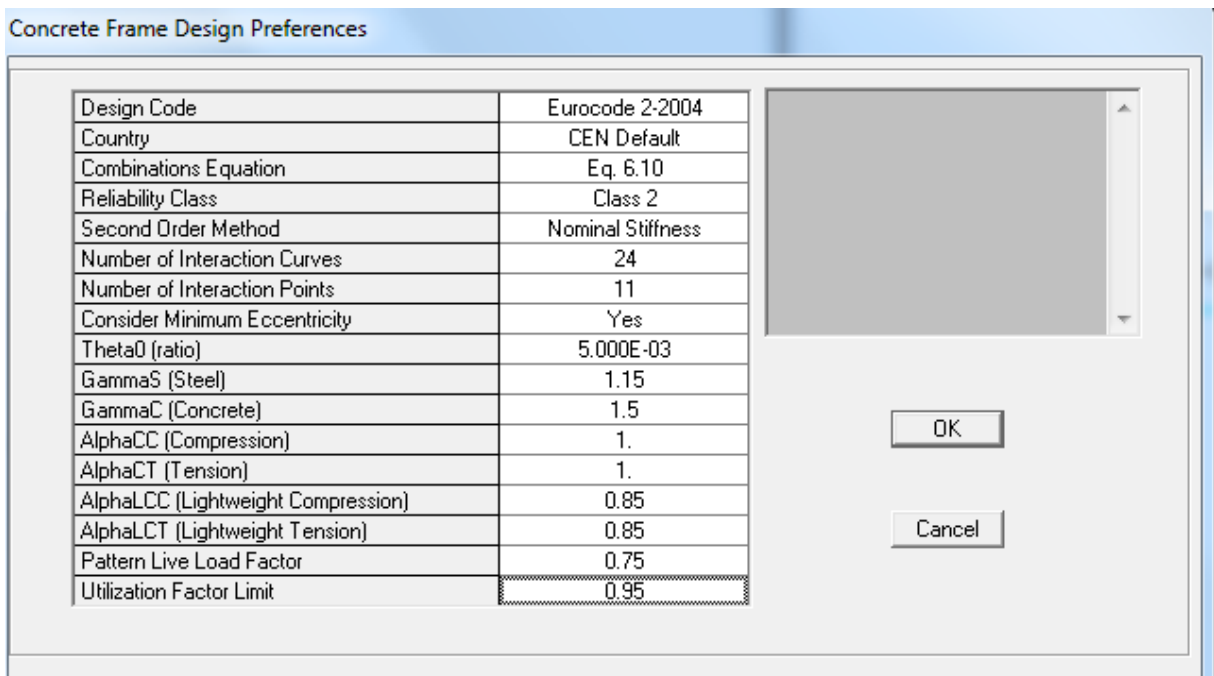


Figure 58 Calcul Ferrillages A Est Effectuée Par EUROCODE-2-2004.

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

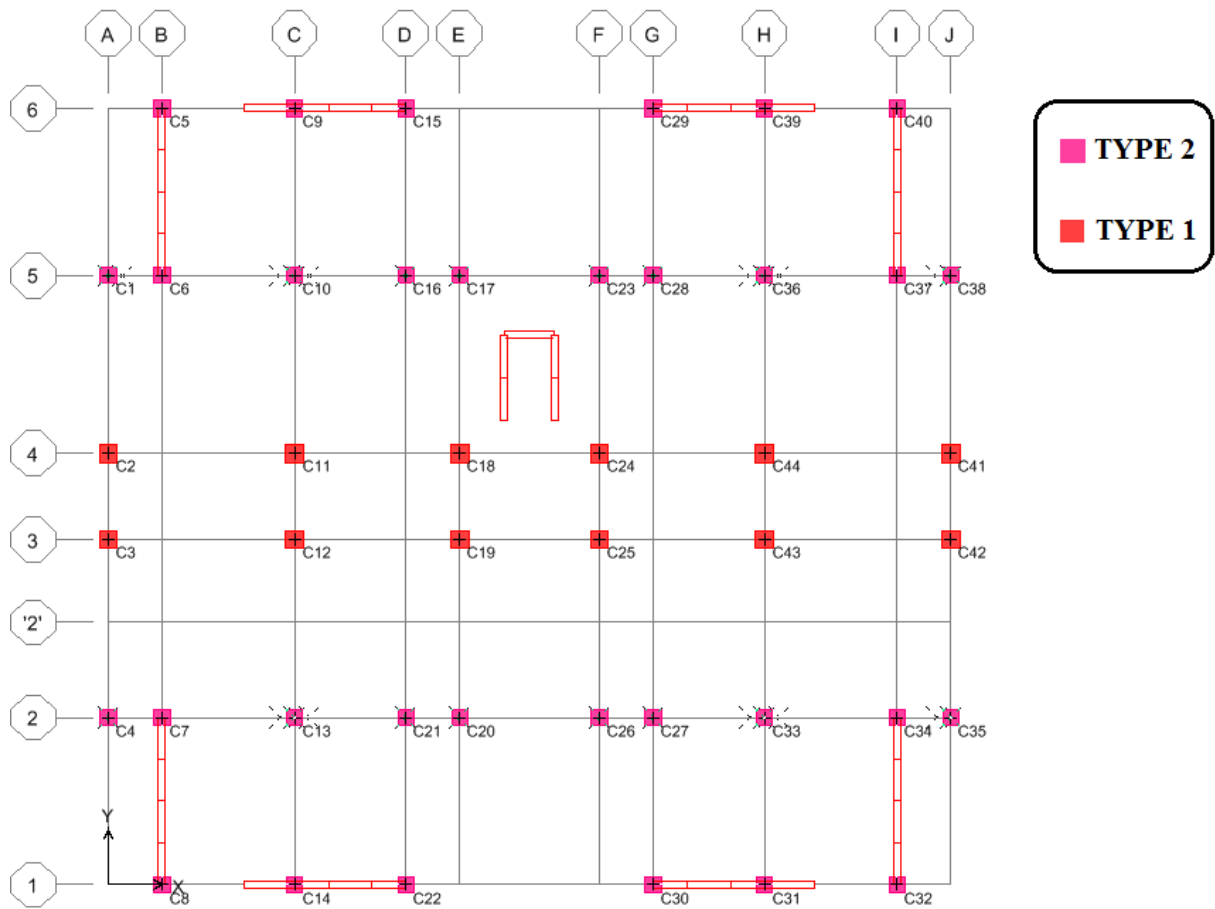
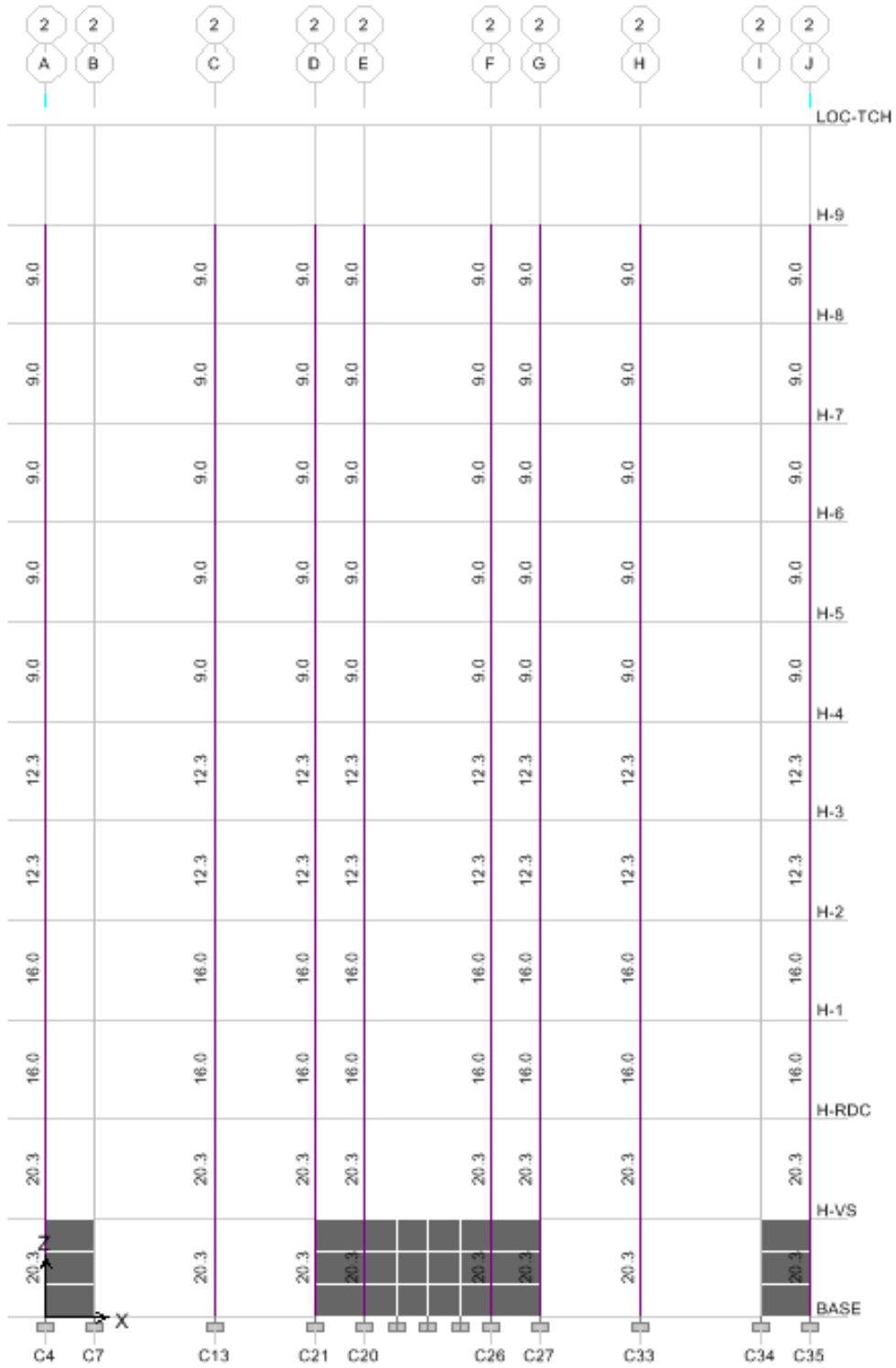


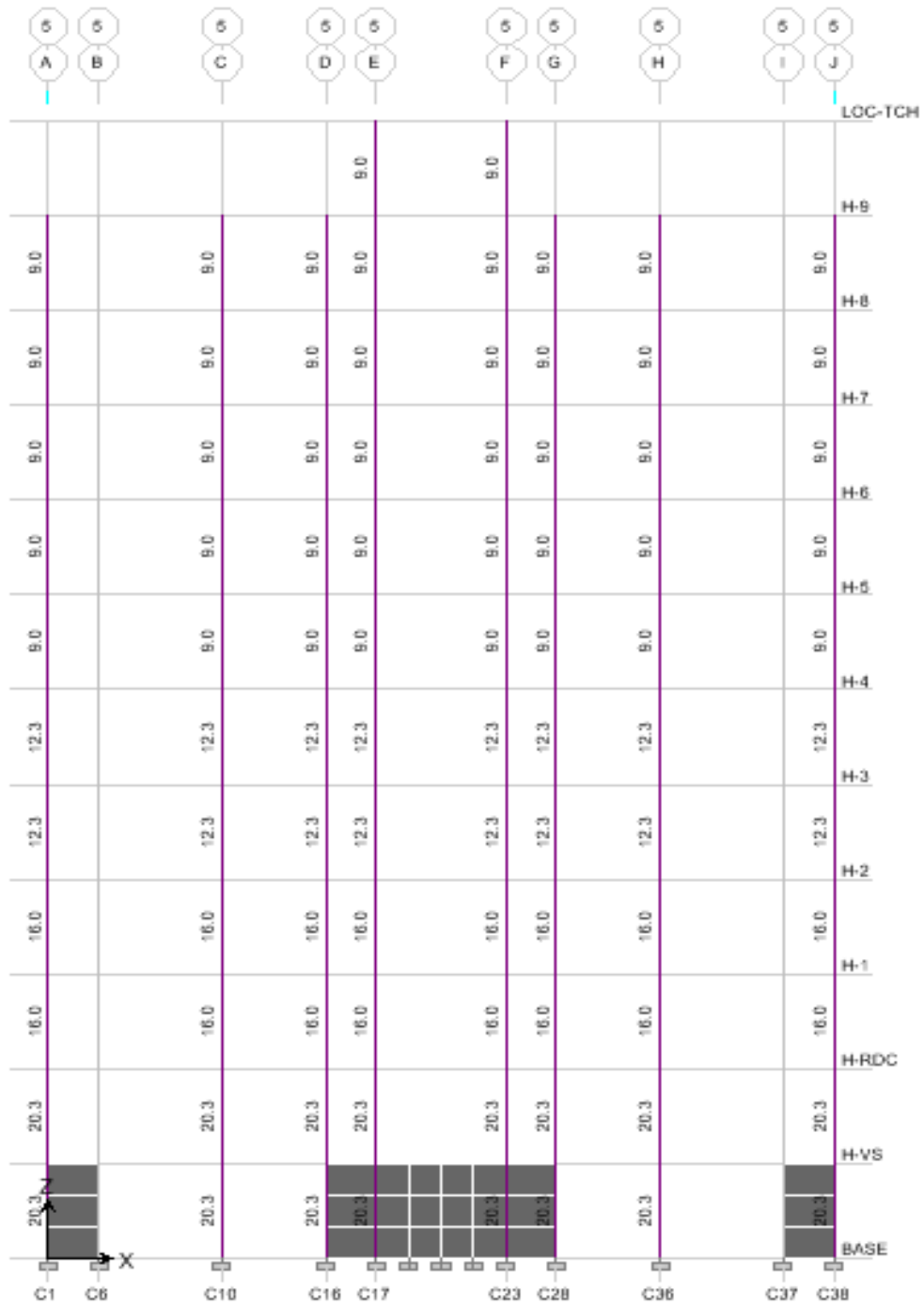
Figure 59 Plan De Repérages Des Poteaux.

| Accidentelle | Durable |
|---|---|
| <p>Design Load Combinations Selection</p> <p>Choose Combos</p> <p>List of Combos</p> <ul style="list-style-type: none"> ELS ELU WI <p>Design Combos</p> <ul style="list-style-type: none"> 08GEX 08GEY GQEX GQEY <p>Buttons: Add ->, <- Remove, Show, OK, Cancel</p> | <p>Design Load Combinations Selection</p> <p>Choose Combos</p> <p>List of Combos</p> <ul style="list-style-type: none"> 08GEX 08GEY GQEX GQEY WI <p>Design Combos</p> <ul style="list-style-type: none"> ELS ELU <p>Buttons: Add ->, <- Remove, Show, OK, Cancel</p> |

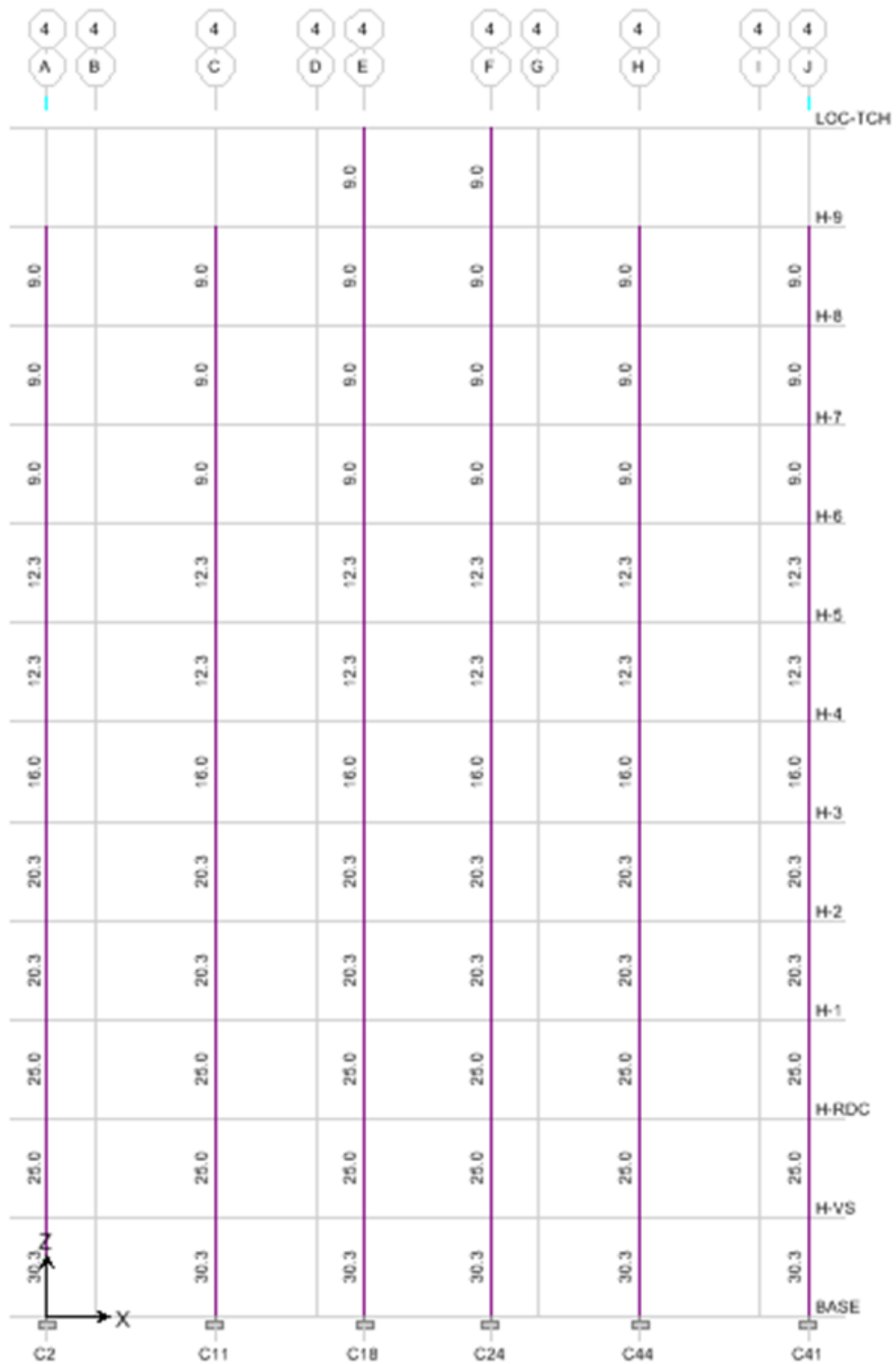
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

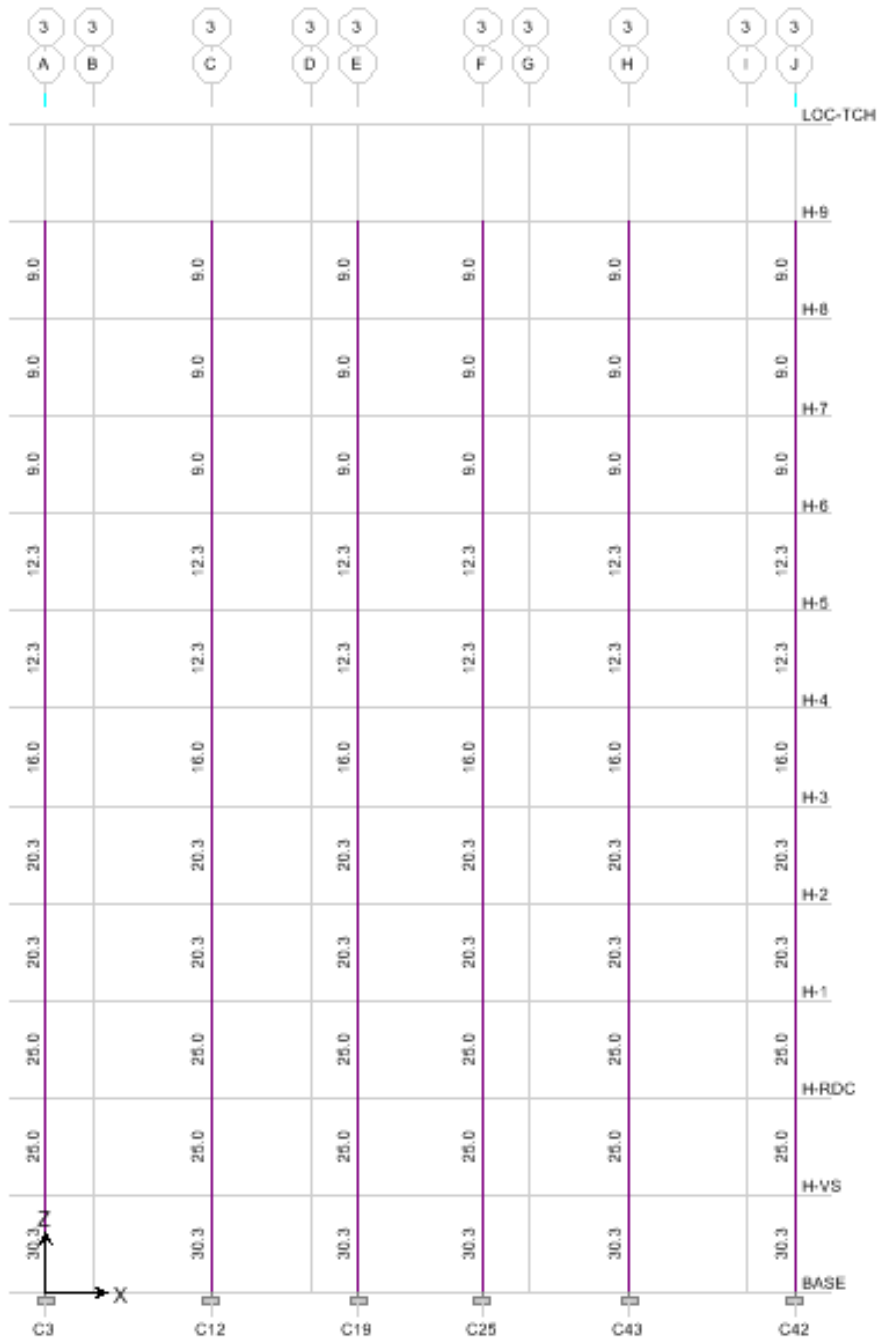
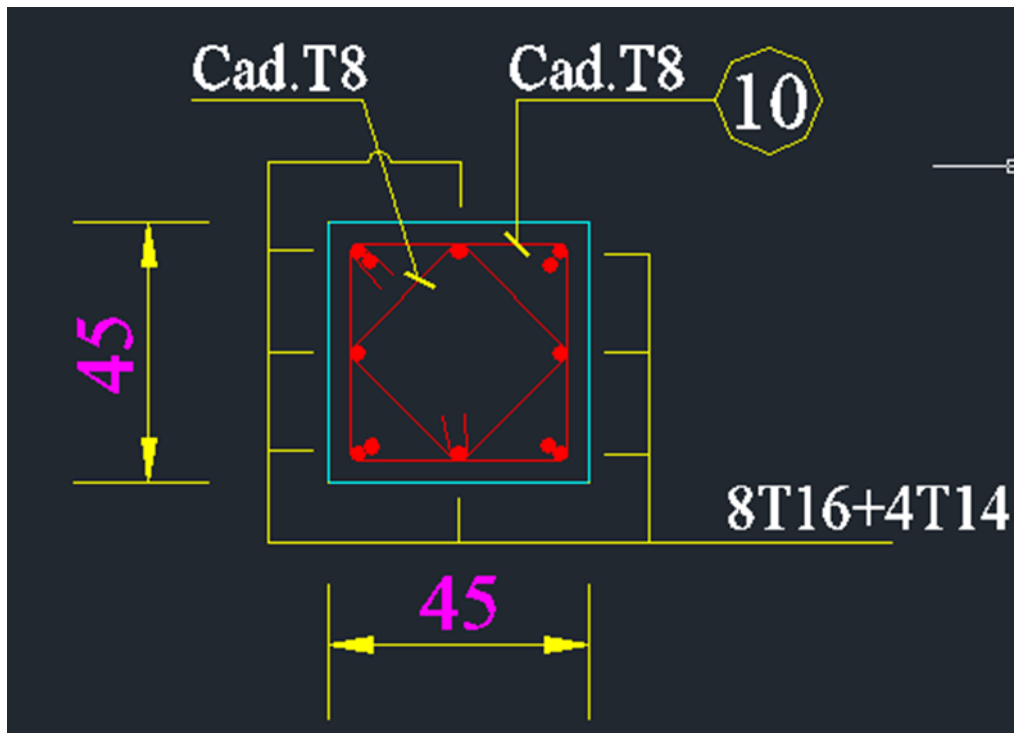


Figure 60 Capture (ETABS) Ferrailages Des Poteaux Le Cas Le Plus Défavorable Entre (Durable Et Accidentelle).

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

| poteau | section (cm) | A calculé | section adopté |
|----------------|---------------------|------------------|--------------------------------|
| S-SOL | 55X55 | 30.25 | 16T16= 32.17cm ² |
| RDC | 50X50 | 25 | 8T16+8T14=28.40cm ² |
| 1ERE | 50X50 | 25 | 8T16+8T14=28.40cm ² |
| 2EME | 45X45 | 20.25 | 8T16+4T14=22.24cm ² |
| 3EME | 45X45 | 20.25 | 8T16+4T14=22.24cm ² |
| 4EME | 40X40 | 16 | 8T16=16.08cm ² |
| 5EME | 35X35 | 12.25 | 8T14=12.32 cm ² |
| 6EME | 35X35 | 12.25 | 8T14=12.32 cm ² |
| 7EME | 30X30 | 9 | 8T12=9.05 cm ² |
| 8EME | 30X30 | 9 | 8T12=9.05 cm ² |
| 9EME | 30X30 | 9 | 8T12=9.05 cm ² |
| LOC-TCH | 30X30 | 9 | 8T12=9.05 cm ² |

Tableau 39 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage des poteaux



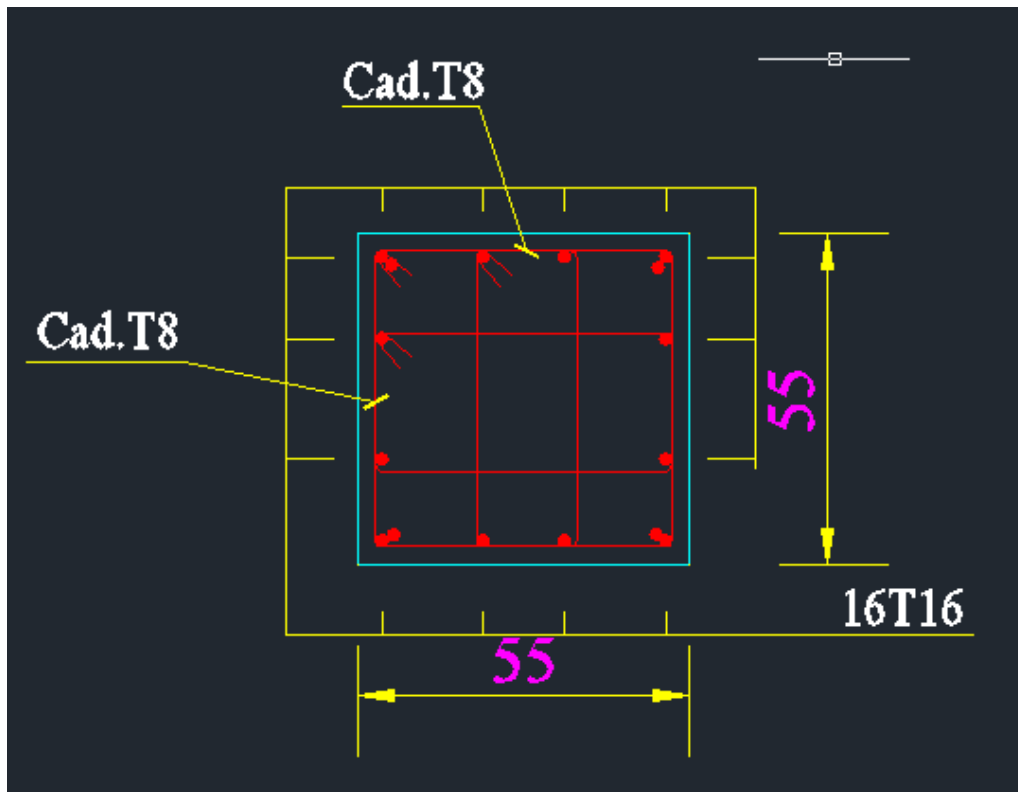


Figure 61 Ferrailage Du Poteau.

2.1 Armatures transversales :

Espacement : (*RPA 99 version 2003, art 7.4.2.2*)

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\varphi_t, 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{Min}(10.1.4, 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{Min}(14\text{cm}, 15\text{cm})$$

Donc on adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une distance h' .
La distance h' préconisée par le (*RPA99 version 2003*) est donnée par la formule suivante :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) \text{ (Figure (V1.2.2)).}$$

$$h' = \max \left(\frac{374}{6} = 62.33\text{cm}; 55\text{cm}; 55\text{cm}; 60\text{cm} \right)$$

Donc $h'=65\text{cm}$ (en haut et en bas des poteaux).

Dans la zone courante :

$$S_t' \leq 15\phi_l$$

$$S_t' \leq 15.1,4$$

$$S_t' \leq 21cm$$

On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

Section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_d \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,10 \times 0,075 \times 12.03 \times 10^{-3}}{3,06.500} \cdot 10^4$$

$$A_t = 0,0006cm^2$$

$$\lambda_g = 6.8m$$

$$A_{min} = 0.3\% \times S_t \times b_1 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{min} = 1.65cm^2$$

$$A_t \leq A_{min}$$

Donc on adopte $A_t = A_{min} \Rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$, par section de poteau

3. Les poutres :

3.1 Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple

- **Recommandation du RPA version 2003 :**

Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5 %** en toute section :

La longueur de recouvrement est de : 50Φ

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{2}, 12 \Phi_t \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

3.2 Ferrailages longitudinaux :

Le logiciel ETABS a un avantage pour le calcul des poteaux, qui consiste à visualiser les sollicitations et le ferrailage des poteaux suivant des axes avec des dimensions bien définies.

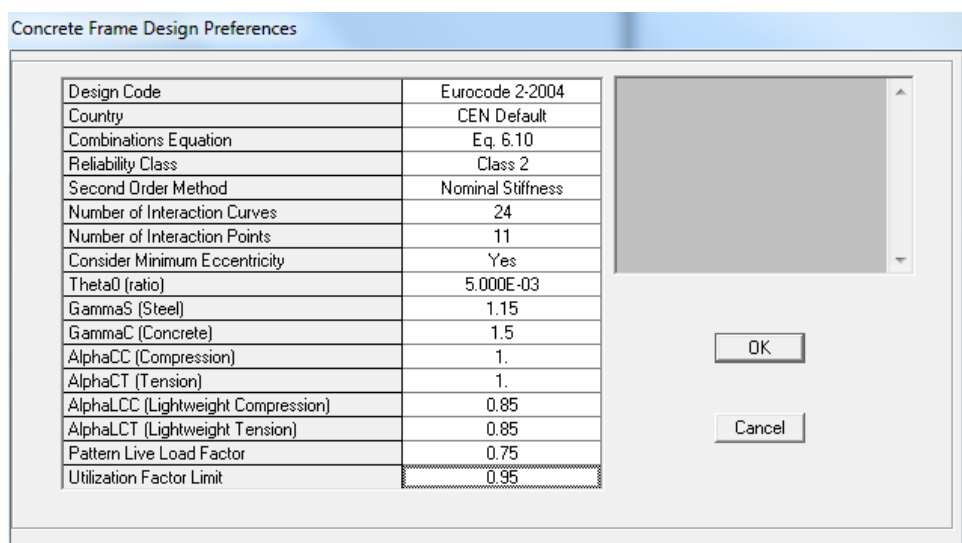
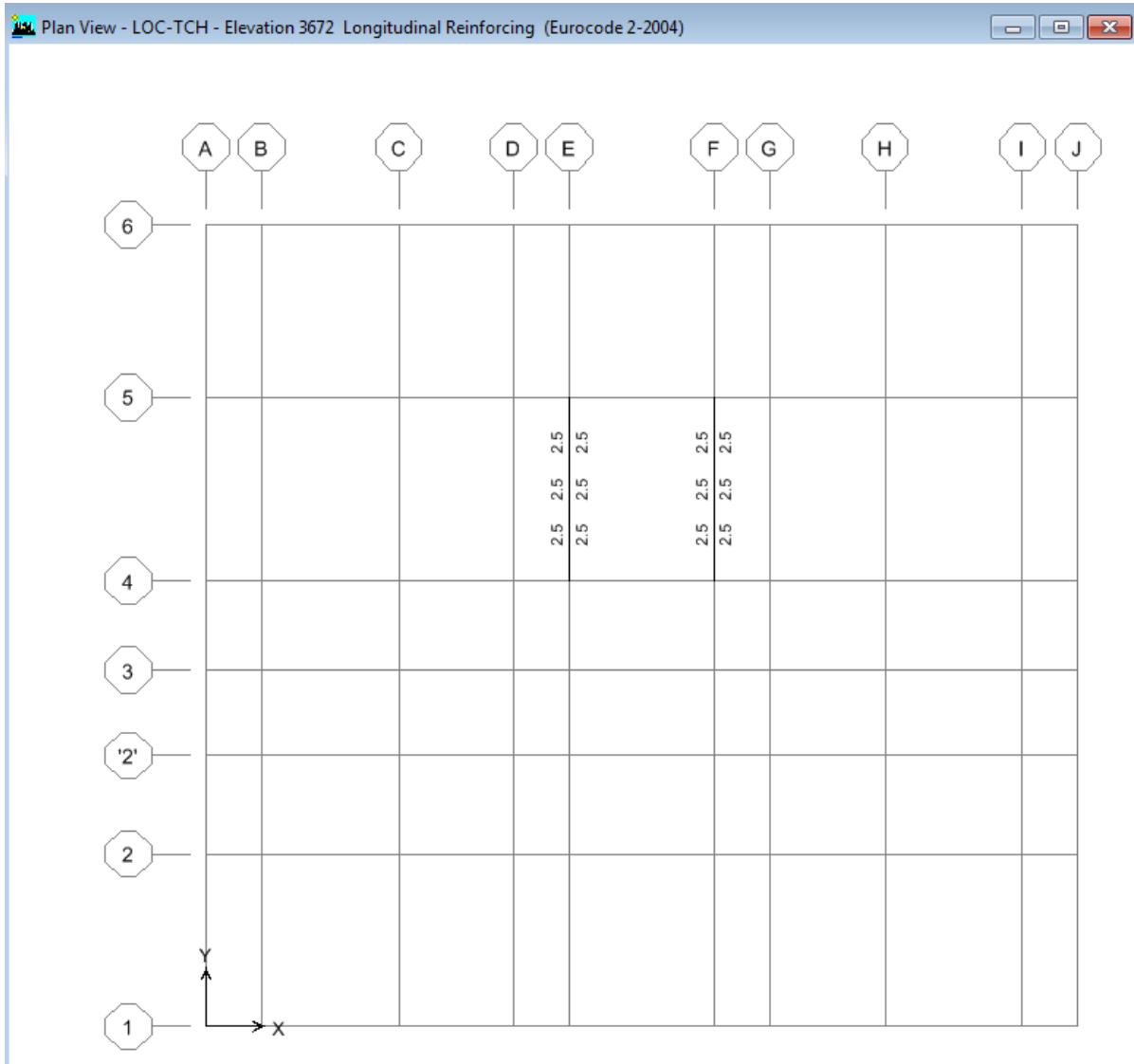
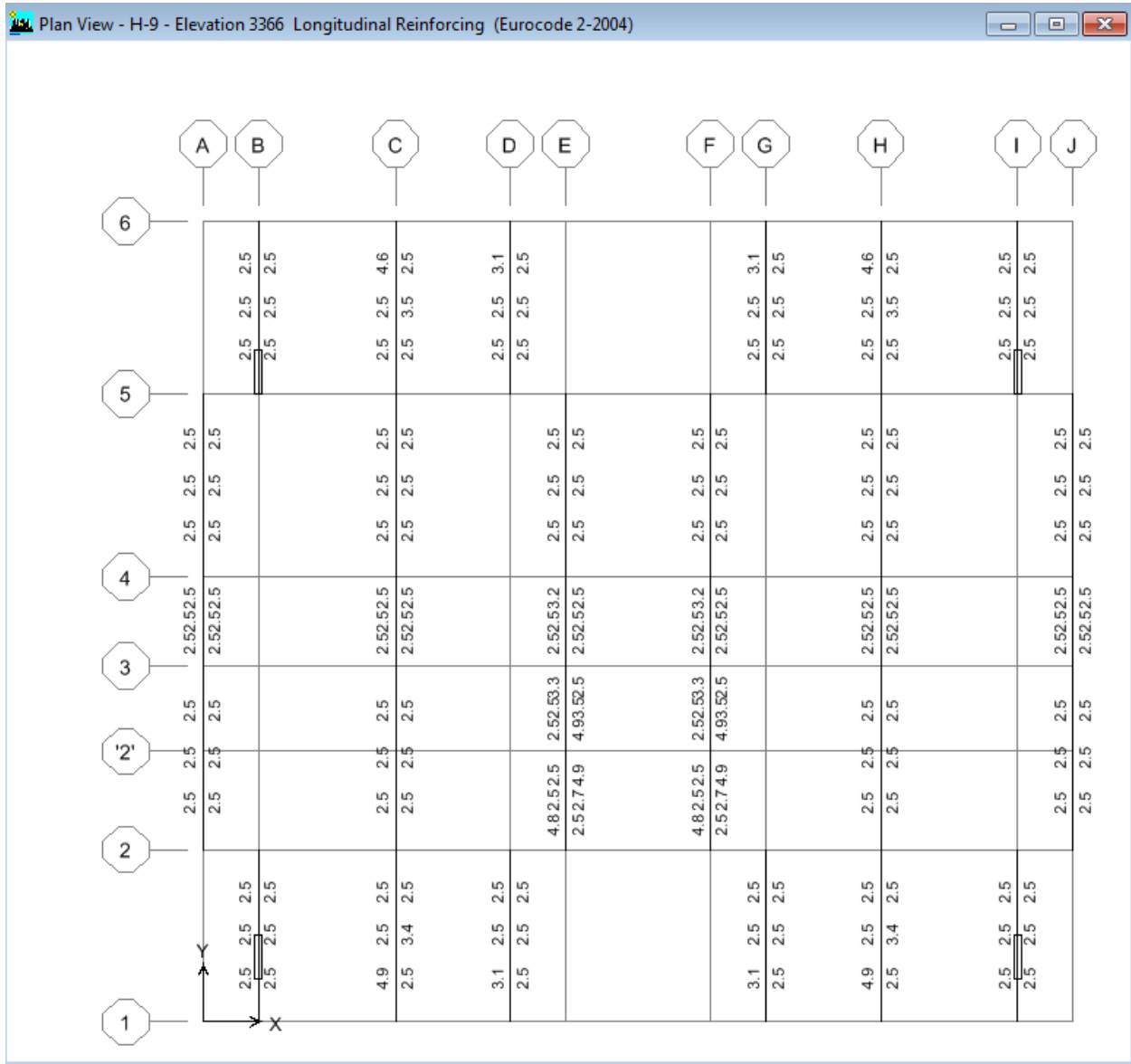


Figure 62 Calcul Ferrailages A Est Effectuée Par EUROCODE-2-2004.

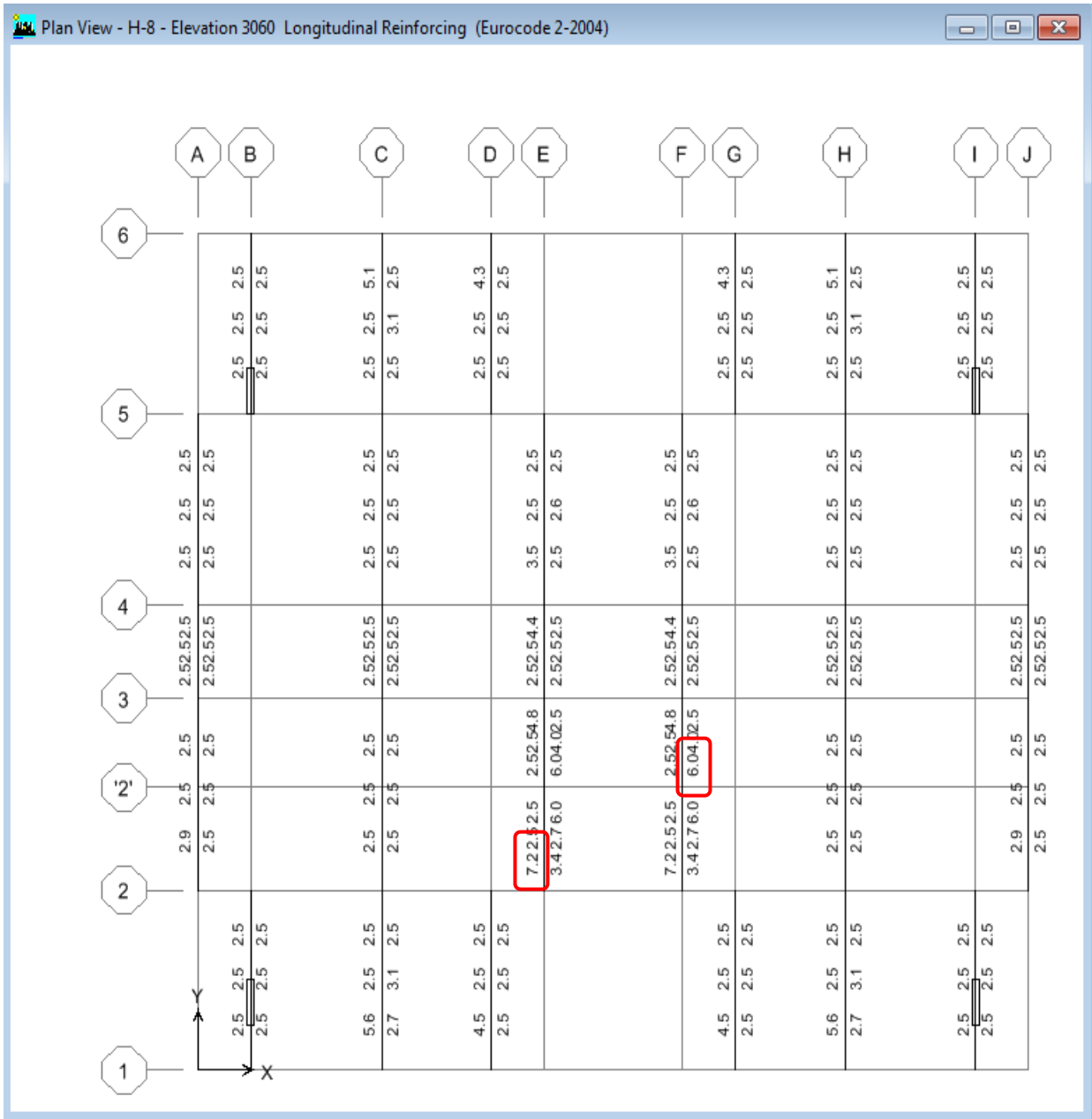
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



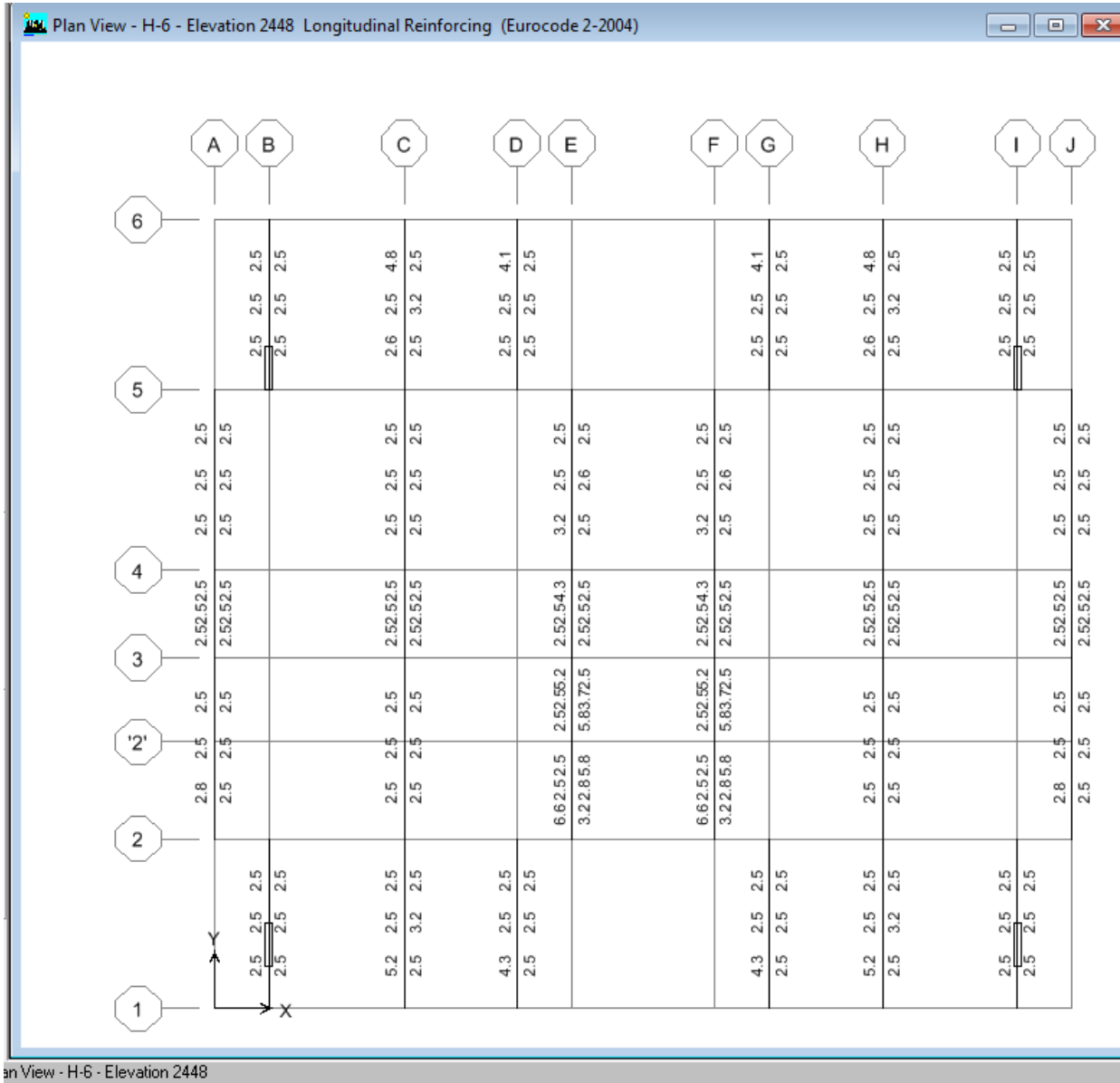
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



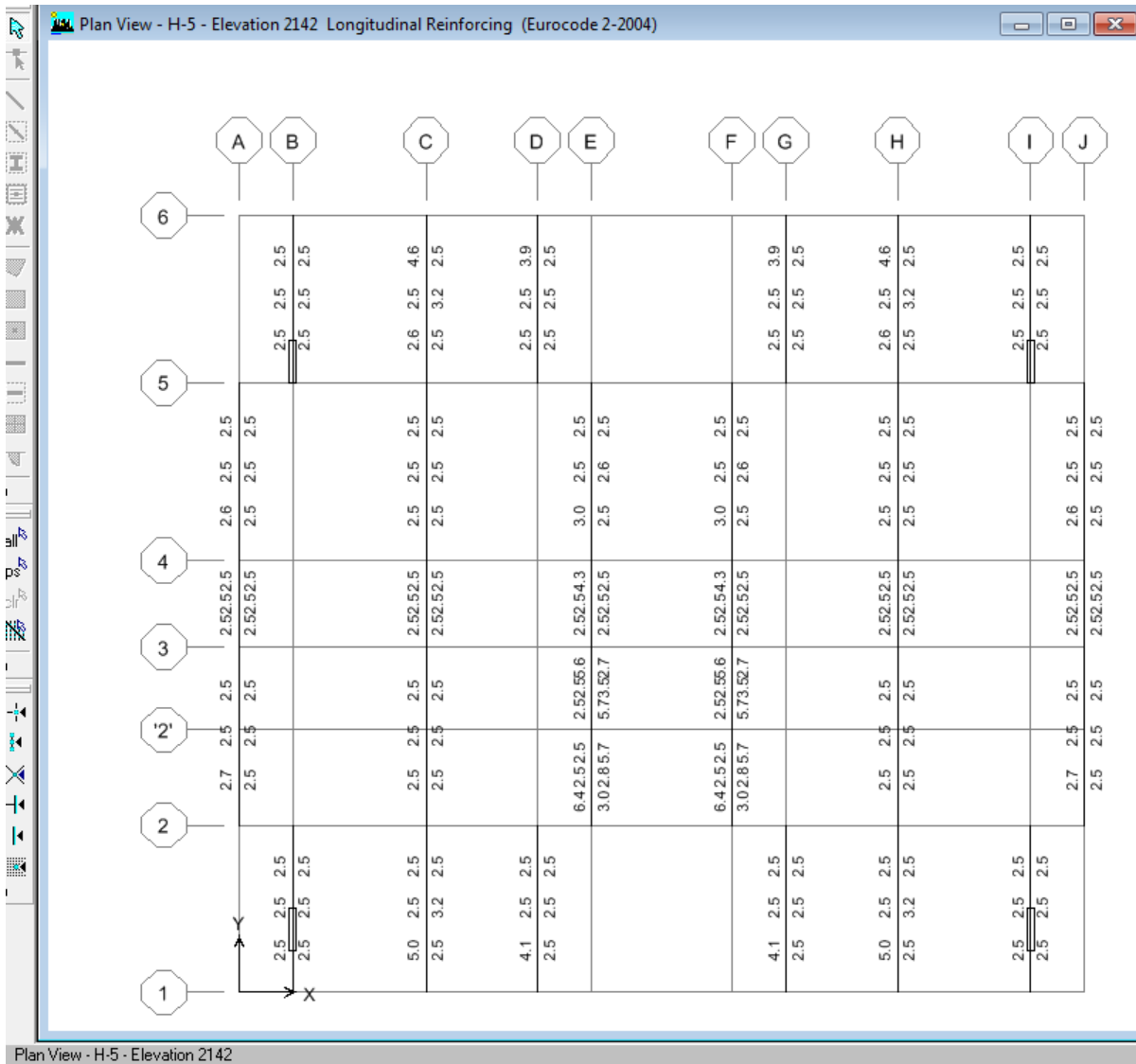
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



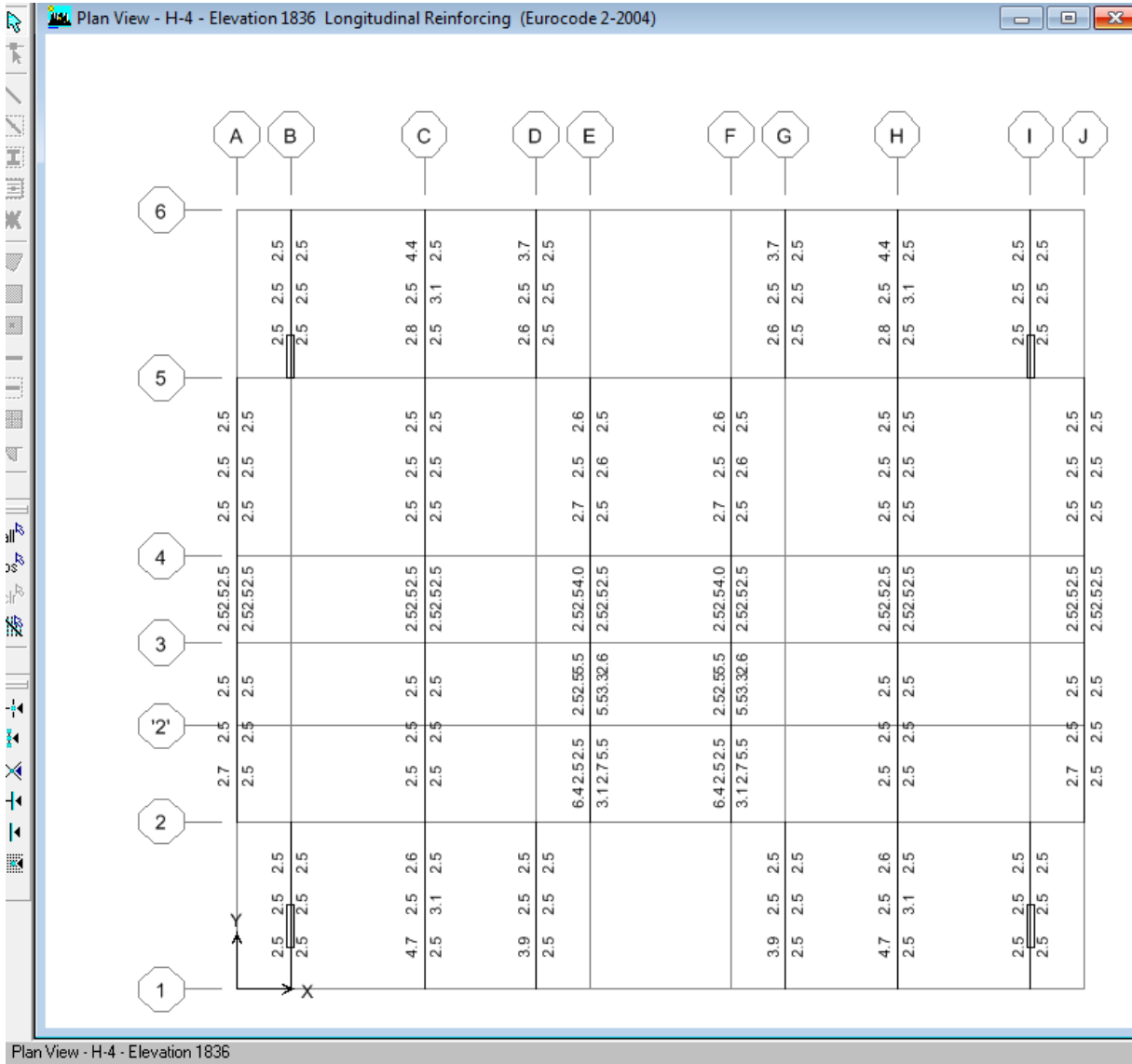
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



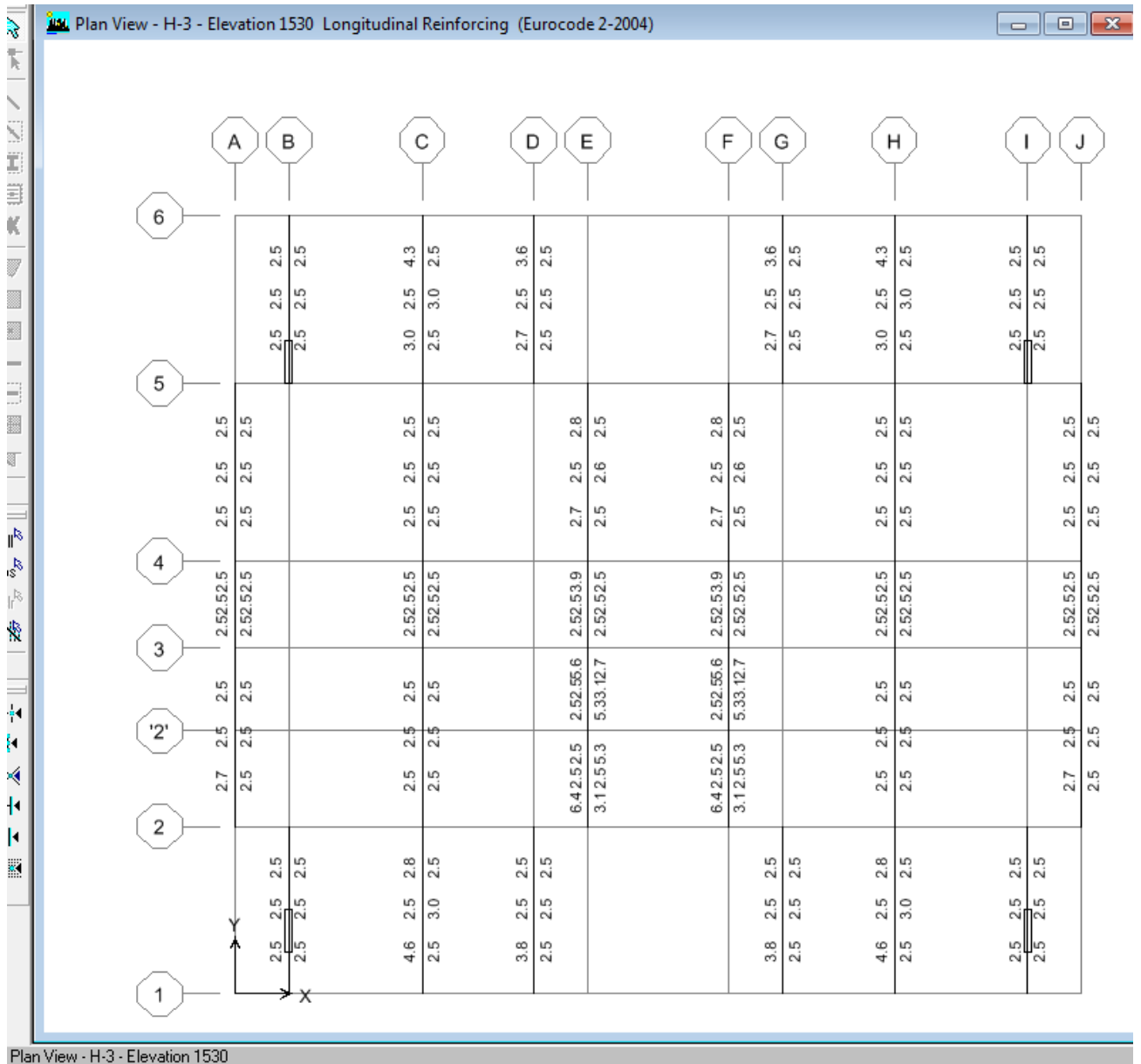
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



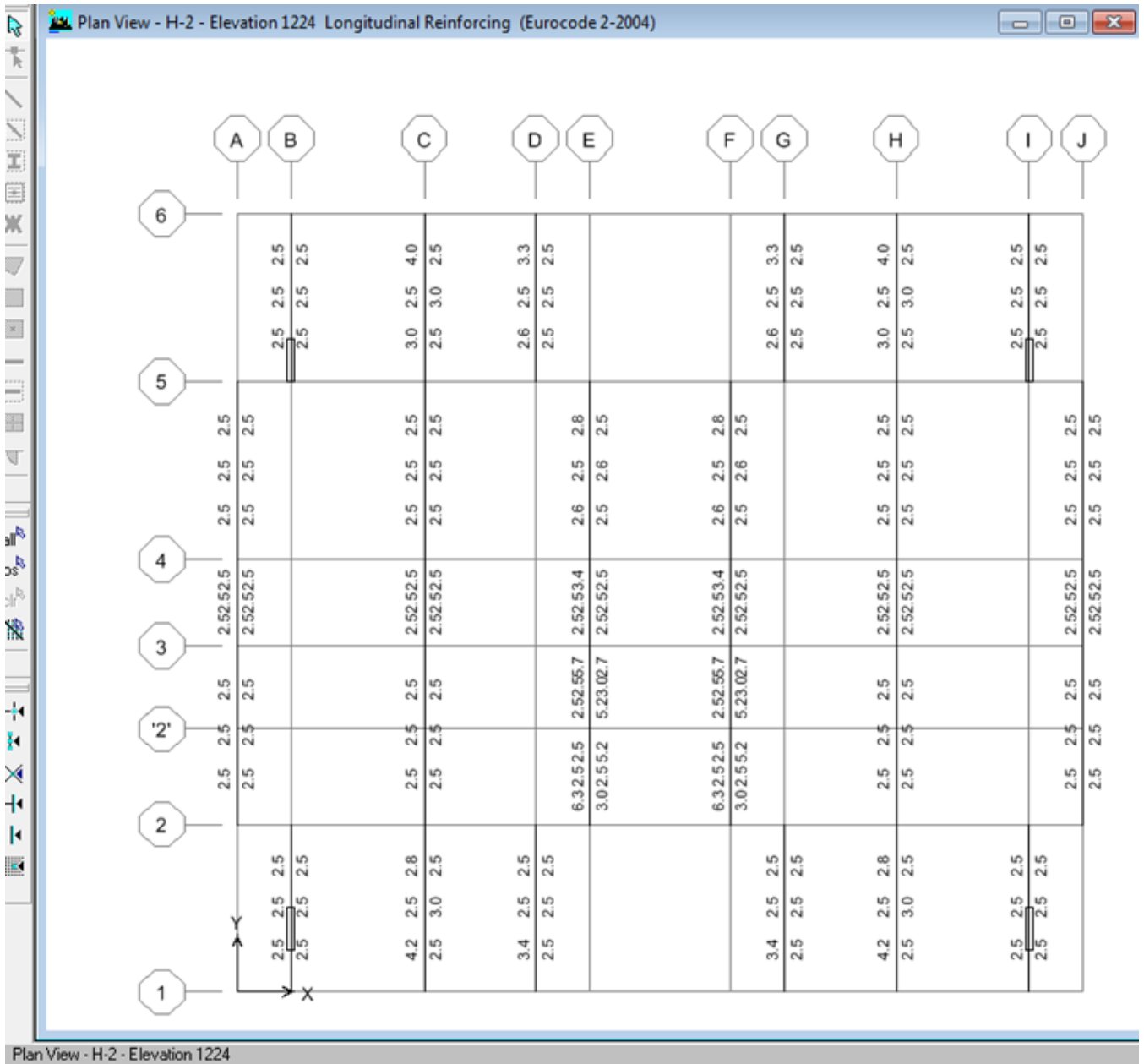
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



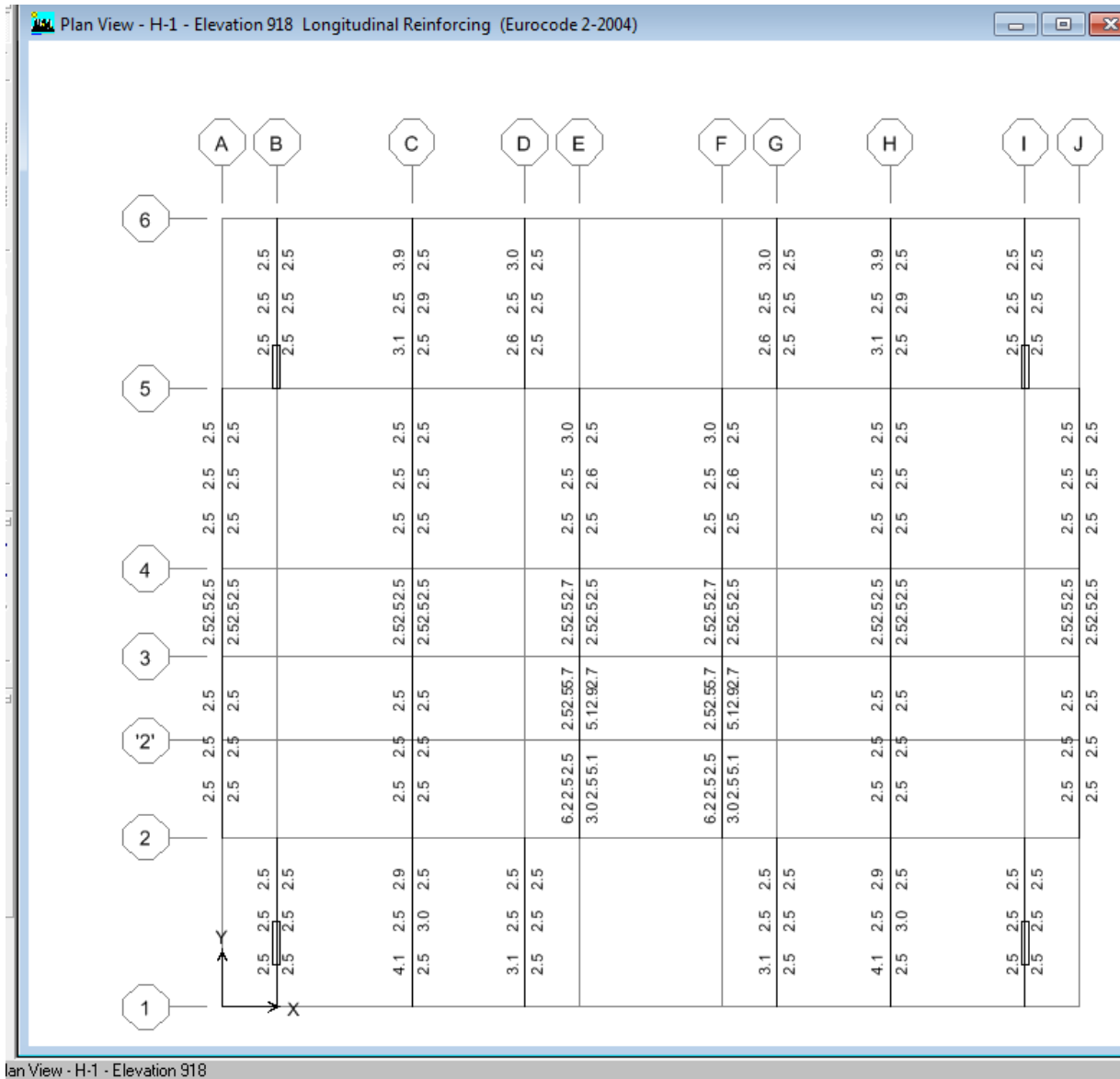
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



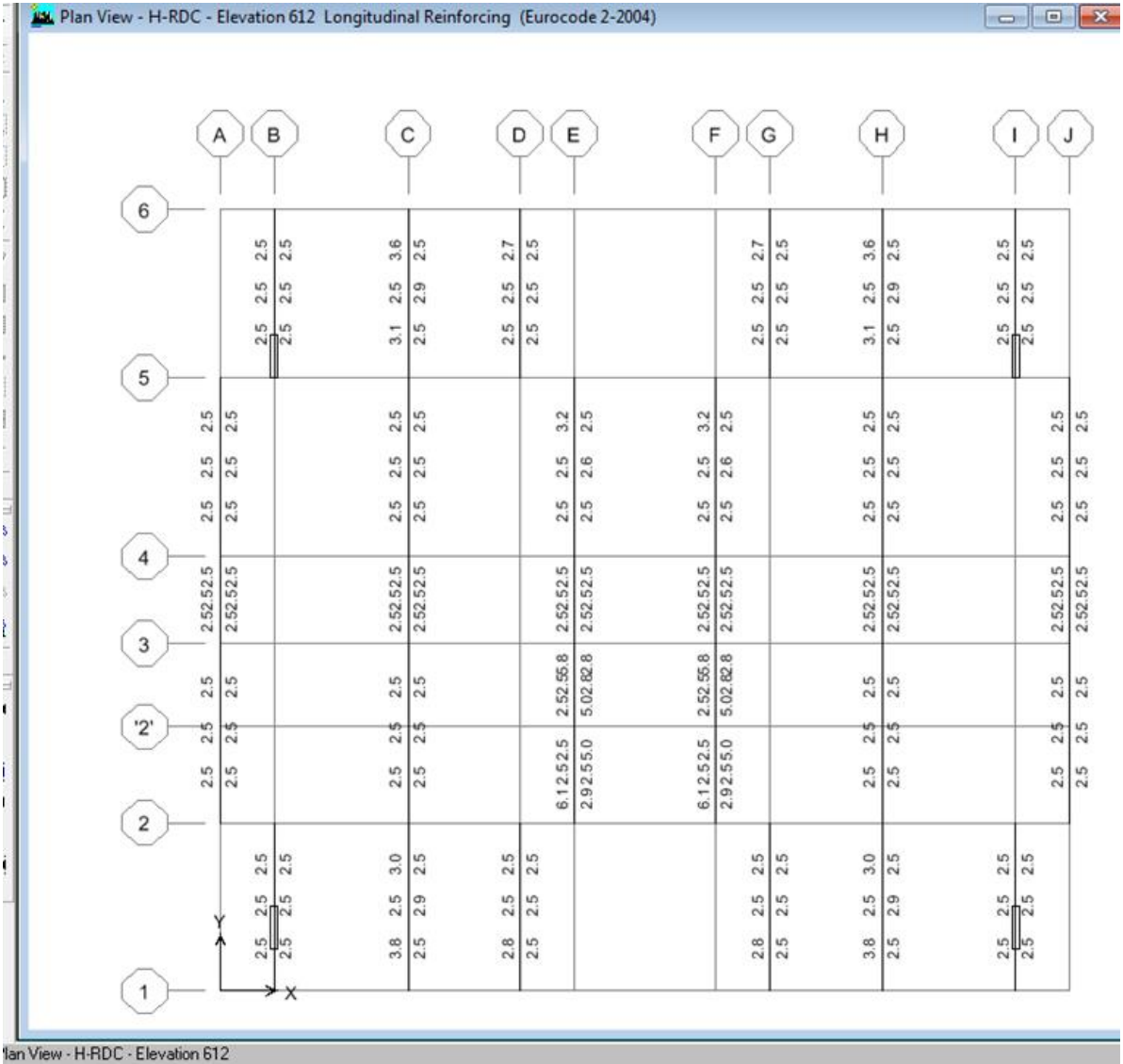
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

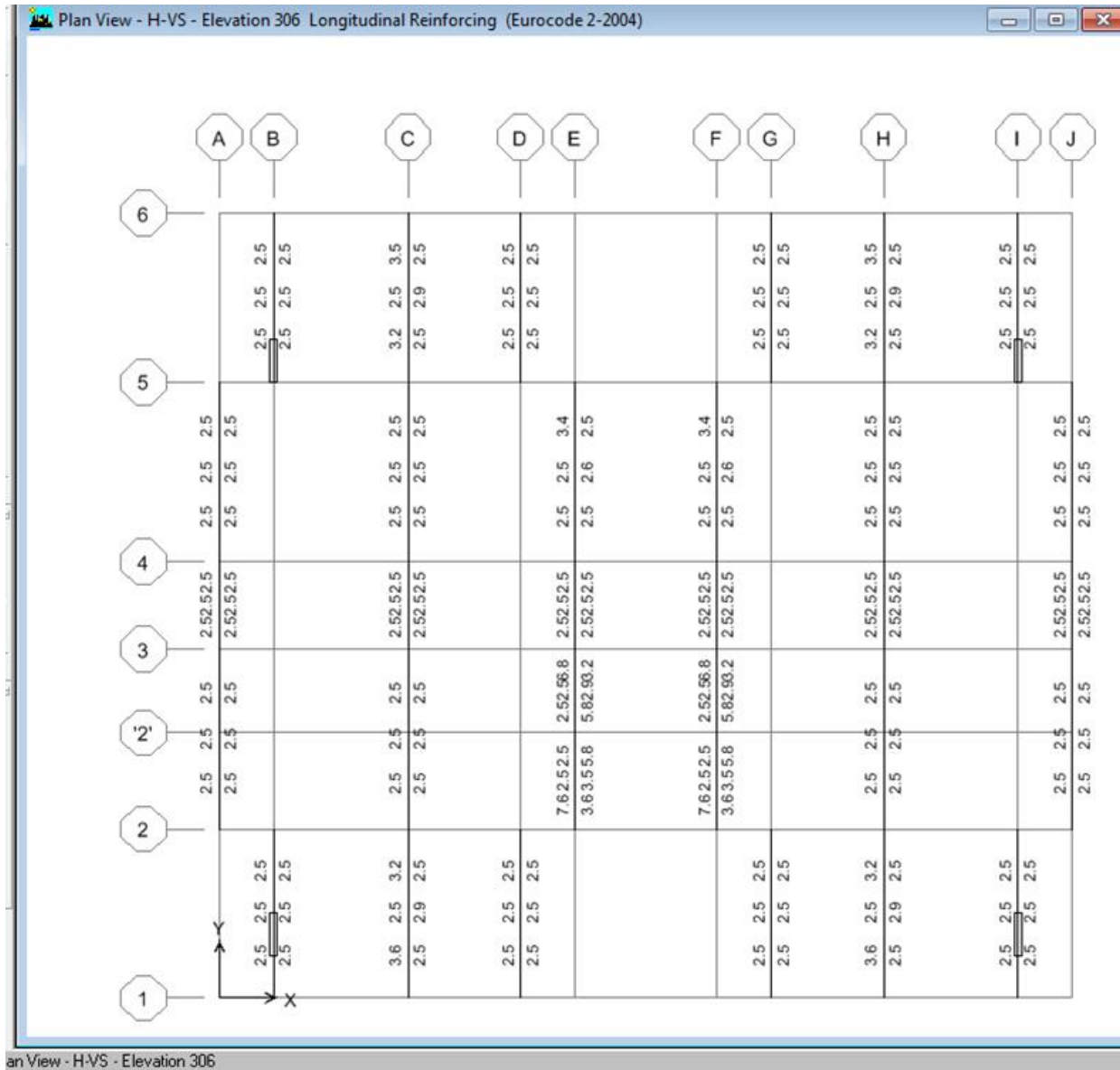
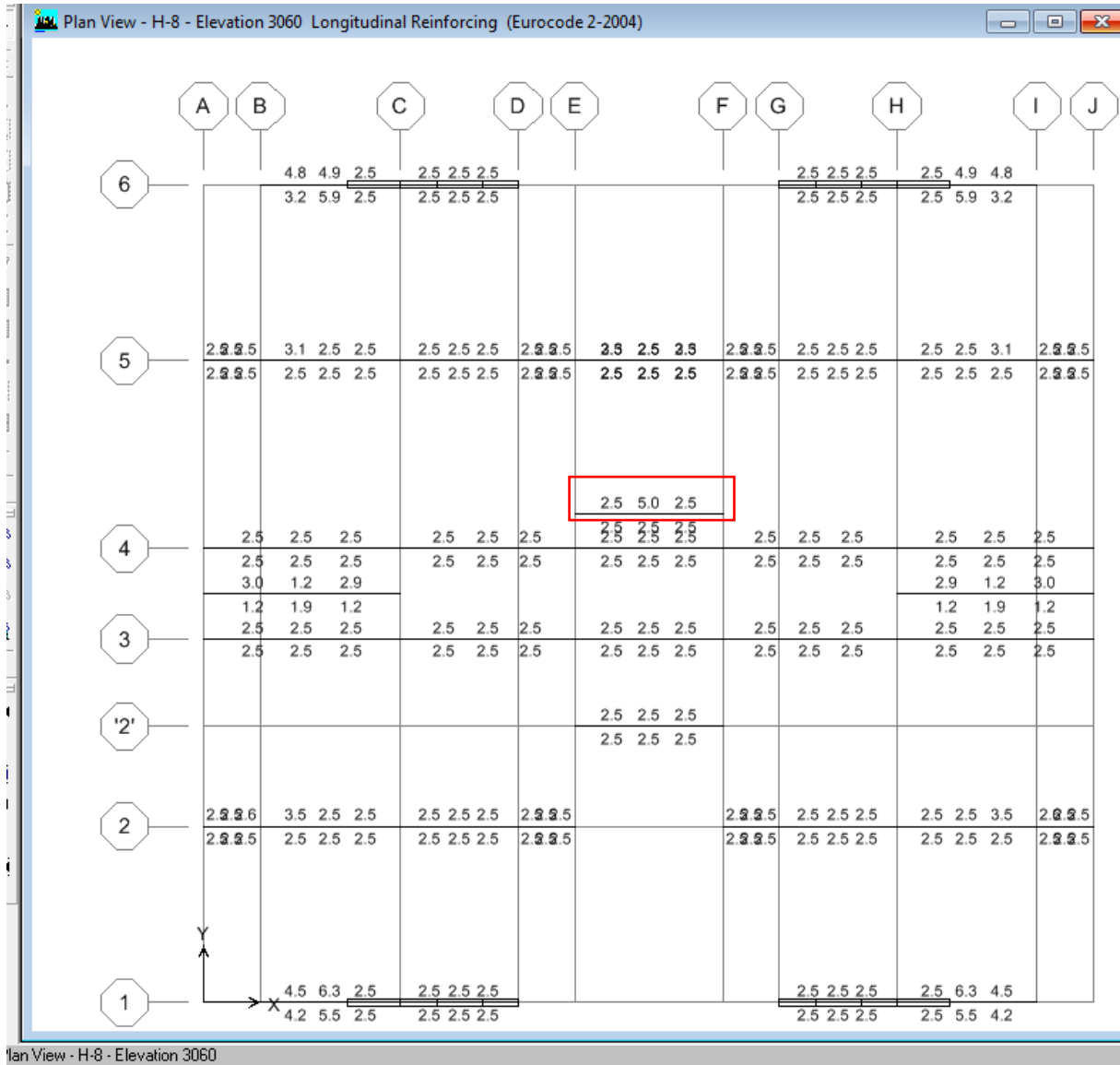
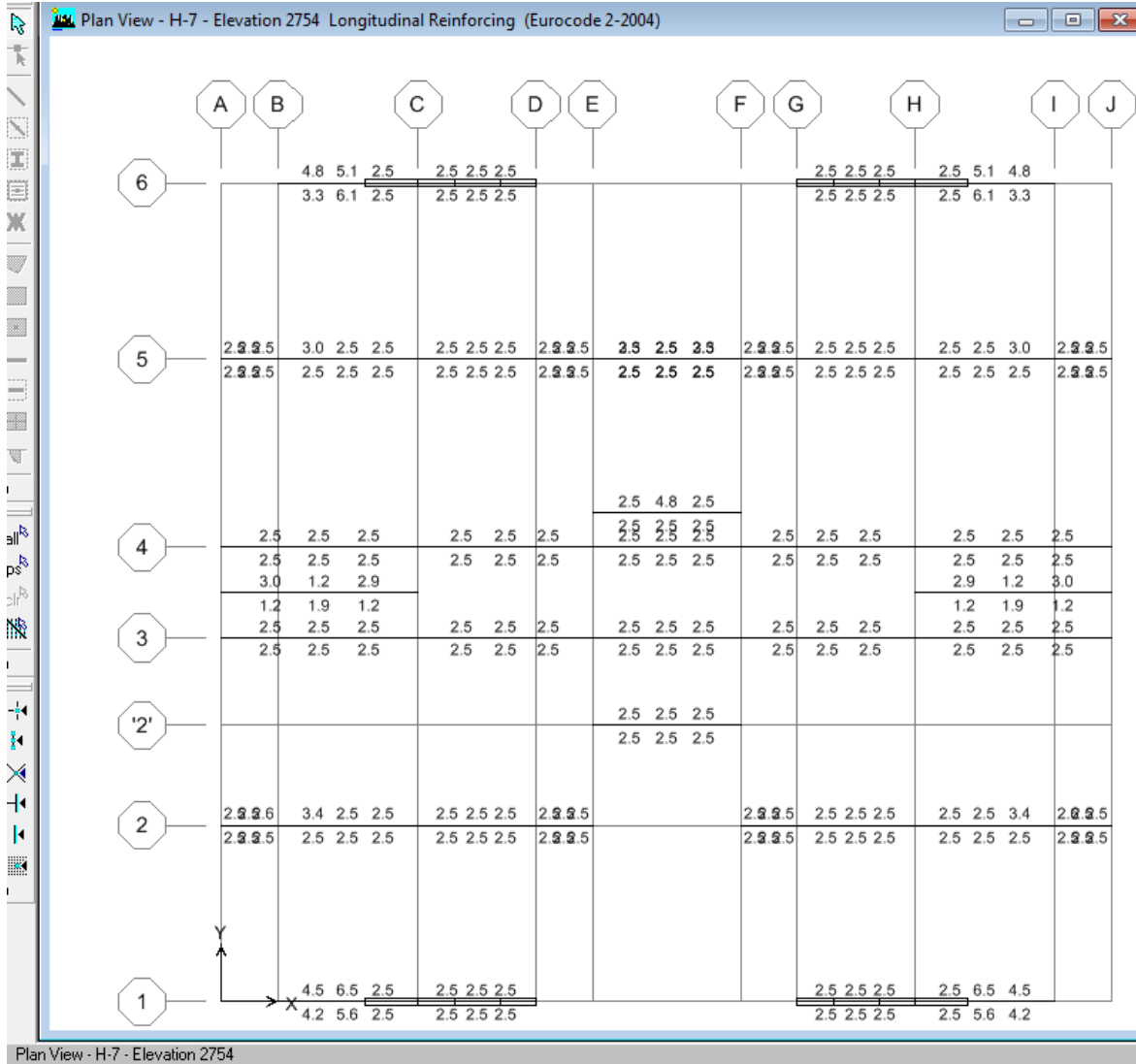


Figure 63 Les Poutres.

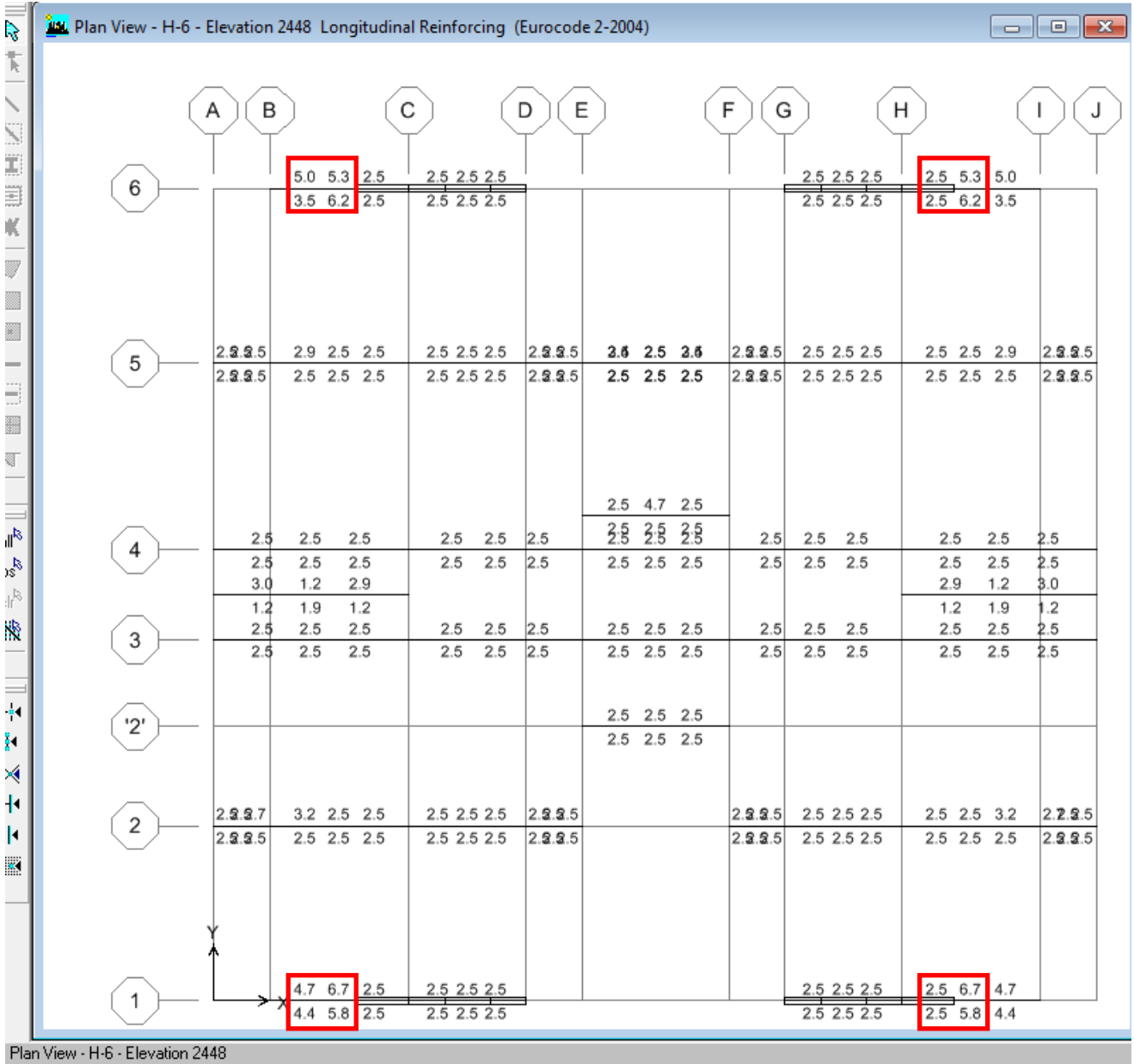
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



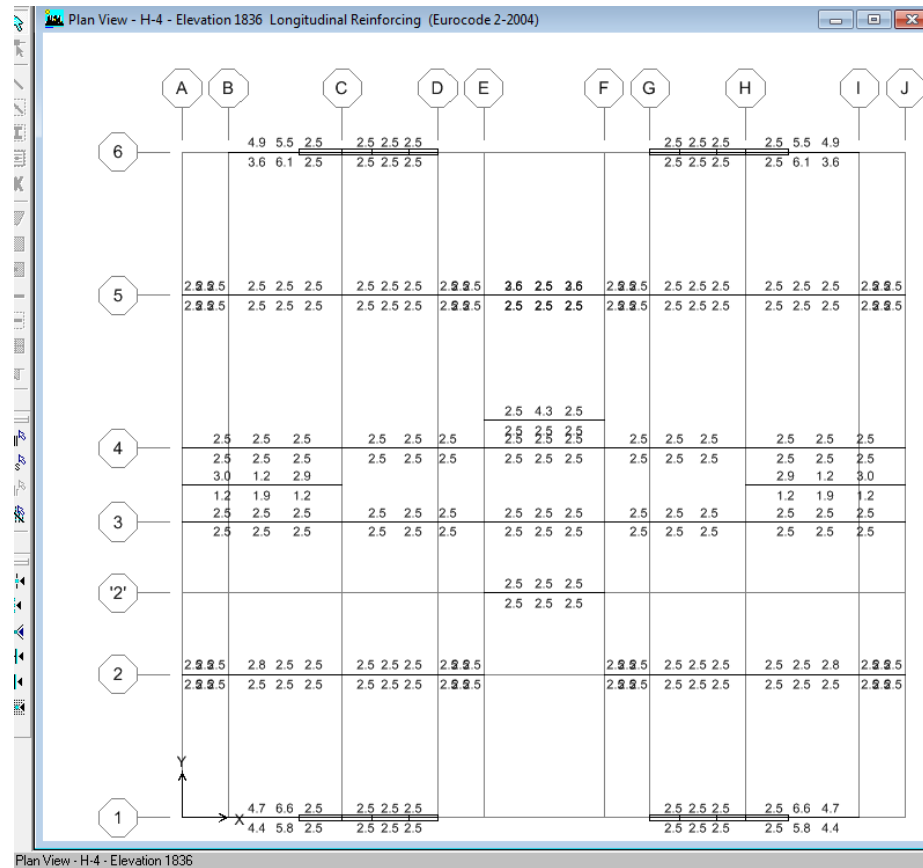
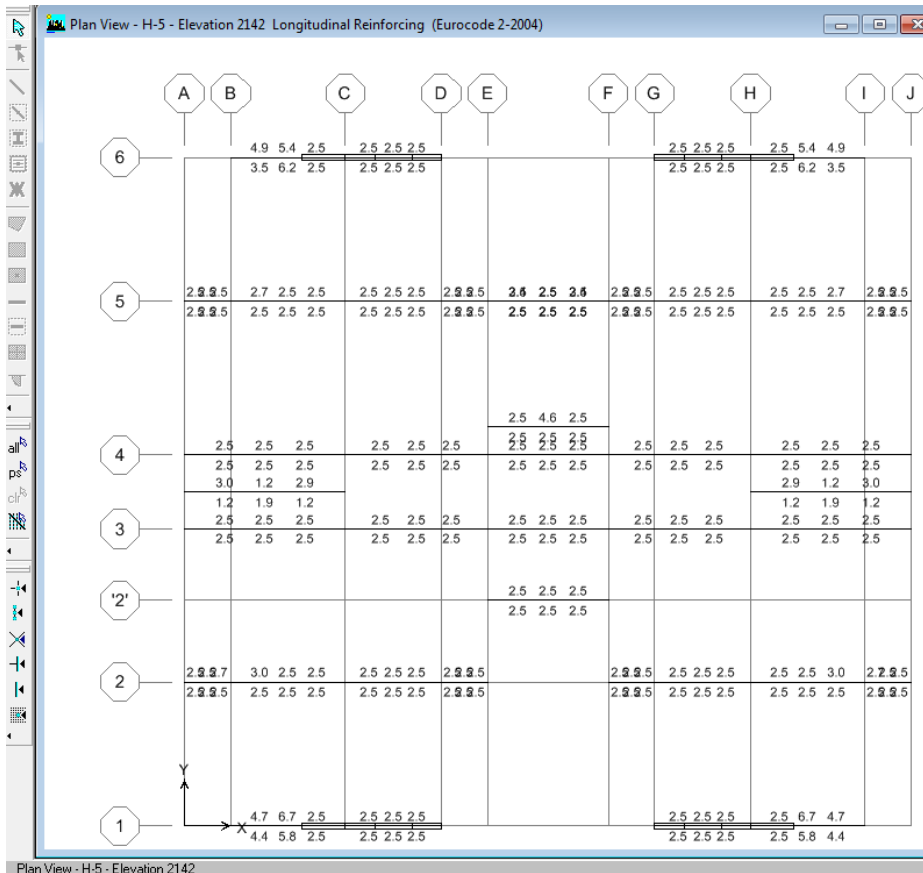
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



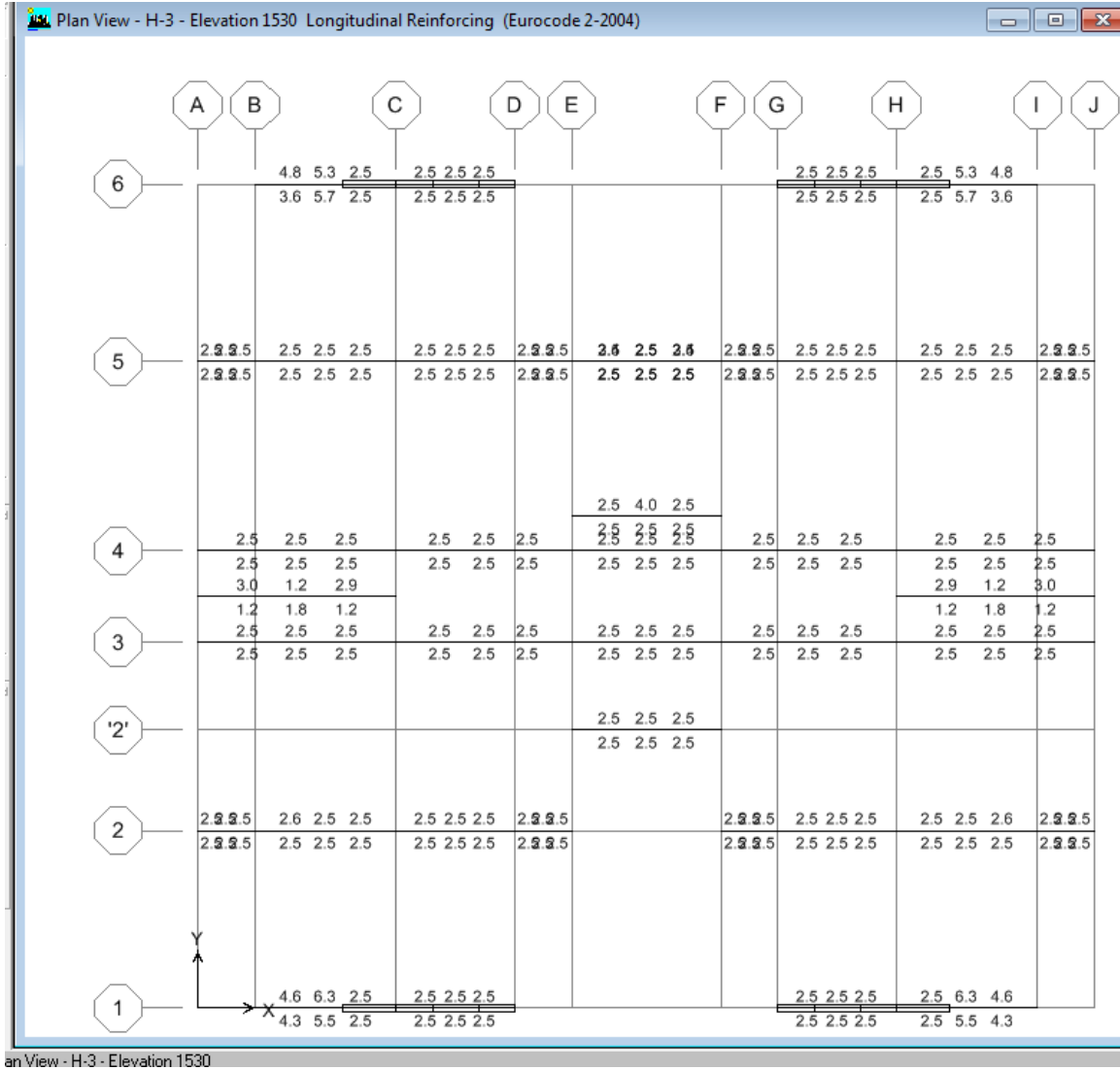
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



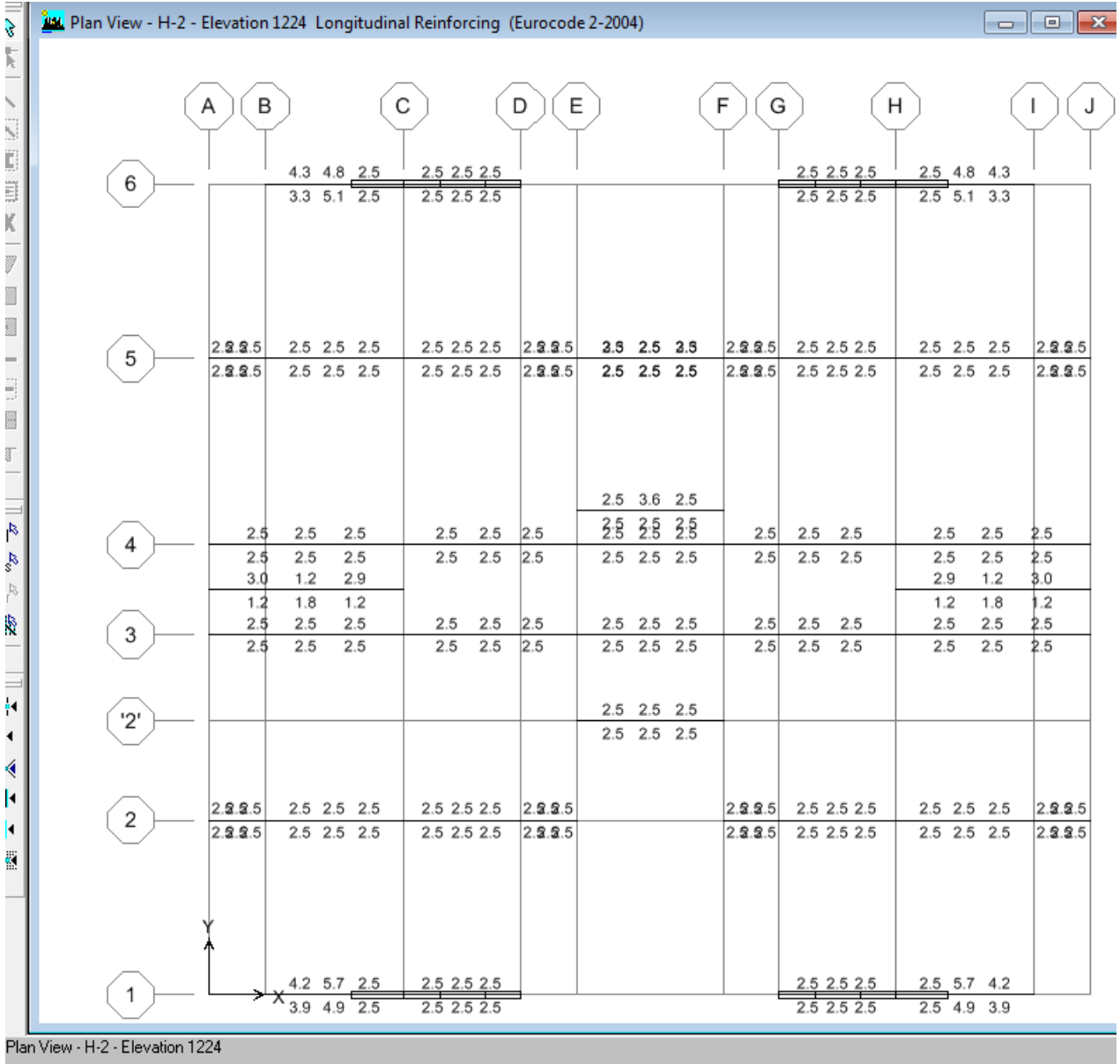
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



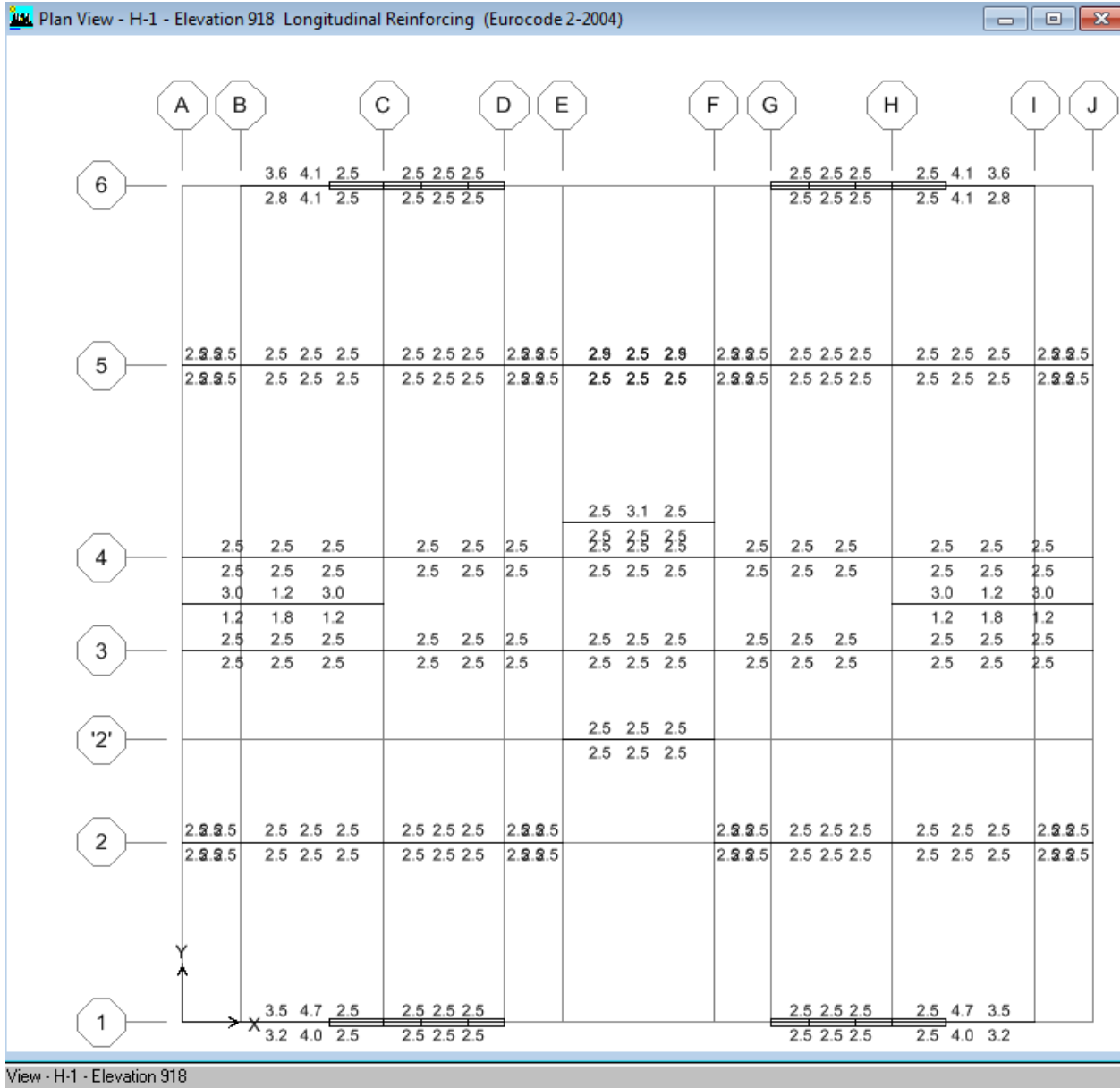
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



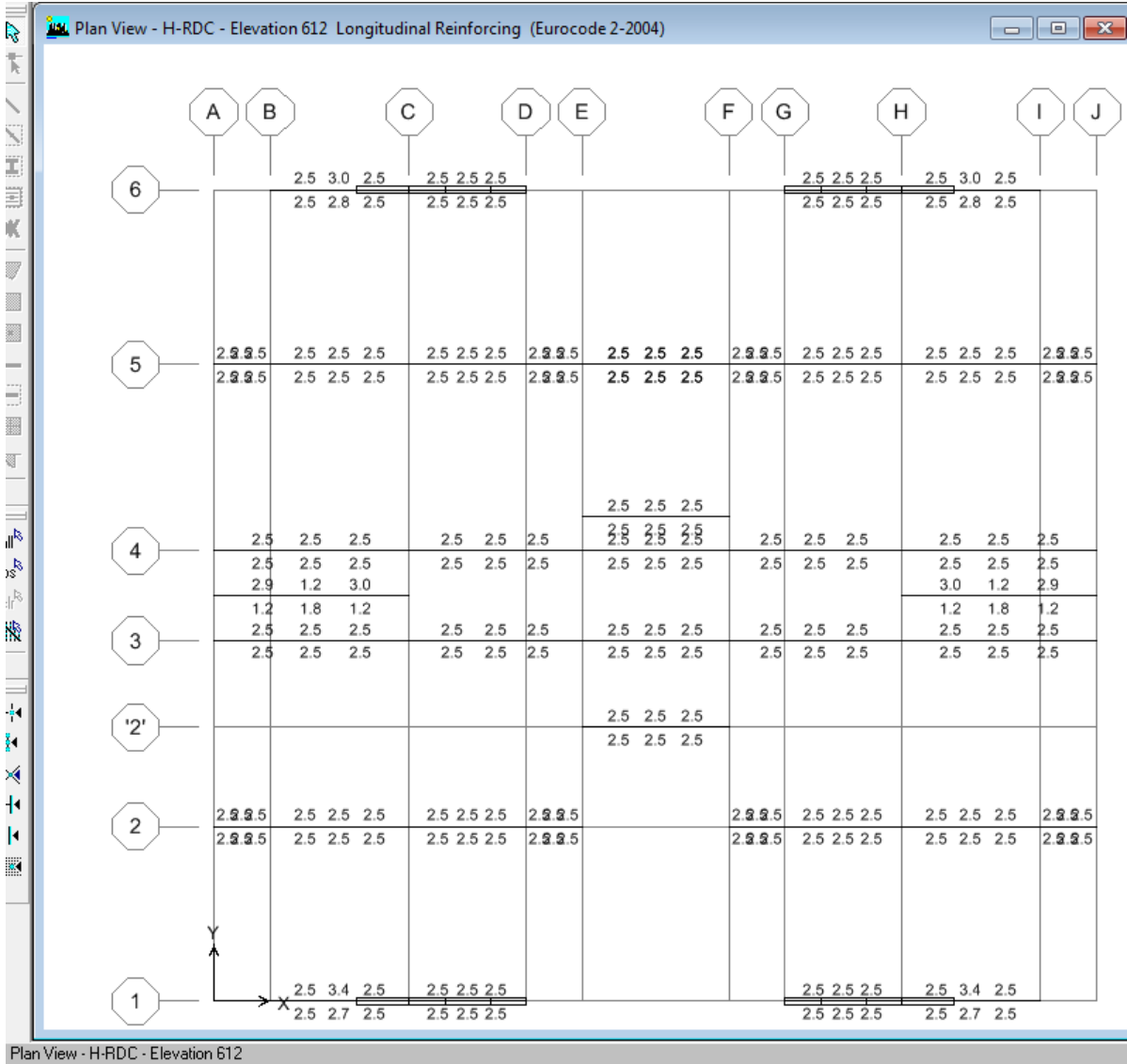
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



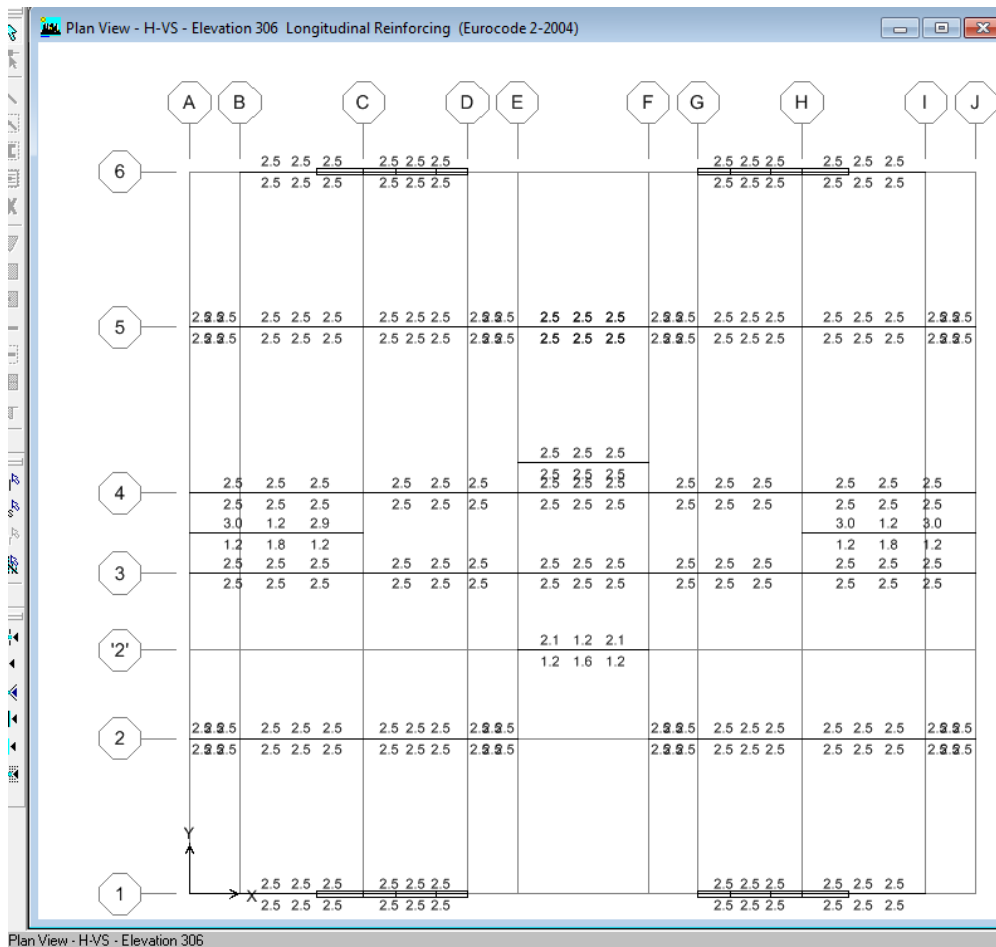
CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



| <i>Le cas plus défavorable</i> | | |
|---|--|--|
| <i>Poutre</i> | A appuis cm ² sup | A travée cm ² inf |
| | Section adopté | Section adopté |
| <i>P : 30X35</i> | 7.2 | 6 |
| | 3T14fil+3T12CHP = 8.01 cm² | 3T14fil+2T12CHP = 6.88 cm² |
| <i>CH 30X35</i> | 2.5 | 2.5 |
| | 3T12 fil= 3.39 cm² | 3T12 fil= 3.39 cm² |
| <i>P-palière 30X35</i> | 5 | 5 |
| | 3T14fil+2T12FIL = 6.88 cm ² | 3T14fil+2T12FIL = 6.88 cm² |
| <i>Aux niv voile AXE 6 ET 1</i> | 6.7 | 6.2 |
| | 3T12FIL+ 3T12 chp=6.79cm ² | 3T12FIL+ 3T12 chp=6.79cm ² |

Tableau 40 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Poutres Principales, Secondaires P-Palière Et Voile AXE.

3.3 Les Armatures transversales (A_t) :

$$\varnothing \leq \min \begin{cases} \frac{h_{\max}}{35} = \frac{400}{35} = 11.42 \text{ mm} \\ \varnothing \ell_{\min} = 12 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } \varnothing t = 8 \text{ mm.}$$

Espacement des A_t :

$$\text{Zone nodale : } s \leq \min \begin{cases} \frac{h_{\max}}{4} = 10 \text{ cm} \\ 12\varnothing \ell_{\min} = 14,4 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend : } \boxed{S = 10 \text{ cm.}}$$

$$L' = 2.h$$

Zone courante :

$$S' \leq \frac{h_{\max}}{2} = 20 \text{ cm, donc on adopte un espacement de } 15 \text{ cm en zone courante.}$$

Vérification RPA :

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm²** (1 cadre + 1 étrier).

4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargés de reprendre la majeure partie des efforts horizontaux dus entre autres au séisme.

Ils seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant V_2 et verticalement à la flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M_3 , ces derniers seront tirés à partir du logiciel ETABS v9.7 sous les combinaisons d'actions suivantes :

- Selon le règlement CBA93 (situation durable).
- Selon le RPA 99 (situation accidentelle).

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

4.1 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE LA RESISTANCE (ART5.3/RPA99/2003) :

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux.

Leur assemblage ainsi que les éléments non structuraux critiques :

$$S d \leq R d$$

$S d$: sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

$R d$: sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

-La condition $S d \leq R d$ est équivalente à $S d / R d \leq 1$

-Le logiciel ETABS nous fournit le rapport Sd / Rd sous la forme de D/C

On va proposer un ferrailage uniforme et on va vérifier par le rapport Demande / Capacité est comme suit :

Soit : T12/e=15cm dans la zone courante T12 /e=15 cm dans la zone nodale et sur tous les niveaux.

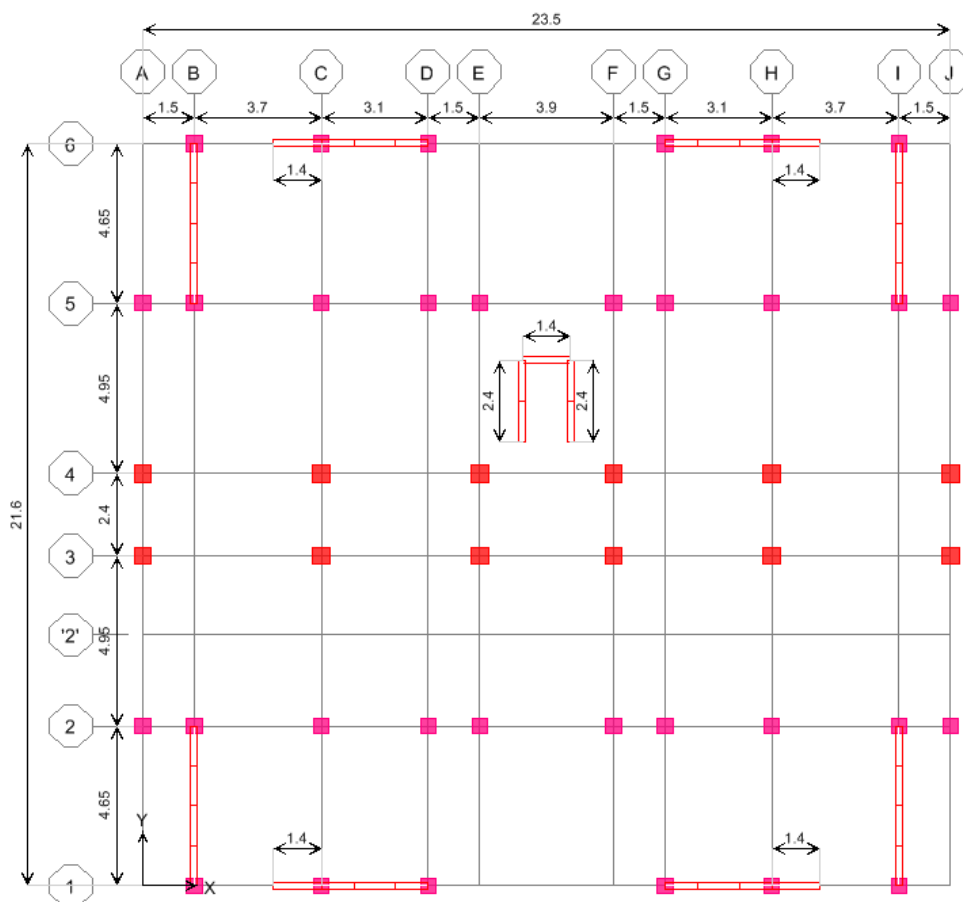


Figure 64 Les Dimensions Des Voiles.

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

4.2 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE LA RESISTANCE (ART 5. 3RPA99/2003) :

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux.

Leurs assemblages ainsi que les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

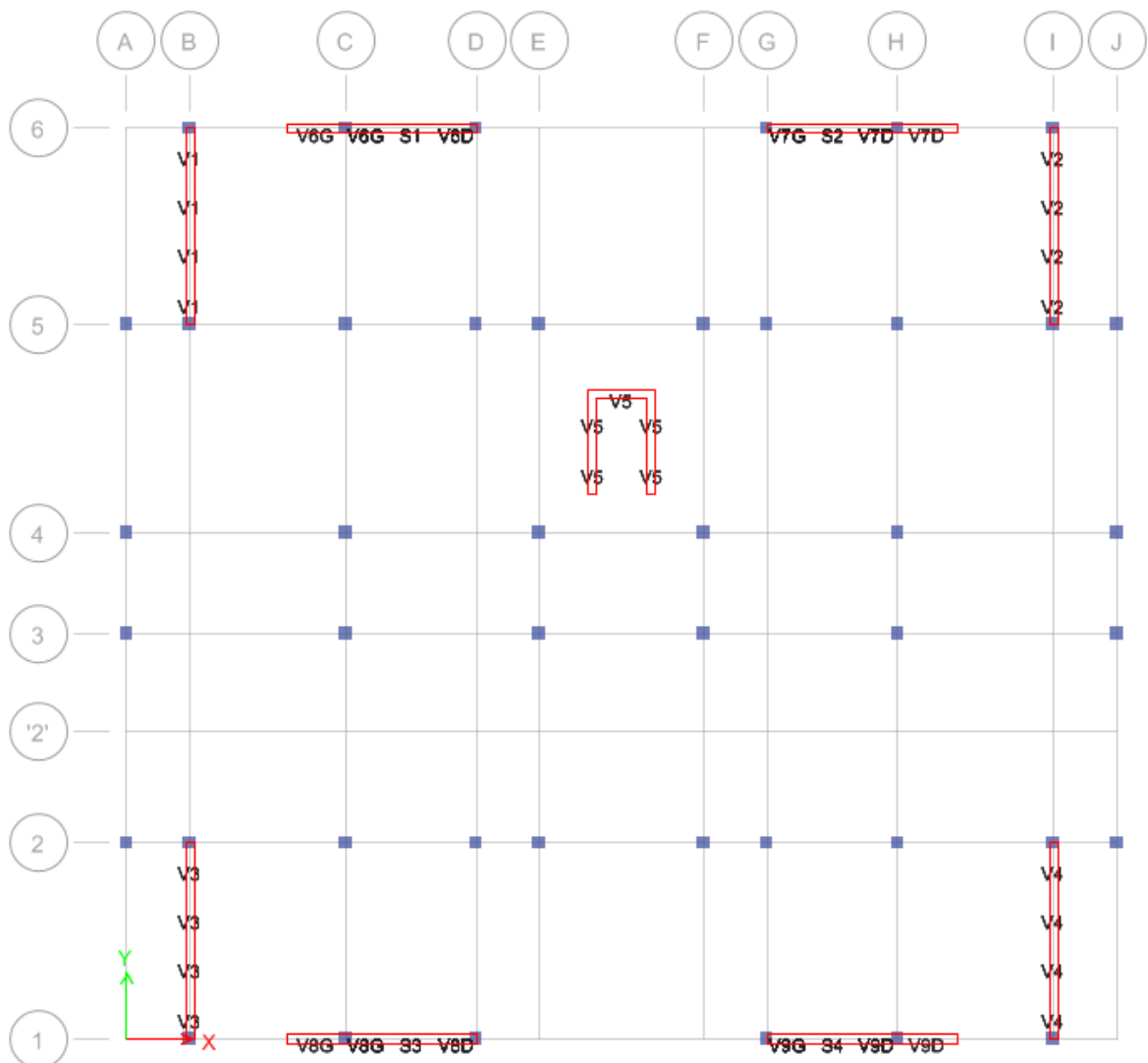
S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

-La condition $S_d \leq R_d$ est équivalente à $S_d / R_d \leq 1$

-Le logiciel ETABS nous fournit le rapport S_d / R_d sous la forme de **D/C**

On va proposer un ferrailage uniforme et on va vérifier par le rapport Demande / Capacité est comme suit :



CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

| | Story | Pier Label | Station | Edge Rebar | End Rebar | Rebar Spacing mm | D/C Ratio |
|---|-------|------------|---------|------------|-----------|---------------------|-----------|
| | H-RDC | V1 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.393 |
| | H-VS | V1 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.241 |
| | H-RDC | V2 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.393 |
| | H-VS | V2 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.241 |
| | H-RDC | V3 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.391 |
| | H-VS | V3 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.245 |
| | H-RDC | V4 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.391 |
| | H-VS | V4 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.245 |
| | H-RDC | V5 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.233 |
| ▶ | H-RDC | V5 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.233 |
| | H-RDC | V5 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.233 |
| | H-VS | V5 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.237 |
| | H-VS | V5 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.237 |
| | H-VS | V5 | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.237 |
| | H-RDC | V6D | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.796 |
| | H-VS | V6D | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.26 |
| | H-RDC | V7G | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.796 |
| | H-VS | V7G | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.26 |
| | H-RDC | V8D | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.834 |
| | H-VS | V8D | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.268 |
| | H-RDC | V9G | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.834 |
| | H-VS | V9G | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.268 |
| | H-RDC | V6G | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.409 |
| | H-VS | V6G | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.17 |
| | H-RDC | V7D | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.409 |
| | H-VS | V7D | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.17 |
| | H-RDC | V8G | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.421 |
| | H-VS | V8G | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.174 |
| | H-RDC | V9D | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.421 |
| | H-VS | V9D | Bottom | 14d | 14d | 150 | 0.174 |

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

| Shear Wall Pier Summary - Eurocode 2-2004 | | | | | | | |
|---|-------|------------|---------|------------|-----------|---------------------|-----------|
| 9 de 30 Reload Apply | | | | | | | |
| | Story | Pier Label | Station | Edge Rebar | End Rebar | Rebar Spacing mm | D/C Ratio |
| | H-2 | V1 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.308 |
| | H-1 | V1 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.356 |
| | H-2 | V2 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.308 |
| | H-1 | V2 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.356 |
| | H-2 | V3 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.296 |
| | H-1 | V3 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.349 |
| | H-2 | V4 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.296 |
| | H-1 | V4 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.349 |
| | H-2 | V5 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.197 |
| | H-2 | V5 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.197 |
| | H-2 | V5 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.197 |
| | H-1 | V5 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.215 |
| | H-1 | V5 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.215 |
| | H-1 | V5 | Top | 12d | 12d | 150 | 0.215 |
| | H-2 | V6D | Top | 12d | 12d | 150 | 0.42 |
| | H-1 | V7G | Top | 12d | 12d | 150 | 0.636 |
| | H-2 | V8D | Top | 12d | 12d | 150 | 0.45 |
| | H-1 | V8D | Top | 12d | 12d | 150 | 0.686 |
| | H-2 | V9G | Top | 12d | 12d | 150 | 0.45 |
| | H-1 | V9G | Top | 12d | 12d | 150 | 0.686 |
| | H-2 | V6G | Top | 12d | 12d | 150 | 0.199 |
| | H-1 | V6G | Top | 12d | 12d | 150 | 0.226 |
| | H-2 | V7D | Top | 12d | 12d | 150 | 0.199 |
| | H-1 | V7D | Top | 12d | 12d | 150 | 0.226 |
| | H-2 | V8G | Top | 12d | 12d | 150 | 0.207 |
| | H-1 | V8G | Top | 12d | 12d | 150 | 0.234 |
| | H-2 | V9D | Top | 12d | 12d | 150 | 0.207 |
| | H-1 | V9D | Top | 12d | 12d | 150 | 0.234 |

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

| | Story | Pier Label | Station | Edge Rebar | End Rebar | Rebar Spacing mm | D/C Ratio |
|--|-------|------------|---------|------------|-----------|---------------------|-----------|
| | H-5 | V5 | Top | 10d | 10d | 150 | 0.145 |
| | H-5 | V5 | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.14 |
| | H-5 | V5 | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.14 |
| | H-5 | V5 | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.14 |
| | H-4 | V5 | Top | 10d | 10d | 150 | 0.163 |
| | H-4 | V5 | Top | 10d | 10d | 150 | 0.163 |
| | H-4 | V5 | Top | 10d | 10d | 150 | 0.163 |
| | H-4 | V5 | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.16 |
| | H-4 | V5 | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.16 |
| | H-4 | V5 | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.16 |
| | H-3 | V5 | Top | 10d | 10d | 150 | 0.181 |
| | H-3 | V5 | Top | 10d | 10d | 150 | 0.181 |
| | H-3 | V5 | Top | 10d | 10d | 150 | 0.181 |
| | H-3 | V5 | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.179 |
| | H-3 | V5 | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.179 |
| | H-3 | V5 | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.179 |
| | H-5 | V6D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.295 |
| | H-5 | V6D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.352 |
| | H-4 | V6D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.353 |
| | H-4 | V6D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.44 |
| | H-3 | V6D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.343 |
| | H-3 | V6D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.485 |
| | H-5 | V7G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.295 |
| | H-5 | V7G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.352 |
| | H-4 | V7G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.353 |
| | H-4 | V7G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.44 |
| | H-3 | V7G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.343 |
| | H-3 | V7G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.485 |
| | H-5 | V8D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.304 |
| | H-5 | V8D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.374 |
| | H-4 | V8D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.37 |
| | H-4 | V8D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.475 |
| | H-3 | V8D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.368 |
| | H-3 | V8D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.529 |
| | H-5 | V9G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.304 |
| | H-5 | V9G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.374 |
| | H-4 | V9G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.37 |
| | H-4 | V9G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.475 |
| | H-3 | V9G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.368 |
| | H-3 | V9G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.529 |
| | H-5 | V6G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.167 |
| | H-5 | V6G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.154 |
| | H-4 | V6G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.176 |
| | H-4 | V6G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.184 |
| | H-3 | V6G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.182 |
| | H-3 | V6G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.191 |
| | H-5 | V7D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.167 |
| | H-5 | V7D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.154 |
| | H-4 | V7D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.176 |
| | H-4 | V7D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.184 |
| | H-3 | V7D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.182 |
| | H-3 | V7D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.191 |
| | H-5 | V8G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.175 |
| | H-5 | V8G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.181 |
| | H-4 | V8G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.184 |
| | H-4 | V8G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.195 |
| | H-3 | V8G | Top | 10d | 10d | 150 | 0.19 |
| | H-3 | V8G | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.213 |
| | H-5 | V9D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.175 |
| | H-5 | V9D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.181 |
| | H-4 | V9D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.184 |
| | H-4 | V9D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.195 |
| | H-3 | V9D | Top | 10d | 10d | 150 | 0.19 |
| | H-3 | V9D | Bottom | 10d | 10d | 150 | 0.213 |

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

| | Story | Pier Label | Station | Edge Rebar | End Rebar | Rebar Spacing mm | D/C Ratio |
|---|-------|------------|---------|------------|-----------|---------------------|-----------|
| ▶ | H-6 | V1 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.222 |
| | H-6 | V2 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.222 |
| | H-6 | V3 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.206 |
| | H-6 | V4 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.206 |
| | H-6 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.129 |
| | H-6 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.129 |
| | H-6 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.129 |
| | H-6 | V6D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.761 |
| | H-6 | V7G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.761 |
| | H-6 | V8D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.789 |
| | H-6 | V9G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.789 |
| | H-6 | V6G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.268 |
| | H-6 | V7D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.268 |
| | H-6 | V8G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.286 |
| | H-6 | V9D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.286 |

| | Story | Pier Label | Station | Edge Rebar | End Rebar | Rebar Spacing mm | D/C Ratio |
|---|-------|------------|---------|------------|-----------|---------------------|-----------|
| ▶ | H-7 | V1 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.194 |
| | H-7 | V2 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.194 |
| | H-7 | V3 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.193 |
| | H-7 | V4 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.193 |
| | H-7 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.106 |
| | H-7 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.106 |
| | H-7 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.106 |
| | H-7 | V6D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.742 |
| | H-7 | V7G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.742 |
| | H-7 | V8D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.761 |
| | H-7 | V9G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.761 |
| | H-7 | V6G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.323 |
| | H-7 | V7D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.323 |
| | H-7 | V8G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.356 |
| | H-7 | V9D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.356 |

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

| | Story | Pier Label | Station | Edge Rebar | End Rebar | Rebar Spacing mm | D/C Ratio |
|--|-------|------------|---------|------------|-----------|---------------------|-----------|
| | H-8 | V1 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.233 |
| | H-8 | V2 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.233 |
| | H-8 | V3 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.228 |
| | H-8 | V4 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.228 |
| | H-8 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.085 |
| | H-8 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.085 |
| | H-8 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.085 |
| | H-8 | V6D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.744 |
| | H-8 | V7G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.744 |
| | H-8 | V8D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.763 |
| | H-8 | V9G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.763 |
| | H-8 | V6G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.369 |
| | H-8 | V7D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.369 |
| | H-8 | V8G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.408 |
| | H-8 | V9D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.408 |

| | Story | Pier Label | Station | Edge Rebar | End Rebar | Rebar Spacing mm | D/C Ratio |
|--|-------|------------|---------|------------|-----------|---------------------|-----------|
| | H-9 | V1 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.356 |
| | H-9 | V2 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.356 |
| | H-9 | V3 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.36 |
| | H-9 | V4 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.36 |
| | H-9 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.066 |
| | H-9 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.066 |
| | H-9 | V5 | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.066 |
| | H-9 | V6D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.96 |
| | H-9 | V7G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.96 |
| | H-9 | V8D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.971 |
| | H-9 | V9G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.971 |
| | H-9 | V6G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.552 |
| | H-9 | V7D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.552 |
| | H-9 | V8G | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.58 |
| | H-9 | V9D | Bottom | 8d | 8d | 150 | 0.58 |

Figure 65 Ferrailages Des Voiles.

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

| voile | Niveaux | Ferrailage adopté (verticale) | Ferrailage adopté (horizontale) zone courant | Raidisseur |
|--------------|------------------|--------------------------------------|---|-------------------|
| V1 | Sous-sol+ RDC | T14 e 15cm | T12e 15cm | Ferrailages PT |
| V2 | | T14 e 15cm | T12e 15cm | Ferrailages PT |
| V3 | | T14 e 15cm | T12e 15cm | Ferrailages PT |
| V4 | | T14 e 15cm | T12e 15cm | Ferrailages PT |
| V5 | | T14 e 15cm | T12e 15cm | L : 30cm-6T14 |
| V6 D | | T14 e 15cm | T12e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V6 G | | T14 e 15cm | T12e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V7 D | | T14 e 15cm | T12e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V7 G | | T14 e 15cm | T12e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V8 D | | T14 e 15cm | T12e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V8 G | | T14 e 15cm | T12e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V9 D | | T14 e 15cm | T12e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V9 G | | T14 e 15cm | T12e 15cm | L : 25cm-4T14 |

Tableau 41 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Voiles Du Sous-Sol + RDC.

| voile | Niveaux | Ferrailage adopté (verticale) | Ferrailage adopté (horizontale) zone courant | Raidisseur |
|--------------|--|--------------------------------------|---|-------------------|
| V1 | 1 ^{ere} étage 2 ^{eme} étage | T12 e 15cm | T10e 15cm | Ferrailages PT |
| V2 | | T12 e 15cm | T10e 15cm | Ferrailages PT |
| V3 | | T12 e 15cm | T10e 15cm | Ferrailages PT |
| V4 | | T12 e 15cm | T10e 15cm | Ferrailages PT |
| V5 | | T12 e 15cm | T10e 15cm | L : 30cm-6T14 |
| V6 D | | T12 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V6 G | | T12 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V7 D | | T12 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V7 G | | T12 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V8 D | | T12 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V8 G | | T12 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V9 D | | T12 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V9 G | | T12 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |

Tableau 42 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Voiles Du 1ere Etage Et 2eme Etage.

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

| voile | Niveaux | Ferrailage adopté (verticale) | Ferrailage adopté (horizontale) zone courant | Raidisseur |
|-------|------------------------|-------------------------------|--|----------------|
| V1 | 3 ^{eme} étage | T10 e 15cm | T10e 15cm | Ferrailages PT |
| V2 | 4 ^{eme} étage | T10 e 15cm | T10e 15cm | Ferrailages PT |
| V3 | 5 ^{eme} étage | T10 e 15cm | T10e 15cm | Ferrailages PT |
| V4 | | T10 e 15cm | T10e 15cm | Ferrailages PT |
| V5 | | T10 e 15cm | T10e 15cm | L : 30cm-6T14 |
| V6 D | | T10 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V6 G | | T10 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V7 D | | T10 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V7 G | | T10 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V8 D | | T10 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V8 G | | T10 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V9 D | | T10 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V9 G | T10 e 15cm | T10e 15cm | L : 25cm-4T14 | |

Tableau 43 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Voiles Du 3eme Etage Et 4eme Etage Et 5eme Etage.

| voile | Niveaux | Ferrailage adopté (verticale) | Ferrailage adopté (horizontale) zone courant | Raidisseur |
|-------|------------------------|-------------------------------|--|----------------|
| V1 | 6 ^{eme} étage | T10 e 15cm | T8e 15cm | Ferrailages PT |
| V2 | 7 ^{eme} étage | T10 e 15cm | T8e 15cm | Ferrailages PT |
| V3 | 8 ^{eme} étage | T10 e 15cm | T8e 15cm | Ferrailages PT |
| V4 | 9 ^{eme} étage | T10 e 15cm | T8e 15cm | Ferrailages PT |
| V5 | | T10 e 15cm | T8e 15cm | L : 30cm-6T14 |
| V6 D | | T10 e 15cm | T8e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V6 G | | T10 e 15cm | T8e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V7 D | | T10 e 15cm | T8e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V7 G | | T10 e 15cm | T8e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V8 D | | T10 e 15cm | T8e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V8 G | | T10 e 15cm | T8e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V9 D | | T10 e 15cm | T8e 15cm | L : 25cm-4T14 |
| V9 G | | T10 e 15cm | T8e 15cm | L : 25cm-4T14 |

Tableau 44 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage Des Voiles Du 6eme Etage 7eme Etage 8eme Etage Et 9eme Etage.

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

Plan View - H-9 - Z = 33.66 (m) ▼ X

Spandrel Design Forces Spandrel Design Forces Spandrel Design Forces ▼ X

1 de 3264 ▶▶ ▶▶ Reload Apply

| | Story | Spandrel | Load Combo | P kN | V2 kN | M3 kN-m |
|---|-------|----------|------------|-----------|-----------|------------|
| ▶ | H-RDC | S4 | GQEX-2 | -65.9195 | -335.1614 | 148.2645 |
| | H-RDC | S4 | GQEX-4 | -65.9195 | -335.1614 | -171.6555 |
| | H-RDC | S4 | GQEX-6 | -111.7978 | -335.1614 | 148.2645 |
| | H-RDC | S4 | GQEX-8 | -111.7978 | -335.1614 | -171.6555 |
| | H-RDC | S2 | GQEX-2 | -64.9736 | -328.2694 | 145.5669 |
| | H-RDC | S2 | GQEX-4 | -64.9736 | -328.2694 | -168.5977 |
| | H-RDC | S2 | GQEX-6 | -106.8627 | -328.2694 | 145.5669 |
| | H-RDC | S2 | GQEX-8 | -106.8627 | -328.2694 | -168.5977 |
| | H-RDC | S4 | GQEX-1 | -65.9195 | -324.1454 | -197.1975 |
| | H-RDC | S4 | GQEX-3 | -65.9195 | -324.1454 | 224.0194 |
| | H-RDC | S4 | GQEX-5 | -111.7978 | -324.1454 | -197.1975 |
| | H-RDC | S4 | GQEX-7 | -111.7978 | -324.1454 | 224.0194 |
| | H-1 | S4 | GQEX-2 | -48.3031 | -323.852 | 160.8153 |
| | H-1 | S4 | GQEX-4 | -48.3031 | -323.852 | -185.4139 |
| | H-1 | S4 | GQEX-6 | -105.7189 | -323.852 | 160.8153 |
| | H-1 | S4 | GQEX-8 | -105.7189 | -323.852 | -185.4139 |
| | H-RDC | S2 | GQEX-1 | -64.9736 | -317.2534 | -193.8367 |
| | H-RDC | S2 | GQEX-3 | -64.9736 | -317.2534 | 218.8023 |
| | H-RDC | S2 | GQEX-5 | -106.8627 | -317.2534 | -193.8367 |
| | H-RDC | S2 | GQEX-7 | -106.8627 | -317.2534 | 218.8023 |
| | H-1 | S2 | GQEX-2 | -47.3499 | -313.0875 | 156.3253 |

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux

JUSTIFICATION DES LINTEAUX

| | |
|-------------------|---------|
| fc28 (MPa) | 25 |
| fe(MPa) | 500 |
| Vu-calcul (kN) | 335.16 |
| Mu-calcul (kN.m) | 148.26 |
| V-majoré (kN) | 469.224 |
| b0 (m) | 0.2 |
| h (m) | 0.86 |
| L (m) | 1.2 |
| d' (m) "enrobage" | 0.025 |
| d (m) | 0.774 |

Vérification contrainte de cisaillement

| | |
|--------------|--------------------------------|
| tb-adm (MPa) | 5 |
| tb (MPa) | 3.0 <i>Contrainte vérifiée</i> |

Calcul du ferrailage

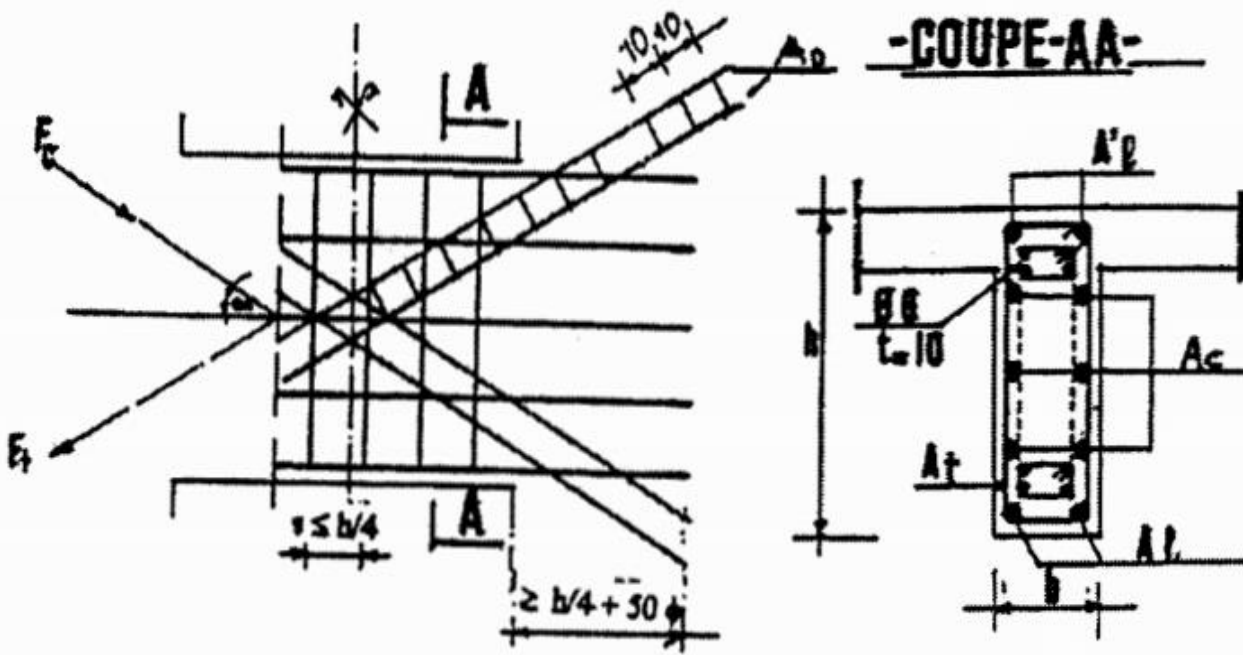
Deuxième cas, nécessite d'armature en ciseau

Type de ferrailage

Deuxième cas:

| | |
|-------------------------------------|--|
| <u>1- Aciers longitudinaux (Al)</u> | |
| Al-min (cm ²) | 2.58 |
| Choix des barres | 2HA14, Al-adoptée = 3.08cm ² |
| <u>2- Armature de peau (Ac)</u> | |
| Ac (cm ²) | 3.44 |
| Choix des barres | 4HA12, AC-adoptée = 34.52cm ² |
| <u>3- Aciers transversaux (At)</u> | |
| Espacement "s" (cm) | 15 |
| At-min (cm ²) | 0.75 |
| Choix des barres | 2 HA 8, At-adopté = 1.01m ² |
| <u>4-Aciers en diagonales (AD)</u> | |
| tga | 0.68 |
| AD (cm ²) | 6.0 |
| AD-min (cm ²) | 2.6 |
| AD-adoptée (cm ²) | 4HA14, AD = 6.16 |

CHAPITRE 5 : Etude Des Eléments Structuraux



$$A_b, A'_l \geq 0.0015 bh$$

$$A_c \geq 0.0020 bh$$

$$A_D \geq 0.0015 bh \quad \text{si } \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

$$A_l \geq 0.0015 bs \quad \text{si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_l \geq 0.0025 bs \quad \text{si } \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

CHAPITRE 6:
Etude
D'Infrastructure

1. Etude Des Fondation :

1.1 Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble. Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol. Elle sert à :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

Avec une capacité admissible du terrain égale à **2.0bars** pour un ancrage **3.06ma** partir du terrain naturel, la première approche de semelle filante et filante croisé nous conduit a des démentions très importante, on opte pour un radier. Qui est un système de fondation composé d'une dalle occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure, il présent les avantages suivants :

- Une meilleure rigidité
- Une bonne répartition des charges.
- Evite le tassement différentiel important.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton
- Rapidité d'exécution

1.2 Définition Du Radier :

Le radier est une dalle en béton armé de grandes dimensions, conçue en tant que fondation superficielle. Une telle solution de fondation est adéquate en cas de sol de faible capacité portante, ce qui nécessite une répartition des charges sur une grande surface de contact de la fondation avec le sol. Dans certaines configurations de fondations superficielles où la somme des surfaces de fondation dépasse la moitié de la surface du bâtiment, il est plus économique de réaliser plutôt une fondation sur radier

1.3 Principaux Types De Radier :

Les principales configurations de radier sont :

a. **Radier-dalle ou radier à dalle plate** : Ce type de radier, caractérisé par une épaisseur constante, est conçu en cas d'une disposition régulière de poteaux avec une charge faible transmise au sol.

b. **Radier à dalle sur des socles sous les poteaux** : Il est conçu en cas de charges élevées provenant des poteaux.

c. **Radier nervuré** : constitué d'un grillage de poutres sous la dalle et dont les nœuds correspondent aux poteaux. Ce type de fondations est adéquat en cas d'efforts de flexion importants et un grand espacement entre les poteaux.

d. **Radier cellulaire ou radier-caisson** : Il est aussi conçu en cas de charges élevées transmises au sol.

1.4 Justification pour le choix de la fondation :

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure. Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Confirmation du choix :

Si nous proposons en première lieu des semelles filante, la surface minimale nécessaires pour que celle-ci transmettre au sol une contrainte inferieure a la contrainte admissible :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} \rightarrow S_s \geq \frac{55059.07}{200} = 275 \text{ m}^2 \text{-----choix confirmé}$$

Avec : S_s : la surface de la semelle

N_{ser} : La somme des efforts normaux apporte par des voiles a la base à P'ELS

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol

Le rapport entre S_s et S_t (surface totale du bâtiment) est déterminant pour le choix du type de fondation :

$$\frac{S_s}{S_t} \geq \frac{275}{548} \times 100 = 50.18\% \geq 50\%$$

Pour éviter le chevauchement des semelles, il serait plus intéressé d'orienter notre choix vers un **radier générale**

2. Etude Du Radier Générale :

- Combinaison d'action :

- ELU $\rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$
- ELS $\rightarrow G + Q$
- ELA $\rightarrow 0.80 G + EX \rightarrow 0.80 G - EX$
- ELA $\rightarrow 0.80 G + EY \rightarrow 0.80 G - EY$
- $G + Q + EX$
- $G + Q + EY$

- Pré dimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher nervuré renversé soumis à la réaction du sol, son pré dimensionnement doit satisfaire Les conditions suivantes :

- *La plus grande portée* : $L_{max} = 520m$
- *La largeur de la nervure* : $b_0 = 0.55 m$
- *Epaisseur de radier* : $h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} = 0.26m$

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} = 0.52m \geq h_0 \geq \frac{L_{max}}{8} = \frac{520}{8} = 0.65m$$

\rightarrow on adopte $h_0 = 0.60 m$

- *La hauteur de la nervure* :

La condition de la longueur élastique (de transfert) :

$$L_{max} \leq \frac{L_{max}}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} =$$

L_e : La portée max entre deux nervures successive (entre axe)

L_e : La longueur élastique de la semelle

E : Module d'élasticité différé du béton $\rightarrow E_d = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818865 \text{ KN/m}^2$

I : L'inertie de la semelle

CHAPITRE 6 : Etude D'Infrastructure

b : la largeur de la semelle

k : Le coefficient de raideur du sol, on peut prendre pour :

$$\sigma_{adm} \rightarrow K = 26751 \text{ KN/m}^3$$

Afin de simplifier les calculs, on considère dans ce qui suit que la nervure a une section rectangulaire à déterminer comme suit :

$$\rightarrow L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \left(\frac{4EI}{Kb} \right)^{1/4} \quad \rightarrow L_{max}^4 \leq \left(\frac{\pi}{2} \right)^4 \cdot \frac{4EI}{Kb}$$

$$\rightarrow I \geq \left(\frac{\pi}{2} \right)^{-4} \cdot \frac{4Kb}{4E} \cdot L_{max}^4 \quad \rightarrow \frac{b \cdot h^3}{12} \geq \left(\frac{\pi}{2} \right)^{-4} \cdot \frac{4Kb}{4E} \cdot L_{max}^4$$

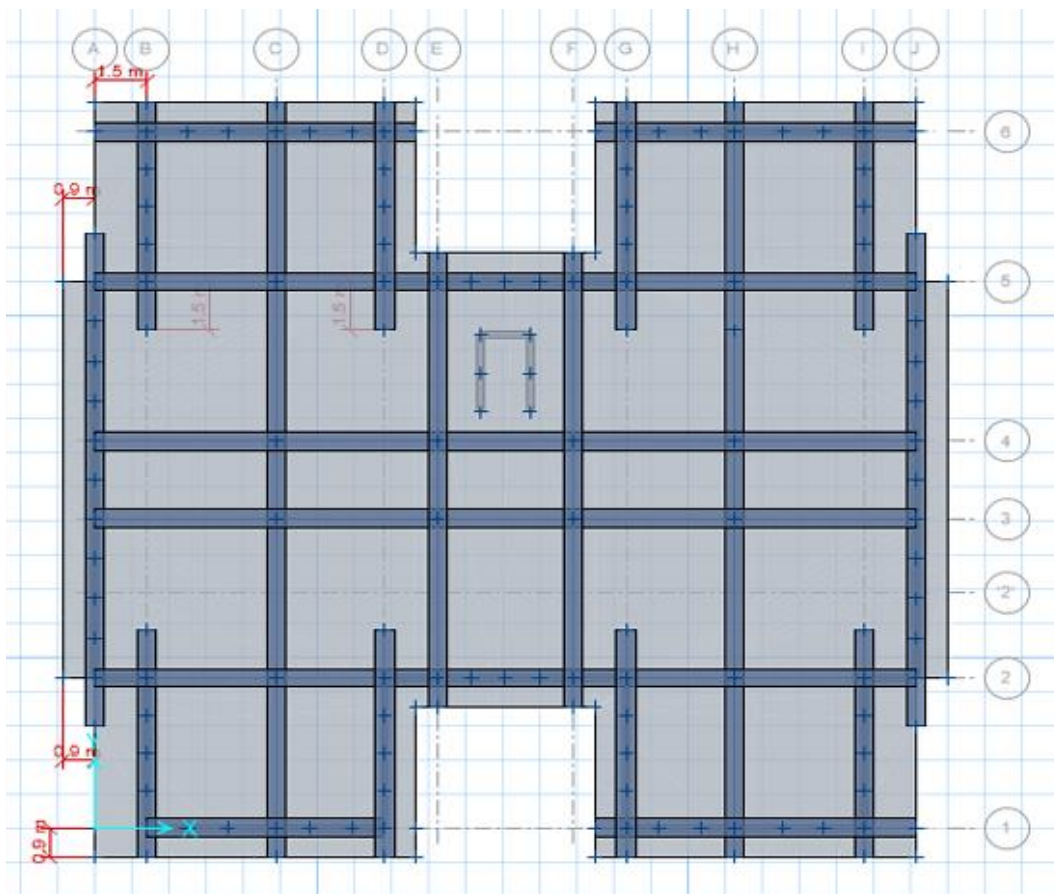
$$\rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[\frac{2}{\pi} \right]^4 \frac{K \cdot b}{4E} \cdot L_{max}^4} \quad \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{0.55} \left[\frac{2}{\pi} \right]^4 \frac{26751 \times 0.55}{4 \times 10818865} \times 5.20^4} = 0.96 \text{ m}$$

→ $h \geq 0.96 \text{ m}$ → Condition vérifiée

→ on prend l'épaisseur de la nervure $h_t = 1.00 \text{ m}$

2.1 Vérification de la contrainte du sol sous le radier :

a. ELU : $\bar{\sigma}_s = 1.33 \times 2.00 = 2.66 \text{ bars}$



CHAPITRE 6 : Etude D'Infrastructure

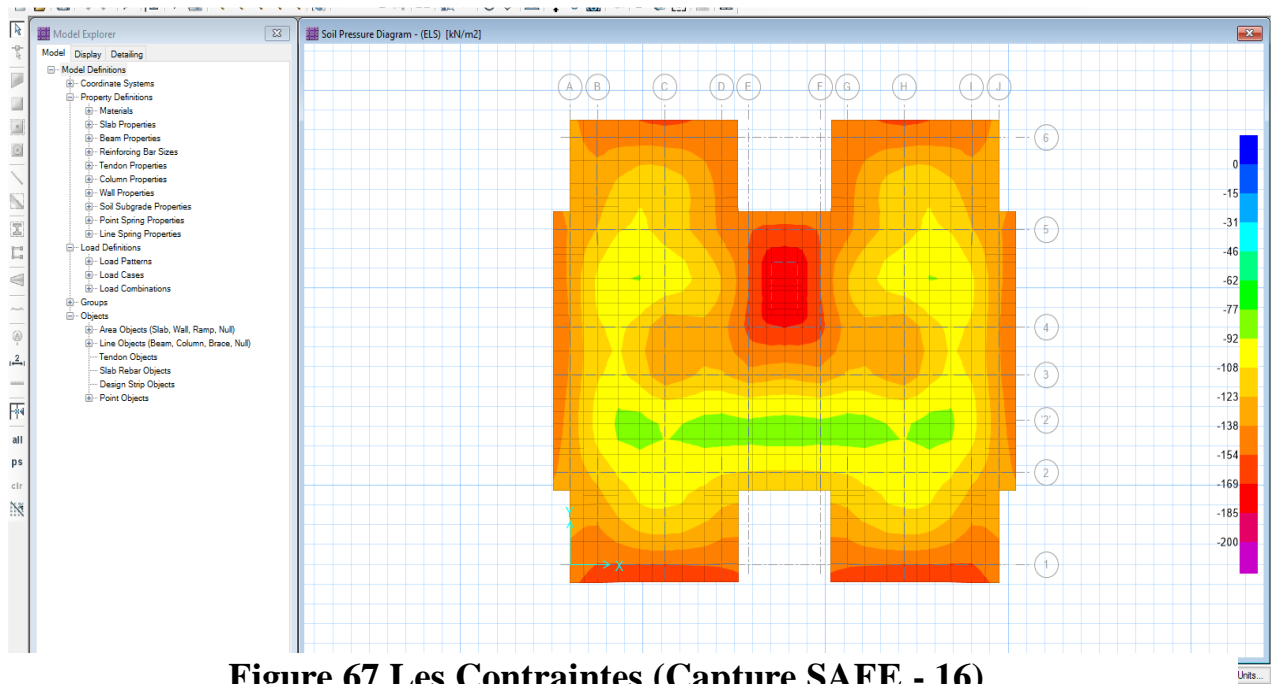


Figure 67 Les Contraintes (Capture SAFE - 16)

Résultat obtenue par SAFE- $1,61 \text{ bars} \leq 2,66 \text{ bars C.V}$

b. ELS : $\bar{\sigma}_s = 2.000 \text{ bars}$

Résultat obtenue par SAFE- $1,82 \text{ bars} \leq 2.00 \text{ bars C.V}$

c. ELA : $\bar{\sigma}_s = 4.00 \text{ bars}$

Résultat obtenue par SAFE- $1,78 \text{ bars} \leq 4,00 \text{ bars C.V}$

2.2 Vérification au poinçonnement :(CBA 93)

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier les résistances du radier au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_v}$$

Avec : N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité

Calcule par ETABS

| | | |
|------------------------|---------|--------------------|
| H = | 60 | Cm |
| a / Poteau = | 55 | Cm |
| b / Poteau = | 55 | Cm |
| Fc 28 = | 200 | KG/cm ² |
| Qu = | 2537.04 | KN |
| Nu max = | 7935 | KN |
| Condition est vérifiée | | |

Tableau 45 Les résistances du radier au poinçonnement

CHAPITRE 6 : Etude D'Infrastructure

2.1 Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S$$

Avec :

$$W = W_{bat} + W_{rad} = 51278 + (548 \times 25) = 64978 \text{ KN}$$

$F_s = 1,5$ Coefficient de sécurité

$\delta = 17 \text{ kn/m}^3$: Poids volumique du sol

$Z = 4.06 \text{ m}$: Hauteur d'ancrage du radier

$S_R = 548 \text{ m}^2$: Surface de radier

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 1,5 \times 17 \times 4,06 \times 548 = 56735 \text{ KN}$$

$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S = 64978 \text{ KN} \geq 56735 \text{ KN}$ Condition vérifiée

3. Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur les voiles. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés

3.1 Méthode de calcul :

Logiciel SAFE 16 a un avantage pour le calcul des semelles qui consiste à visualiser les sollicitations et le ferrailage des semelles et les poutres suivant des axes avec des dimensions bien définies

CHAPITRE 6 : Etude D'Infrastructure

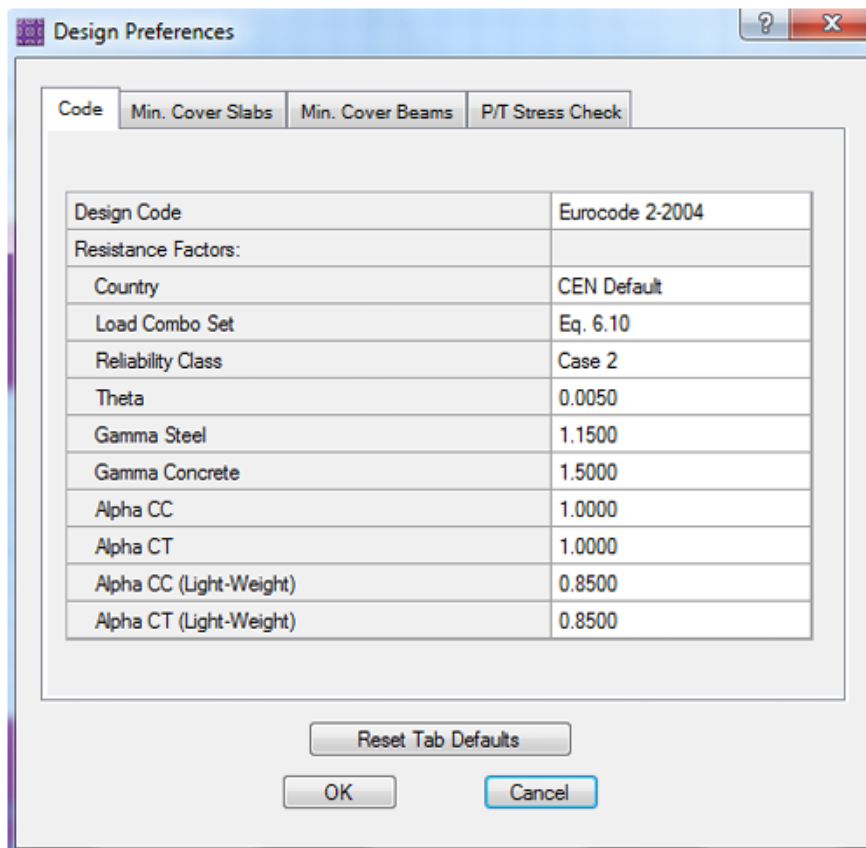
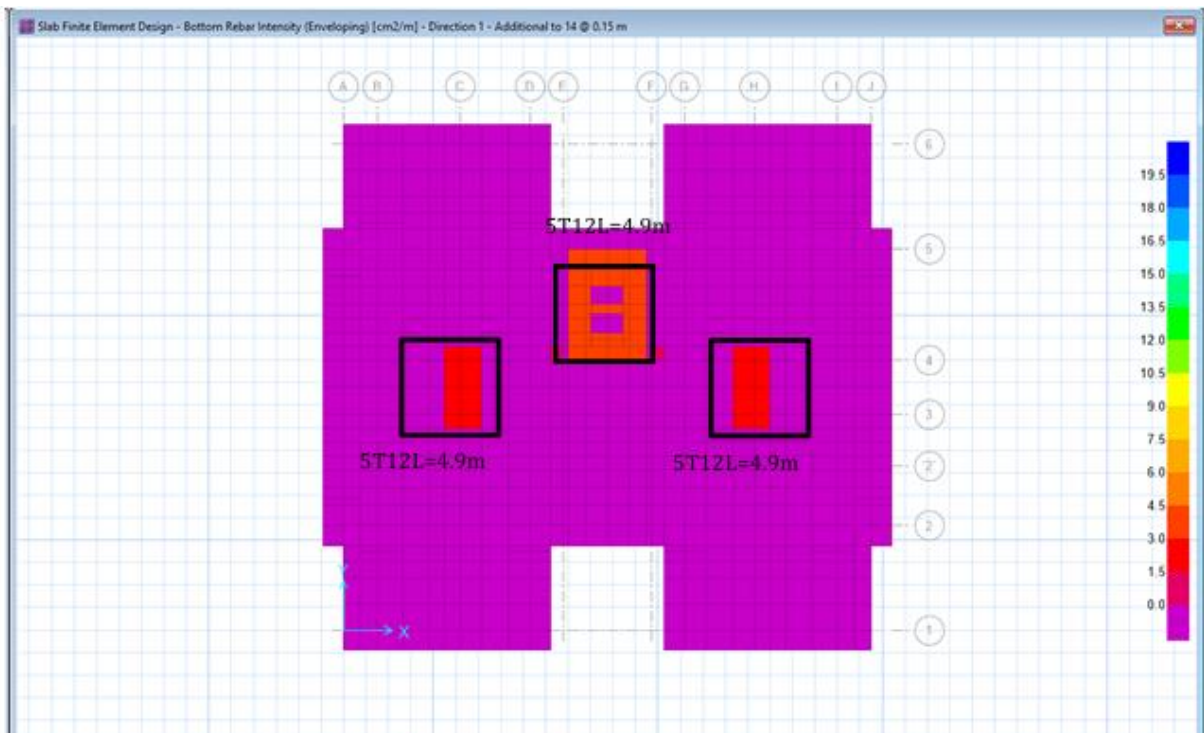


Figure 68 Code de calcul (capture SAFE-16)



Soit 2 Nappes En T12 Esp =15cm dans les deux directions

4. Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA 93 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min (5 ; 0.2 \frac{f_{c28}}{r_b})$$

$$\tau_u = \frac{101.27 \times 10^{-3}}{1.00 \times 1.00 \times 0.9} \leq \min (5 ; 0.2 \frac{25}{1.5})$$

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} \leq \min (5 ; 3.33) \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

5. Calcul le mur périphérique :

5.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

5.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après *l'article 10.1.2*.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (B : Section du voile).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Méthode de calcul :

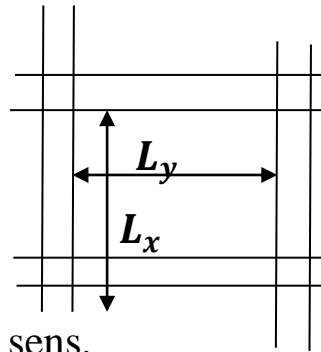
Cette méthode est obtenu d'après DTR BC2.41 (CBA93)

CHAPITRE 6 : Etude D'Infrastructure

- Calcul le rapport L_x / L_y :

$$L_x \leq L_y$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$



• $\alpha < 0.4$: Dalle portant dans un seul sens.

$$h_0 \geq \frac{l_x}{20} : \text{Dalle isolée.}$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} : \text{Dalle continue.}$$

• $\alpha \geq 0.4$: Dalle portant dans les deux sens.

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} : \text{Dalle isolée.}$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} : \text{Dalle continue.}$$

- **Calcul des sollicitations :**

cas ou : $\alpha < 0.4$: $m_{0x} = p \cdot \frac{l_x^2}{8}$; $m_{0y} = 0$; p : la charge /m² de la dalle.

cas ou : $\alpha \geq 0.4$: $m_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$; $m_{0y} = \mu_y \cdot m_{0x}$

Avec : $\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)}$; $\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha) \geq 0.25$

❖ **moment sur appuis :**

m_e et $m_\omega \geq 0.6m_0$: Poutre a deux travées

m_e et $m_\omega \geq 0.5m_0$: appuis voisins des appuis de rive

m_e et $m_\omega \geq 0.4m_0$: appuis intermédiaires

m_e et $m_\omega \geq 0.15m_0$: appuis d'extrémité

❖ **moment en travée :**

$$m_t + \frac{m_e + m_\omega}{2} \geq 1.25m_0$$

• **effort tranchant :**

$$\alpha < 0.4 : V_x = p \cdot \frac{L_x}{2} ; V_y = 0$$

$$\alpha \geq 0.4 : V_x = p \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{L_x + 2L_y} ; V_y = p \cdot \frac{l_x}{3}$$

5.3 Calcul de la poussée de terre :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x=3,06m ; L_y=4,40m.$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **DTR BC2.41 (CBA93)**, la charge de poussées des terres est donnée par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

φ : Angle de frottement, ($\varphi = 30^\circ$).

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$= \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$$

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=17kN/m^3$).

Q : la charge d'exploitation ($Q=2.5kN/m^2$).

H : Hauteur du voile ($H=3,06m$).

$$\text{Donc, } g = A.\gamma.1 = 5.661kN/m^2 \Rightarrow g_u = 1,35g = 7.642kN/m^2$$

$$q = A.Q = 0.832kN/m^2 \Rightarrow q_u = 1,5q = 1.248kN/m^2$$

$$P_u = g_u + q_u = \mathbf{8.89 \text{ KN/ } m^2}$$

$$P_s = g + q = \mathbf{6.493 \text{ KN/ } m^2}$$

5.4 Effort dans la dalle :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.40} = 0.69 > 0,4 \dots \dots \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

P_u : la charge /m2 de la dalle = $\mathbf{8.89 \text{ KN/ } m^2}$

$$V_x = P_u \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{L_x + 2L_y} = 8.89 \times \frac{3,06 \times 4,40}{3,06 + 2 \times 4,40} = 10,09 \text{ KN/ } m^2$$

$$V_y = P_u \cdot \frac{L_x}{3} = 8.89 \times \frac{3,06}{3} = 9,068 \text{ KN/ } m^2$$

$$\text{Avec : } \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.69^3)} = 0.069$$

$$; \mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha) = 0.69^3(1.9 - 0.9 \times 0.69) = 0,419 \geq 0.25$$

$$M_x = \mu_x p_u L_x^2 = 0.069 \times 8.89 \times 3,06^2 = 5,743 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,419 \times 5,743 = 2,407 \text{ KN}$$

• **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 5,743 = 4,88kNm$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 2.407 = 2,05kNm$$

• **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{tx} = 0,5 \times 4,88 = 2,44 kNm$$

5.5 Calcul du ferrailage :

$$b=100cm ; h=20cm ; \sigma_{bc}=14,17MPa$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant

5.6 Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de *FeE400*

- **En travée**

$$\begin{cases} A_x = 5,65cm^2 \succ A_x^{\min} = 3.02cm^2 \\ A_y = 5,65cm^2 \succ A_y^{\min} = 2.40cm^2 \end{cases}$$

- **Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x = 5,65cm^2 \succ A_x^{\min} = 3.02cm^2 \\ A_y = 5,65cm^2 \succ A_y^{\min} = 2.40cm^2 \end{cases}$$

5.7 Vérification de l'effort tranchant :

Nous devons vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 MPa$

$$T_x = \frac{g_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{7.642 \times 3,06 \times 4,40}{2 \times 3,06 + 4,40} = 9,79kN$$

$$T_y = \frac{g_u L_x}{3} = \frac{7.642 \times 3,06}{3} = 7.80kN$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)}$$

$$\tau_u = \frac{101.27 \times 10^{-3}}{1.00 \times 1.00 \times 0.9} = 0,11MPa < 1,25MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

CHAPITRE 6 : Etude D'Infrastructure

| | Sens | M_u (kNm) | A_s^{cal} (cm ²) | Choix | A_s^{adp} (cm ²) | Esp (cm) |
|--------|------|----------------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|-------------|
| Travée | x-x | 4.88 | 0.95 | 5T12 | 5,65 | 20 |
| | y-y | 2.05 | 0.39 | | | |
| Appuis | x-x | 2.44 | 0.47 | 5T12 | 5,65 | 20 |
| | y-y | | | | | |

Tableau 46 Tableau récupératif d'ELU.

5.8 Vérification à L'E.L.S :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.40} = 0.69 > 0,4 \dots \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

a. Evaluation des sollicitations à l'E.L.S :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.40} = 0.69 > 0,4 \dots \Rightarrow P_s = g + q = 6.493 \text{ KN/ m}^2$$

$$V_x = P_s \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{L_x + 2L_y} = 6.493 \times \frac{3,06 \times 4,40}{3,06 + 2 \times 4,40} = 7,37 \text{ KN/ m}^2$$

$$V_y = P_s \cdot \frac{L_x}{3} = 6.493 \times \frac{3,06}{3} = 6.62 \text{ KN/ m}^2$$

$$\text{Avec : } \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.69^3)} = 0.069$$

$$\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha) = 0.69^3(1.9 - 0.9 \times 0.69) = 0,419 \geq 0.25$$

$$M_x = \mu_x p_s L_x^2 = 0,069 \times 6.493 \times 3,06^2 = 4,193 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,419 \times 4,193 = 1.757 \text{ KN}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 4,193 = 3,564 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 1.757 = 1,493 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{tx} = 0,5 \times 3,564 = 1.782 \text{ kNm}$$

b. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

CHAPITRE 6 : Etude D'Infrastructure

| | <i>Sens</i> | <i>M_{ser}(kNm)</i> | <i>A_s(cm²)</i> | <i>σ_{bc}(MPa)</i> | <i>σ̄_{bc}(MPa)</i> | <i>Vérification</i> |
|---------------|-------------|-----------------------------|--------------------------------------|----------------------------|-----------------------------|---------------------|
| Travée | <i>x-x</i> | 3,564 | 5,65 | 0,5 | 15 | <i>Oui</i> |
| | <i>y-y</i> | 1,493 | 5,65 | 0,2 | | |
| Appuis | <i>x-x</i> | 1.782 | 5,65 | 0,3 | | |
| | <i>y-y</i> | | | | | |

Tableau 47 Tableau Récupératif D'EIS

5.9 Plan de ferrailage :

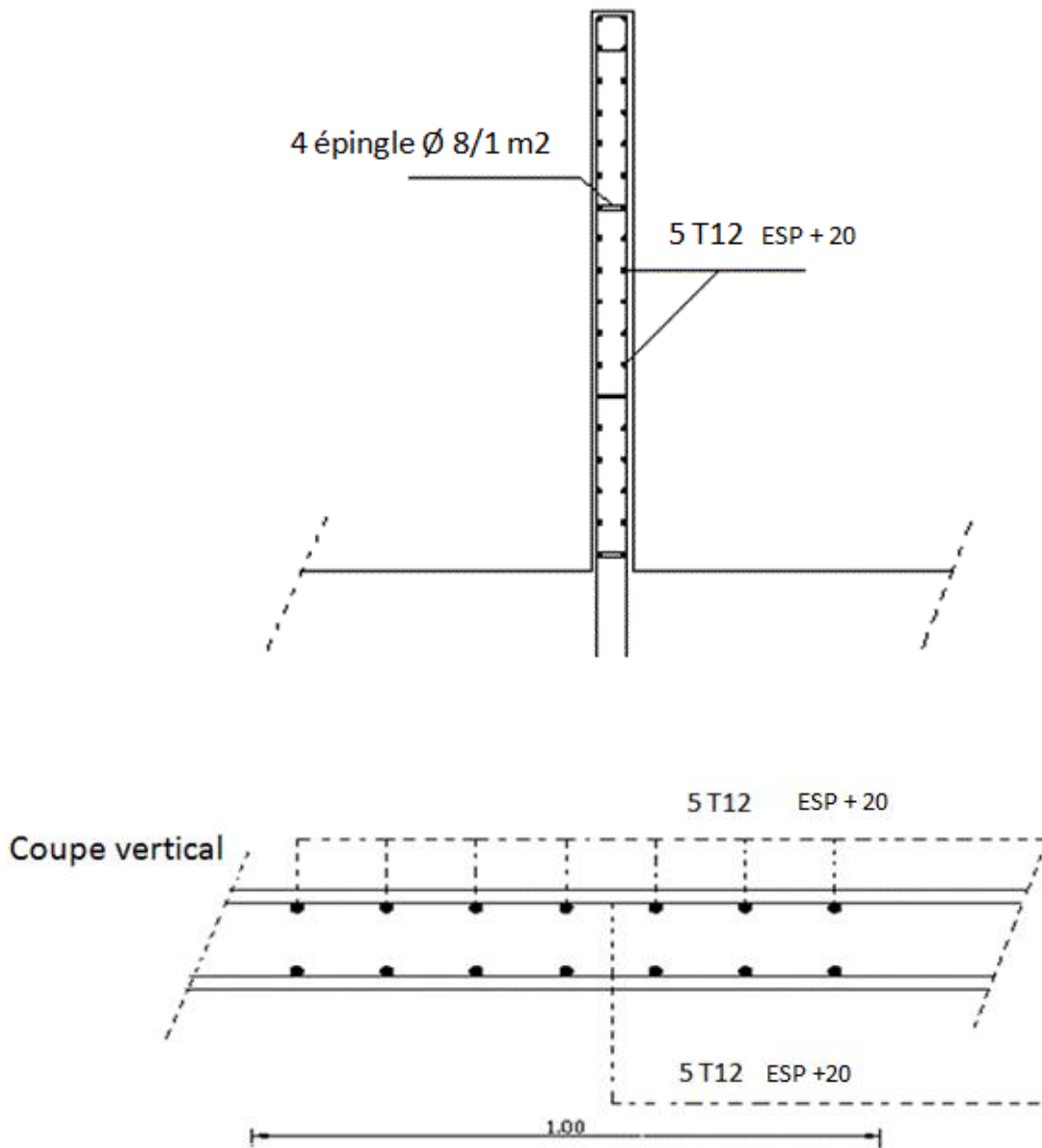


Figure 69 Schéma De Ferrailage.

*Conclusion
Générale*

Conclusion

Ce projet de fin d'études a été une opportunité précieuse pour concrétiser les connaissances théoriques acquises durant notre formation et nous confronter aux réalités pratiques du métier d'ingénieur en génie civil. À travers cette expérience, nous avons pu appréhender l'importance d'une approche méthodique, alliant rigueur technique et respect des normes, pour assurer la solidité et la durabilité des ouvrages.

L'utilisation d'outils professionnels (ETABS, AutoCAD, etc.) et l'application des Documents Techniques Réglementaires (DTR) nous ont permis de mieux comprendre les enjeux techniques et juridiques de la construction, tout en soulignant la responsabilité qui incombe à l'ingénieur dans la garantie de la sécurité des structures.

- 1. L'équilibre entre stabilité et économie :** L'optimisation des éléments et des matériaux est essentielle pour concilier performance structurelle et maîtrise des coûts.
- 2. L'importance de la formation continue :** Le génie civil est un domaine en constante évolution, et ce projet nous a montré que l'apprentissage ne s'arrête pas avec le diplôme.

Enfin, malgré les défis rencontrés, ce travail nous a permis de renforcer nos compétences et notre confiance en tant que futurs ingénieurs. Il constitue une première étape vers une carrière où **l'innovation, la sécurité et l'efficacité** seront nos priorités.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- D.T.R-B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations »
- D.T.R-B.C.2-41 (Règles De Conception Et De Calcul Des Structures) en béton armé C.B.A 93
- D.T.R-B.C.2-48 : « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION 2003 ».
- DTU 13.12 : « Règles pour le calcul des fondations superficielles » Mars 1988.
- Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.

Outils informatiques :

- Logiciel AUTOCAD.
- Logiciel ETABS.
- Logiciel SAFE2016.
- Logiciel EXCEL.
- Logiciel WORD.