

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem

Faculté des sciences & Technologie

Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Projet de fin d'étude

Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat en Génie Civil
Option : Structure

Thème

**Etude d'une Tour (2Ssol+R+10)
À usage habitation d'un système
Mixte**

Présenté par :

- *Benguettat Ibrahim Elkhali*
- *Bettahar Hadj Ahmed*

Encadré par :

Mr. Zelmat

Devant le jury :

- | | |
|--------------|-----------|
| - <i>Mr.</i> | Président |
| - <i>Mr.</i> | Examineur |
| - <i>Mr.</i> | Examineur |

☞ *Promotion : 2019 – 2020* ☞

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE

Remerciement

Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" (I) qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à:

🌸 Notre encadreur **Mr Zelmat Yassine**, et notre guide **Mr Benabdelouad Boulenouar** pour nous avoir encadré et orienté tout au long de cette recherche.

🌸 Nos parents qui nous ont suivis pendant nos études

🌸 Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

🌸 Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur.

🌸 Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,

🌸 Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Universitaire Mostaganem et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.

🌸 En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

🌸 Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion

2019-2020 de génie civil de l'université **Abdelhamid Ibd Badis**, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.



Ibrahim

Hadj Ahmed

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

- ❁ A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.
- ❁ A mes très chères sœurs .
- ❁ A ma très chère femme
- ❁ A mes frère : **mohamed et yasine** .
- ❁ Ma grand mère **Amina** et tout le famille **Benguettat**.
- ❁ A mon frère et mon binôme **Betahhar hadj ahmed** et sa respectueuse famille.
- ❁ A mes amies intimes : **Hamidou,bakhti,sid ahmed,djedou**.
- ❁ A mes très chères cousins
- ❁ A toute les familles : **Benabdelouad**
- ❁ Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaître dans ma dédicace.

A tous ma promotion de Génie Civil 2019/2020.

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر
والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى فالقلب سكناهم
والذكرى ذكراهم، والقلب لن ينساهم.

Ibrahim



Dédicace.

Je dédie ce modeste travail à:

*A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.*

❁ *Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.*

❁ *Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé*

❁ *Mes grands mère et grands pères.*

❁ *A mes très chères sœurs.*

❁ *A mes oncles et mes tantes.*

❁ *A mes très chers cousins particuliers : **Slimane, Omar, Mohamed, Kader***

❁ *A mon frère et mon binôme **Ibrahim Benguettat** qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps et sa respectueuse famille.*

❁ *A mes amies intimes : **Djeddou Mohammed, Bakheti charef, Hamidou , Side ahmed, Ismail, Bachir, Abdelmadjid, Tari, Cherif, Hachemi, Mansour, Amir, Mehdi, Fodil, Hecine, Adel, et toute l'équipe.***

❁ *A toute les familles : **Bettahar, Ouzer, grands(es) et petits(es).***

❁ *A mes amis de l'université de : **Abdelhamid Ibnbadis Mostaganem***

❁ *A tous ma promotion de **Génie Civil 2019/2020.***

❁ *A mes **Enseinantes du primaire jusu'à université .***

❁ *A Tous ceux qui me connaissent*

HADJ AHMED



Liste des Figure

Chapitre I :

Figure I.1 Diagramme Contrainte déformations du béton

Figure I.2 Diagramme contrainte déformation d'acier

Chapitre II :

Figure II.1 coupe d'un plancher à corps creux

Figure II.2 détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

Figure II.3 détail des constituants du plancher d'étage courant

Figure II.4 Schéma des poutrelles

Figure II.5 Dimensions adoptées des poutrelles

Figure II.6 Section afférente d'un poteau sollicité.

Figure II.7 Hauteur libre de poteau

Figure II.8 Coupe de Voile

Chapitre III :

Figure III.1 Schéma de poutrelle

Figure.III.2 schéma statique des poutrelles.

Figure III.3 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants

Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Figure III.6 Diagramme des efforts tranchants

Figure III.7 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Figure III.8 Diagramme des efforts tranchants

Figure III.9 Dimensions des poutrelles

Figure III.10 Schéma de l'ancrage

Figure III.11 Ferrailage de poutrelle

Figure III.12 données de calcul de la flèche

Figure III.13 : La résultant de la flèche

Figure III.14 Dalle pleine 2 appui

Figure III.15 Section de la dalle pleine à ferrailer

Figure III.16 Schéma de ferrailage de la dalle D2

Figure III.17 Dalle pleine 4 appuis

Figure III.18 Section de la dalle pleine à ferrailer

Figure III.19 données de calcul de la flèche sens X

Figure III.20 : La résultant de la flache sens X

Figure III.21 données de calcul de la flèche sens Y

Figure III.22 : La résultant de la flache sens Y

Figure III.23 Schéma de ferrailage de la dalle D3

Chapitre IV :

Figure IV.1 : schéma d'un escalier

Figure IV.2 Schéma statique de l'escalier

Figure IV.3 Diagrammes des sollicitations

Figure IV.4 Diagramme des moments retenus

Figure IV.5 Diagrammes des sollicitations

Figure IV-6 Diagramme des moments

Figure IV.7 Coffrage & ferrailage des escaliers

Figure IV.8 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

Figure IV.9 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

Figure IV.10 Coupe d'une poutre palière

Figure IV.11 Coupe de l'acrotère

Figure IV.12 Coup de l'acrotère

Chapitre V :

Figure V.1 Participation massique dans le premier mode

Figure V.2 Participation massique dans le deuxième mode

Figure V.3 Participation massique dans le troisième mode

Chapitre VI :

Figure VI.1 Direction des moments et efforts sur un poteau

Figure VI.2 Vérification du flambement

Figure VI.3 Résulta du flambement

Figure.VI.4 Ferrailage des poteaux

Figure VI.5 Schéma de la zone nodale

Figure VI.6 Schéma d'une section de calcul

Figure VI.7 Schéma de ferrailage de la poutre principale (Appuis)

Figure VI.8 Schéma de ferrailage de la poutre principale (Travée)

Figure VI.9 Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire (Appuis)

Figure VI.10 Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire (Travée)

Figure VI.11 disposition du voile

Figure VI.12 calcul du ferrailage du voile sur ETABS

Figure VI.13 Dessin ferrailage du voile P01

Figure VI.14 Dessin ferrailage du voile P02

Figure VI.14 Dessin ferrailage du voile P03

Figure VI.15 Dessin ferrailage du voile P06

Figure VI.16 Dessin ferrailage du voile P07

Figure VI.17 Dessin ferrailage du voile P08

FigureVI.18 Disposition des armatures dans les voile

Figure VI.19 disposition du ferrailage du voile

Chapitre VII :

Figure VII.1 Radier en 3D

Figure VII.2 Schéma du Radier

Figure VII.3 Poids unitaire du radier

Figure VII.4 : données de calcul des armatures filantes de 5T16/ ml

Figure VII.5 Résulta du moment du 5T16 / ml

Figure VII.6 Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes au niveau de la nappe supérieure (appuis) sens X-X et Y-Y

Figure VII.7 données de calcul des armatures de 5T16 filante + 5T16 chapeaux / m

Figure VII.8 données de calcul des armatures filantes 5T16 filante + 5T16 chapeaux / ml

Figure VII.9 Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes + chapeaux au niveau de la nappe supérieure (appuis) sens X-X et Y-Y

Figure VII.10 Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes au niveau de la nappe inférieure (Travée) sens X-X et Y-Y

Figure VII.11 Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes + chapeaux au niveau de la nappe inférieure (Travée) sens X-X et Y-Y

Figure VII.12 Répartition des charges sur les poutres

Figure VII.10 tableau de vérification des contraintes sur EXCEL

Figure VII.11 tableau de vérification des contraintes sur EXCEL

Figure VII.12 Répartition armatures dans les Libage en appuis

Figure VII.13 Répartition armatures dans les Libage en Travée

Figure VII.14 schéma statique de débord

Figure VII.15 : données de calcul des armatures filantes de 5T12/ml

Figure VII.16 Résulta du moment du 5T12 / ml

Figure VII.17 Schéma de déformation du ferrailage Voile périphérique (Appuis) sens X-X

Figure VII.18 Schéma de déformation du ferrailage Voile périphérique (Appuis) sens Y-Y

Figure VII.18 Schéma de déformation du ferrailage voile périphérique (Travée) sens X-X

Figure VII.19 Schéma de déformation du ferrailage voile périphérique (Travée) sens Y-Y

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 charge permanente

Tableau II.2 charge permanente de plancher terrasse

Tableau II.3 charge permanente de plancher étage courant

Tableau II.4 Dégression des Surcharges d'Exploitation

Tableau II.5 évaluation des charges

Tableau II.6 Les sections des poutres sont résumées

Tableau II.7 Tableau de vérification des poteaux au flambement

Tableau II.8 Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.

Chapitre III

Tableau III.1 Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux

Tableau III.2 Données de quelque type de dalle pleine.

Tableau III.3 Ferrailage de dalles sur 2 appuis

Tableau III.4 Vérification des états limitent de compression du béton.

Tableau III.5 Vérification des Etats limite d'ouverture des fissures

Tableau III.6 Ferrailage de dalles sur 4 appuis.

Tableau III.7 Vérification des états limites de compression du béton.

Tableau III.8 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Chapitre IV :

Tableau IV.1 Descente de charge (volée)

Tableau IV.2 Descente de charge (palier)

Tableau IV.3 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

Tableau IV.4 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

Tableau IV.5 Les Dimensions des ascenseurs

Tableau IV.6 Les valeurs des moments et des contraintes

Tableau IV.7

Les valeurs des moments d'inerties

Chapitre V :

Tableau V.1 La Masse de la structure

Tableau V.2 Q facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q

Tableau V.3 disposition de la force sismique

Tableau V.4 vérification des déplacements

Tableau V.5 Vérification des modes

Tableau V.6 Variation de la période

Tableau V.7 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens x

Tableau V.8 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens y

Tableau V.9 Vérification L'efforts Cisaillement

Chapitre VI :

Tableau VI .1 Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.

Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

Tableau VI.3 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)

Tableau VI.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Tableau VI.5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres Secondaires

Tableau VI.6 Ferrailage du voile en 5T12 par ml

Tableau VI.7 Ferrailage du voile en 5T14 par ml

Tableau VI.8 Ferrailage du voile en 5T16 par ml

Chapitre VII

Tableau VII.1 Ferrailage du Libage

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : 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
If : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures
Lp : longueur en plan
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l : masse linéaire
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
 M_w : moment fléchissant de la gauche
 M_x : moment fléchissant du sens x-x
 M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_o : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
 M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_{33} : moment suivant le sens 3-3
 N : effort normal
 N_e : effort normal au centre de la section
 N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
 P : poids propre ; périmètre
 P_r : poids propre du radier
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 S_r : surface du radier
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y
 U_c : périmètre du contour
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_t : effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_o : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux
 h_d : hauteur de la dalle
 h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau

i : rayon de giration
j : nombre des jours
l : longueur ; distance
l_f : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l_o : 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
y₁ : 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 : Élançement 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

SOMMAIRE

.

1. Introduction	01
2. But	02
3. Choix d'une structure	02
4. Caractéristiques géométriques du bâtiment	02
5. Caractéristiques géométriques du sol	02
6. Les éléments d'une construction	03
7. Les charges	03
8. Conception de la structure	04
8.1. Planchers :	04
8.2. Contreventement :	04
8.3. Escaliers :	04
8.4. Ascenseur :	04
8.5. Maçonnerie :	04
8.6. Revêtement :	04
8.7. Fondations :	05
8.8. Type de coffrage utilisé :	05
9. Caractéristiques mécaniques des matériaux	05
9.1. Le Béton :	05
9.2. Les Armatures :	07
10. Combinaison de calcul	09
11. Les règlements utilisent	09
12. Les logiciels utilisent	09

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

1. Introduction	10
2. Pré dimensionnement des éléments résistants	10
2.1. Pré dimensionnement de la dalle plein :	10
2.2. Pré dimensionnement des planchers	11
3. Descente des charges	11
3.1. Charge Permanente :	11
3.1.1. Plancher (Dalle plein,)	11
3.1.2. Plancher (Corps Creux,)	12
3.2. Surcharge d'exploitation	14
3.3. Évaluation des charges	15
4. Pré dimensionnement des éléments porteurs	15
4.1. Pré dimensionnement des poutres	15
4.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales [PP]	16
4.1.2. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S]	16
4.2. Pré dimensionnement des poteaux	18
4.2.1. Méthode de calcul	19
4.2.2. Calcul de la section du poteau	21
4.3. Pré dimensionnement des voiles	

CHAPITRE III : Etude des planchers

1. Définition	25
1.1. Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher	25
2. Etude de plancher	26
2.1. Plancher en corps creux	26
2.1.1. Étude de la dalle de compression	26
2.1.2. Étude des poutrelles	27
3. Méthode de calcul	28
3.1. La méthode de Caquot	29
3.2. Calcul des sollicitations (E.L.U)	29

4. Calcul du ferrailage	41
4.1. Vérification à E.L.U	41
4.2. Vérification à E.L.S	42
4.3. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant	45
4.4. Diamètre des armatures transversales	45
4.5. Ancrage des barres	46
4.5.1. Contrainte d'adhérence limite	46
4.5.2. Longueur de scellement droit	46
4.6. Ancrage des armatures	46
4.6.1. Rayon de courbe minimal	46
4.6.2. Calcul de l'espacement des armatures transversales	47
5. Calcul de la flèche	48
5.1. Vérification de la flèche	48
5.2. Vérification des conditions	48
5.3. Calcul des moments fléchissant	49
5.4. Calcul des contraintes suivant les sollicitations	50
5.5. Calcul des moments d'inertie fictifs	51
6. Calcul de flèche (total et admissible)	52
6.1. La flèche totale	52
6.2. La flèche admissible	52
7. Etude du dalle plein	54
7.1. Calcul des dalle plein	54
7.1.1. Dalle sur deux appuis	54
7.1.2. Dalle sur quatre appuis	58

CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

1. Escaliers	63
1.1. Introduction	63
1.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire	64
1.2.1. Calcul de nombre des marches.....	64
1.2.2. Epaisseur de la paillasse et de palier	65
1.2.3. Descente de charge	65

1.2.4. Détermination des sollicitations	66
1.2.5. Calcul de ferrailage	71
1.2.6. Étude de la poutre palière	74
1.2.7. Calcul du ferrailage	77
2. Acrotère	80
2.1. Introduction	80
2.2. Ferrailage	80
2.2.1. Sollicitation	80
2.2.2. Calcul de l'excentricité	81
2.2.3. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue	82
2.2.4. Calcul de ferrailage	82
2.2.5. Vérification à L'ELS	83
3. Ascenseur	84
3.1. Introduction	84
3.2. Calcul des Charges	85
3.3. Calcul des Sollicitations	87
3.4. Ferrailage de la Dalle d'Ascenseur	92

CHAPITRE V: Etude sismique

1. Introduction	96
2. Méthode de calcul	96
2.1. Méthode statique équivalente	96
2.2. Méthode dynamique modale spectrale	97
2.2.1. Modélisation	97
3. Spectre de réponse de calcul	98
3.1. Calcul du poids total de chaque plancher	98
3.2. Préparation des données de ETABS	98
3.3. Évaluation de la force sismique	100
3.3.1. Résultante de la force sismique	100
3.3.2. Définitions de la valeur des coefficients	100
3.3.3. Distribution verticale de la force sismique	102
4. Vérification des déplacements	104
4.1. Vérification des modes	105

5. Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$	109
6. L'efforts tranchant à la base	110

CHAPITRE VI: Etudes des éléments structuraux

1. Introduction	111
2. Ferrailage des portiques	111
2.1. Ferrailage des poteaux	111
2.2. Ferrailage des poutres	121
2.2.1. Étude des poutres principales P.P	121
2.2.2. Étude des poutres secondaires P.S	129
3. Etude des voiles	131
3.1. Introduction	131
3.2. Le système de contreventement	131
3.3. Ferrailage des voiles	134

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

1. Calcul des fondations	147
1.1. Introduction	147
1.2. Définition	148
2. Calcul du radier	148
2.1. Pré dimensionnement du radier	150
2.2. Ferrailage du radier	153
2.2.1. Ferrailage des dalles	153
2.2.2. Vérification de ferrailage	155
3. Calcul de libages	158
3.1. Calcul du ferrailage	159
4. Calcul de débord	163
5. Etude du voile périphérique de soutènement	164
5.1. Vérification de Ferrailage	165

Conclusion

Biographie

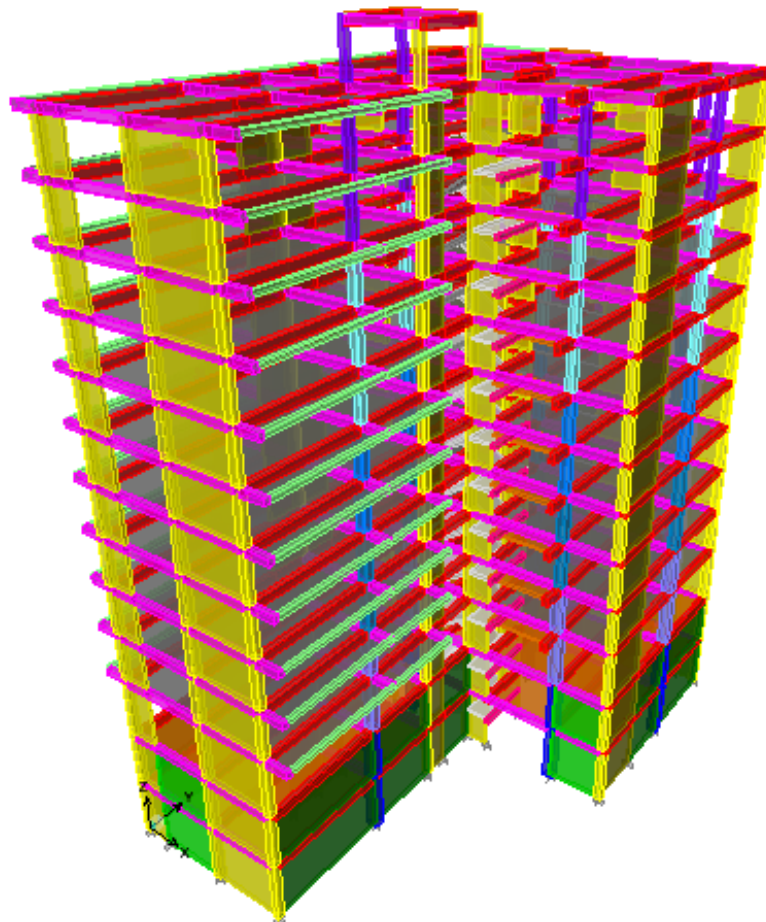
1. Introduction :

Le Béton Armé est permis les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répondu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui' a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

Présentation de l'ouvrage :

On a étudié un bâtiment à usage habitation (2SS+R+10) avec sous-sol Contreventé par voile, situé au niveau de la wilaya de Mostaganem (zone IIa) dans le groupe d'usage 2 et implanté dans une zone de moyenne sismicité.



2. But :

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié. Vu que l'influence majeure sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

3. Choix d'une structure :

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

4. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage $h_e = 2,72$ m.
- Hauteur de RDC $h_{RDC} = 3,4$ m.
- Hauteur totale de bâtiment $H = 39,78$ m.
- Cage d'escaliers : $3,15 \times 3,15$ m².
- Cage d'ascenseur : $(2,1 \times 3,95)$ m².
- Largeur du bâtiment $B = 18,7$ m.
- Longueur du bâtiment $L = 29,4$ m.

5. Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars pour un ancrage $D = 1,80$ m.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,8$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

6. Les éléments d'une construction :

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers.
- L'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare l'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc. Elle joue un rôle fondamental dans les économies d'énergie.

7. Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

8. Conception de la structure :

8.1. Planchers :

Nous avons utilisé deux types de plancher ;

Plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

Dalle plein pour les deux sous-sols comme une boîte rigide >

8.2. Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constitués par des poteaux et des poutres.

8.3. Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

8.4. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi deux ascenseurs d'un seul type.

8.5. Maçonnerie :

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

8.6. Revêtement :

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

8.7. Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sol éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

8.8. Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

9. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

9.1. Le Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

✓ Composition du béton :

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA325.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

✓ Résistance caractéristique :

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section.

- Compression : $f_{C28} = 25 \text{ Mpa}$ « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{T28} = 0,6 + 0,06 f_{C28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

✓ **Module de déformation longitudinale du béton :**

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa.}$
- Module différé : $E_v = E_i / 3 = 10721,398 \text{ Mpa}$

✓ **Contrainte de calcul de béton comprimé :**

a. Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » :

ζ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

Si : $0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \cdot \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]}$ I 1

La courbe est sous forme d'une parabole.

Si $2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ I 2

La courbe est sous forme d'un rectangle.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases} \dots\dots\dots \text{I 3}$$

Avec :

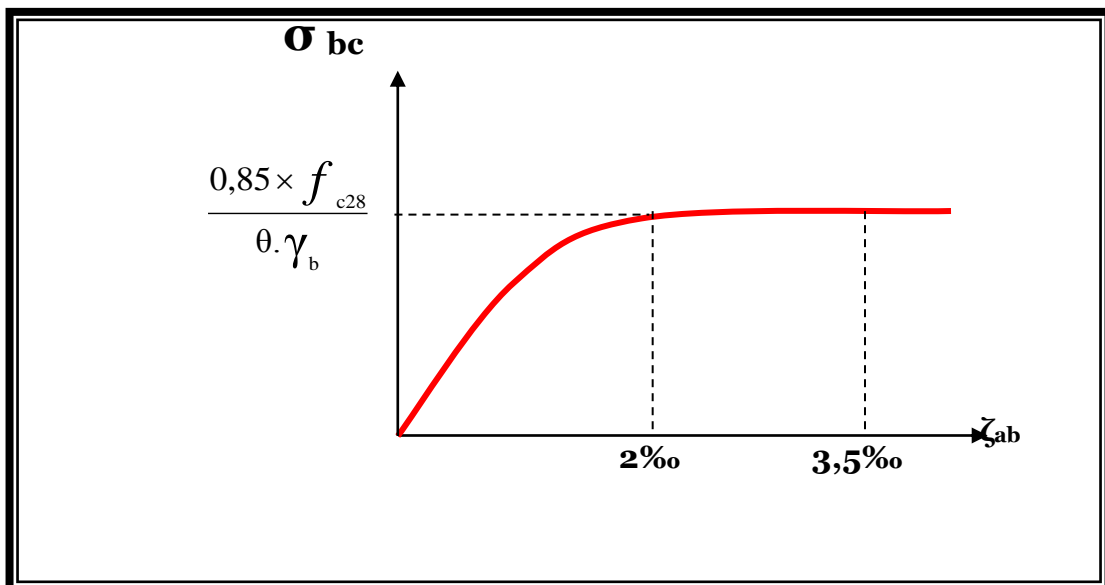


Figure I.1 Diagramme Contrainte déformations du béton

b. Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

9.2. Les Armatures :

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

✓ Type d'acier utilisé :

- Barres lisses \Rightarrow FeE 235
- Barres à haute adhérence \Rightarrow FeE400
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence \Rightarrow FeE520

✓ Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

a. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400 \text{ Mpa.}$

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15.$

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa.}$

$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰.}$$

Si $\zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s.$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$$

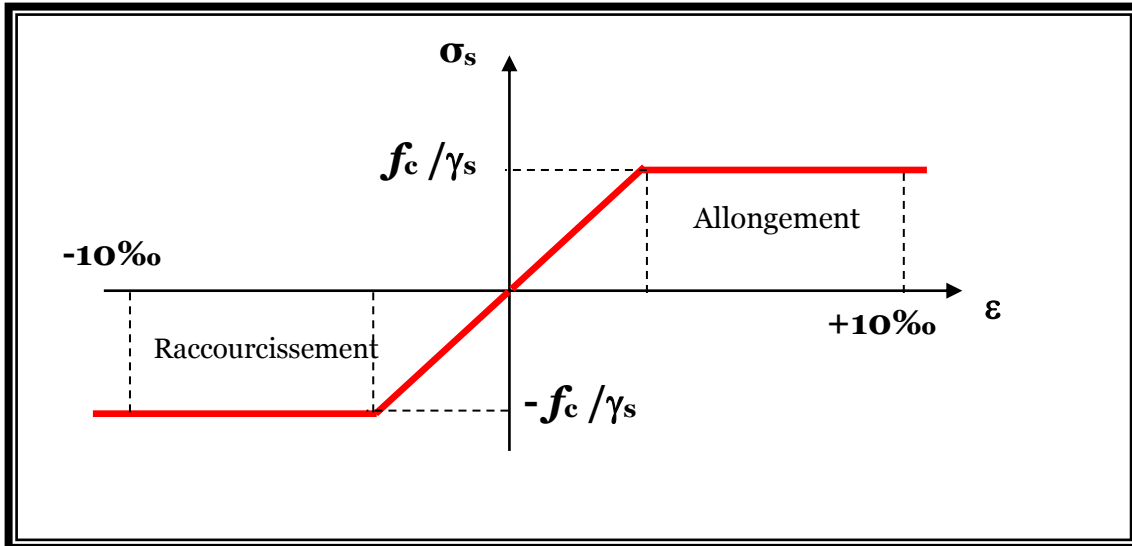


Figure I.2 Diagramme contrainte déformation d'acier

b. Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- ☀ Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .
- ☀ Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e \cdot 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) \dots\dots\dots \text{I 4}$$

- ☀ Fissuration très préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e \cdot 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) \dots\dots\dots \text{I 5}$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

10. Combinaison de calcul :

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

- ☀ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P4 = 0,8 G \pm E.$$

- ☀ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P5 = G + Q.$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

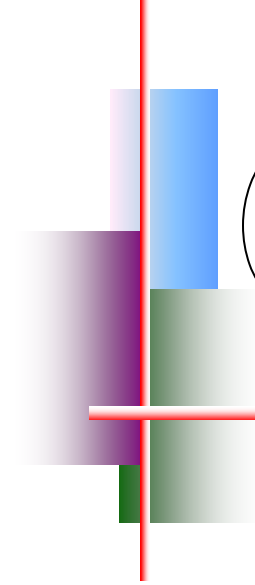
E : L'effort de séisme.

11. Les règlements utilisent :

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99 Version 2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R.

12. Les logiciels utilisent :

- ETABS (Version 9.5.0) : Pour la modélisation de la structure.
- SOCOTEC : Pour le calcul et la vérification de ferrailage.
- AUTOCAD 2016 : Pour les dessins des plans.
- SAFE 12 : pour la vérification des dalles pleines



Chapitre III



*Prédimensionnement
des éléments résistants*

1. Introduction

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant: RPA99, BAEL91, DTRB.2.2.

2. Pré dimensionnement des éléments résistants

2.1. Pré dimensionnement de la dalle plein :

Une dalle pleine est une plaque mince et plane qui repose sur certain nombre d'appuis, leur pré-dimensionnement se fait suivant deux critères :

1- Critère de résistance :

$Lx/35 \leq e \leq Lx/30$ pour une dalle sur deux appuis.

$Lx/50 \leq e \leq Lx/40$ pour une dalle sur (3) ou (4) appuis

2- Coupe-feu :

$e \geq 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heure coupe-feu.

Dans notre cas :

- Dalle pleine au niveau du entre Sous-sol et 1^{er} sous-sol (D1)

$x = 4,8 \text{ m}$ (Dalle sur (04) appuis) $9,6\text{cm} \leq e \leq 12\text{cm}$; $e \geq 11\text{cm}$

- Dalle pleine au niveau balcon (D2)

$lx = 1.4 \text{ m}$ (Dalle sur (02) appuis) $3,7\text{cm} \leq e \leq 4,3\text{cm}$; $e \geq 11\text{cm}$.

- Dalle pleine au niveau balcon (D3)

$lx = 1.4 \text{ m}$ (Dalle sur (03) appuis) $2,4\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm}$; $e \geq 11\text{cm}$.

- Dalle pleine au niveau balcon (D4)

$lx = 1.5 \text{ m}$ (Dalle sur (01) appuis) $4,28\text{cm} \leq e$; $e \geq 11\text{cm}$.

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe-feux qui est déterminant. On adopte pour l'ensemble des dalles pleine et les balcons l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

2.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

- La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage :
 - Terrasse non accessible : $P = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
 - Plancher étage habitation : $P = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- Dans notre structure, on utilise deux types de planchers :
 - Plancher à corps creux Figure II.1

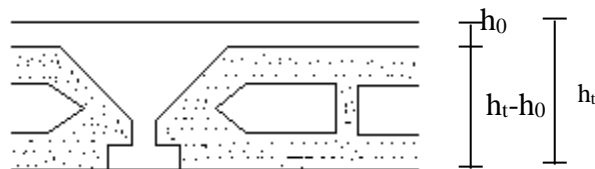


Figure II.1 coupe d'un plancher à corps creux

- h_t : L'épaisseur totale du plancher.
- L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

3. Descente des charges

3.1. Charge Permanente :

3.1.1. Plancher (Dalle plein,)

Tableau II.1 charge permanente

N°	Couche	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	poids (KN/m^2)
1	Carlage	20	0.02	0,4
2	Mortier en pose	20	0,02	0,4
3	Li de sable	18	0,01	0,18
4	Dalle en BA	25	0,15	3,75
5	Enduit de platre	/	/	0,15
Charge permanent G				4,88
charge exploitation Q				2,5

3.1.2. Plancher (Corps Creux,)

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité selon le **RPA** :

$$\frac{L}{20} < h_t < \frac{L}{25} ; \quad L = 5,50 \text{ m.}$$

$$\frac{550}{20} < h_t < \frac{550}{25} \Rightarrow 22 < h_t < 27.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Plancher (20 + 4).}$$

Avec : 4cm : épaisseur de la table de compression.

20cm : épaisseur du corps creux.

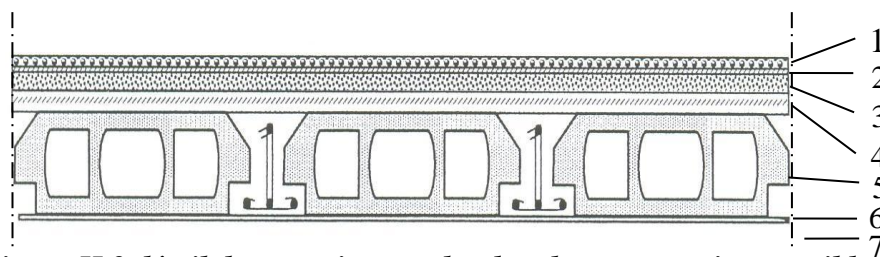


Figure II.2 détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

a. Plancher terrasse

Tableau II.2 charge permanente de plancher terrasse

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	pois (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0.04	0.8
2	Etanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.13	2.86
4	Corps creux	/	0.2+0.04	3,3
5	Isolation thermique	0.25	0.11	0.03
6	Enduit de plâtre	/	/	0.15
7	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				7.51
charge exploitation Q				1

b. Plancher étage courant

Figure II.3 détail des constituants du plancher d'étage courant

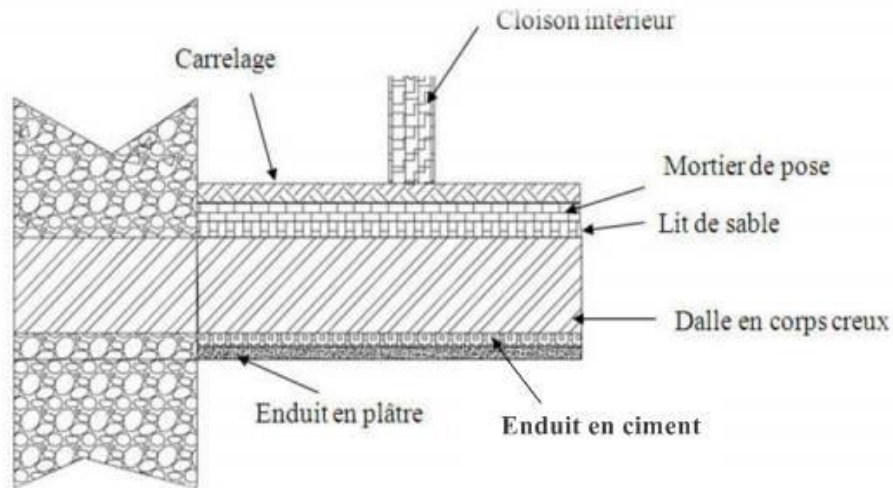


Tableau II.3 charge permanente de plancher étage courant

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	pois (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.01	0.18
4	Corps creux	/	0.2+0.04	3,3
5	Cloisons	10	0,1	1
6	Enduit de plâtre	/	/	0,15
7	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5.7
Q etages courant				1,5

3.2. Surcharge d'exploitation

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1,000 \text{ KN/m}^2$ Terrasse Non Accessible.
 $Q_1 = 1,500 \text{ KN/m}^2$ Etage Courant.

Dégression des Surcharges d'Exploitation

Sous terrasse Q_0 .
 Sous 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 $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Dégression des Surcharges d'Exploitation

Tableau II.4 Dégression des Surcharges d'Exploitation

		Q (KN/m²)
La Terrasse	Q_0	1,000
10 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2,500
9 ^{ème} étage	$Q_0 + 1.9Q_1$	3,850
8 ^{ème} étage	$Q_0 + 2.7Q_1$	5,050
7 ^{ème} étage	$Q_0 + 3.4Q_1$	6,100
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 4 Q_1$	7,000
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 4.5Q_1$	7,750
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 5 Q_1$	8,500
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 5.5Q_1$	9,250
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 6 Q_1$	10,000
1 ^{er} étage	$Q_0 + 6.5Q_1$	10,750
RDC	$Q_0 + 7Q_1$	11,500
Entrer sous-sol	$Q_0 + 7,5Q_2$	19,75
1 ^{er} sous-sol	$Q_0 + 8Q_2$	21
	Q =	21

3.3. Évaluation des charges

Tableau II.5 évaluation des charges

valeur cumulée des charges et sur charges		Valeur non cumulée des charges et sur charges	
Q(kN/m ²)	G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	G(kN/m ²)
1	7,51	1	7,51
2,5	13,21	1,5	5,7
3,85	18,91	1,5	5,7
5,05	24,61	1,5	5,7
6,1	30,31	1,5	5,7
7	36,01	1,5	5,7
7,75	41,72	1,5	5,7
8,455	47,41	1,5	5,7
9,16	53,11	1,5	5,7
9,91	58,81	1,5	5,7
10,75	64,51	1,5	5,7
11,5	70,21	1,5	5,7
19,75	75,09	2,5	4,88
21	79,97	2,5	4,88

4. Pré dimensionnement des éléments porteurs

4.1. Pré dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

4.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales [PP]

Critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,8h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

$$\text{Pour } L = 7 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} 46,66 \leq h \leq 70 & \rightarrow h = 50 \text{ cm.} \\ 28 < b \leq 56 & \rightarrow b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 50 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (50/30) = 1,66 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(50 \times 30) \text{ cm}^2$.

4.1.2. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S]

Critère de rigidité :

$$\text{Pour } L = 550 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 36,7 \leq h \leq 55 & \rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 22 < b \leq 44 & \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition du R.P.A 99 :

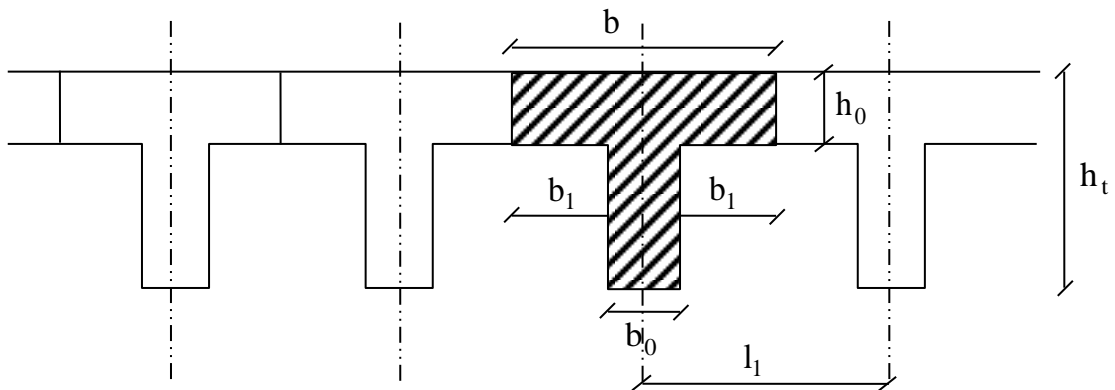
$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) = 1,34 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(40 \times 30) \text{ cm}^2$

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.6 Les sections des poutres sont résumées

poutres	Section cm^2
Principales	(50x30)
Secondaires	(40x30)

Poutrelle :**Figure II.4 Schéma des poutrelles**

$$h_t = 24 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

$$\text{Selon le B.A.E.L 91[1]} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{array} \right.$$

Avec : L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

- Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale à 60 cm.

Donc pour $L_n = 60 \text{ cm}$ et $L = 550 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

$b_1 = \min(24 ; 42,4 ; 32)$ On prendra donc $b_1 = 24 \text{ cm}$.

$b = 2b_1 + b_o = 60 \text{ cm}$.

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II 4).

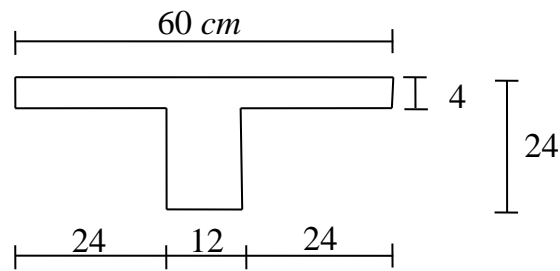


Figure II.5 Dimensions adoptées des poutrelles

4.2. Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau (figure).

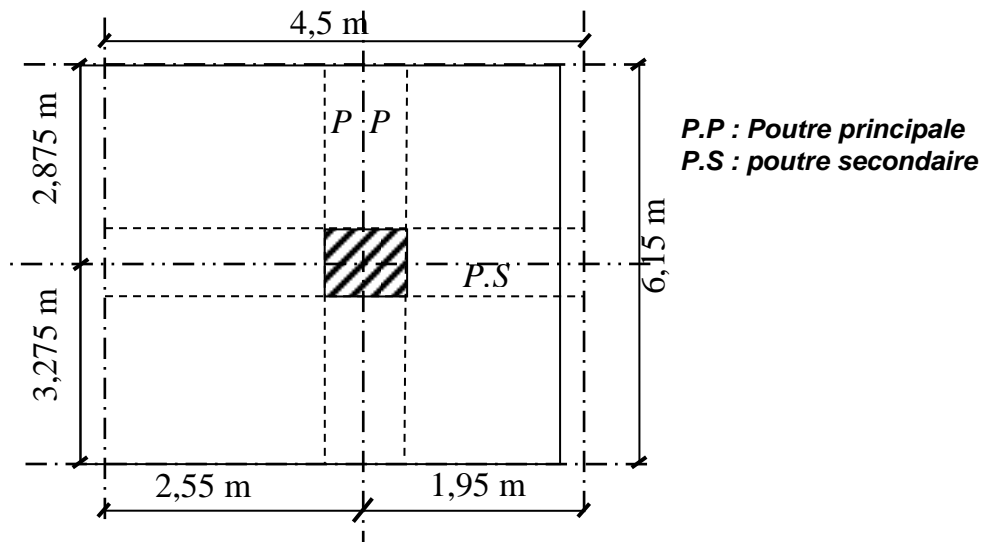


Figure II.6 Section afférente d'un poteau sollicité.

La section afférente de plancher : $S_{aff(Plancher)} = 27,675m^2$.

- La longueur afférente de poutre principale (P.P) : $L_{aff(P.P)} = 6,15m$
- La longueur afférente de poutre secondaire (P.S) : $L_{aff(P.S)} = 4,5 m$

4.2.1. Méthode de calcul

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes:

- a. Condition de résistance
- b. Condition de stabilité
- c. Condition imposée par le RPA99

Condition de résistance:

On sait que :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \dots\dots\dots (*)$$

D'après BAEL 91 on prend $\frac{A}{Br} = 1\% = 0.01$ avec

Br : Section nette du béton ; [Br = (a-0,02)(b -0,02)m²]

θ : facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$)

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges K =1, les charges étant appliquée généralement après 90jours

σ_{bc} :résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

N_g : Effort normal du aux charges permanentes

N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations

Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations

β : coefficient qui dépend de l'élanement du poteaux.

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda / 35)^2 \quad \text{avec } \lambda \leq 35$$

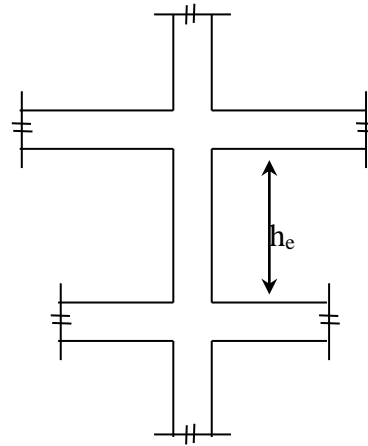
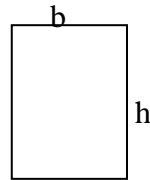
Pour toutes les armatures participe on prend $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{MPa} : \text{résistance de calcul des aciers à L'ELU}$$

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r \geq (1,2 \cdot N_u) / \left[\left(\frac{14,20}{0,90} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{1}{100} \right) \cdot \left(\frac{348}{1,15} \right) \right]$$

$$\text{Donc } Br \geq 0,64 \times Nu$$

Condition de stabilité de forme :*Figure II.7 Hauteur libre de*

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{I/B}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton

λ : l'élanement $\frac{L_f}{bi}$

$$i = b/\sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0.7 \times L_0.$$

Conditions imposées par le RPA99 :

Pour zone IIa : on a

1- $\min (h_1, b_1) \geq 25\text{cm}$

2- $\min (h_1, b_1) = h_e / 20$

3- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Avec h_e : la hauteur libre d'étage

4.2.2. Calcul de la section du poteau

Exemples de calcul :

a. Calcul de la section du poteau : (10^{ème} étage)

Effort normal ultime P_u :

$$P_u = N_1 (\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{Plancher})} + N_2 (P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3 (P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)}$$

$$\bullet : (10^{\text{ème}} \text{étage}) \rightarrow \begin{cases} G = 7,51 \text{ KN/m}^2. \\ P = 1,00 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1.35 G + 1.5 P$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 11,6385 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,50 \cdot 0,40) = 6,750 \text{ KN/ml}$$

$$\bullet N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,40 \cdot 0,30) = 4,05 \text{ KN/ml}$$

$$m = 1 \text{ Étages}$$

Donc :

$$P_u = 11,6385 \times 27,675 + 6,75 \times 6,15 + 4,05 \times 4,5$$

$$P_u = 381,8329 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 382,00 = 435,2896 \text{ KN}$$

$$\text{On sait bien que : } B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 278,5853 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc on prend : } B = (35 \times 35)$$

Vérification suivant R.P.99 :

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(35, 35) \geq \frac{272}{20} = 13,6 \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

b. Calcul de la section du poteau : (9^{ème} étage)Effort normal ultime P_u :

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{Plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)} + N_2 \text{ poteau}(10^{\text{EME}} \text{ etage}) \times L_p$$

$$9^{\text{ème}} \text{ étage} \rightarrow \begin{cases} G = 13,21 \text{ KN/m}^2 \\ P = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1,35 G + 1,5 P$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 21,8535 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,50 \cdot 0,40) \times 2 = 13,5 \text{ KN/ml}$$

$$\bullet N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,40 \cdot 0,30) \times 2 = 8,1 \text{ KN/ml}$$

 $m = 2$ Étages

$$\bullet N_{\text{POTEAU}} = 1,35(25 \cdot 0,35 \cdot 0,35) 2,72 = 11,2455 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$P_u = 21,8535 \times 27,675 + 13,5 \times 6,15 + 8,1 \times 4,5 + 11,24$$

$$P_u = 735,5106 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 735,5106 = 845,8372 \text{ KN}$$

$$\text{On sait bien que : } B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 497,3730 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend : $B = (35 \times 35)$ **Vérification suivant R.P.99 :**

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(35, 35) \geq \frac{272}{20} = 13,6 \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

Niveau	$(a,b)cm^2$	$l_0(m)$	$b(m)$	$l_f = 0,7l_0(m)$	λ	$\lambda \leq 35$
1 ^{er} s sol	(60,60)	3,23	0,60	2,26	13,03	C.V
Entrer Ssol	(60,60)	2,6	0,60	1,82	10,50	C.V
RDC	(55,55)	3,4	0,55	2,38	14,97	C.V
Etage 1	(55,55)	2,72	0,55	2,142	13,47	C.V
Etage 2,3	(50,50)	2,72	0,50	2,142	14,82	C.V
Etage 4,5	(45,45)	2,72	0,45	2,142	16,47	C.V
Etage 6,7,8	(40,40)	2,72	0,40	2,142	18,53	C.V
Etage 9,10	(35,35)	2,72	0,35	2,142	21,18	C.V

Tableau II.7 Tableau de vérification des poteaux au flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}, \quad L_f = 0,7 \times L_0.$$

4.3. Pré dimensionnement des voiles

Voiles du contreventement

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition

$$L \geq 4a$$

a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a \geq h_e / 20$$

Tous les étage

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{340 - 40}{20} = 15 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow a = 15 \text{ cm.}$$

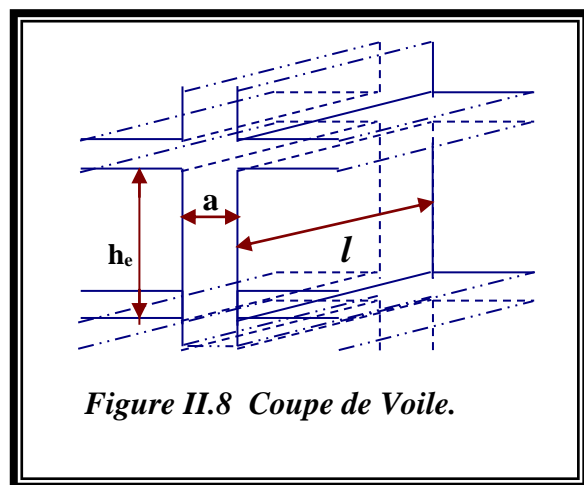
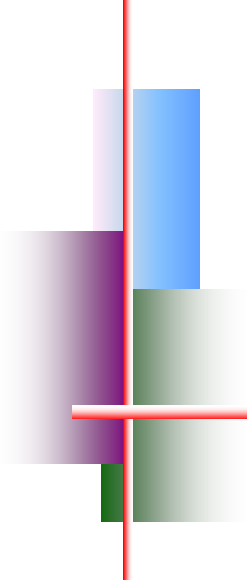



Figure II.8 Coupe de Voile.

	P (kg)	G (kg)	Nu Poutre Principal(kg))	Nu Poutre Secondaire(kg))	Nu Poteaux(kg)	Nu (plancher(kg))	ρ_u (kg)	$N_u = 1,15 \rho_u$ (kg)	$B_r = 0,0064 \cdot N_u$ (cm ²)	h_1 * b_1
10^{ème} étage	100	751	675	405	/	1163,85	38189,2300	43528,96	278,5853	35,35
9^{ème} étage	250	1321	1350	810	1124,55	2185,35	73551,6113	84584,3529	541,339859	35*35
8^{ème} étage	385	1891	2025	1215	1468,8	3130,35	106022,486	121925,859	780,325499	40*40
7^{ème} étage	505	2461	2700	1620	1468,8	4079,85	138273,649	159014,696	1017,69405	40*40
6^{ème} étage	610	3031	3375	2025	1468,8	5006,85	169902,124	195387,442	1250,47963	40*40
5^{ème} étage	700	3601	4050	2430	1858,95	5911,35	201298,061	231492,77	1481,55373	45*45
4^{ème} étage	775	4172	4725	2835	1858,95	6794,7	231718,523	266476,301	1705,44833	45*45
3^{ème} étage	846	4741	5400	3240	2295,00	7669,35	262334,261	301684,4	1930,78016	50*50
2^{ème} étage	916	5311	6075	3645	2295,00	8543,85	292509,799	336386,269	2152,87212	50*50
1^{ère} étage	991	5881	6750	4050	2776,95	9425,85	323374,849	371881,076	2380,03889	55*55
RDC	1075	6451	7425	4455	2776,95	10321,35	354131,561	407251,295	2606,40829	55*55
Entre s sol	1975	7509	8100	4860	3159	13099,65	434217,8138	499350,4858	3195,8431	60*60
1^{er} s sol	2100	7997	8775	5265	3924,45	13945,95	463612,9163	533154,8537	3412,1910	60*60

Tableau II.8 *Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.*



Chapitre III



Étude des planchers

- *Plancher corps creux.*
- *Plancher a dalle plein*

1. Définition

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction; leurs rôles essentiels sont :

- Plateforme porteuse pour l'étage considéré (résistance aux charges permanentes et sous charges mobiles, circulation : possible entre étage par trémies pour l'escalier et pour ascenseur)
- Toit pour l'étage sous-jacent : support des plafonds : l'adhérant et le suspendus.
- Ecran permettant le confort de l'habitant (acoustique et thermique)
- Élément de stabilité : par chaînage.

Dans notre projet, nous avons utilisés deux types de planchers :

- Plancher dalle pleine, reposant sur le noyau central pour l'ensemble des niveaux ; pour les deux sous-sol réalisé avec pré dalles.
- Plancher corps creux pour les autres étages, avec un plancher terrasse comportant un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

1.1. Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher

- La flèche.
- L'équipement de l'entreprise.
- La nature d'exploitation.

Dans notre projet, nous avons utilisés un plancher corps creux, avec un plancher terrasse qui aura une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

Il est composé :

- Corps creux en ciment ou en céramique, se servant du coffrage perdu pour le coulage des poutrelles.
- Dalle de compression, une dalle de faible épaisseur 4 à 6 cm, en béton armé de quadrillage de treillis soudé (FeE240).
- Poutrelles, elles sont armées par des armatures principales et constructives reliée par des étriers.

2. Etude de plancher

2.1. Plancher en corps creux :

2.1.1. Étude de la dalle de compression :

-La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
 - 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).
- La section minimale des armatures doit être :
- Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a : $A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

a. Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{520} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend } \frac{5\phi 6}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1,41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend } 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on adoptera un treillis soudés de : $\phi 6 (200 \times 200) \text{ mm}^2$.

2.1.2. Étude des poutrelles :

a. Dimensions : Comme on a vu dans le chapitre précédent, les dimensions de poutrelle sont :

$$h_t = 24 \text{ cm};$$

$$h_0 = 4 \text{ cm};$$

$$b = 60 \text{ cm};$$

$$b_0 = 12 \text{ cm};$$

$$b_1 = 24 \text{ cm}.$$

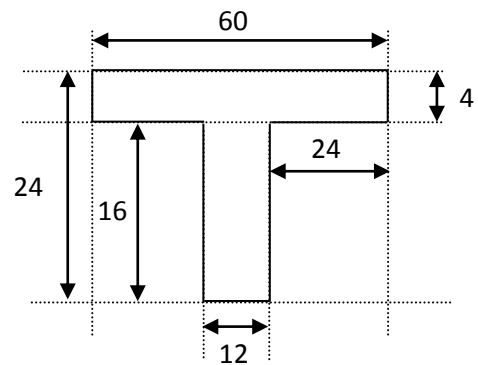


Figure III.1 Schéma de poutrelle.

b. Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

1. Terrasse :

$$\text{➤ E.L.U: } (1,35G + 1,5P) \times 0,60 = (1,35 \times 7510 + 1,5 \times 1000) \times 0,60 = 6983,1 \text{ N/ml}.$$

$$\text{➤ E.L.S: } (G + P) \times 0,6 = (7510 + 1000) \times 0,6 = 5106 \text{ N/ml}.$$

2. Étage courant :

- **E.L.U:** $(1,35 G + 1,5 P) \times 0,60 = (1,35 \times 5700 + 1,5 \times 1500) \times 0,60 = 5967 \text{ N/ml}$.
- **E.L.S:** $(G + P) \times 0,6 = (5700 + 1500) \times 0,6 = 4320 \text{ N/ml}$.

c. Type des poutrelles :

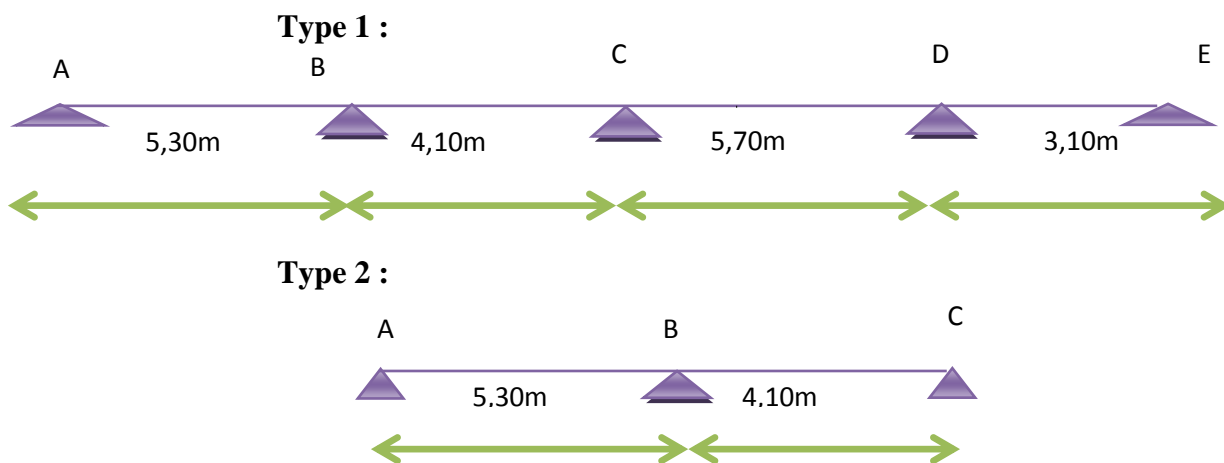


Figure.III.2 schéma statique des poutrelles.

3. Méthode de calcul :

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99

Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérer : $P \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. L'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. Le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8 et 1,25.
4. La fissuration est peu nuisible (peu préjudiciable)

-La troisième condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de CAQUOT pour les cas (étages courants et terrasse).

3.1. La méthode de Caquot

$$M_{ap} = \left(- \frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \right)$$

$l=1$ (pour les travées de rives)

$l=0,8l$ (pour les travées de intermédiaire)

3.2. Calcul des sollicitations (E.L.U)

a. Type 1 :

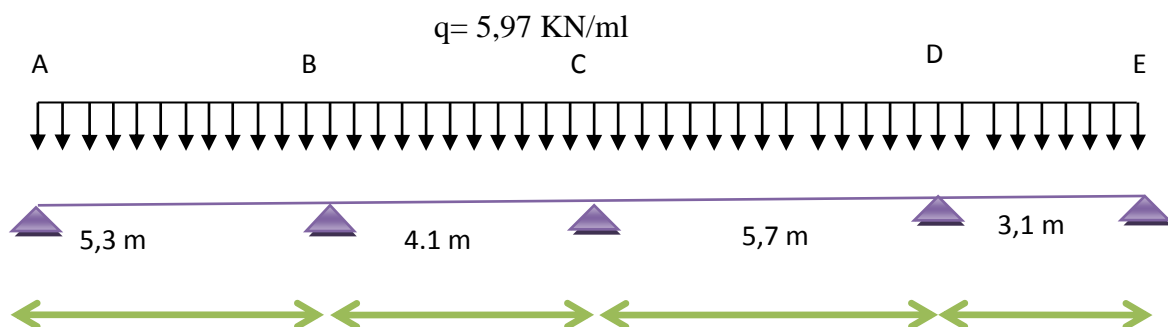
a.1 Plancher courant Calcul des charges par mètre linéaire :

$$G = 5,7 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,6$$

$$q = 5,97 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$



- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 20,96 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 12,54 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{0CD} = ql^2/8 = 24,24 \text{ KN.m}$$

- **Partie DE :**

$$M_{0DE} = ql^2/8 = 7,17 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments sur appuis sont :**

$$M_{Aapp} = 0,2. M_{0AB} = - 4,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bapp} = - \frac{5,97 \times (5,3)^3 + 5,97 \times (3,28)^3}{8,5(5,3 + 3,28)} = -15,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{Capp} = -11,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dapp} = -11,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{Eapp} = - 1,43 \text{ Kn.m}$$

➤ **Les moments en travée :**

$$X = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_w - M_e}{M_{o_a} \times 8} \right), \quad M_{T \max} = \frac{ql^2}{8} + M_w \left(1 - \frac{x_0}{l} \right) + M_e \times \frac{x_0}{l}$$

$$X_1 = \frac{5,3}{2} + \left(\frac{4,19 - 15,07}{20,96 \times 8} \right) = 2,59 \text{ m}$$

$$M_t = 11,45 \text{ KN.m}$$

$$X_2 = 2,08 \text{ m}$$

$$M_t = 0,79 \text{ KN.m}$$

$$X_3 = 2,85 \text{ m}$$

$$M_t = 12,7 \text{ KN.m}$$

$$X_4 = 1,72 \text{ m}$$

$$M_t = 1,3 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant T :**

- L'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

• **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{5,3} = 15,82 + \frac{4,19 - 15,07}{5,3} = -13,76 \text{ KN}$$

$$T_e = -17,86 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{4,1} = 13,06 \text{ KN}$$

$$T_e = -11,39 \text{ KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{5,7} = 17,04 \text{ KN}$$

$$T_e = -16,96 \text{ KN}$$

- **Travée DE :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{3,10} = 12,47 \text{ KN}$$

$$T_e = -6,02 \text{ KN}$$

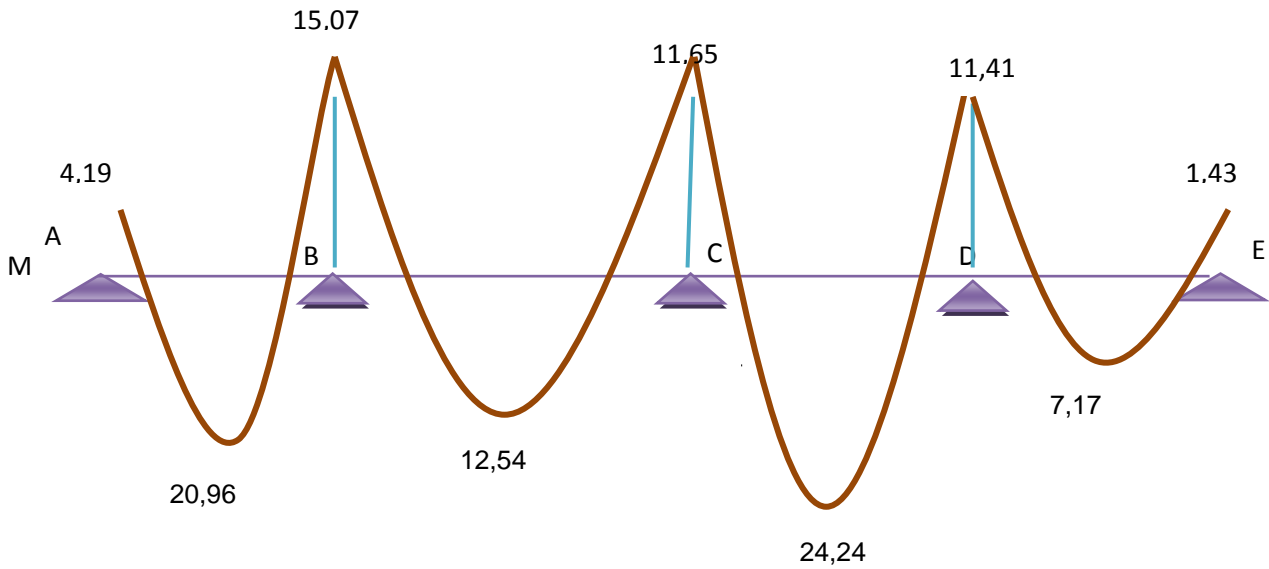


Figure III.3 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

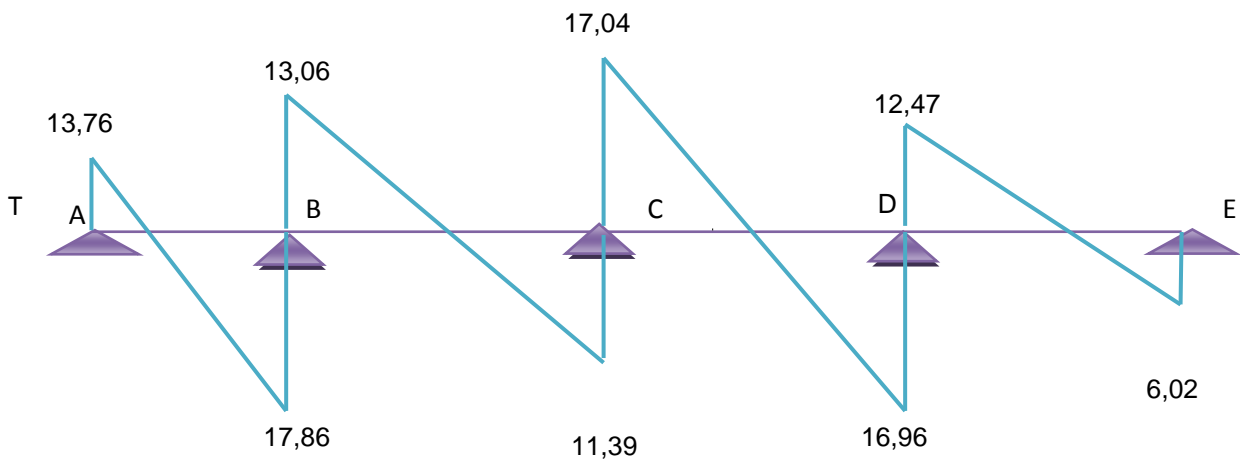


Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants

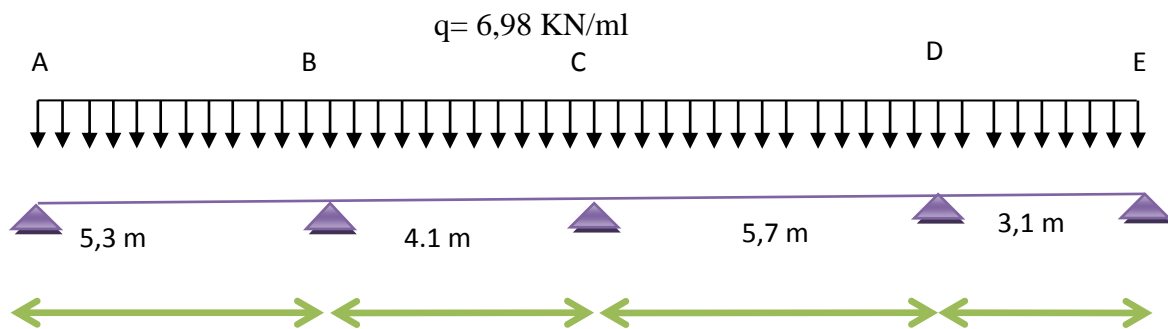
a.2 Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 7,51 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,6$$

$$q = 6,98 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$



- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 24,52 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 14,67 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{0CD} = ql^2/8 = 28,36 \text{ KN.m}$$

- **Partie DE :**

$$M_{0DE} = ql^2/8 = 8,38 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments sur appuis sont :**

$$\mathbf{M_{Aapp} = 0,2. M_{0AB} = - 4,9 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{M_{Bapp} = - \frac{6,98 \times (5,3)^3 + 6,98 \times (3,28)^3}{8,5(5,3 + 3,28)} = -17,63 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{M_{Capp} = -13,63 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{M_{Dapp} = -13,36 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{M_{Eapp} = - 1,67 \text{ KN.m}}$$

➤ **les moments en travée :**

$$\mathbf{X = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_w - M_e}{M_{0a} \times 8} \right), \quad M_{T \max} = \frac{ql^2}{8} + M_w \cdot \left(1 - \frac{x_0}{l} \right) + M_e \times \frac{x_0}{l}}$$

$$\mathbf{X_1 = \frac{5,3}{2} + \left(\frac{4,9 - 17,63}{24,52 \times 8} \right) = 2,59 \text{ m}}$$

$$\mathbf{M_t = 13,40 \text{ KNm}}$$

$$\mathbf{X_2 = 2,08 \text{ m}}$$

$$\mathbf{M_t = 0,92 \text{ KNm}}$$

$$\mathbf{X_3 = 2,85 \text{ m}}$$

$$\mathbf{M_t = 14,86 \text{ KNm}}$$

$$\mathbf{X_4 = 1,72 \text{ m}}$$

$$\mathbf{M_t = 1,52 \text{ KNm}}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant T :**

- **L'effort tranchant est donnée par :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

• **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{5,3} = 18,5 + \frac{4,9 - 17,63}{5,3} = -16,1KN$$

$$T_e = -20,9KN$$

• **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{4,1} = 15,29KN$$

$$T_e = -13,34KN$$

• **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{5,7} = 19,95KN$$

$$T_e = -19,85KN$$

• **Travée DE :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{3,10} = 14,59KN$$

$$T_e = -7,05KN$$

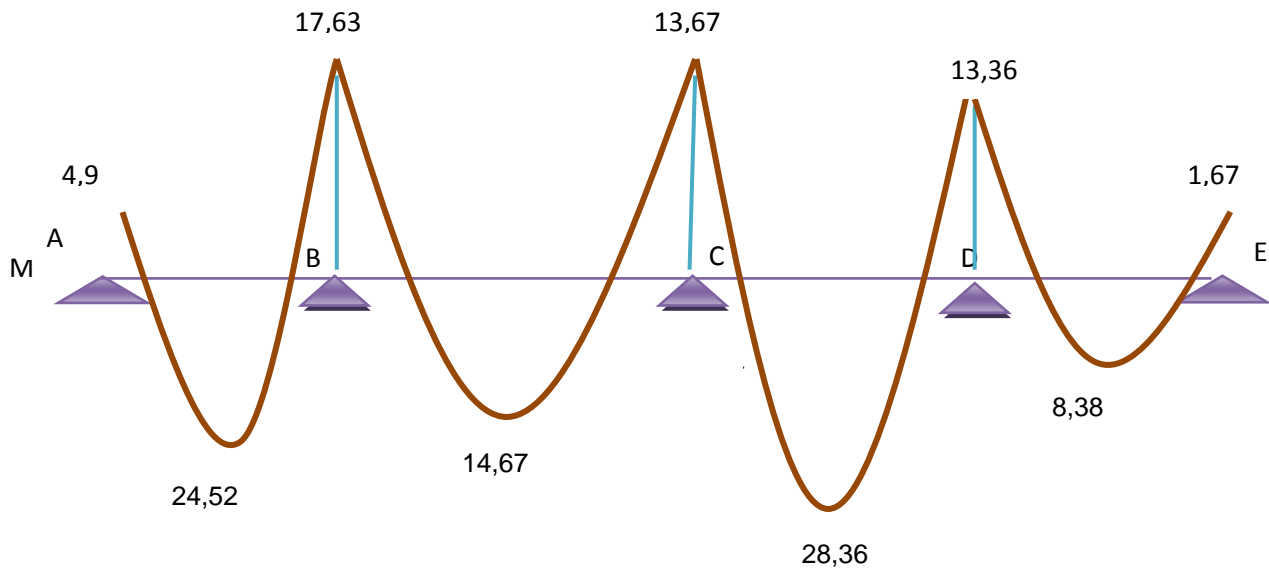


Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

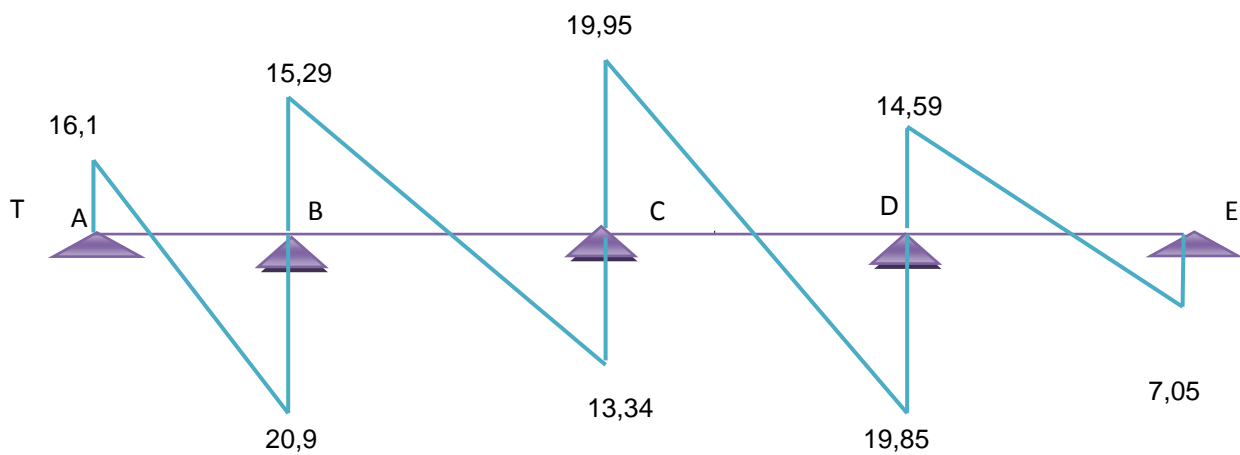


Figure III.6 Diagramme des efforts tranchants

b. Type 2 :**b.1) Plancher courant Calcul des charges par mètre linéaire :**

$$G = 5,7 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$$q = 5,97 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$

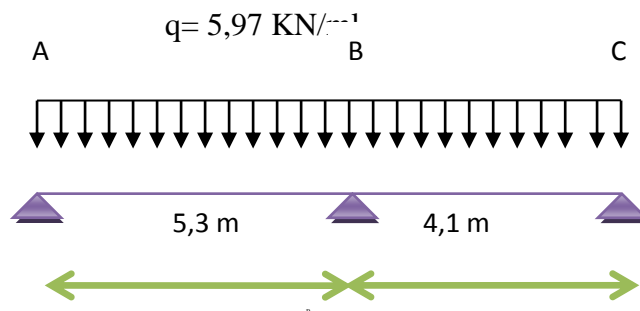


Figure III.6 schéma statique des poutrelles.

- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 20,96 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 12,54 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments sur appuis sont :**

$$M_{Aap} = 0,2. M_{0AB} = - 4,19$$

$$M_{Bap} = - \frac{5,97 \times (5,3)^3 + 5,97 \times (4,1)^3}{8,5(5,3 + 4,1)} = -16,27.$$

$$M_{Capp} = 0,2. M_{0BC} = - 2,5$$

➤ **Les moments en travée :**

$$X = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_w - M_e}{q \times l} \right), \quad M_{T \max} = \frac{ql^2}{8} + M_w \cdot \left(1 - \frac{x_0}{l} \right) + M_e \times \frac{x_0}{l}$$

$$X_1 = \frac{5,3}{2} + \left(\frac{4,19 - 16,27}{5,97 \times 5,3} \right) = 2,27 \text{ m}$$

$$M_t = 11,15 \text{ KNm}$$

$$X_2 = 2,61 \text{ m}$$

$$M_t = 4,9 \text{ KNm}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant T :**

- L'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

• **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{5,3} = 15,82 + \frac{4,19 - 16,27}{5,3} = -13,53 \text{ KN}$$

$$T_e = -18,09 \text{ KN}$$

• **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{4,1} = 15,58 \text{ KN}$$

$$T_e = -8,87 \text{ KN}$$

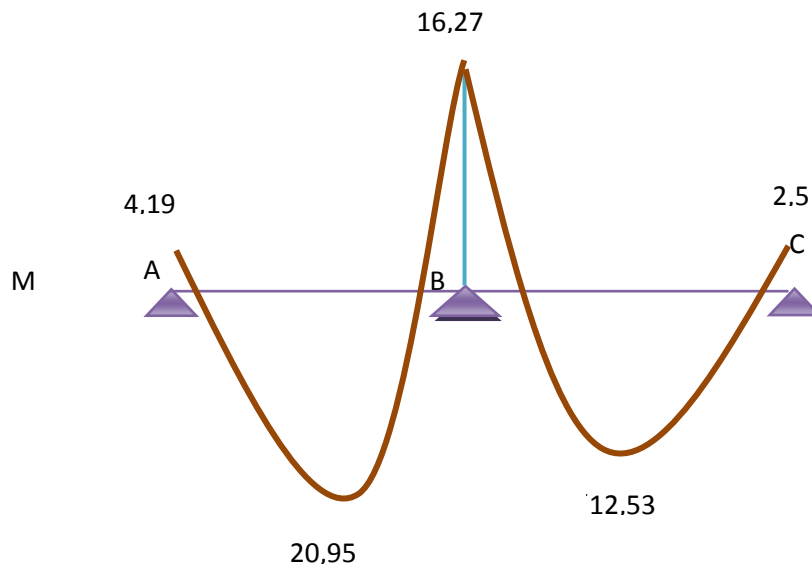


Figure III.7 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

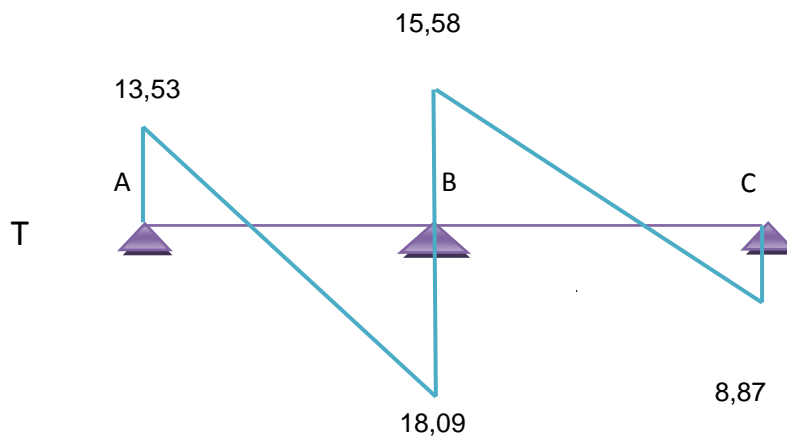


Figure III.8 Diagramme des efforts tranchants

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
9Etagé courante	1	12,7	9,19	15,07	10,9	17,86	12,31
	2	11,15	8,08	16,27	11,77	18,09	13,09
terrasse	1	14,86	10,86	17,63	12,89	20,90	15,29

Tableau III.1 Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux

4. Calcul du ferrailage

4.1. Vérification à E.L.U :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

➤ En travée :

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

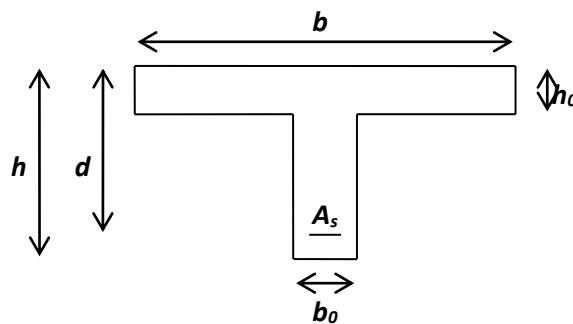


Figure III.9 Dimensions des poutrelles

$$\text{Avec ; } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_{eE} 400 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa.} \quad ; \quad b = 60 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h = 21,6 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 60 \times 4 \times \left(21,6 - \frac{4}{2} \right) = 66796,8 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = 66796,8 \text{ N.m} > M_t^{\max} = 14860 \text{ N.m.}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (60 \times 24) \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14860}{60 \times (21,6)^2 \times 14,20} = 0,0448 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0573$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,977$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14860}{0,977 \times 21,6 \times 348} = 2,02 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,02 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 \longrightarrow $A = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ **En appui :**

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17630}{12 \times (21,6)^2 \times 14,20} = 0,222 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,318$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,872$$

$$\beta = 0,872$$

$$A = \frac{17630}{0,872 \cdot 21,6 \cdot 348} = 2,69 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,313 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min} , A_{\text{cal}}) = 2,69 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 \longrightarrow $A = 3,08 \text{ cm}^2$

4.2. Vérification à E.L.S :

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ En travée :

$$\gamma = \frac{14860}{12140} = 1,16$$

$$\alpha = 0,0573 < \frac{1,16-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,0573 < 0,33 \rightarrow c.v$$

➤ En appui :

$$\gamma = \frac{17630}{7430} = 2,37$$

$$\alpha = 0,318 < 0,935 \rightarrow c.v$$

Donc les armatures calculées à l'E.L. U conviennent à l'E.L.S

4.3. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après le B.A.E.L 91v99, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{20900}{120 \times 216} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{c.v}$$

4.4. Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (0,685 ; 1,2 ; 1,2)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE215

$$\text{Choix : } 2\phi 8 \longrightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$$

4.5. Ancrage des barres :

4.5.1. Contrainte d'adhérence limite

Pour assurer un ancrage correct d'empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{fj}$$

$$\begin{cases} 1 \dots \dots \dots RL \\ 1,5 \dots \dots \dots HA \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 1,8 = 2,43 MPa.$$

4.5.2. Longueur de scellement droit

C'est la longueur pour assurer un ancrage droit :

$$L_s = \phi \cdot \frac{f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = 1 \cdot \frac{400}{4 \cdot 2,43} = 41,15 cm$$

4.6. Ancrage des armatures

4.6.1. Rayon de courbe minimal

$r = 5,5\phi$ Pour la barre a haute adhérence feE400

$$L_1 = 35 - \frac{\phi}{2} - c - r$$

$$L_1 = 35 - 0,5 - 3 - 5,5 = 26 cm.$$

$$\Rightarrow L_1 + 2,56L_3 > L_s - 3,92 \cdot 5,5$$

$$\Rightarrow L_3 = \frac{41,15 - 3,82 \cdot 5,5 - 26}{2,56} = 2,28$$

On prend :

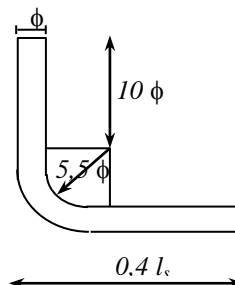


Figure III.10 Schéma de l'ancrage

4.6.2. Calcul de l'espacement des armatures transversales

D'après le B.A.E.L 91v99 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 83,3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min (19,44 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 19,44 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{1,01 \cdot 215}{12 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 45,24 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min ((19,44); (45,24), (83,3))$$

On prend : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

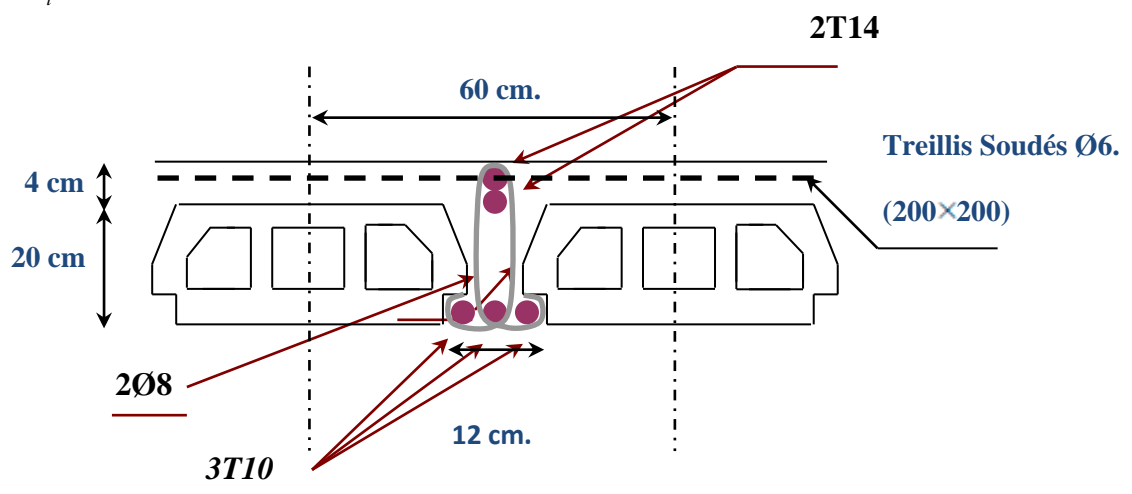


Figure III.11 Ferrailage de poutrelle

5. Calcul de la flèche

5.1. Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a \text{ service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

5.2. Vérification des conditions :

$$\text{a. } \frac{h}{L} = \frac{24}{520} = 0,046 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\text{b. } \frac{h}{L} = \frac{24}{520} = 0,046 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{12,14}{7,43} = 0,164 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$c. \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,00910 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow CN..V$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 570 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 570 + 150 = 720 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 570 - 75 = 495 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } b = 0,60 \text{ m } \begin{cases} G = 5700 \times 0,60 = 3420 \text{ N/ml} \\ P = 7200 \times 0,60 = 4320 \text{ N/ml} \\ J = 4950 \times 0,60 = 2970 \text{ N/ml} \end{cases}$$

5.3. Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{3420 \times (5,20)^2}{8} = 8207,32 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,71 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{4320 \times (5,20)^2}{8} = 10367,32 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,71 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{2970 \times (5,20)^2}{8} = 7127,40 \text{ N.m.} \end{cases}$$

➤ Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = E_i / 3 = 10721,23 \text{ MPa}$$

➤ **Détermination du centre de gravité :**

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

$$y_G = \frac{(60 \cdot 4)(2 + 24 - 4) + [(24 - 4) \cdot 12 \cdot (24 - 4)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 3}{(60 \cdot 4) + (24 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 2,36}$$

$$y_G = 15,11$$

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

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

$$I_g = \frac{60 \cdot (15,11)^3}{3} - \frac{(60 - 12) \cdot (15,11 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (24 - 15,11)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (21,6 - 15,11)^2$$

$$I_g = 51350,05 \text{ cm}^4$$

➤ **Calculer Y et I :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \quad \text{Avec } A' = 0$$

$$Y = 4,49 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A(d - y)^2 \quad \text{avec } A' = 0$$

$$I = 12173,80 \text{ cm}^4$$

➤ **Pourcentages des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,0091$$

5.4. Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g (d - y)}{I} = 15 \frac{8,207(0,216 - 0,0449) \times 10^{-3}}{12173,80 \times 10^{-8}} = 173,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p (d - y)}{I} = 15 \frac{10,367(0,216 - 0,0449) \times 10^{-3}}{12173,80 \times 10^{-8}} = 218,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_j (d - y)}{I} = 15 \frac{7.127(0,216 - 0,0449) \times 10^{-3}}{12173,80 \times 10^{-8}} = 150,25 \text{ MPa}$$

Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,0091 \times 173,02 + 2,1} \right] = 0,562$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,0091 \times 218,55 + 2,1} \right] = 0,634$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,0091 \times 150,25 + 2,1} \right] = 0,514$$

5.5. Calcul des moments d'inertie fictifs

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,0091} = 4,44$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \times 0,0091} = 1,77$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 51350,05}{(1 + 4,44 \times 0,562)} = 16160,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 51350,05}{(1 + 1,77 \times 0,562)} = 28317 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \cdot 51350,05}{(1 + 4,44 \times 0,634)} = 14806,19 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \cdot 51350,05}{(1 + 4,44 \times 0,514)} = 17209,72 \text{ cm}^4$$

6. Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{8207,32 \times (520)^2}{10 \times 32164,19 \times 16160,38} = 0,426 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{8207,32 \times (520)^2}{10 \times 10721,23 \times 28317} = 0,73 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{7123,40 \times (520)^2}{10 \times 32164,19 \times 17209,72} = 0,347 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{10367,32 \times (520)^2}{10 \times 32164,19 \times 14806,19} = 0,588 \text{ cm}$$

6.1. La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,73 - 0,347) + (0,588 - 0,426)$$

$$\Delta f_t = 0,545 \text{ cm}$$

6.2. La flèche admissible

$$\text{Pour } L = 520 \text{ cm} < 0,5 + \frac{L}{1000} \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = 0,5 + \frac{L}{500} = 0,5 + \frac{625}{1000} = 1,02 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 0,545 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 1,02 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifier

Remarque :

A l'aide du logiciel SOCOTEC on voit que se ferrailage de poutrelle ça va se fléchir au poutrelles du balcon donc on a obligé d'augmenté le ferrailage, est sera on 3T10 en travée et 1T16+1T14 en appuis.

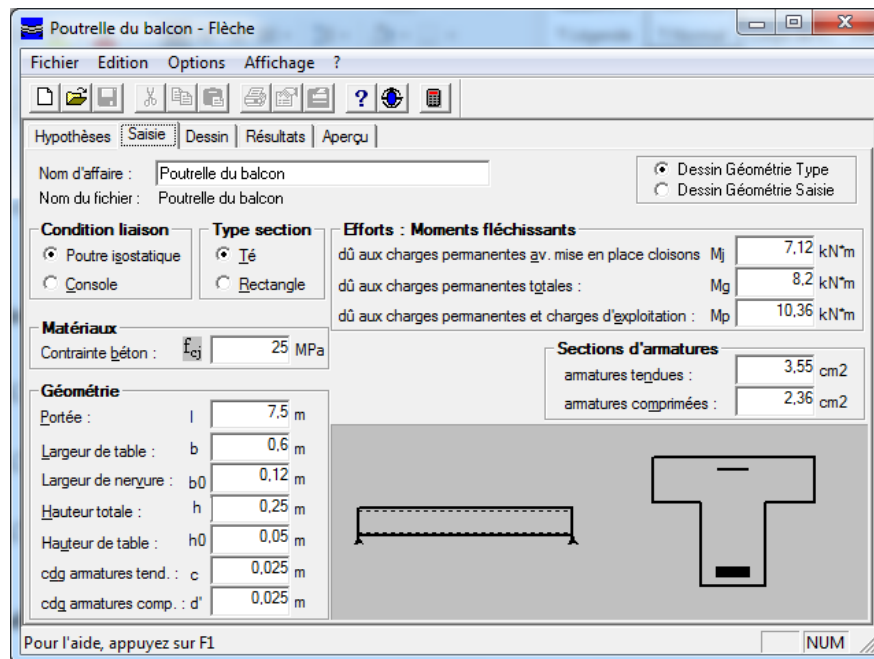


Figure III.12 données de calcul de la flèche

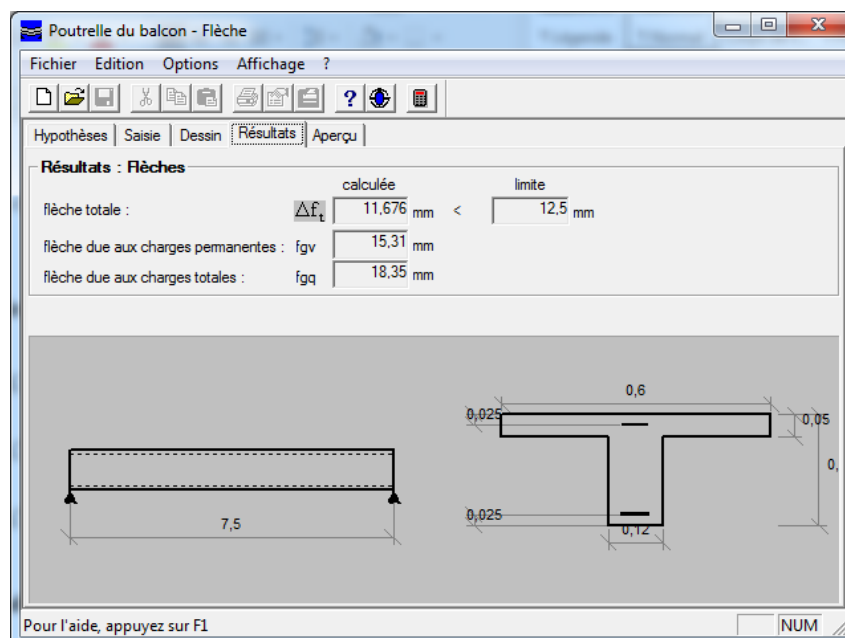


Figure III.13 : La résultant de la flèche

7. Étude du dalle plein :

7.1 Calcul des dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

Tableau III.2 Données de quelque type de dalle pleine.

Types	L _x (m)	L _y (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
2 appuis (D2)	1,5	3,4	0,44	0,1038	0,1359	0,1038	0,1359
4 appuis (D3)	5,2	6,25	0,83	0,0525	0,6737	0,0525	0,6737

7.1.1 Dalle sur deux appuis

➤ Calcul des sollicitations

Calcul a ELU

✓ Calcul de chargement.

$$G = 4.88 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 10,34 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 0.44 > 0.4 \text{ Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

✓ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2) \quad \text{Donc : } \begin{cases} M_x = 2,41 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments corrigé (réel)

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 2,05 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 0,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis } \begin{cases} M_x^a = M_y^a = M_x \times 0,5 = 1,026 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul de la section d'armatures

- Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).

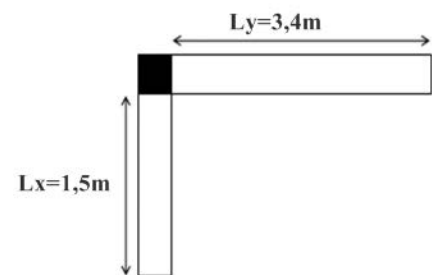


Figure III.14 Dalle pleine 2 appui

-F.N $c \geq 3\text{cm}$ soit $c = 3\text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c=15-3=12\text{ cm}$

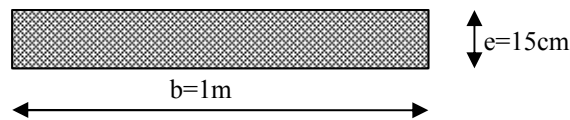


Figure III.15 Section de la dalle pleine à ferrailer

✓ **Calcul du ferrailage**

$$\mu_{bu} = \frac{2,05 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_e = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0125 ; z = 11,94\text{ cm}$$

$$A_t = \frac{2,05 \times 10^3}{12 \times 348} = 0,49\text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité**

$$e \geq 15\text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

Sens x-x :

$$A_{\min} = 1,53\text{ cm}^2 > A_{\text{calculée}} \quad \text{donc on ferraille avec } A_{\min}$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml}$.

Calcul de l'espacement

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25\text{ cm} \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm} \dots \text{ok}$

Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25\text{ cm} \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm} \dots \text{ok}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 Ferrailage de dalles sur 2 appuis

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	2.05	0.01	0.0125	11.94	0.49	1.53	4HA8=2.01	25
	Selon y	0.25	0.0012	0.0015	12	0.06	1.20	4HA8=2.01	25
En appuis	x=y	1.026	0.005	0.0062	11.97	0.25	1,53	4HA8=2.01	25

➤ **Vérifications à l'ELU**

Vérification de l'effort tranchant

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{10,34 \times 1,5}{2} \times \frac{3,4^4}{1,5^4 + 3,4^4} = 7,47 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{10,34 \times 3,4}{2} \times \frac{1,5^4}{1,5^4 + 3,4^4} = 0,64 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{7.47 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,062 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1 / 1,5) = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots \text{ vérifiée .}$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 7,38\text{KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 1.72\text{KN.m} \\ M_y = 0.23 \text{ KN .m} \end{cases}$$

Moments en travées (réel) $\begin{cases} M_{xs}^t = 0.85M_x = 1.462 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0.75M_y = 0.172 \text{ KN .m} \end{cases}$

Moments en appuis (réel) $\begin{cases} M_{xs}^a = M_x \times -0.5 = 0.731 \text{ KN .m} \end{cases}$

- **Calcul de y** : $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0$.
- **Calcul de I** : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2$.
- **Vérification de σ_{bc}** : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$.

Tableau III.4 Vérification des états limitent de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	1.72	3.27	5302.2	1.06	15	Vérifiée
	Selon y	0.23	3.27	5302.2	0.14	15	Vérifiée
En appuis	x=y	0.731	3.27	5302.2	0.45	15	Vérifiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Vérification de contraint des aciers

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm} ; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa .}$$

Avec η=1,6 (HA) et f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}.

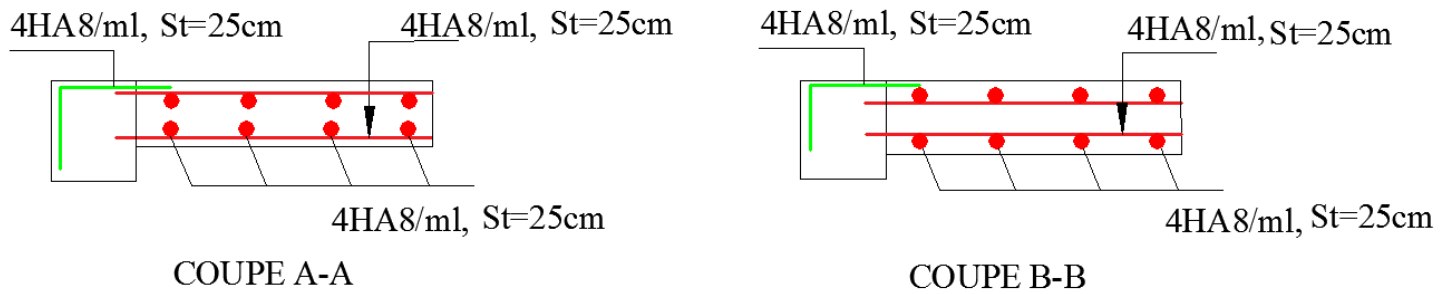


Figure III.16 Schéma de ferrailage de la dalle D2

7.1.2 Dalle sur quatre appuis

➤ Calcul des sollicitations

- Calcul à l'ELU

✓ Calcul de chargement G

$$= 4,88 \text{ KN/m}^2; Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 10,34 \text{ KN/ml.}$$

$\rho = 0,83 > 0,4$ Donc la dalle travaille dans les deux sens.

✓ Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Donc :

$$\begin{cases} M_x = 14,68 \text{ KN.m} \\ M_y = 9,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments corrigé (réel)

Moments en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 M_x = 11,01 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 7,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_x = 5,51 \text{ KN.m}$$

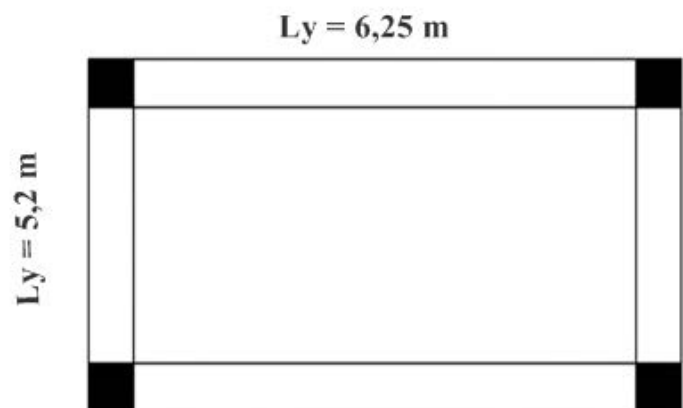


Figure III.17 Dalle pleine 4 appuis

✓ **Calcul de la section d'armatures**

- Le ferrailage de la dalle pleine du la terrasse accessible se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).

- F.N $c \geq 3\text{cm}$ soit $c = 3\text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c=15-3=12\text{ cm}$

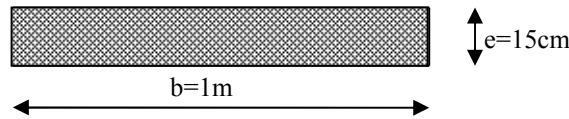


Figure III.18 Section de la dalle pleine à ferrailer

➤ **Calcul du ferrailage**

$$\mu_{bu} = \frac{11.01 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,16} = 0.0538 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.069; z = 11.66\text{ cm}$$

$$A_t = \frac{11.01 \times 10^3}{11.66 \times 348} = 2,71\text{ cm}$$

➤ **Condition non fragilité**

$$e \geq 15\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

Sens x-x :

$$A_{\min} = 1.31\text{cm}^2 < A_{\text{calculée}} \quad \text{donc on ferraille avec } A_{\text{calculée}}$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14\text{ cm}^2/\text{ml}$.

Calcul de l'espacement

La fissuration est nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$

Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 Ferrailage de dalles sur 4 appuis.

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{Cal} (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	A_{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	11.01	0.0538	0.069	11.66	2,71	1.31	4HA10=3,14	25
	Selon y	7,41	0.0362	0.046	11.66	1.83	1.2	4HA8=2.01	25
En appuis	x=y	5,51	0.0269	0.034	11.84	1.34	1.31	4HA8=2.01	25

➤ **Vérfications à l'ELU**

✓ **Vérfication de l'effort tranchant**

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{10.34 \times 5.2}{2} \times \frac{6.25^4}{5.2^4 + 6.25^4} = 18.17 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{10.34 \times 6.25}{2} \times \frac{5.2^4}{5.2^4 + 6.25^4} = 10.47 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{18.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,151 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1 / 1,5) = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots \text{ vérifiée} .$$

➤ **Vérfications à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 7.38\text{KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 10.48 \text{ KN.m} \\ M_y = 7.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées (réel) $\begin{cases} M_{xs}^t = 0.75M_x = 7.86 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0.75M_y = 5.3 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis (réel) $\begin{cases} M_{xs}^a = M_{ys}^a = -0.5 \times M_{0x} = -3.93 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Calcul de y** : $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 .$
- **Calcul de I** : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2 .$
- **Vérfication de σ_{bc}** : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} .$

Tableau III.7 Vérfication des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	7.86	4.88	6261.13	5.58	15	Vérfiée
	Selon y	5.3	4.88	6261.13	2.42	15	Vérfiée
En appuis	x=y	3.93	4.88	6261.13	2.79	15	Vérfiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Vérfication de contraint des aciers

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm} ; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201,6\text{MPa} .$$

Avec $\eta=1,6$ (HA) et $f_{ij}=0,6+0,06f_{cj}$.

Tableau III.8 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	7.86	134.07	201,633	vérifiée
	Selon y	5.3	90.40	201,633	vérifiée
En appuis	x=y	3.93	67.03	201,633	Vérifiée

Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

- $h \geq \max \left\{ \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0,x}} \right) * l_x \right\} \Leftrightarrow 0,15 > 0,19 \Rightarrow$ la condition non vérifiée .
- $A \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \Leftrightarrow 3,14 \leq 6 \Rightarrow$ la condition et vérifiée .

Sens Y-Y :

- $h \geq \max \left\{ \left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0,y}} \right) \times l_y \right\} \Leftrightarrow 0,15 > 0,18 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.
- $A \leq \frac{2 \times b \times d_y}{f_e} \Leftrightarrow 2,01 \leq 6 \Rightarrow$ condition vérifiée

On doit vérifier la flèche a l'aide du socotec .

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul de la flèche.

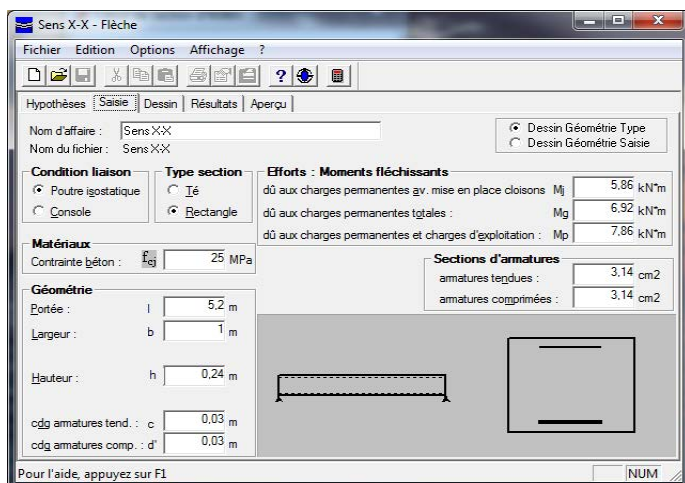


Figure III.19 données de calcul de la flèche sens X

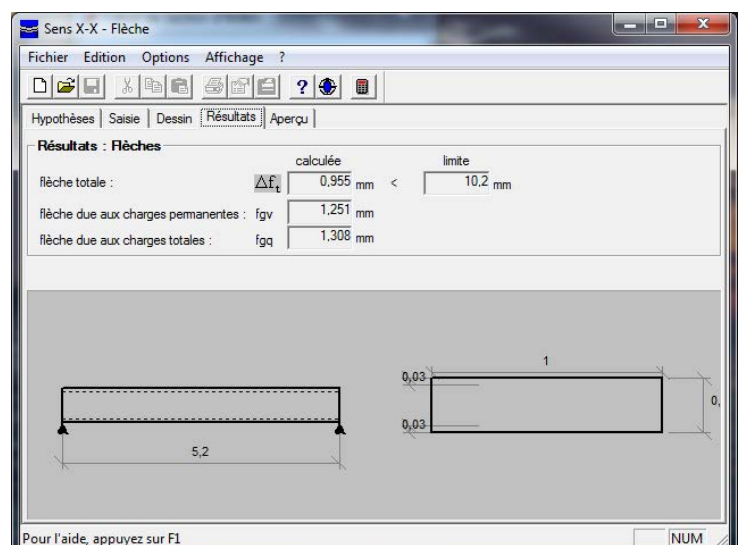


Figure III.20 : La résultant de la flèche

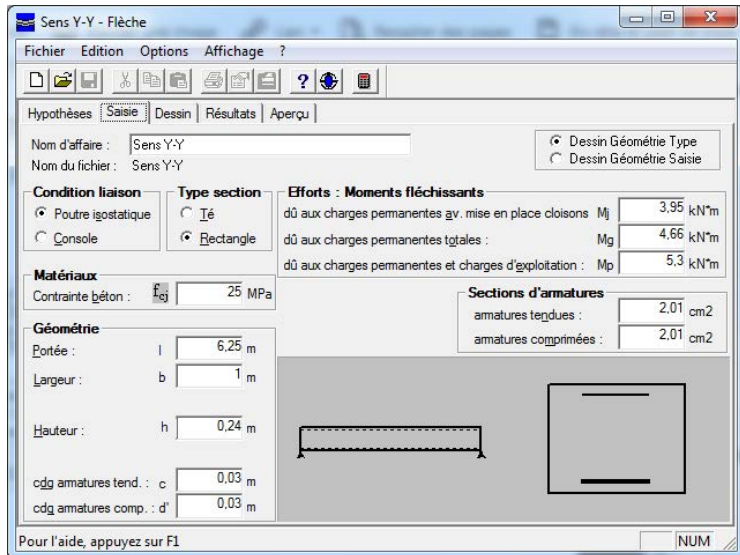


Figure III.21 données de calcul de la flèche sens Y

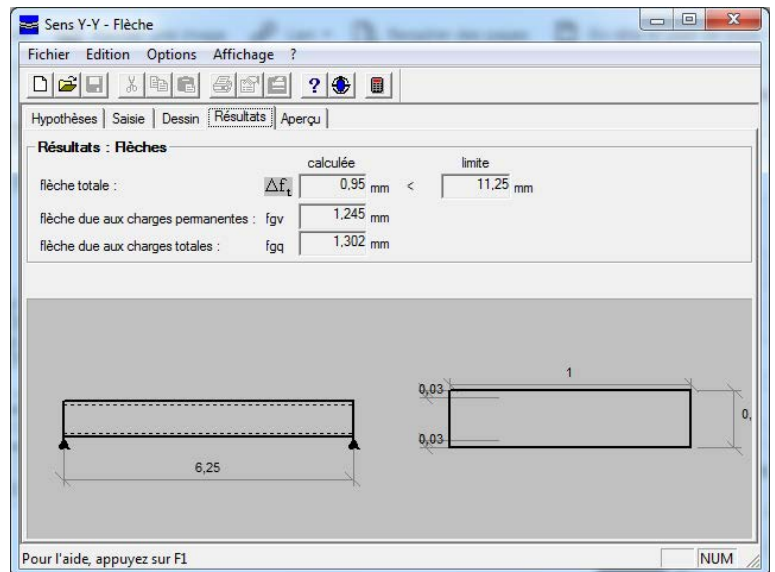


Figure III.22 : La résultant de la flèche

Schémas de ferrailage

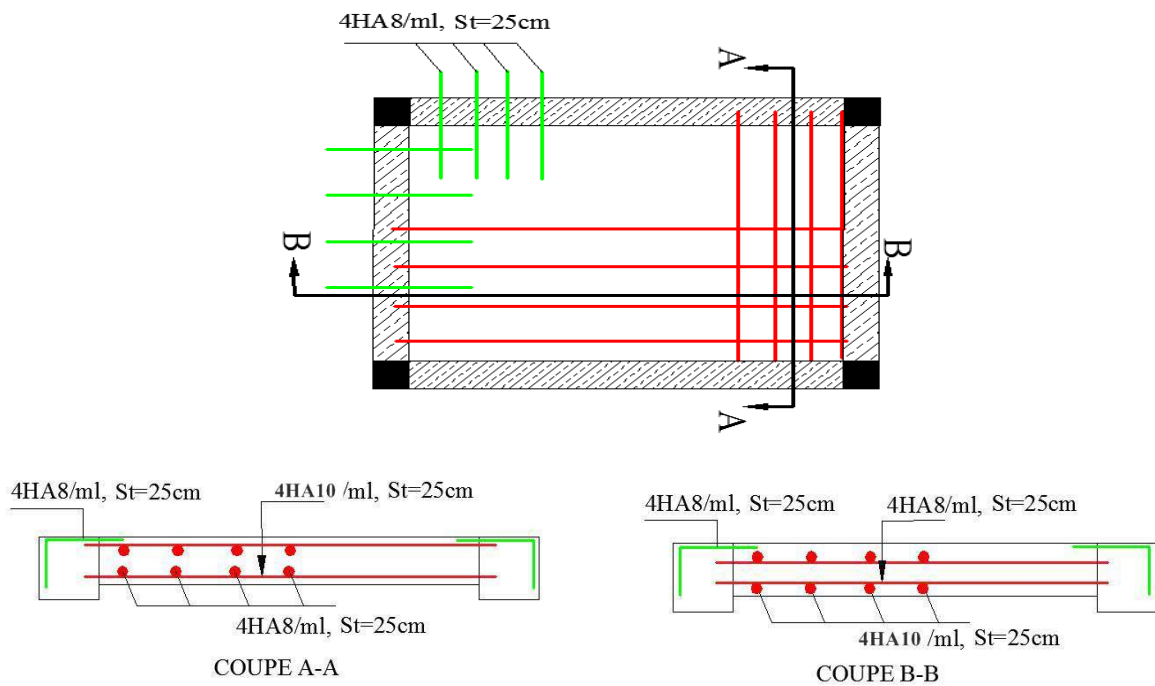
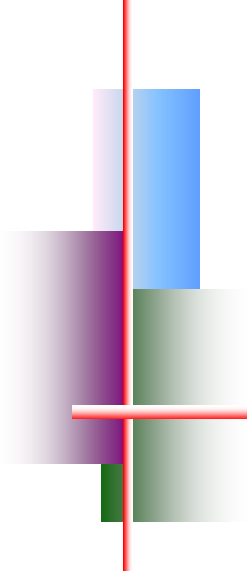



Figure III.23 Schéma de ferrailage de la dalle D3



Chapitre IV



Étude des éléments non structuraux

 *Escaliers.*

 *Acrotère.*

 *Ascenseurs.*

1. Escaliers

1.1. Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

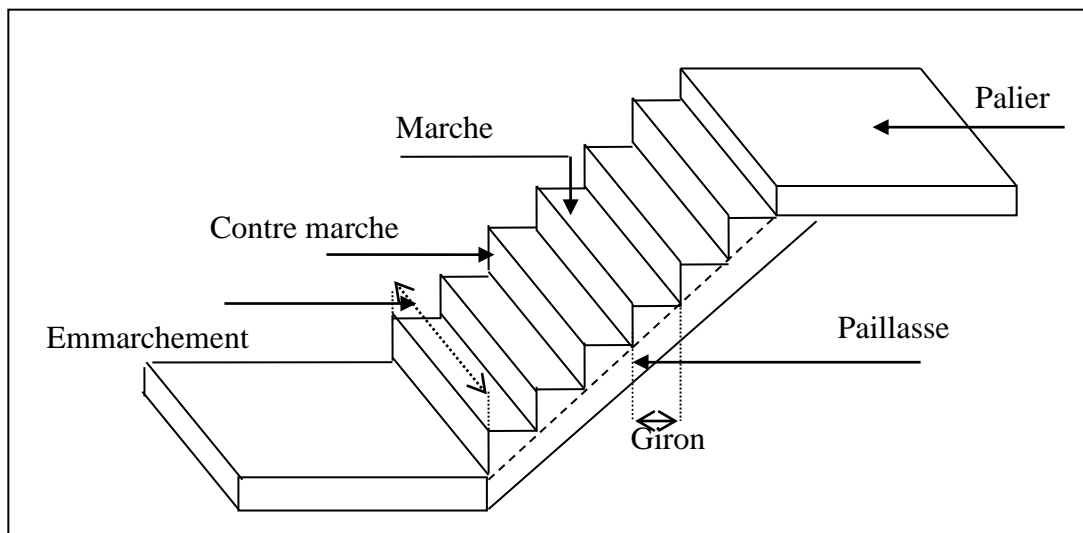
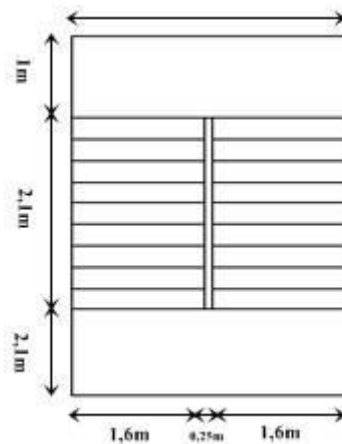


Figure IV.1 : schéma d'un escalier



Vue en plan des escaliers

1.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

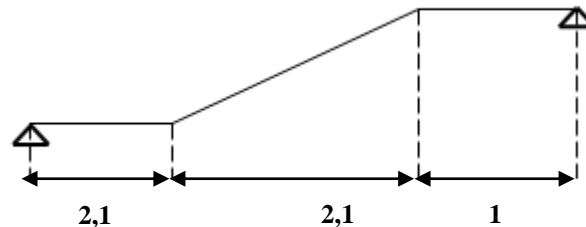


Schéma statique

1.2.1. Calcul de nombre des marches

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur totale du volée.

$$H = \frac{272}{2} = 136 \text{ cm}, \text{ on Prend } h = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$n-1 = 7 \text{ (nombre de marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1).g = L \Rightarrow g = 2h+b = 64 \Rightarrow 2 \times 17 + b = 64$$

$$\Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :

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

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \text{ et que } 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arctg } \alpha = 29,54^{\circ}.$$

1.2.2. Epaisseur de la paillasse et de palier

a. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{210}{\cos \alpha} = 2,41 \text{ cm.}$$

$$7 \leq ep \leq 10,5 \quad \text{on prend } ep = 15.$$

b. Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$$

$$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$$

On adopte $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm.}$

1.2.3. Descente de charge

a. volée

Tableau IV.1 Descente de charge (volée)

désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,15	25,00	4,02
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre ep/cos α	0,02	10,00	0,23

-charge permanente : $G=7,61 \text{ KN/m}^2$.

-Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_{\text{u vol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1).1 \text{ m} = 14,02 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser vol}} = (G+Q).1 \text{ m} = 10,11 \text{ KN/ml.}$$

b. Palier

Tableau IV.2 Descente de charge (palier)

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier EP × 25	0,15	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2

- charge permanente : $G=4,86 \text{ KN/m}^2$.

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_{\text{upal}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,31 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{serpal}} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7,36 \text{ KN/ml.}$$

1.2.4. Détermination des sollicitations

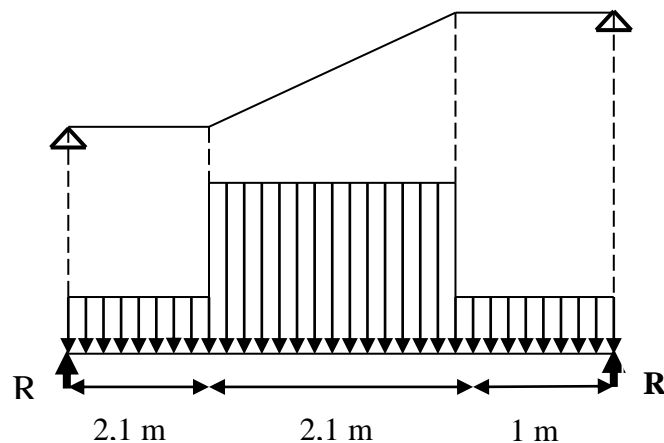


Figure IV.2 Schéma statique de l'escalier

a. E.L.U :**Réactions des appuis**

$$\begin{aligned}\sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 2,1) + (q_1 \times 2,1) + (q_2 \times 1) \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 61,4\text{KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum M /_A = 0 &\Rightarrow R_B = \left[\frac{(2,1)^2}{2} q_2 + 2,1 \left(\frac{(2,1)}{2} + 2,1 \right) q_1 + 1 \left(\frac{(1)}{2} + 2,1 + 2,1 \right) q_2 \right] / 5,2 \\ &\Rightarrow R_B = 31,52\text{KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum M /_B = 0 &\Rightarrow R_A = \left[\frac{(1)^2}{2} q_2 + 2,1 \left(\frac{(2,1)}{2} + 1 \right) q_1 + 2,1 \left(\frac{(2,1)}{2} + 2,1 + 1 \right) q_2 \right] / 5,2 \\ &\Rightarrow R_A = 29,88\text{KN}\end{aligned}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1$

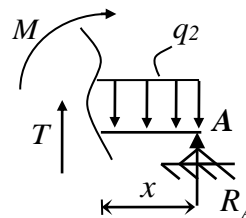
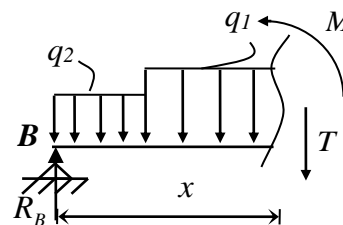
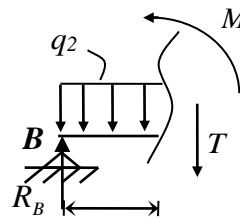
$$\begin{cases} T(x) = R_B - q_2 x \\ M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1 \leq x \leq 3,1$

$$\begin{cases} T(x) = R_B - 1q_2 - q_1(x-1) \\ M(x) = R_B x - 1 \left(x - \frac{1}{2} \right) q_2 - \frac{(x-1)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 2,1$

$$\begin{cases} T(x) = -R_A + q_2 x \\ M(x) = -R_A x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



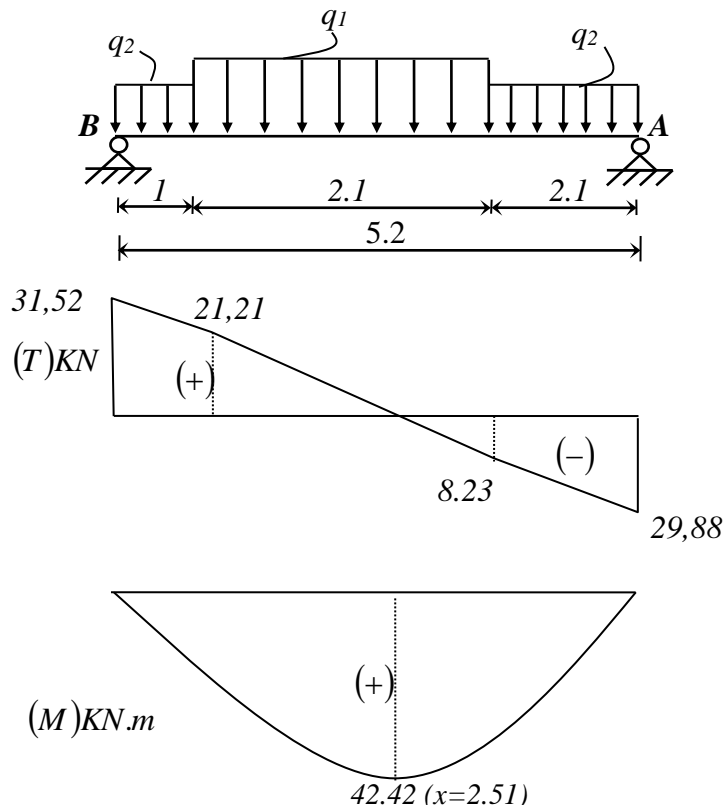


Figure IV.3 Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.3 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.3M ₀)	Moment en travée (M _t =0.8M ₀)
0	31.52	31.52	0	31.52	42.42	12.73	33.94
1	-	21.21	26.36				
2.78	-	0	42.42				
3.1	-	-8.23	40.01				
5.2	29.88	-29.88	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

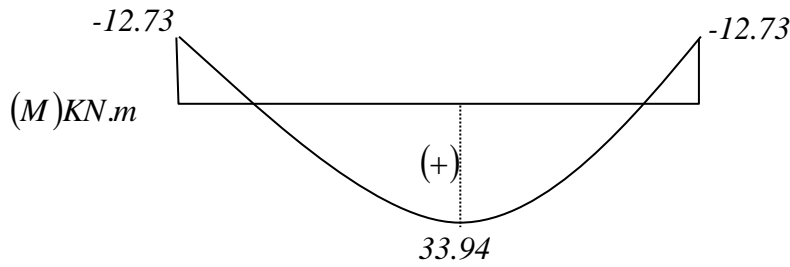


Figure IV.4 Diagramme des moments retenus

b. E.L.S

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 2,1) + (q_1 \times 2,1) + (q_2 \times 1)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 44,05 \text{KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1)^2}{2} q_2 + 2.1 \left(\frac{(2.1)}{2} + 1 \right) q_1 + 2.1 \left(\frac{(2.1)}{2} + 2.1 + 1 \right) q_2 \right] / 5.2$$

$$\Rightarrow R_A = 21.41 \text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(2.1)^2}{2} q_2 + 2.1 \left(\frac{(2.1)}{2} + 2.1 \right) q_1 + 1 \left(\frac{(1)}{2} + 2.1 + 2.1 \right) q_2 \right] / 5.2$$

$$\Rightarrow R_B = 22.63 \text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1$

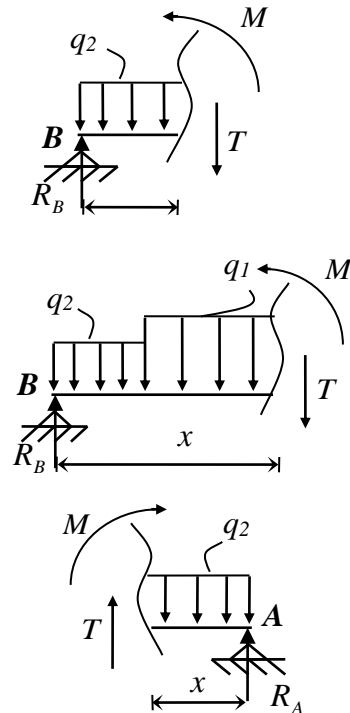
$$\begin{cases} T(x) = R_B - q_2 x \\ M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1 \leq x \leq 3.1$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1q_2 - q_1(x-1) \\ M(x) = R_A x - 1 \left(x - \frac{1}{2} \right) q_2 - \frac{(x-1)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 2.1$

$$\begin{cases} T(x) = -R_A + q_2 x \\ M(x) = -R_A x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



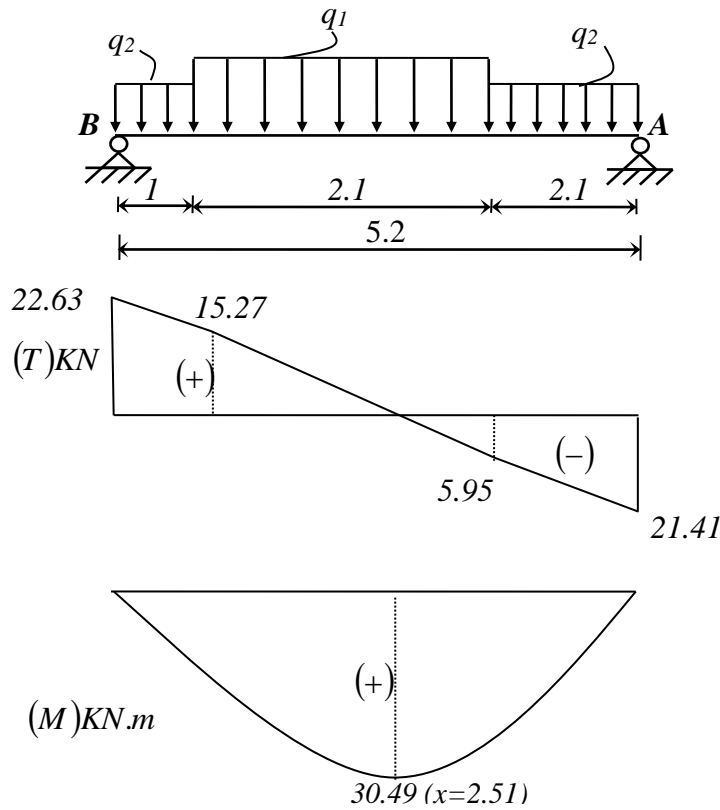


Figure IV.5 Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.4 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.3M ₀)	Moment en travée (M _t =0.8M ₀)
0	22.63	22.63	0	22.63	30.49	9.15	24.39
1	-	15.27	18.95				
2.51	-	0	30.49				
3.1	-	-5.95	28.73				
5.2	21.41	-21.41	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

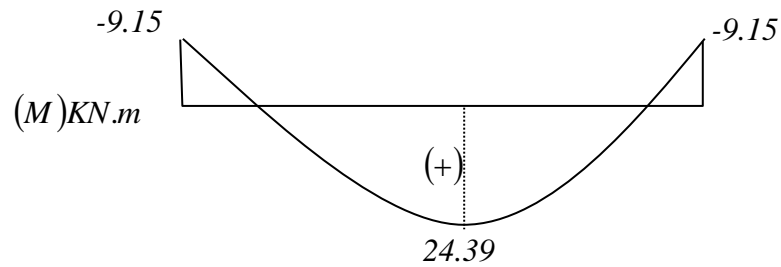


Figure IV-6 Diagramme des moments

Conclusion :

(E.L.U) :

$$M_t \text{ max} = 33.94 \text{ kn.m}$$

$$M_a \text{ max} = 12.73 \text{ kn.m}$$

$$T_{\text{max}} = 31.52 \text{ kn}$$

(E.L.S) :

$$M_t \text{ max} = 24.39 \text{ kn.m}$$

$$M_a \text{ max} = 9.15 \text{ kn.m}$$

$$T_{\text{max}} = 22.63 \text{ kn}$$

1.2.5. Calcul de ferrailage

a. E.L.U

a.1 En travée

$$\mu = \frac{33.94 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.2} = 0,131 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,176$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\text{max}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{33940}{0,93 \times 13,5 \times 348} = 7,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal}; A_{\min}) = 7,77 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14 esp 20.

T14 → $e = 15 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [45 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Ar : 5T8 → $A_r = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

T8 → $e = 20 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = \min [60 ; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

a.2 En appui

$$\mu = \frac{12,73 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,062 \quad ; \quad \beta = 0,937$$

$$A = 2,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal}; A_{\min}) = 2,89 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 esp 25.

Ar : 4T8 → $A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

T8 → $e = 25 \text{ cm}$.

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{33,94}{24,39} = 1,39$$

$$\alpha = 0,176 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,062 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- **Vérification les efforts tranchants**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 31,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Remarque :** Les marches ferrailent constructivement avec T10 et $\phi 8$.

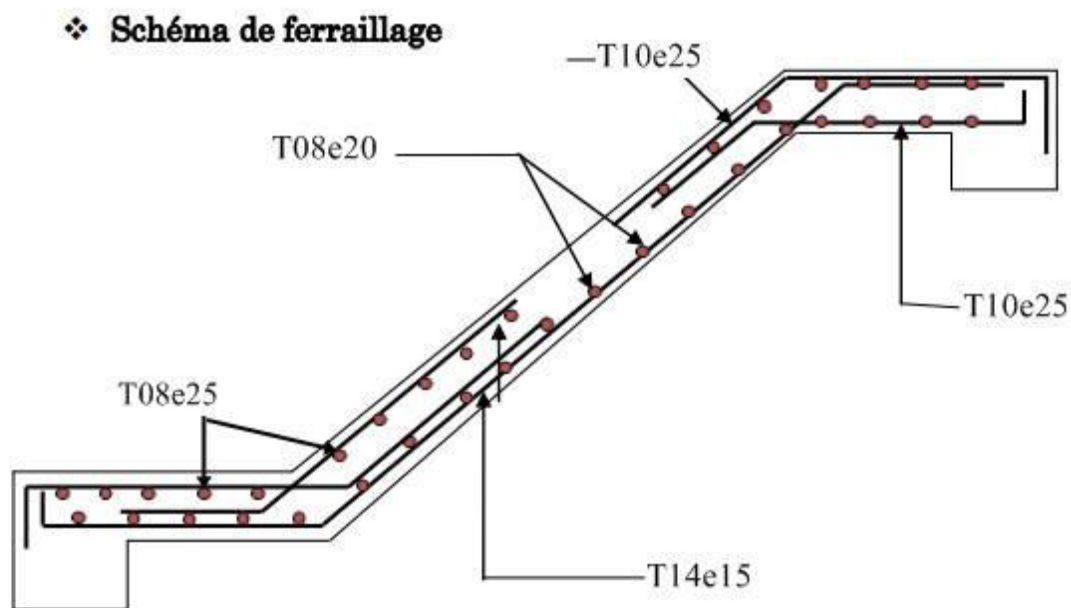


Figure IV.7 Coffrage & ferrailage des escaliers

1.2.6. Étude de la poutre palière

Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \text{ on prend } h_t = 30\text{cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ on prend } b = 25\text{cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Suivant R.P.A : $\min(h, b) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots C.$

Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_{BU} = 21.52 \text{ KN/m.}$

$R_{BS} = 15.44 \text{ KN/m.}$

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

On a : $q_u = 1,35 \times 1.87 + 1,5 \times 2,5 + 21.52 = 27.79 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 1.87 + 2,5 + 15.44 = 19.87 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations

a. E.L.U

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 37.82 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8.M_0 = 30.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3.M_0 = 11.34 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = ql/2 = (27.79 \times 3.3) / 2 = 45.85 \text{ KN}$$

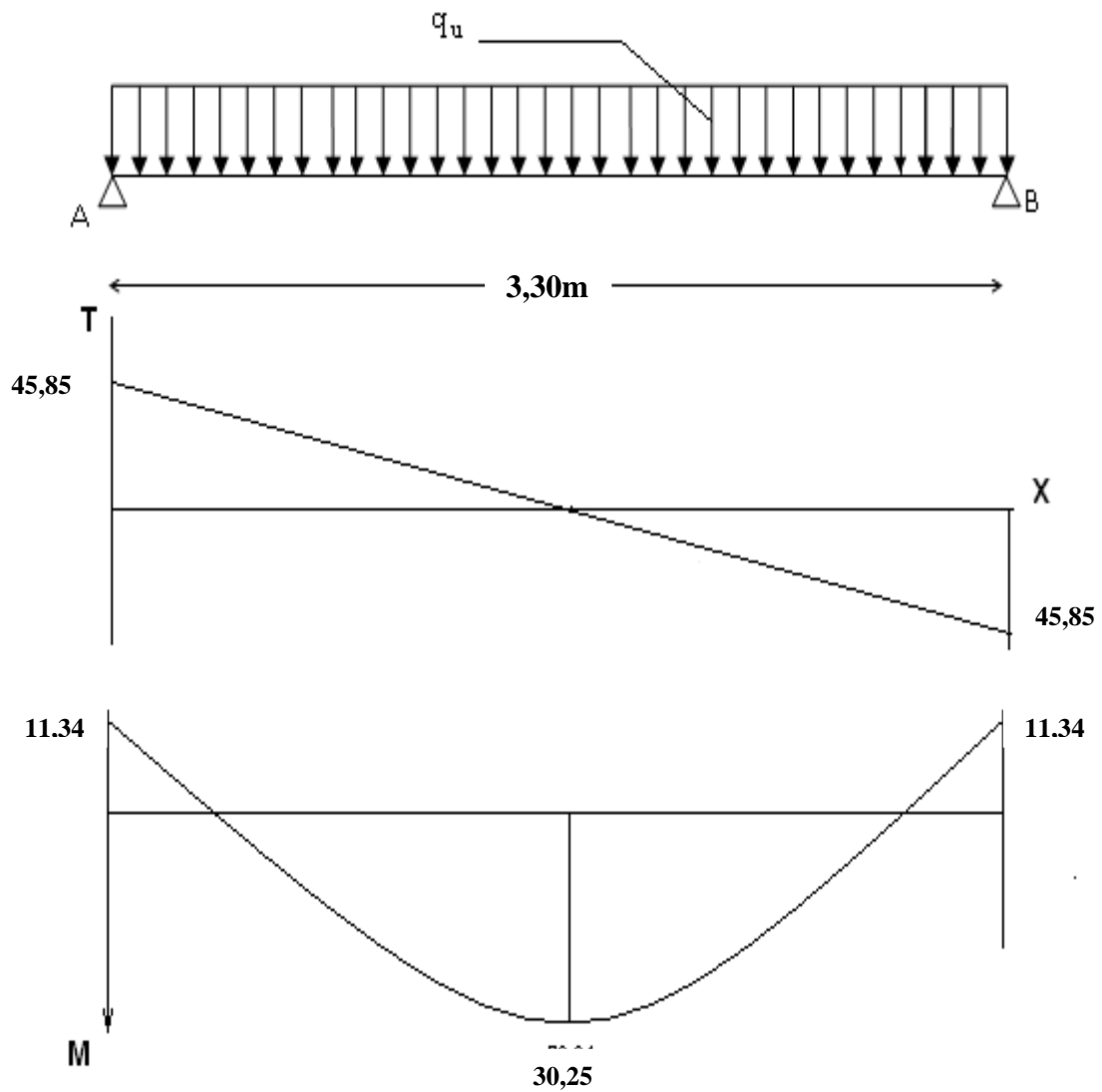


Figure IV.8 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

b.2 E.L.S

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 27.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_0 = 21.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 8.11 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_u \cdot l / 2 = (19.87 \cdot 3.3) / 2 = 32.78 \text{ KN}$$

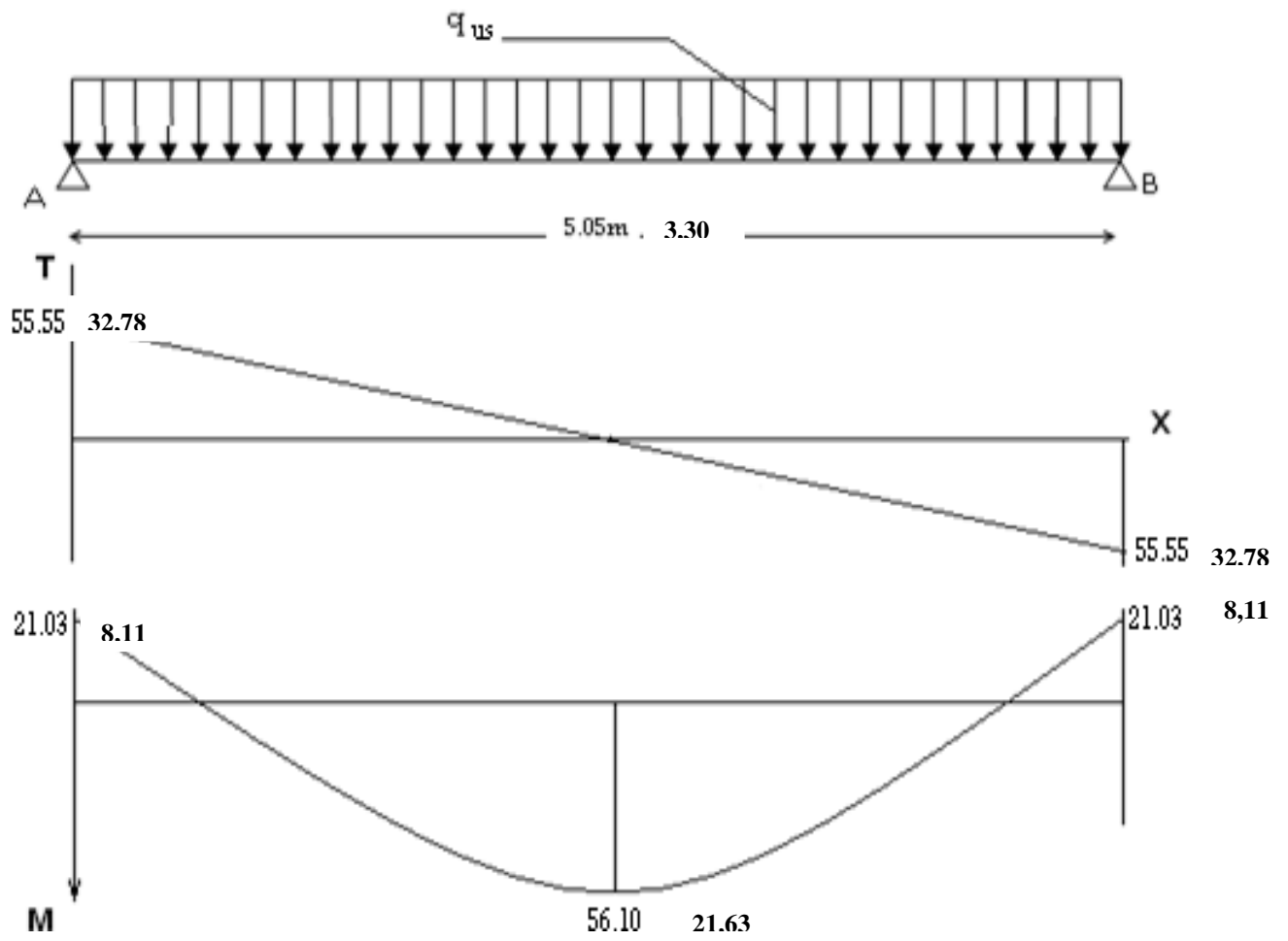


Figure IV.9 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

1.2.7. Calcul du ferrailage :**a. E.L.U :****a.1 En travée**

$$\mu = \frac{30,25 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,11 < \mu l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,15$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30250}{0,93 \times 13,5 \times 348} = 6,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 6,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T14+2T12 = 6,88 \text{ cm}^2$$

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{11,34 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11340}{0,97 \times 13,5 \times 348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 2,48 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = 1,39$$

$$\alpha = 0,15 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,05 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

• **Vérification l'effort tranchant:**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 45,85 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi = \min \left\{ \begin{array}{l} h/35 = 128,5 \text{ mm} \\ b/10 = 35 \text{ mm} \\ \phi_\ell = 14 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2T08 $\rightarrow 1,00 \text{ m}^2$

- **Calcul de l'espacement :**

$$\delta_t \leq \min \begin{cases} \min (0,9 d , 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 16,78 \text{ cm.} \\ \frac{A_t \cdot 0,3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 23,88 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Schéma de ferrailage**

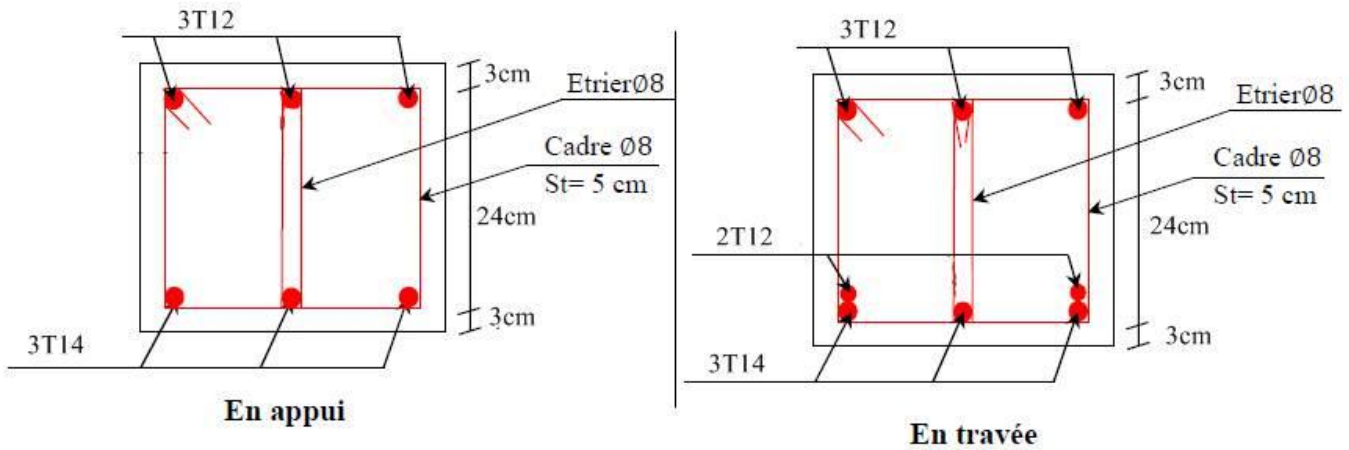


Figure IV.10 Coupe d'une poutre palière

2. Acrotère

2.1. Introduction

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre(G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur. La fissuration est considérée nuisible.

$$S = \frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15)$$

$$S = 0.1m^2$$

Géométrie	
La hauteur h	60cm
L'épaisseur h_0	15cm
L'enrobage c	2cm
La surface S	0.1m ²
L'enrobage $C = C'$	2cm

Matériaux	
Béton de résistance f_{c28}	25MPa
Acier de limite élastique f_e	400MPa

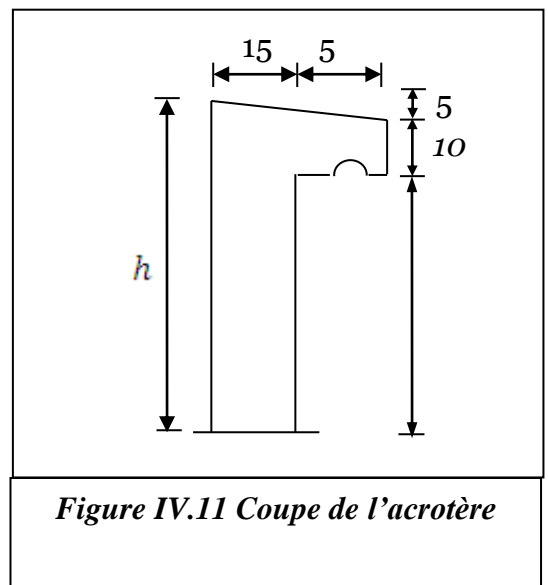


Figure IV.11 Coupe de l'acrotère

2.2. Ferrailage

2.2.1. Sollicitation

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation. le calcul se fait par une bande de 1 m.

*Selon R.P.A on a :

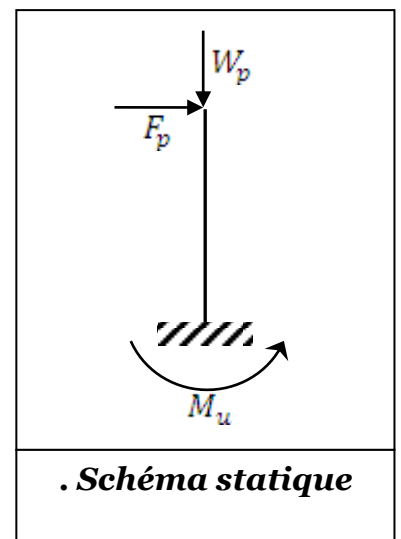
WP : Le Poids Propre de l'Acrotère.

A : Coefficient d'Accélération « Groupe d'Usage 2 ;

Zone IIa» $\Rightarrow A = 0,15$

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 ;

CP = 0,8.



. Schéma statique

$$W_P = 25 \times 0,1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

$$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,5 \Rightarrow F_P = 1,2 \text{ KN/ml.}$$

E.L.U		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	3,375 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	1,8KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	1,08 KN.m

E.L.S		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	2,5 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1,2 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0,72 KN.m

2.2.2. Calcul de l'excentricité

- L'excentricité de 1^{er} ordre :

$$e_1 = M_u / N_u = 0,32m$$

- L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \text{Max}(2cm; l/250) = 2cm$$

- L'excentricité de 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$l_f = 2l = 1,2m ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0.00144m$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0,341m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = 0,341m \\ \frac{h_o}{2} - C' = 0.08m \end{array} \right. \Rightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{La section partiellement comprimée}$$

2.2.3. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

- E.L.U :

$$e_{uA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 0,386m$$

$$M_{uA} = N_u e_{uA} = 1,3KN.m$$

- E.L.S :

$$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 0,288m$$

$$e_{sA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 0,333m$$

$$M_{sA} = N_s e_{sA} = 0.83KN.m$$

2.2.4. Calcul de ferrailage

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : <ul style="list-style-type: none"> ➤ $\mu \leq \mu_l$ Alors : « Pas d'aciers comprimés » ➤ $\mu \geq \mu_l$ Alors : « Aciers comprimés nécessaires » 	$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = 0.006$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha=0.007$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y=0.0008m$
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0.4\alpha)$	$Z_b=0.119m$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{uA} / Z_b f_{su}$	$A_u = 0.313cm^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1.665cm^2$
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
4T08 → $A_s = 2,01 cm^2$		
Les armatures de répartition	$A/4$	$0.425cm^2$
4T08 → $A_s = 2,01 cm^2$		

2.2.5. Vérification à L'ELS

- Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u = 0.1 \text{ MPa}$
Contrainte tangente limite	$\text{Min}\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$	2.50 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min}\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$	0.1 < 2.5 vérifiée

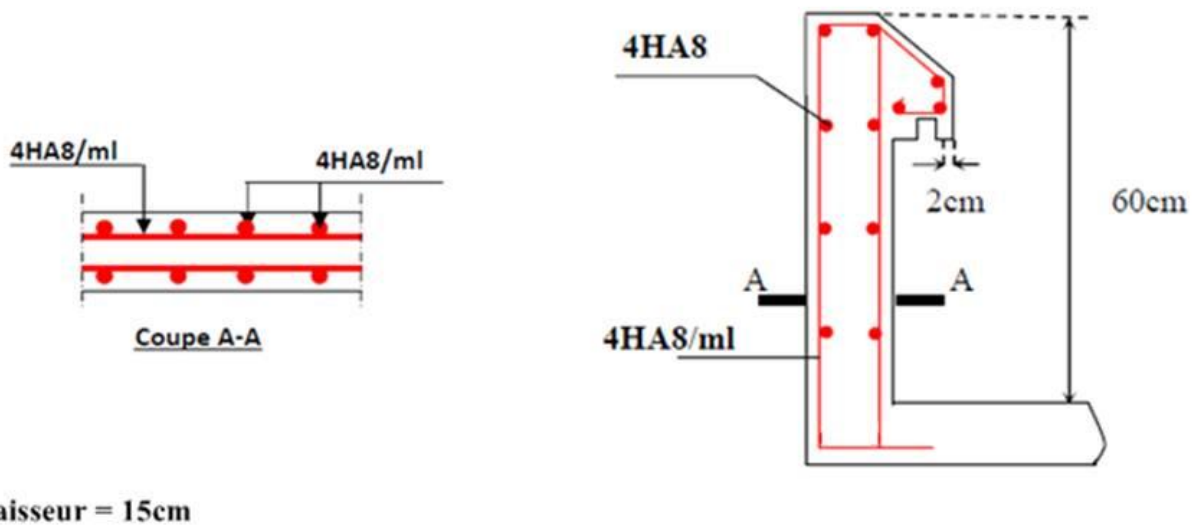


Figure IV.12 Coup de l'acrotère

3. Ascenseur

3.1. Introduction

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 3 étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

- D'après les normes françaises NF P82-208 pour une surface de $1,045 \text{ m}^2$ on a une charge nominale égale à 400 kg.
- La dalle en béton armé d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$ supporte la machine.
- La vitesse adoptée pour l'ascenseur $v = 0,63 \text{ m/s}$.
- Notre bâtiment comporte deux ascenseurs identiques, dont les dimensions des cabines sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 Les Dimensions des ascenseurs

Les Caractéristiques	Les Dimensions
La Surface utile.	0,70 m ²
La Largeur.	1,10 m
La Hauteur.	2,20 m
La Profondeur.	0,95 m
La Largeur du passage libre.	0,80 m
La Hauteur du passage libre.	2,00 m

3.2. Calcul des Charges

La Charge Permanente

- Masse de surface totale des cotes :

$$S = (0,95 \times 2 + 1,10) \times 2,20 = 6,60 \text{ m}^2.$$

$$P = 11,50 \text{ kg/ m}^2.$$

$$M_1 = 11,50 \times 6,60 \times 1,10 = 83,49 \text{ kg.}$$

- Masse du plancher :

$$S = 0,95 \times 1,10 = 1,045 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 1,045 \times 110 = 114,95 \text{ kg.}$$

- Masse du toit :

$$M_3 = 20 \times 1,045 = 20,9 \text{ kg.}$$

- Masse de l'arcade :

$$M_4 = 60 + 80 \times 1,10 = 148,0 \text{ kg.}$$

- Masse de parachute a prise amortie :

$$M_5 = 100 \text{ kg.}$$

- Masse des accessoires :

$$M_6 = 80 \text{ kg.}$$

- Masse des poulies de mouflage « 30kg par poulie » : $M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg.}$

- Masse de la porte de la cabine :

$$S = 2,0 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2.$$

$$M_8 = 1,6 \times 25 + 80 = 120,0 \text{ kg.}$$

- Le poids mort = le poids de cabine + le poids des accessoires + le poids de revêtement :

$$P_m = \sum M_i = 727,340 \text{ kg.}$$

- Masse des câbles : On a deux poulies ; donc on aura 4 câbles :

$$D_{\text{poulie}} / d_{\text{câble}} = 45.$$

$$500 / d_{\text{câble}} = 45 \Rightarrow d_{\text{câble}} = \frac{500}{45} = 11,111 \text{ mm.}$$

$$L_{\text{câble}} = H_{\text{total}} - H_{\text{cabine}} = 34,17 - 2,2 = 31,97 \text{ m.}$$

$$M_9 = n \times L \times \text{masse de câble / m} = 4 \times 31,97 \times 0,396 = 50,640 \text{ kg.}$$

- Masse de contre poids :

$$P_p = P_m + Q/2 = 727,34 + 400/2 = 927,34 \text{ kg.}$$

- Masse de treuil en haut + moteur TR :

$$M_{11} = 1200 \text{ kg.}$$

Finalement, la charge permanente totale de l'ascenseur est égale :

$$G = P_m + P \text{ câble} + TR + P_p.$$

$$G = 727,34 + 50,64 + 1200 + 927,34.$$

$$G = 2905,32 \text{ kg.}$$

La Charge d'Exploitation

$$Q = 400 \text{ kg.}$$

Combinaisons de Charge

- ELU : $Q_U = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 45,222 \text{ KN.}$
- ELS : $Q_S = G + Q = 33,053 \text{ KN.}$

Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appuis prend un carre (1/4) de la charge totale.

$$Q_{U\text{appui}} = Q_U / 4 = 11,305 \text{ KN.}$$

$Q_{U\text{appui}}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le **BAEL91**; on vérifier :

$$\tau_u \leq 0,045 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{Q_U}{U_C \times h} \text{ avec : } \begin{cases} U_C = 0,3 \times 4 = 1,20 \text{ m.} \\ h = 0,2 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{11,305}{1,20 \times 0,2} = 47,104 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 0,047 \text{ Mpa} \leq 0,045 \times \frac{25}{1,5} = 0,750 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

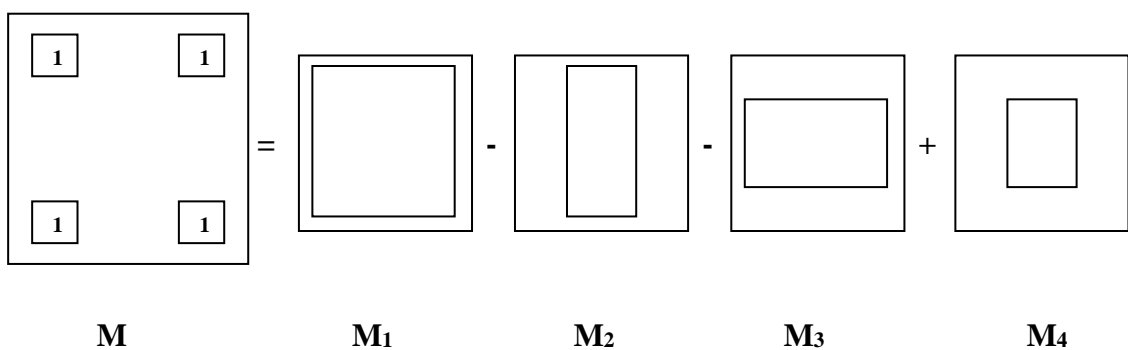
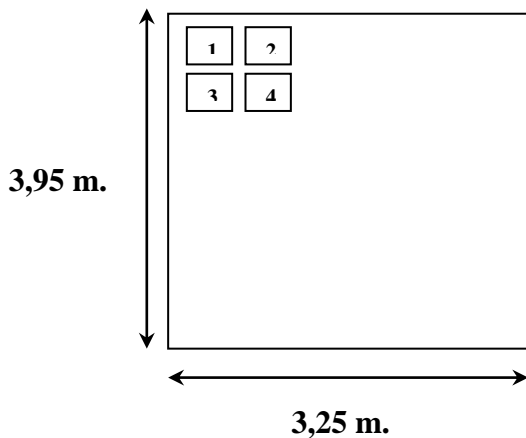
Donc la Dalle Résiste au Poinçonnement.

3.3. Calcul des Sollicitations

a. Etude de la Dalle Sous la Charge Concentrée

Les Moments M_1 et M_2 sont en fonction de :

- $\rho = l_x / l_y$.
- u / l_x .
- v / l_y .



Par les abaques de PIGEAUD :

$$M_X = (M_1 + v \times M_2) \times P \times S.$$

$$M_Y = (M_2 + v \times M_1) \times P \times S.$$

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4.$$

1. CHARGE 01 :

- En ELU :

$$v = 0.$$

$$M_X = M_1 \times P \times S.$$

$$M_Y = M_2 \times P \times S.$$

- $\rho = l_X / l_Y = 3,25 / 3,95 = 0,822.$
- $P = q_U / (u \times v) = 11,305 / (0,3 \times 0,3) = 125,55 \text{ KN/m}^2.$

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0,846	0,924	0,058	0,033	10,040	1260,61	73,110	41,600
2	0,661	0,924	0,066	0,038	7,850	985,650	65,050	37,450
3	0,846	0,772	0,063	0,040	8,390	1053,45	66,370	42,140
4	0,661	0,772	0,075	0,045	6,560	823,360	61,750	37,050

$$M_{XU} = 3,44 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = - 0,94 \text{ KN.m.}$$

- En ELS : v = 0,2.

$$M_{XS} = (M_1 + 0,2 \times M_2) \times p \times S.$$

$$M_{YS} = (M_2 + 0,2 \times M_1) \times p \times S.$$

- $q_S = 33,053 / 4 = 8,263.$
- $P = q_S / (u \times v) = 8,263 / (0,3 \times 0,3) = 91,814 \text{ KN/ m}^2.$

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁ + 0.2×M ₂	M ₂ + 0.2×M ₁	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,846	0,924	0,065	0,045	921,37	59,890	41,460
2	0,661	0,924	0,074	0,051	720,39	53,310	36,740
3	0,846	0,772	0,071	0,053	769,95	54,670	40,810
4	0,661	0,772	0,084	0,060	602,01	50,570	36,120

M_{Xs} = 2,48 KN.m.

M_{Ys} = 0,03 KN.m.

2. CHARGE 02 :

- En ELU :

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0.354	0.924	0.088	0.044	4.20	527.35	46.41	23.20
2	0.169	0.924	0.103	0.046	2.01	252.37	25.99	11.61
3	0.354	0.772	0.100	0.052	3.51	440.71	44.07	22.92
4	0.169	0.772	0.116	0.054	1.68	210.63	24.43	11.37

M_{XU} = 0,78 KN.m.

M_{YU} = 0,04 KN.m.

- En ELS :

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁ + 0,2×M ₂	M ₂ + 0,2×M ₁	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,354	0,924	0,097	0,062	385,430	37,380	23,890
2	0,169	0,924	0,112	0,067	184,460	20,660	12,360
3	0,354	0,772	0,110	0,072	322,110	35,430	23,190
4	0,169	0,772	0,127	0,077	154,170	19,580	11,870

M_{Xs} = 0,87 KN.m.

M_{Ys} = 0,21 KN.m.

3. CHARGE 03 :

- En ELU :

Rectangle	u / lx	v / ly	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0,846	0,519	0,075	0,055	5,64	708,16	53,11	38,95
2	0,661	0,519	0,088	0,064	4,41	553,72	48,73	35,44
3	0,846	0,367	0,080	0,067	3,98	499,73	39,98	33,48
4	0,661	0,367	0,095	0,076	3,12	391,43	37,18	29,75

M_{XU} = 1,58 KN.m.

M_{YU} = - 0,22KN.m.

- En ELS :

Rectangle	u / lx	v / ly	M ₁ + 0,2×M ₂	M ₂ + 0,2×M ₁	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,846	0,519	0,086	0,070	517,580	44,510	36,230
2	0,661	0,519	0,101	0,082	404,700	40,870	33,180
3	0,846	0,367	0,093	0,083	365,240	33,970	30,310
4	0,661	0,367	0,110	0,095	286,320	31,490	27,200

M_{Xs} = 1,16 KN.m.

M_{Ys} = - 0,06 KN.m.

4. CHARGE 04 :

- En ELU :

Rectangle	u / lx	v / ly	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0.354	0.519	0.123	0.074	2.36	296.32	36.45	21.93
2	0.169	0.519	0.150	0.079	1.13	141.88	21.28	11.21
3	0.354	0.367	0.135	0.093	1.67	209.68	28.31	19.50
4	0.169	0.367	0.170	0.100	0.80	100.13	17.02	10.01

M_{XU} = 3,88 KN.m.

M_{YU} = 1,23 KN.m.

- **En ELS :**

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁ + 0,2×M ₂	M ₂ + 0,2×M ₁	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,354	0,519	0,138	0,099	216,580	29,880	21,440
2	0,169	0,519	0,166	0,109	103,700	17,210	11,300
3	0,354	0,367	0,154	0,120	153,250	23,600	18,390
4	0,169	0,367	0,190	0,134	73,420	13,940	9,840

$$M_{Xs} = 3,01 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Ys} = 1,59 \text{ KN.m.}$$

b. Etude de la Dalle sous la Charge Repartie

$$G = 8,690 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$\rho = 0,822.$$

- **ELU : v = 0.**

$$Q_U = 13,23 \text{ KN/m}^2$$

$$M_X = \mu_x \times Q_U \times (L_X)^2.$$

$$M_Y = \mu_y \times M_X.$$

$$\mu_x = 0,0539 ; \mu_y = 0,6313.$$

$$M_X = 7,53 \text{ KN.m.}$$

$$M_Y = 4,75 \text{ KN.m.}$$

- **ELS : v = 0,2.**

$$Q_S = 9,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,0607 ; \mu_y = 0,7381.$$

$$M_X = 6,21 \text{ KN.m.}$$

$$M_Y = 4,58 \text{ KN.m.}$$

Finalelement :

- Moments de la dalle en **ELU** :

$$M_{XU} = 9,68 + 7,53 = 17,21 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = 0,11 + 4,75 = 4,86 \text{ KN.m.}$$

- Moments de la dalle en **ELS** :

$$M_{XS} = 6,21 + 7,52 = 13,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YS} = 4,58 + 1,77 = 6,35 \text{ KN.m.}$$

3.4. Ferrailage de la Dalle d'Ascenseur

a. Suivant Lx :

- En Travée : $M_{TX} = 0,85 \times M_{XU} = 14,63 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 0,036 ; \alpha = 0,045 ; z = 0,167 \Rightarrow A = 2,96 \text{ cm}^2.$$

- En Appuis : $M_{AX} = -0,5 \times M_{XU} = -8,60 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 0,0209 ; \alpha = 0,026 ; z = 0,168 \Rightarrow A = 1,47 \text{ cm}^2.$$

b. Suivant Ly :

- En Travée : $M_{TY} = 0,85 \times M_{YU} = 4,13 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 0,0103 ; \alpha = 0,0126 ; z = 0,169 \Rightarrow A = 0,70 \text{ cm}^2.$$

- En Appuis : $M_{AY} = -0,5 \times M_{YU} = -2,43 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 0,0059 ; \alpha = 0,0074 ; z = 0,169 \Rightarrow A = 0,41 \text{ cm}^2.$$

Le Ferrailage Adopté :

- En Travée : $A = 2,96 \Rightarrow 5T10 / \text{ml.}$
- En appuis : $A = 1,47 \Rightarrow 4T10 / \text{ml.}$

Vérification en ELS

Il faut Vérifier la Condition Suivante :

$$\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha .$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_S} .$$

- Dans le Sens **XX** : $\gamma = 1,253 .$

$$\frac{(1,253 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,377 > 0,045$$
- Dans le Sens **YY** : $\gamma = 1,080 .$

$$\frac{(1,080 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,290 > 0,0126$$

3.5. Vérification de la Flèche :

1. $h / L \geq 1/16 \Rightarrow 20/395 = 0,0506 < 0,0625 \dots\dots\dots \mathbf{C.N.V.}$
2. $h / L \geq 1/10 \times M_t / M_0 \Rightarrow 0,0506 < 0,085 \dots\dots\dots \mathbf{C.N.V.}$
3. $A / b_0 \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0017 < 0,012 \dots\dots\dots \mathbf{C.V.}$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche de dalle.

Calcul de flèche :

- Centre de gravite de la section :
$$X_g = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} ; Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} .$$

$$(\mathbf{X}_g, \mathbf{Y}_g) = (\mathbf{0} ; \mathbf{10,01})$$

Charge	Valeur (KN/ml)	Moment	Valeur (KN.m)	Contrainte	σ (Mpa)	μ	Valeur
G	8,690	M_g	8,600	σ_g	379,200	μ_g	0
P	9,690	M_p	9,590	σ_p	422,840	μ_p	0,03
j	8,690	M_j	8,600	σ_j	379,200	μ_j	0

Tableau IV.6 Les valeurs des moments et des contraintes

- Les Moments d'Inertie :

$$I_x = I_{xg} + A \times (Y_g)^2.$$

$$I_x = 66666,87 \text{ cm}^4.$$

- Le Pourcentage des Armatures

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = 0,0017.$$

$$\lambda_i = 0,05 \times \frac{f_{c28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = 21,00 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 8,40.$$

$$M_g = 0,75 \times \frac{g L_x^2}{8} ; M_p = 0,75 \times \frac{p L_x^2}{8} ; M_j = 0,75 \times \frac{j L_x^2}{8}.$$

$$\sigma = \frac{M}{k} ; k = A \times \left(d - \frac{y}{3} \right).$$

$$\mu = 1 - \left[175 \times \frac{f_{c28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} \right].$$

$$I_f = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + (\mu \times \lambda)}.$$

$$f = \frac{M \times L^2}{10 \times E \times I_f}.$$

- Module de Déformation :

$$\text{Module Instantané: } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c25}} = 32164,195 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Module Différé: } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c25}} = 10818,866 \text{ Mpa.}$$

Les valeurs des moments d'inerties et des flèches sont présentées dans le tableau suivant :

$[I_f]_{ji}$	73333,560
$[I_f]_{gi}$	73333,560
$[I_f]_{gv}$	73333,560
$[I_f]_{pi}$	44989,910
F_{gv}	0,00110
F_{ji}	0,00038
F_{pi}	0,00069
F_{gi}	0,00038
ΔF_t	0,00100

Tableau IV.7
Les valeurs des moments d'inerties

Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$\Delta F_t = F_{gv} - F_{ji} + F_{pi} - F_{gi} = 0,0010 < L / 500 = 0,065 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

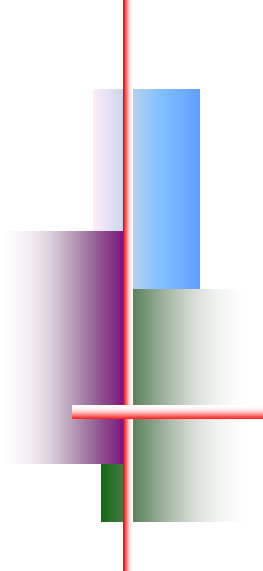
$$T_{\max} = Qu / (2 \times L_x + L_y)$$

$$T_{\max} = 13,23 / (2 \times 3,25 + 3,95) = 1,27 \text{ KN/ml .}$$

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0,0074 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4,0 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 2,05 \text{ cm}^2 \implies A \geq A_{\min} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$



Chapitre V



Etude sismique

1. Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

2. Méthode de calcul

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

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale.

2.1. Méthode statique équivalente

a. Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. conditions d'application : [RPA99/4.1.2]

- Régularité en plan : [RPA99/3.5.1. A]
- Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1. B]

c. vérification des conditions d'application

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

d. Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans ce cas là, on va appliquer la méthode dynamique. [RPA99/4.1.3]

2.2. Méthode dynamique 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 extrêmes 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.

2.2.1. Modélisation

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

-Détermination des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton (voir chapitre I).

-Détermination des caractéristiques géométriques des éléments utilisés:(voir chapitre II).

-Détermination des conditions aux limites :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]

-Détermination de la descente des charges :

-Détermination des forces sismiques E :

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonales (X et Y)

-Détermination des combinaisons des charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8G + E$
- 4) $0.8G - E$
- 5) $G + Q + E$
- 6) $G + Q - E$
- 7) $G + Q + 1.2E$

3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

3.1. Calcul du poids total de chaque plancher

Poids totale = charge permanente + $\beta\%$ × surcharge

β : Coefficient donné par le tableau 4-5-RPA99

- Pour les locaux d'habitation $\beta = 20\%$

3.2. Préparation des données de ETABS

a. Calcul de la masse sismique dans chaque niveau

Méthode de calcul :

G= charge permanente (Kg/m² **P**= charge d'exploitation (Kg/m²)

Surface : **S**

Périmètre : Pér

Terrasse :

Plancher : G x S

Acrotère : S_{Acrotère} x 2500 x Pér

Poutres principales : S_{pp} x 2500 x n x L

Poutres secondaires : S_{ps} x 2500 x n x L

½ poteaux : 0,5 x (S_{pot} x 2500 x H_{hauteur pot} x n)

½ murs de façade : 0,5x(γ_{mur} x h_e x L x 0,7)

½ murs voiles : 0,5 x H_{voile} x 2500 x pér x épaisseur

Etage courant :

Plancher: G x S

Poutres principales : S_{pp} x 2500 x n x L

Poutres secondaires : S_{ps} x 2500 x n x L

- Poteaux : $S_{\text{pot}} \times 2500 \times H_{\text{hauteur pot}} \times n$
- Murs de façade : $\gamma_{\text{mur}} \times h_e \times L \times 0,7$
- Murs voiles : $H_{\text{voile}} \times 2500 \times \text{pér} \times \text{épaisseur}$

b. W : Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_G + \beta W_Q \quad (4-5)$$

- W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_Q : Charges d'exploitation.

Par conséquent, le bâtiment sera représenté par le système suivant

STORY	DIAPHRAGM	MASSX
STORY14	D14	18,048
STORY13	D13	442,665
STORY12	D12	408,651
STORY11	D11	415,37
STORY10	D10	416,67
STORY9	D9	416,67
STORY8	D8	417,817
STORY7	D7	419,29
STORY6	D6	420,61
STORY5	D5	422,257
STORY4	D4	423,75
STORY3	D3	436,693
STORY2	D2	490,226
STORY1	D1	535,66
somme		5684,377

Tableau V.1 La Masse de la structure

$$W_{\text{total}} = \sum W_i = 5684,377 \text{ ton}$$

3.3. Évaluation de la force sismique

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

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

Avec : **A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

3.3.1. Résultante de la force sismique

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_i obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

3.3.2. Définitions de la valeur des coefficients

1. coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Notre bâtiment est implanté dans la région de Mostaganem (zone IIa) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : $A = 0,15$.

2. coefficient de comportement globale de structure (R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3.RPA99 en fonction du système de contreventement, $R = 3,5$

3. facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots \text{article 4-4-RPA99/03}$$

Tableau V.2 Q facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$.(RPA 99 révisée en 2003)

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,3.$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,3.$$

4. le pourcentage d'amortissement critique

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7 \%$; (tableau 4.2.RPA99)

5. la période fondamentale T

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6. RPA99.

$$C_t = 0,05$$

$$T = 0,05 \times 39,78^{3/4} = 0,792 \text{ sec}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul à considérer.

Suivant x-x : $L_x = 18,2 \text{ m}$.

$$T_x = \frac{0,09h}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 39,78}{\sqrt{18,2}} = 0,839 \text{ s}$$

Suivant y-y : $L_y=28,5\text{m}$. $T_y = \frac{0,09 \times 39,78}{\sqrt{28,5}} = 0,67\text{s}$

$T_x = \min(0,839 ; 0,792) \implies T_x = 0,792 \text{ s}$

$T_y = \min(0,67 ; 0,792) \implies T_y = 0,67 \text{ s}$

6. période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble

$T_1 = 0,15\text{s}$ $T_2 = 0,50\text{s}$ (Tableau 4.7. RPA99).

7. facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0,8819 \geq 0,7$

8. facteur d'amplification dynamique : Donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2,5 \eta \left(T_2 / 3 \right)^{2/3} \left(3/T \right)^{5/3} & T \geq 3\text{s} \end{cases}$$

Sens x :

$T_2 < T_x < 3\text{s} \implies 0,50 < 0,792 < 3\text{s}$

Donc : $D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1,62$

Sens-y : $T_2 < T_y < 3\text{s} \implies 0,50 < 0,67 < 3\text{s}$

Donc : $D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1,81$

La force sismique totale sera :

$V_x = \frac{0,15 \times 1,62 \times 1,30}{3,5} \times 5684,377 = 513,86 \text{ Ton}$

$V_y = \frac{0,15 \times 1,81 \times 1,30}{3,5} \times 5684,377 = 574,12 \text{ Ton}$

3.3.3. Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$ chapitre 4-2-5 RPA

F_t : la force contenue au somme de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration:

$$\begin{cases} F_t = 0,07.TV \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} T_y \leq 0,7s \\ T_x > 0,7s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_{ty} = 0 \\ F_{tx} = 0,07 V_x T_x \leq 0,25V_x \end{cases}$$

F_{tx} = 0.07 × 0,792 × 513,86 = 28,48 Ton ≤ 0,25 × 513,86 = 128,46 Ton

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j} \dots\dots\dots \text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i h_i : le niveau ou s'exacte la force F_i

W_i W_j: poids revenant aux planchers, i,j. h_j : niveau d'un plancher quel conque

STORY	MASSX	ELEVA	W*HI	FIX (T)	FIY(T)	VX (T)	VY (T)
STORY14	18,048	39,78	717,94944	2,41862225	3,60295643	385,4	574,12
STORY13	442,665	37,06	16405,1649	55,2655865	82,32765577	385,4	574,12
STORY12	408,651	34,34	14033,0753	47,2745104	70,42356495	385,4	574,12
STORY11	415,37	31,62	13133,9994	44,2457107	65,91164356	385,4	574,12
STORY10	416,67	28,9	12041,763	40,5661936	60,43036599	385,4	574,12
STORY9	416,67	26,18	10908,4206	36,7481989	54,74280213	385,4	574,12
STORY8	417,817	23,46	9801,98682	33,0208537	49,19027646	385,4	574,12
STORY7	419,29	20,74	8696,0746	29,2952656	43,64036817	385,4	574,12
STORY6	420,61	18,02	7579,3922	25,533395	38,03641084	385,4	574,12
STORY5	422,257	15,3	6460,5321	21,7641882	32,42152493	385,4	574,12
STORY4	423,75	12,58	5330,775	17,9582716	26,75195354	385,4	574,12
STORY3	436,693	9,86	4305,79298	14,5053205	21,60818525	385,4	574,12
STORY2	490,226	6,46	3166,85996	10,6684922	15,89256543	385,4	574,12
STORY1	535,66	3,4	1821,244	6,13539202	9,139728251	385,4	574,12
somme		5684,377		114403,03			

Tableau V.3 disposition de la force sismique

4. Vérification des déplacements

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec :

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-1" avec :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement $R = 3,5$

h_e : hauteur de l'étage

δ_K : déplacement horizontale à chaque niveau K.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion). D'après les résultats donnés par le ETABS.

Les déplacements relatifs des nœuds maîtres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

STORY	δ_x max (CM)	δ_y max (CM)	HAUTEUR/100 / R (CM)	VERIFICATION	VERIFICATION
STORY14	0,2837	0,1109	0,7771429	CV	CV
STORY13	0,3385	0,3122	0,7771429	CV	CV
STORY12	0,3483	0,3268	0,7771429	CV	CV
STORY11	0,3571	0,348	0,7771429	CV	CV
STORY10	0,3651	0,3746	0,7771429	CV	CV
STORY9	0,3724	0,398	0,7771429	CV	CV
STORY8	0,3713	0,4113	0,7771429	CV	CV
STORY7	0,3622	0,4163	0,7771429	CV	CV
STORY6	0,34	0,4046	0,7771429	CV	CV
STORY5	0,3032	0,3757	0,7771429	CV	CV
STORY4	0,2441	0,3182	0,7771429	CV	CV
STORY3	0,1742	0,2481	0,9714286	CV	CV
STORY2	0,0382	0,022	0,8742857	CV	CV
STORY1	0,0206	0,0127	0,9714286	CV	CV

Tableau V.4 vérification des déplacements

4.1. Vérification des modes :

Mode 1

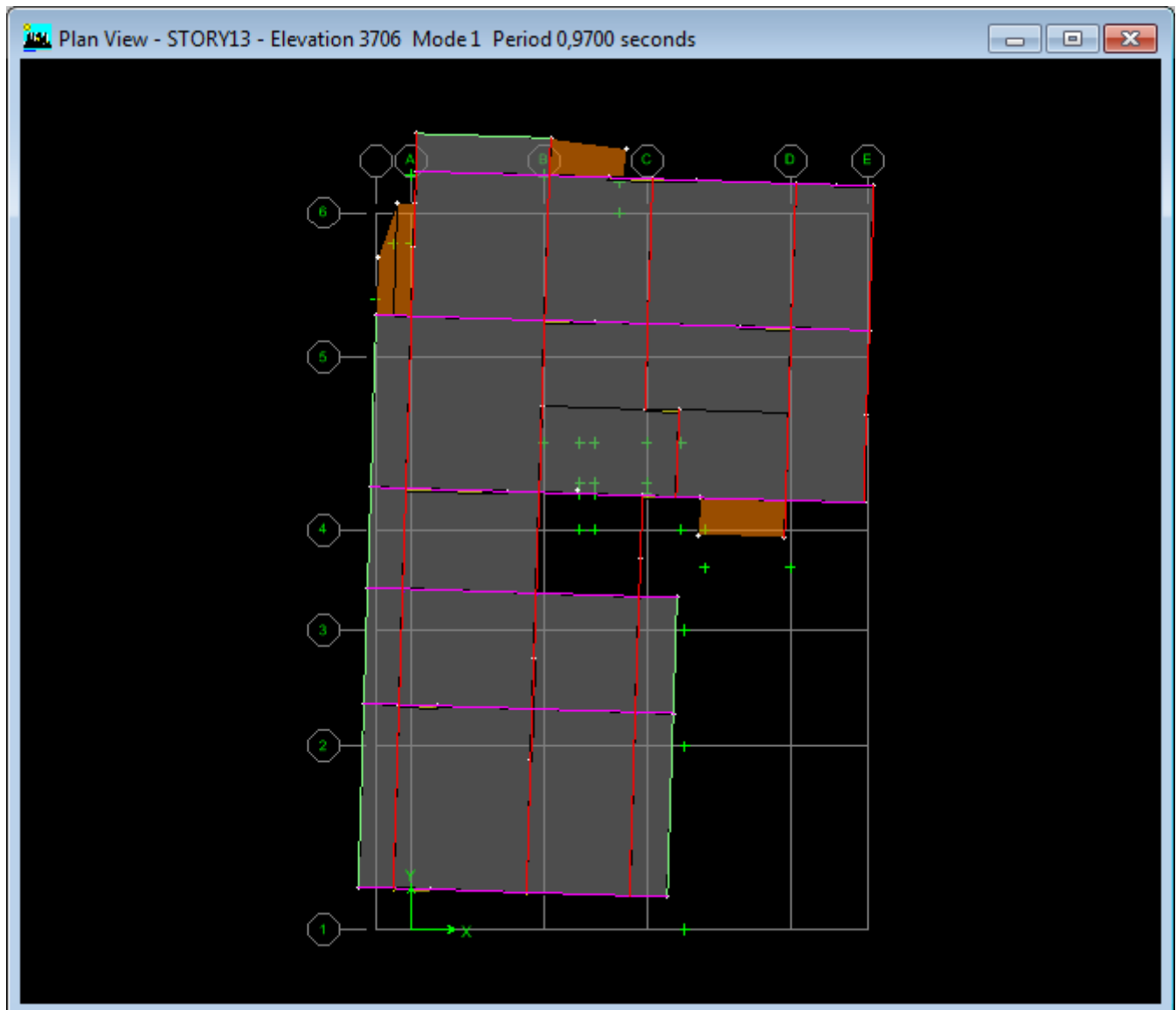


Figure V.1 Participation massique dans le premier mode

Mode 2

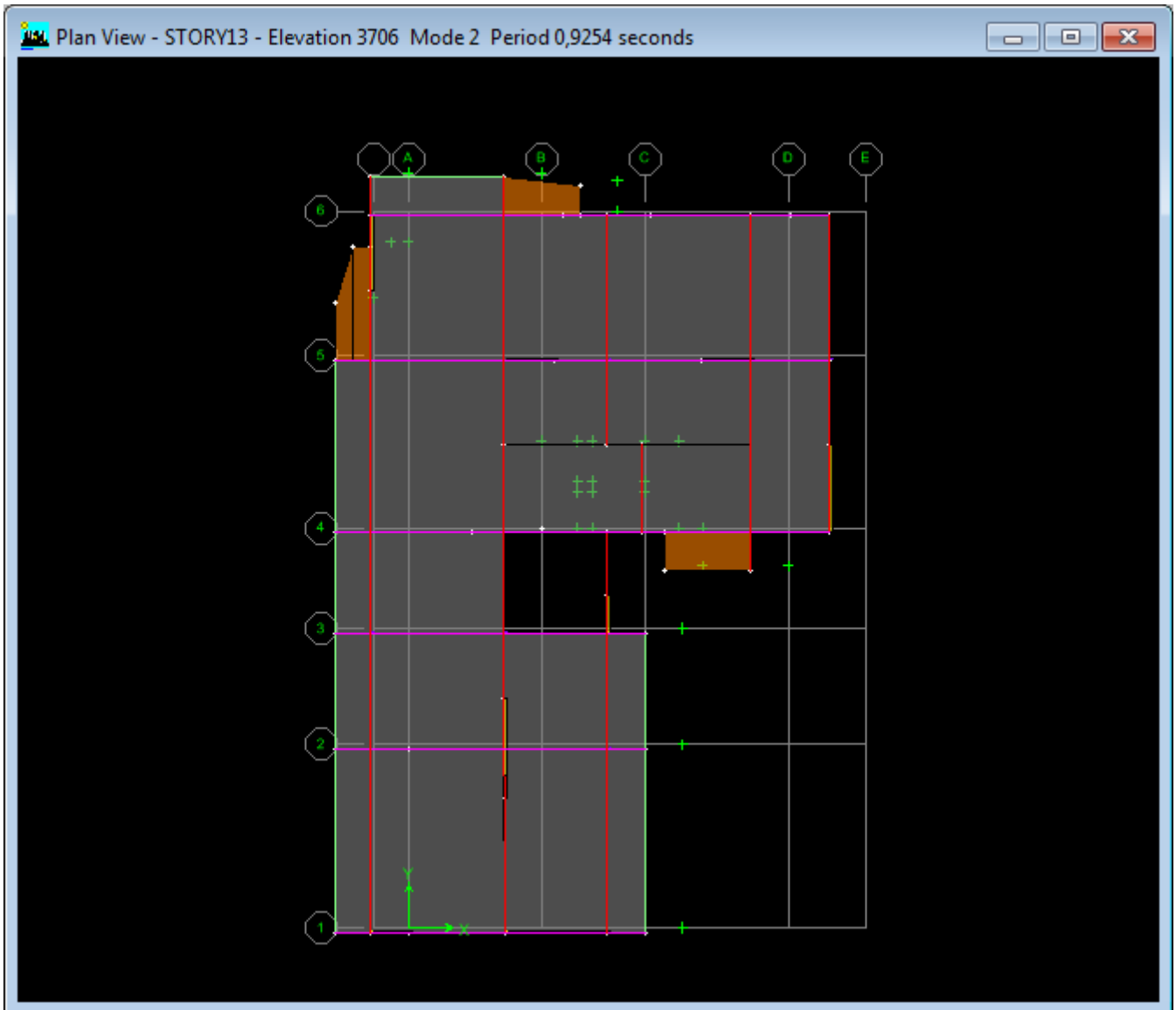


Figure V.2 Participation massique dans le deuxième mode

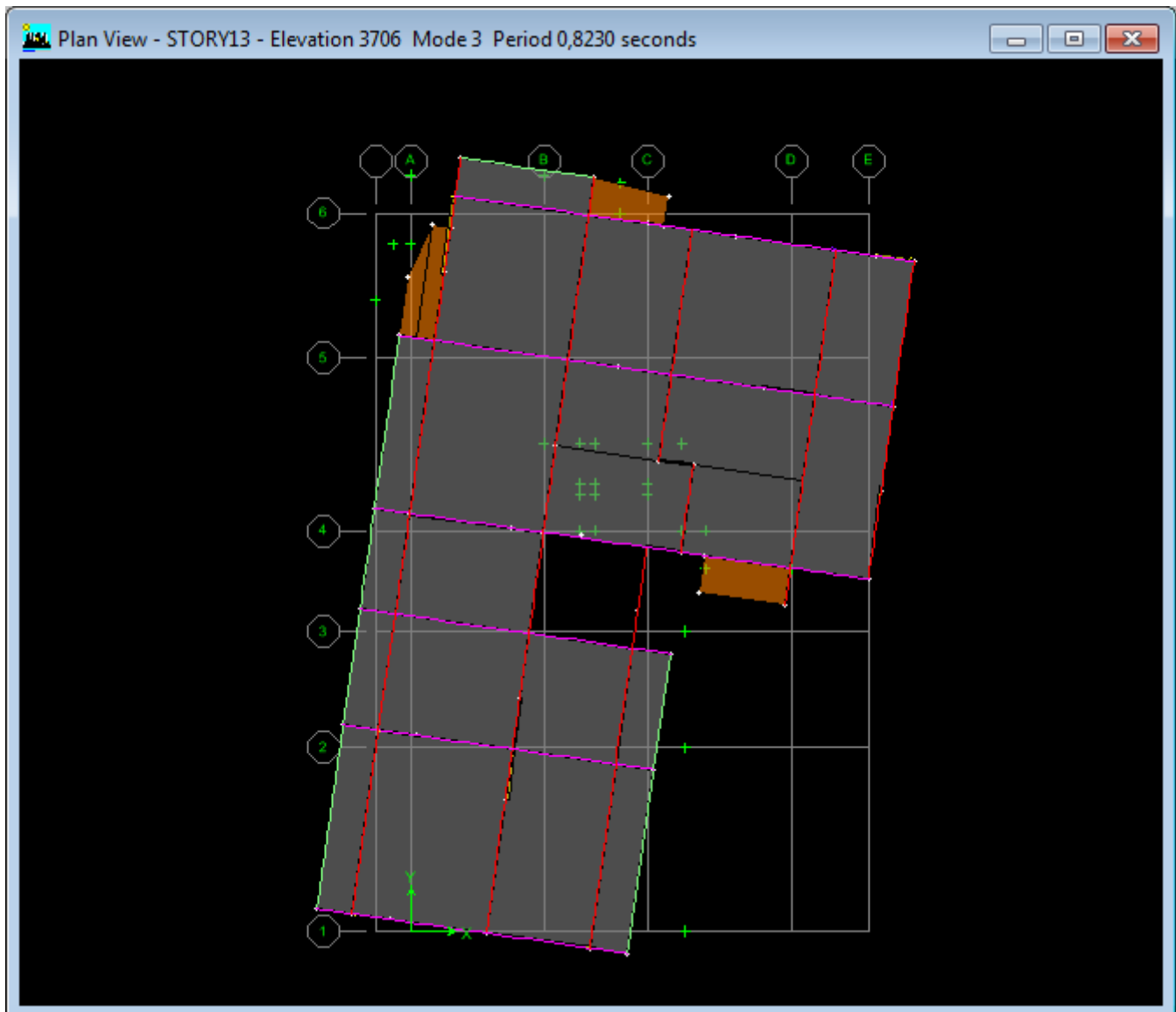
Mode 3

Figure V.3 Participation massique dans le troisième mode

Mode	Période	Ux	Uy	Sumux	Sumuy	Rz
1	0,969955	0,8961	58,6879	0,8961	58,6879	3,0818
2	0,925366	60,7919	0,9061	61,688	59,594	0,0111
3	0,822978	0,0206	3,0107	61,7087	62,6048	56,4781
4	0,276231	0,0168	11,894	61,7254	74,4988	0,2688
5	0,250274	13,1865	0,0815	74,912	74,5803	0,8521
6	0,201013	1,8008	0,1889	76,7127	74,7692	13,5338
7	0,130482	0,0125	5,1072	76,7252	79,8765	0,0641
8	0,116537	4,7748	0,0232	81,5	79,8997	0,3049
9	0,106964	1,0675	0,0911	82,5675	79,9908	0,4072
10	0,103146	0,1533	0,0973	82,7208	80,0881	0,0953
11	0,09111	0,1777	0,1121	82,8985	80,2002	0,3033
12	0,086506	1,5645	0,1729	84,463	80,3732	5,2755
13	0,075309	0,0068	3,2014	84,4699	83,5745	0,0704
14	0,066403	4,2606	0,0495	88,7304	83,6241	0,7037
15	0,051927	1,8539	0,9234	90,5843	84,5475	2,5826
16	0,05095	0,2975	2,1578	90,8817	86,7053	0,705
17	0,04512	3,1182	0,062	93,9999	86,7673	1,6248
18	0,038422	0,1177	3,9393	94,1176	90,7066	0,0558
19	0,03686	1,9803	0,0377	96,098	90,7442	1,3467
20	0,033658	1,1559	0,3413	97,2539	91,0855	3,7894

Tableau V.5 Vérification des modes

$T_{\max}(1,3T_x, 1,3T_y, 1,3T) > T_{\text{Empirique}}$

Tx	Ty	T	Tx×1.3	Ty×1.3	T×1.3	T Empirique	T max (tx ty T)	Condition de RPA
0,792	0,67	0,792	0,87	1,029	1,029	0,97	1,029	CV

Tableau V.6 Variation de la période

5. Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce Phénomène est appelé « effet $P\Delta$ ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet $P\Delta$.) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au

Niveau «k-1»

h_k : hauteur de l'étage « k »

Pour le sens X

STORY	P_k (T)	D_k (cm)	V_k (T)	h_k (cm)	vérif
STORY14	18,048	0,2837	63,69	272	0,0002956
STORY13	442,665	0,3385	54,54	272	0,0101007
STORY12	408,651	0,3483	45,7	272	0,0114504
STORY11	415,37	0,3571	40,14	272	0,0135856
STORY10	416,67	0,3651	34,94	272	0,0160071
STORY9	416,67	0,3724	31,42	272	0,0181563
STORY8	417,817	0,3713	27,13	272	0,0210229
STORY7	419,29	0,3622	22,95	272	0,0243283
STORY6	420,61	0,34	17,25	272	0,030479
STORY5	422,257	0,3032	11,93	272	0,0394545
STORY4	423,75	0,2441	7,82	272	0,0486297
STORY3	436,693	0,1742	6,88	340	0,0325205
STORY2	490,226	0,0382	459	306	0,0001333
STORY1	535,66	0,0206	539	340	6,021E-05
Maximum					0,0486297

Tableau V.7 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens x

Pour le sens y :

STORY	Pk (T)	Dk (cm)	Vk (T)	hk (cm)	vérif
STORY14	18,048	0,1109	63,69	272	0,0001155
STORY13	442,665	0,3122	54,54	272	0,0093159
STORY12	408,651	0,3268	45,7	272	0,0107436
STORY11	415,37	0,348	40,14	272	0,0132394
STORY10	416,67	0,3746	34,94	272	0,0164236
STORY9	416,67	0,398	31,42	272	0,0194044
STORY8	417,817	0,4113	27,13	272	0,0232877
STORY7	419,29	0,4163	22,95	272	0,0279621
STORY6	420,61	0,4046	17,25	272	0,03627
STORY5	422,257	0,3757	11,93	272	0,0488887
STORY4	423,75	0,3182	7,82	272	0,063392
STORY3	436,693	0,2481	6,88	340	0,0463165
STORY2	490,226	0,022	459	306	7,679E-05
STORY1	535,66	0,0127	539	340	3,712E-05
Maximum					0,063392

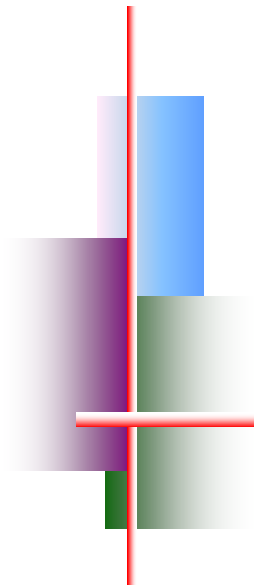
Tableau V.8 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens y

6. L'efforts tranchant à la base


La résultante des forces à la base 'F' obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques Déterminées par la méthode statique équivalente 'V' (RPA99 ; 2003 Article. 4.3.6)

Sens	V (Dyn) (T)	V (stat.eq)	80% V stat.eq	$0.8V_{stat} \leq V(Dyn)$
X	410	512,25	409,8	Oui
Y	459	572,31	457,85	Oui

Tableau V.9 Vérification L'efforts Cisaillement



Chapitre VI



Etude des éléments Structuraux

- *Introduction*
- *Poteaux*
- *Poutres.*
- *Voiles.*

1. Introduction

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

- **Poteaux**

Se sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- **Poutres**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (ETABS).

2. Ferrailage des portiques

2.1. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions (M_{22} , M_{33} donnés par le ETABS).

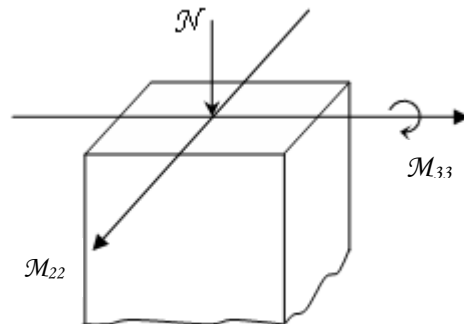


Figure VI.1 Direction des moments et efforts sur un poteau

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes [3] :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes :

$$1^{\text{ier}} \text{ Cas : } N_{\text{max}} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$2^{\text{ième}} \text{ Cas : } M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

- Pour ces armatures on doit respecter les conditions suivantes :

- La section d'acier minimale donnée par le B.A.E.L.
 - Les pourcentages extrêmes d'acier (A_{min} et A_{max}) données par le RPA 99.
 - Le diamètre minimum des armatures longitudinales $\phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$.
 - La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40\phi$ en zone II a.
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\delta_t < 25 \text{ cm}$.
- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 6 types de poteaux à ferrailer :
 - Poteaux $(60 \times 60) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (2Ssol).
 - Poteaux $(55 \times 55) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (R.D.C-1^{ier}).
 - Poteaux $(50 \times 50) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (2^{ième} Étage - 3^{ième}).
 - Poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (4^{ième} - 5^{ième} Étage).
 - Poteaux $(40 \times 40) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (6^{ième} - 7^{ième} - 8^{ième} Étage).
 - Poteaux $(35 \times 35) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (9^{ième} - 10^{ième} Étage).

	Sollicitation <i>KN ou KN · m</i>	Poteaux (60 × 60) <i>cm²</i>	Poteaux (55 × 55) <i>cm²</i>	Poteaux (50 × 50) <i>cm²</i>	Poteaux (45 × 45) <i>cm²</i>	Poteaux (40 × 40) <i>cm²</i>	Poteaux (35 × 35) <i>cm²</i>
Combinai 1,35 G + 1,5 P 1 ^{er} cas	N_{\max}	2674,7	2190	1853,6	1449,7	1189	492,2
	M_{corr}	21,98	28,4	3,68	15,34	40,42	38,74
	T_{\max}	9,8	35,3	20,7	12,3	31,3	28,2
Combinai G + P + Ex 0,8G + Ex 2 ^{ème} cas	M_{\max}	115,4	246,55	78,63	25,35	182,46	129,23
	N_{corr}	2241,6	1823,7	1719,2	1375,8	398,5	148,1
	T_{\max}	45	170	54,8	108,1	133,7	100,6

Tableau VI.1 Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.

Exemple de calcul

- **Armatures longitudinales**

1^{er} Cas : Combinaison fondamentale (1,35 G + 1,5 P)

$$\begin{cases} N_{\max} = 2674,7 \text{ KN} \\ M_{corr} = 21,98 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{\max}} = \frac{21,98}{2674,7} = 0,821 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5$$

$e_1 < (h/12)$ → Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

• **E.L.U.R :**

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{2674,7 \times 10^3 - (60 \times 60) \times 14,2 \times 100}{348}$$

$$A'_1 = -7003,73 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_1 = 0$$

• **E.L.U.S.F :**

$$L_f = 0,7 h_e = 0,7(340) = 238 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,6}{\sqrt{12}} = 0,173 \Rightarrow \lambda = \frac{2,38}{0,173} = 13,74$$

$$\lambda = 13,74 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,824$$

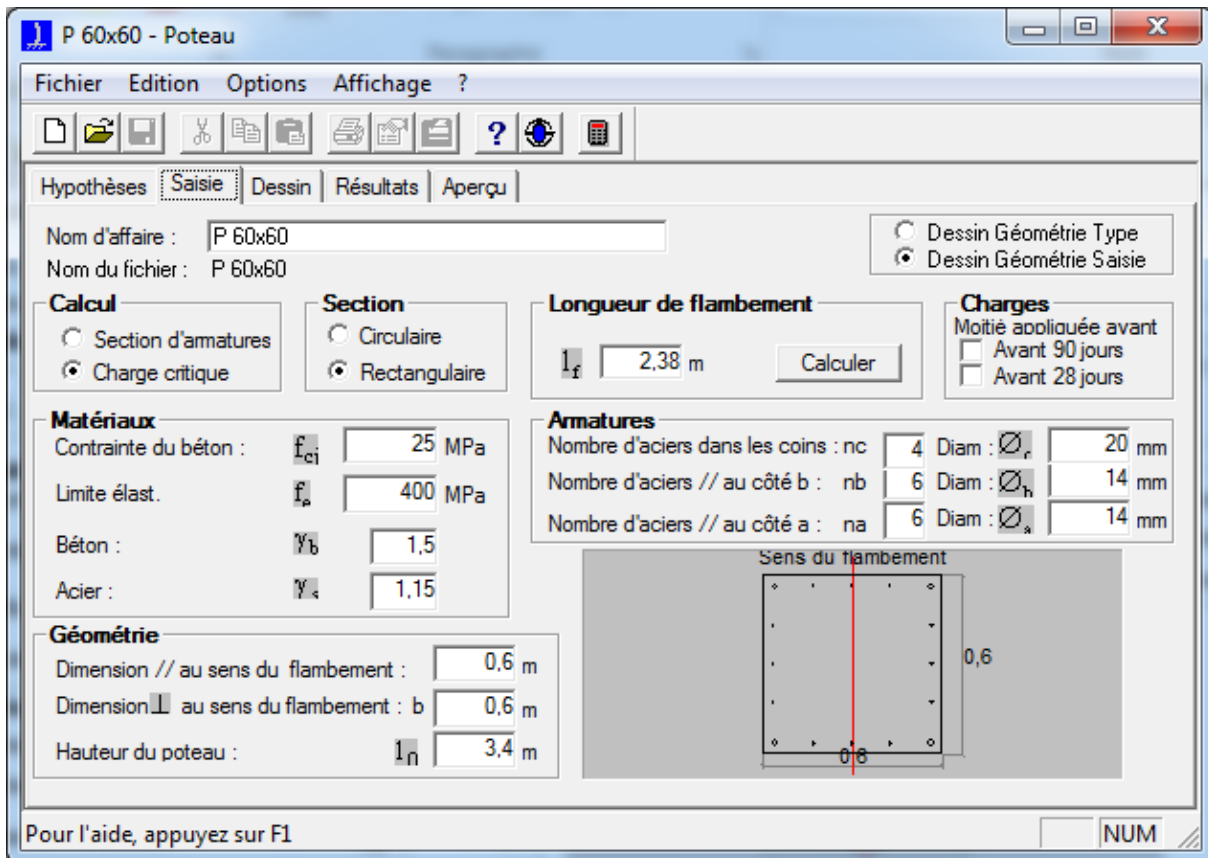


Figure VI.2 Vérification du flambement

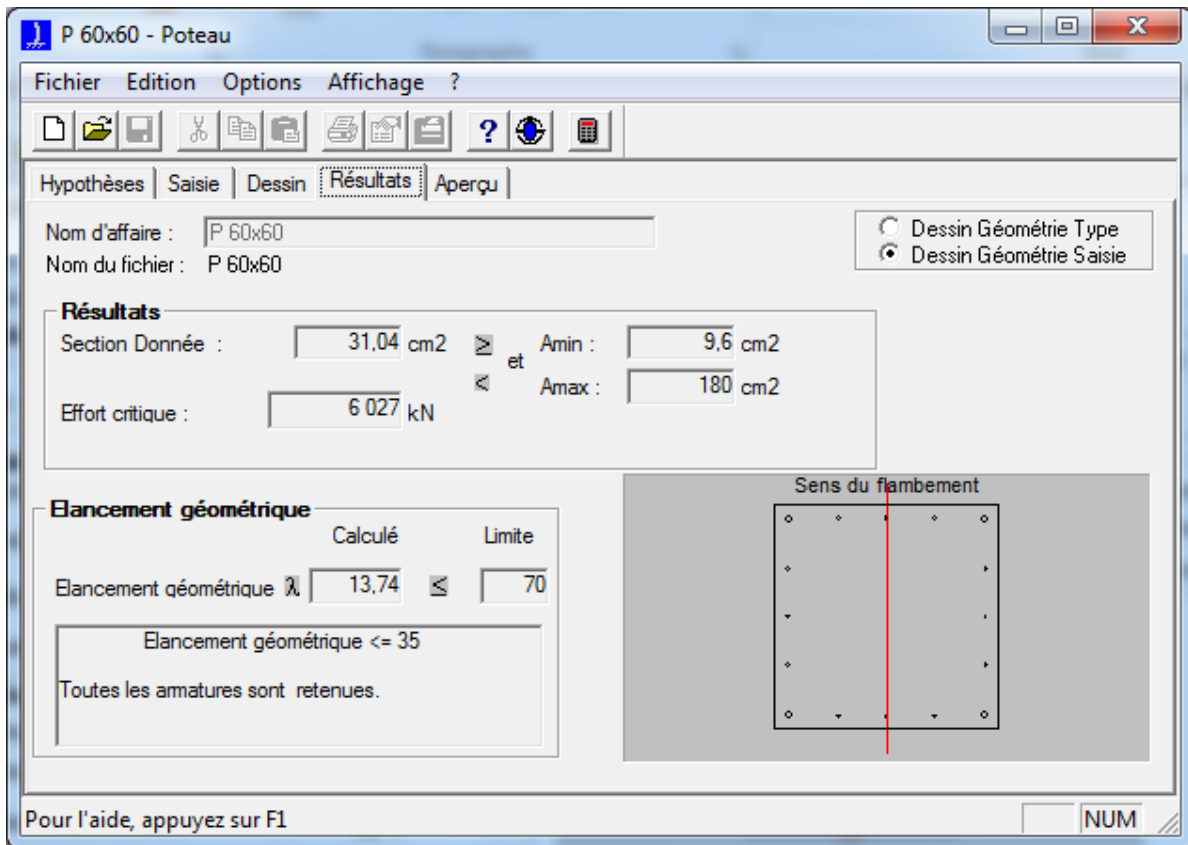


Figure VI.3 Résultat du flambement

Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 3364 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{2674,7 \cdot 10^3}{0,824} - \frac{3364 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -85,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

2^{ème} Cas : Combinaison accidentelle ($G + P + 1,2 E_x$)

$$\begin{cases} M_{\max} = 115,4 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 2241,6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{115,4 \times 100}{2241,6} = 5,15 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \rightarrow$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

\Rightarrow La section sera sollicitée à flexion composée

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué \Rightarrow les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\left(\frac{l_f}{h} : \text{Élanement géométrique} \right) \quad \lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right] \quad \text{Dans tous les cas} \Rightarrow \text{le poteau est peut élané.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée :

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{2241,6 \cdot 100}{0,824} - \frac{3364 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -171,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 0$$

• **Armatures minimales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = 9,6 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_{\min} = 0,8\% b \cdot h = 28,8 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 180 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] : $\begin{cases} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 100 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 150 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$

- **Ferraillage adopté :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_1 ; A_2 ; A_{\min(2)}) = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 4T20 + 12T16 = 31,04 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

$$N_{\max} = 2878,98 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 9,984 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{9,9}{2247,3} = 0,44 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L. S n'est pas nécessaire.

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

$$T_{\max} = 46,1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{46,1 \times 10^3}{60 \times 54 \times 100} = 0,142 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_t = \frac{\Phi_a \cdot \delta_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e}$$

♦ **Calcul des espacements :**

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ \delta'_t \leq 10\phi_L \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Avec : ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend : $\delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$$\delta'_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$$

φ_a : est en fonction de λ :

$$\lambda = 13,74 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 2,5$$

$$T_{\max} = 46,1 \text{ KN.}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 46,1 \times 10^3}{60 \times 235 \times 100} = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 60 \times 15 = 2,7 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Soit deux cadres.

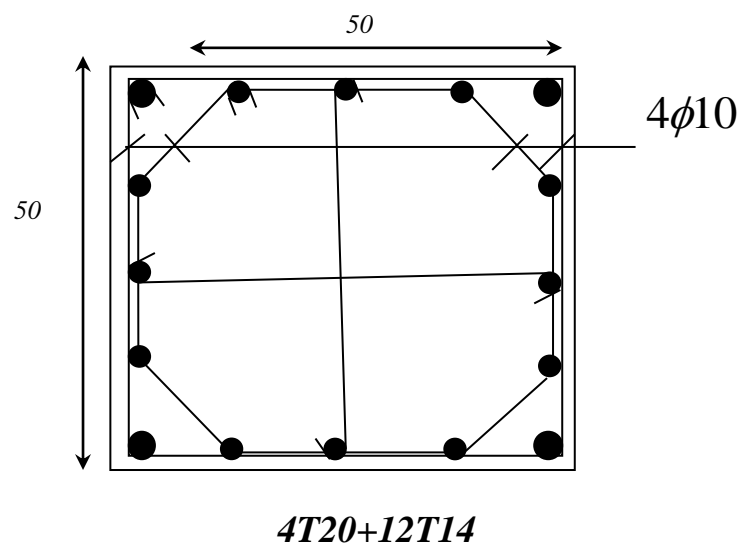


Figure.VI.4 Ferrailage des poteaux

• **Longueur de recouvrement :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 40\phi \text{ en zone I}$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

• **Détermination de la zone nodale :**

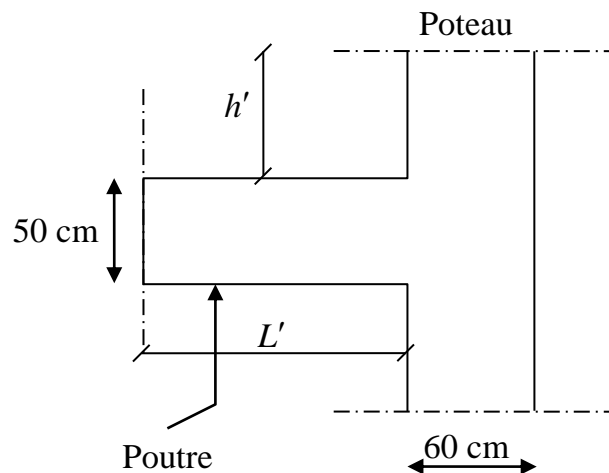


Figure VI.5 Schéma de la zone nodale.

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b ; h_i ; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \\ h' = \max\left(\frac{340}{6} ; 50 ; 50 ; 60\right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}. \end{cases}$$

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ($60 \times 60 \text{ cm}^2$). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 [2] et le R.P.A 99 [3].

Poteau (cm^2)	A_{calcul}	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Section corresp (cm^2)	A_{trans} (cm^2)	Section corresp (cm^2)	δ_t (cm)	δ'_t (cm)
60×60	28,8	4T20+12T14	20,61	4φ10	3,14	15	20
55×55	24,2	4T20+8T14	24,88	4φ10	3,14	15	20
50×50	20	4T20+6T14	21,8	4φ10	3,14	15	20
45×45	16,2	4T16+6T14	17,28	4φ10	3,14	15	15
40×40	12,8	4T16+4T14	14,2	4φ10	3,14	15	15
35×35	9,8	4T14+4T12	10,68	4φ10	3,14	15	15

Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

2.2. Ferrailage des poutres

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 [3] pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35G + 1,5P$$

$$E.L.S : G + P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P \mp E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales \longrightarrow P.P $(30 \times 50) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires \longrightarrow P.S $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

2.2.1. Étude des poutres principales P.P

a) Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \ 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \ 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \ 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

	En appui		M_{aac} (KN·m)	En travée			Effort tranchant T_{max} (KN)
	M_{au} max (KN·m)	M_{as} (KN·m)		M_{tu} max (KN·m)	M_{ts} (KN·m)	M_{aac} (KN·m)	
Poutre principale P.P (30×50) cm ²	-215,1	-146,9	-215	154,7	103,3	154,7	158,6
Poutre P (Coté voile) P.P (30×50) cm ²	-162,2	-117,9	387,7	83,3	61	327,7	155
Poutre secondaire P.S (30×40) cm ²	-73	-53,6	-156,9	56,8	41,2	141,1	106,1
Poutre S (Coté voile) P.S (30×40) cm ²	-81,8	-59,2	-221,7	53,6	38,8	183,6	90,3

Tableau VI.3 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)

b) Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale du sous-sol.

En travée

- E.L.U :

$$M_t = 154700 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{154700}{14,20 \times 30 \times (45)^2} = 0,179 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,248 \rightarrow \beta = 0,900$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{154700}{348 \times 45 \times 0,900} = 10,98 \text{ cm}^2$$

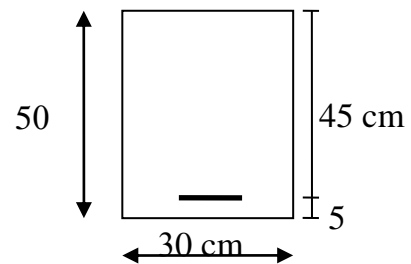


Figure VI.6 Schéma d'une section de calcul

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{\min})$$

$$A = \max(10,98 - 7,5 - 1,63)$$

$$A = 3T16 + 3T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{154700}{103300} = 1,49$$

$$\alpha = 0,248 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,495 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

En appui :

- **E.L.U.R :**

$$M_{au} = 215100 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{215100}{14,20 \times 30 \times (45)^2} = 0,249 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = 0,362 \rightarrow \beta = 0,855$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{215100}{348 \times 30 \times 0,855} = 16,06 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 3T16 \text{ Filante} + 5T16 \text{ chapeaux} = 16,08$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{215100}{146900} = 1,46$$

$$\alpha = 0,362 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,48 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

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

$$T_{\max} = 158600 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{158600}{300 \times 450} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les cadres et les étriers seront perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 98$).

c) Calcul des armatures transversales

1. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, Q_{L_{\min}}, \frac{b}{10} \right) \quad \text{Selon le B.A.E.L 91 [2]}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35}, 1,6, \frac{30}{10} \right) = 1,43 \text{ cm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

2. Espacement des armatures transversales

- En zone nodale

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times Q_L \right) \quad \text{Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{50}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 12,5 \text{ cm.}$$

On prend $\delta_t = 12,5 \text{ cm}$.

- En zone courante

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm.} \quad \text{Selon le R.P.A 99 [3]}$$

On prend $\delta_t = 20 \text{ cm}$.

3. Section des armatures transversales

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \quad \text{Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

4. Vérification des espacements

- $\delta_{t_1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}) \quad \text{Selon le B.A.E.L 91 [1]}$

$$\delta_{t_1} \leq \min(40,5, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

- $\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)} \quad \text{Selon le B.A.E.L 91 [1]}$

$$\delta_{t_2} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,585} = 26,94 \text{ cm}$$

$$\bullet \delta_{t_3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)} \quad \text{Selon le B.A.E.L 91 [1]}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{ij}^* = \min(f_{ij} ; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{t_3} \leq 22,81 \text{ cm}$$

$$\delta_{t_4} \leq \min(\delta_{t_1}, \delta_{t_2}, \delta_{t_3}) = 22,81 \text{ cm.}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t_{RPA}}, \delta_{t_4}) \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Recouvrement des barres longitudinales

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

1. Ancrage des armatures tendues

- Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{ij}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ barres à H. A courantes.}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

- Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

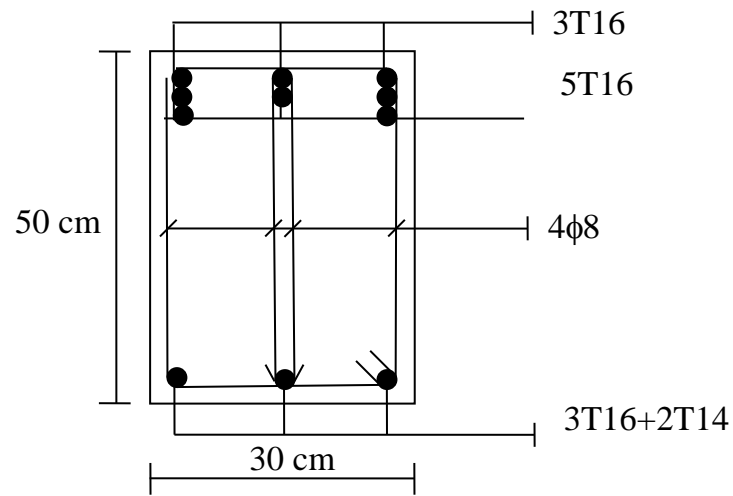


Figure VI.7 Schéma de ferrailage de la poutre principale (Appuis)

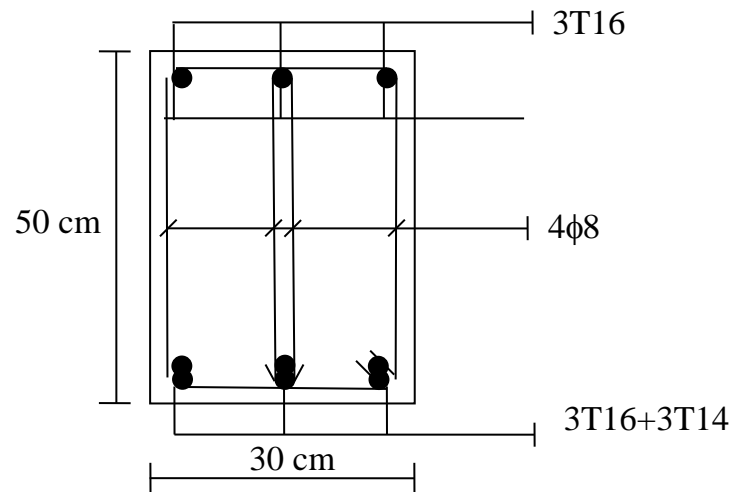


Figure VI.8 Schéma de ferrailage de la poutre principale (Travée)

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	10,97	3T16 Filante + 3T16 Chapeaux	12,06	φ8	20	10
Poutres principales	Appui	16,06	3T16 Filante + 5T16 Chapeaux	16,08	φ8	20	10
Poutres P (Coté voile)	Travée	22,13	3T20 Filante + 3T20 + 2T16 chapeaux	22,87	φ8	20	10
Poutres P (Coté voile)	Appui	-27,68	3T20 Filante + 6T20 chapeaux	28,27	φ8	20	10

Tableau VI.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Remarque :

Pour les Poutre P coté voile (Travée) les chapeaux seront on appuis non au travée

2.2.2. Étude des poutres secondaires P.S

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage (Tableau 6.5) :

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres Secondaires	Travée	11,42	3T16 Filante + 3T16 Chapeaux	12,06	$\phi 8$	20	10
Poutres Secondaires	Appui	12,93	3T16 Filante + 5T14 Chapeaux	13,73	$\phi 8$	20	10
Poutres S (Coté voile)	Travée	15,63	3T16 Filante + 3T16 + 3T14 chapeaux	16,68	$\phi 8$	20	10
Poutres S (Coté voile)	Appui	18,74	3T20 Filante + 5T16 chapeaux	19,48	$\phi 8$	20	10

Tableau VI.5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres Secondaires

Remarque :

Pour les Poutre S coté voile (Travée) les chapeaux seront on appuis non au travée

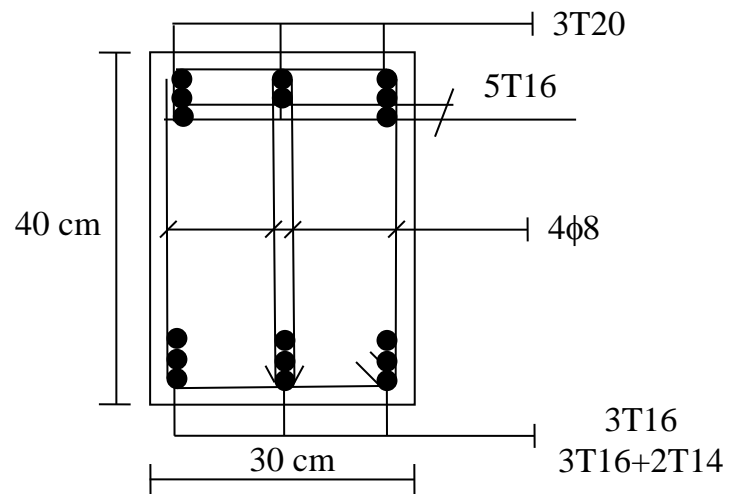


Figure VI.9 Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire (Appuis)

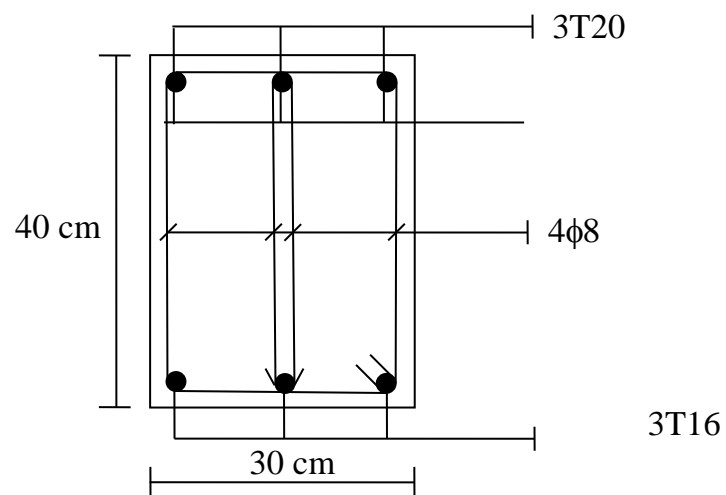


Figure VI.10 Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire (Travée)

3. Etude des voiles

3.1. Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels)

3.2. Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

1. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2. Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

3. principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

4. La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15. a. L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

3.3. Ferrailage des voiles :

Exemple de calcul

On va calcul les voiles avec logiciel etabs et se travaille comme suit :

- 1) sélectionner tous les voile
- 2) choisissez le ferrailage et l'espacement des armature
- 3) laisser Etabs faire le calcul
- 4) il vas nous donner un tableau des ratios et de ferrailage des armatures transversal et notre ferrailage que on choisit et il faut que la ration des voiles soi inferieur a 1 et si sa vérifier pas on va améliorer le ferrailage

Ration = Contrainte du voile / la contrainte admissibles du voile < 1

1)

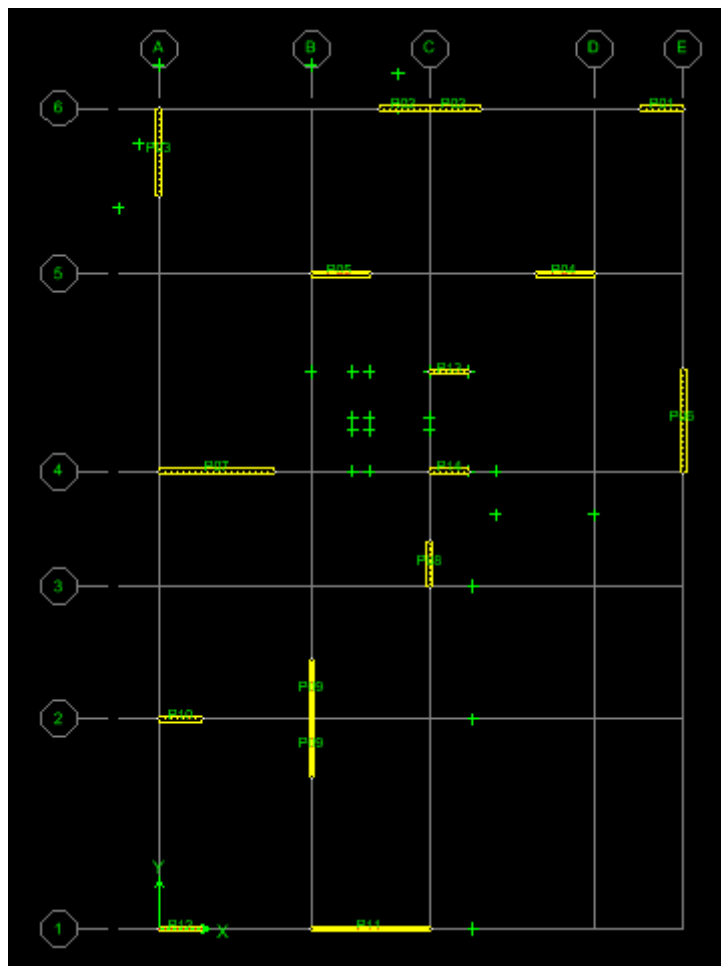


Figure VI.11 disposition du voile

2)

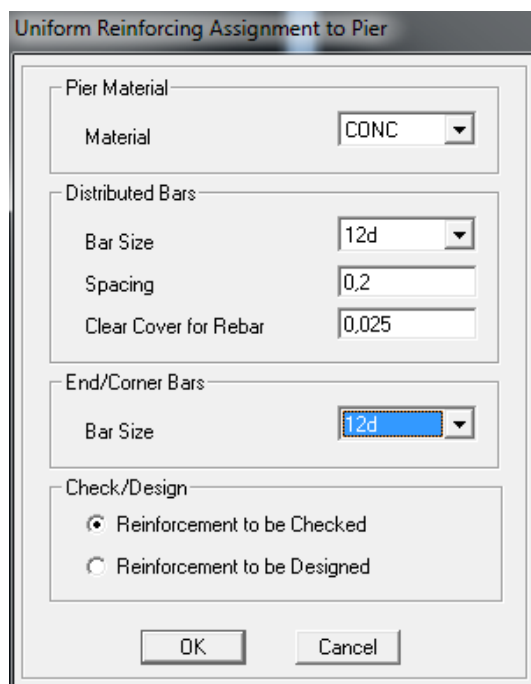
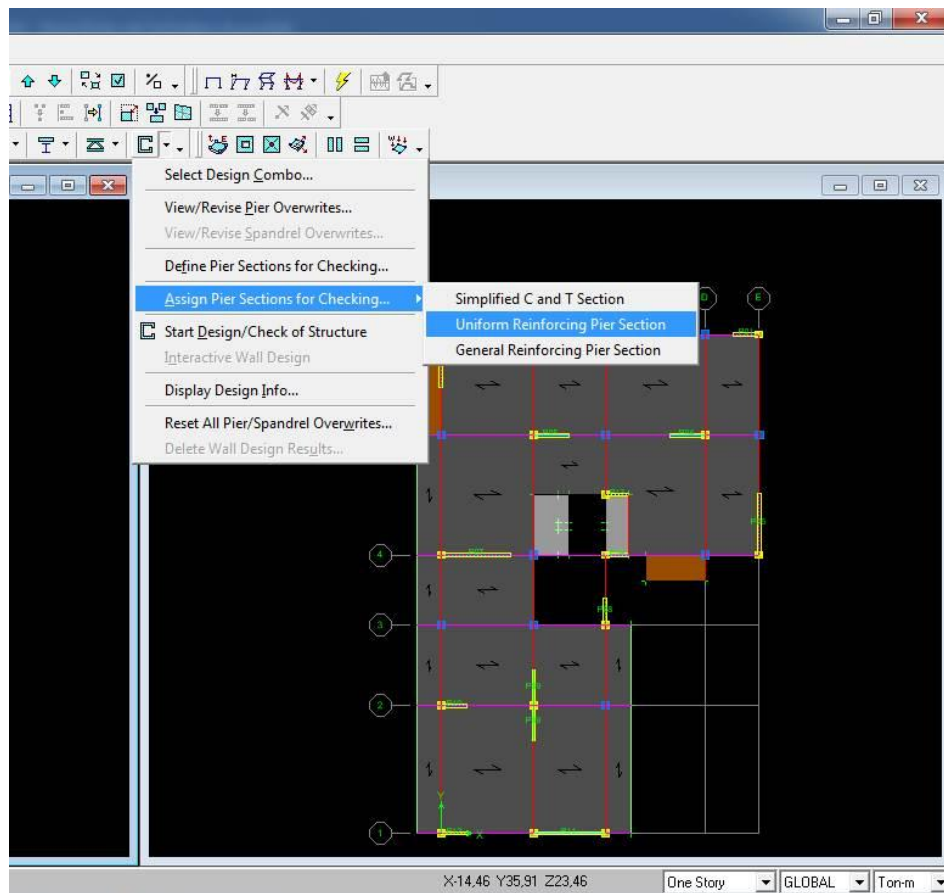


Figure VI.12 calcul du ferrailage du voile sur ETABS

- **Choix du ferrailage T12 e20 :**

Les ratios sont classés par ordre croissant. Donc on va changer le ferrailage pour les voile (P03 P06 P08 P01 P11 P12 Ex) dans les 3 stories (2 Ssol , 1 Ssol et RDC)

Ferrailage longitudinal

Ferrailage transversal

Story	PierLbl	StnLoc	EdgeBar	EndBar	EndSpng	D/CRatio	ShearAv
STORY3	P03	Bottom	12d	12d	0,2	3,7082	14,896
STORY3	P06	Bottom	12d	12d	0,2	3,0866	13,185
STORY3	P08	Bottom	12d	12d	0,2	2,8486	13,863
STORY3	P01	Bottom	12d	12d	0,2	2,6585	8,68
STORY3	P07	Bottom	12d	12d	0,2	2,3907	7,428
STORY3	P11	Bottom	12d	12d	0,2	2,2904	9,124
STORY3	P02	Bottom	12d	12d	0,2	2,0775	12,157
STORY13	P14	Top	12d	12d	0,2	1,7698	5
STORY4	P03	Bottom	12d	12d	0,2	1,7588	6,875
STORY13	P12	Top	12d	12d	0,2	1,7288	5
STORY4	P11	Bottom	12d	12d	0,2	1,6951	6,986
STORY4	P06	Bottom	12d	12d	0,2	1,6846	6,731
STORY3	P12	Bottom	12d	12d	0,2	1,6251	6,953
STORY3	P11	Top	12d	12d	0,2	1,6079	8,166
STORY3	P09	Bottom	12d	12d	0,2	1,5898	6,374
STORY4	P07	Bottom	12d	12d	0,2	1,5808	6,572
STORY12	P14	Top	12d	12d	0,2	1,5668	5
STORY2	P06	Top	12d	12d	0,2	1,5659	7,984
STORY2	P03	Top	12d	12d	0,2	1,549	8,698
STORY11	P14	Top	12d	12d	0,2	1,526	5
STORY9	P14	Top	12d	12d	0,2	1,5229	5
STORY2	P09	Top	12d	12d	0,2	1,5228	16,67
STORY6	P13	Bottom	12d	12d	0,2	1,5189	5
STORY3	P06	Top	12d	12d	0,2	1,5151	10,517
STORY7	P13	Bottom	12d	12d	0,2	1,5143	5
STORY10	P14	Top	12d	12d	0,2	1,513	5
STORY8	P14	Top	12d	12d	0,2	1,5061	5
STORY13	P13	Top	12d	12d	0,2	1,4908	5
STORY5	P13	Bottom	12d	12d	0,2	1,4734	5
STORY3	P03	Top	12d	12d	0,2	1,4726	12,843
STORY7	P14	Top	12d	12d	0,2	1,4655	5
STORY8	P13	Bottom	12d	12d	0,2	1,4461	5
STORY3	P07	Top	12d	12d	0,2	1,3855	7,106
STORY4	P13	Bottom	12d	12d	0,2	1,3797	5
STORY9	P13	Bottom	12d	12d	0,2	1,3744	5
STORY13	P11	Top	12d	12d	0,2	1,3572	5

STORY7	P14	Bottom	12d	12d	0,2	1,3331	5
STORY8	P14	Bottom	12d	12d	0,2	1,3119	5
STORY6	P14	Top	12d	12d	0,2	1,3091	5
STORY9	P14	Bottom	12d	12d	0,2	1,2663	5
STORY10	P13	Bottom	12d	12d	0,2	1,263	5
STORY6	P14	Bottom	12d	12d	0,2	1,2595	5
STORY5	P11	Bottom	12d	12d	0,2	1,2336	5,278
STORY13	P01	Top	12d	12d	0,2	1,23	5
STORY13	P12	Bottom	12d	12d	0,2	1,2139	5
STORY13	P14	Bottom	12d	12d	0,2	1,2108	5
STORY12	P13	Top	12d	12d	0,2	1,2017	5
STORY11	P13	Bottom	12d	12d	0,2	1,2003	5
STORY10	P14	Bottom	12d	12d	0,2	1,1818	5
STORY1	P12	Bottom	12d	12d	0,2	1,1744	6,062
STORY11	P13	Top	12d	12d	0,2	1,1712	5
STORY13	P13	Bottom	12d	12d	0,2	1,1687	5
STORY7	P13	Top	12d	12d	0,2	1,1606	5
STORY8	P13	Top	12d	12d	0,2	1,1538	5
STORY4	P11	Top	12d	12d	0,2	1,149	6,986
STORY13	P07	Top	12d	12d	0,2	1,1434	5
STORY4	P01	Bottom	12d	12d	0,2	1,1433	5
STORY4	P09	Bottom	12d	12d	0,2	1,134	7,711
STORY9	P13	Top	12d	12d	0,2	1,1301	5
STORY10	P13	Top	12d	12d	0,2	1,1103	5
STORY6	P13	Top	12d	12d	0,2	1,1063	5
STORY13	P10	Top	12d	12d	0,2	1,1003	5
STORY13	P02	Top	12d	12d	0,2	1,0994	5
STORY5	P14	Top	12d	12d	0,2	1,0989	5
STORY11	P14	Bottom	12d	12d	0,2	1,0976	5
STORY5	P14	Bottom	12d	12d	0,2	1,0888	5
STORY12	P13	Bottom	12d	12d	0,2	1,0492	5
STORY1	P12	Top	12d	12d	0,2	1,0435	5,951
STORY2	P12	Bottom	12d	12d	0,2	1,0378	5,476
STORY6	P11	Bottom	12d	12d	0,2	1,0206	5
STORY5	P03	Bottom	12d	12d	0,2	1,009	5,445
STORY5	P13	Top	12d	12d	0,2	1,0085	5
STORY4	P02	Bottom	12d	12d	0,2	1,0026	5
STORY5	P07	Bottom	12d	12d	0,2	1,0024	5,316
STORY5	P01	Bottom	12d	12d	0,2	0,9938	5
STORY3	P10	Bottom	12d	12d	0,2	0,99	5
STORY12	P14	Bottom	12d	12d	0,2	0,9848	5
STORY5	P06	Bottom	12d	12d	0,2	0,9793	5
STORY4	P14	Bottom	12d	12d	0,2	0,9653	5
STORY11	P12	Top	12d	12d	0,2	0,9638	5
STORY13	P05	Top	12d	12d	0,2	0,963	5

STORY13	P10	Bottom	12d	12d	0,2	0,9629	5
STORY1	P13	Bottom	12d	12d	0,2	0,9354	5
STORY13	P11	Bottom	12d	12d	0,2	0,93	5
STORY7	P11	Bottom	12d	12d	0,2	0,9209	5
STORY3	P13	Bottom	12d	12d	0,2	0,9183	5
STORY11	P12	Bottom	12d	12d	0,2	0,9026	5
STORY3	P09	Top	12d	12d	0,2	0,8986	5
STORY1	P13	Top	12d	12d	0,2	0,8938	5
STORY10	P12	Top	12d	12d	0,2	0,8863	5
STORY1	P05	Bottom	12d	12d	0,2	0,8851	5
STORY12	P12	Bottom	12d	12d	0,2	0,883	5
STORY5	P11	Top	12d	12d	0,2	0,8767	5,278
STORY1	P05	Top	12d	12d	0,2	0,8766	5
STORY13	P04	Top	12d	12d	0,2	0,8763	5
STORY2	P05	Top	12d	12d	0,2	0,8745	6,463
STORY3	P05	Bottom	12d	12d	0,2	0,8724	5
STORY2	P13	Bottom	12d	12d	0,2	0,8692	5
STORY10	P12	Bottom	12d	12d	0,2	0,8689	5
STORY11	P11	Top	12d	12d	0,2	0,8541	5
STORY9	P12	Bottom	12d	12d	0,2	0,8466	5
STORY3	P01	Top	12d	12d	0,2	0,842	6,274
STORY4	P13	Top	12d	12d	0,2	0,8368	5
STORY2	P10	Top	12d	12d	0,2	0,8296	8,051
STORY2	P13	Top	12d	12d	0,2	0,828	5
STORY2	P05	Bottom	12d	12d	0,2	0,8254	6,463
STORY9	P10	Bottom	12d	12d	0,2	0,8223	5
STORY12	P12	Top	12d	12d	0,2	0,8222	5
STORY8	P11	Bottom	12d	12d	0,2	0,822	5
STORY11	P10	Bottom	12d	12d	0,2	0,8157	5
STORY6	P11	Top	12d	12d	0,2	0,8155	5
STORY9	P12	Top	12d	12d	0,2	0,8129	5
STORY10	P11	Top	12d	12d	0,2	0,81	5
STORY3	P14	Bottom	12d	12d	0,2	0,8091	5
STORY10	P10	Bottom	12d	12d	0,2	0,8054	5
STORY8	P10	Bottom	12d	12d	0,2	0,8042	5
STORY3	P02	Top	12d	12d	0,2	0,8007	10,171
STORY8	P12	Bottom	12d	12d	0,2	0,7965	5
STORY11	P10	Top	12d	12d	0,2	0,7929	5

Tableau VI.6 Ferrailage du voile en 5T12 par ml

• **Choix du ferrailage T14 e20 :**

Story	PierLbl	StnLoc	EdgeBar	EndBar	EndSpncg	D/CRatio	ShearAv
STORY3	P03	Bottom	14d	14d	0,2	2,6427	14,896
STORY3	P06	Bottom	14d	14d	0,2	2,2	13,185
STORY3	P08	Bottom	14d	14d	0,2	2,0014	13,863
STORY3	P01	Bottom	14d	14d	0,2	1,8906	8,68
STORY3	P11	Bottom	14d	14d	0,2	1,8047	9,124
STORY3	P07	Bottom	14d	14d	0,2	1,704	7,428
STORY3	P02	Bottom	14d	14d	0,2	1,6536	12,157
STORY13	P14	Top	14d	14d	0,2	1,4549	5
STORY13	P12	Top	14d	14d	0,2	1,3917	5
STORY4	P11	Bottom	14d	14d	0,2	1,3879	6,986
STORY3	P11	Top	14d	14d	0,2	1,3232	8,166
STORY3	P09	Bottom	14d	14d	0,2	1,3062	6,374
STORY3	P12	Bottom	14d	14d	0,2	1,277	6,953
STORY12	P14	Top	14d	14d	0,2	1,2761	5
STORY2	P09	Top	14d	14d	0,2	1,2539	16,67
STORY4	P03	Bottom	14d	14d	0,2	1,2496	6,875
STORY11	P14	Top	14d	14d	0,2	1,2378	5
STORY6	P13	Bottom	14d	14d	0,2	1,2326	5
STORY9	P14	Top	14d	14d	0,2	1,2301	5
STORY7	P13	Bottom	14d	14d	0,2	1,2284	5
STORY10	P14	Top	14d	14d	0,2	1,2223	5
STORY13	P13	Top	14d	14d	0,2	1,2147	5
STORY8	P14	Top	14d	14d	0,2	1,21	5
STORY5	P13	Bottom	14d	14d	0,2	1,197	5
STORY4	P06	Bottom	14d	14d	0,2	1,1952	6,731
STORY8	P13	Bottom	14d	14d	0,2	1,172	5
STORY7	P14	Top	14d	14d	0,2	1,1647	5
STORY4	P07	Bottom	14d	14d	0,2	1,1364	6,572
STORY4	P13	Bottom	14d	14d	0,2	1,1203	5
STORY2	P06	Top	14d	14d	0,2	1,1199	7,984
STORY9	P13	Bottom	14d	14d	0,2	1,1135	5
STORY2	P03	Top	14d	14d	0,2	1,1095	8,698
STORY13	P11	Top	14d	14d	0,2	1,0917	5
STORY3	P06	Top	14d	14d	0,2	1,077	10,517
STORY7	P14	Bottom	14d	14d	0,2	1,062	5
STORY6	P14	Top	14d	14d	0,2	1,0516	5

Tableau VI.7 Ferrailage du voile en 5T14 par ml

• **Choix du ferrailage T16 e20 :**

Story	PierLbl	StnLoc	EdgeBar	EndBar	EndSpng	D/CRatio	ShearAv
STORY3	P03	Bottom	16d	16d	0,2	1,9732	14,896
STORY3	P06	Bottom	16d	16d	0,2	1,6425	13,185
STORY3	P08	Bottom	16d	16d	0,2	1,62	13,863
STORY3	P11	Bottom	16d	16d	0,2	1,5169	9,124
STORY3	P02	Bottom	16d	16d	0,2	1,4115	12,157
STORY3	P01	Bottom	16d	16d	0,2	1,3958	8,68
STORY3	P07	Bottom	16d	16d	0,2	1,3489	7,428
STORY13	P14	Top	16d	16d	0,2	1,2014	5
STORY4	P11	Bottom	16d	16d	0,2	1,1558	6,986
STORY3	P09	Bottom	16d	16d	0,2	1,1315	6,374
STORY13	P12	Top	16d	16d	0,2	1,122	5
STORY2	P09	Top	16d	16d	0,2	1,0917	16,67
STORY3	P11	Top	16d	16d	0,2	1,0837	8,166
STORY3	P12	Bottom	16d	16d	0,2	1,0713	6,953
STORY12	P14	Top	16d	16d	0,2	1,0415	5
STORY4	P03	Bottom	16d	16d	0,2	1,0121	6,875
STORY11	P14	Top	16d	16d	0,2	1,0038	5
STORY6	P13	Bottom	16d	16d	0,2	1,0005	5
STORY9	P14	Top	16d	16d	0,2	0,998	5
STORY7	P13	Bottom	16d	16d	0,2	0,9964	5
STORY10	P14	Top	16d	16d	0,2	0,992	5
STORY13	P13	Top	16d	16d	0,2	0,9916	5
STORY8	P14	Top	16d	16d	0,2	0,9862	5
STORY5	P13	Bottom	16d	16d	0,2	0,9729	5
STORY7	P14	Top	16d	16d	0,2	0,9607	5
STORY8	P13	Bottom	16d	16d	0,2	0,9494	5
STORY4	P07	Bottom	16d	16d	0,2	0,9444	6,572
STORY4	P06	Bottom	16d	16d	0,2	0,9336	6,731
STORY4	P13	Bottom	16d	16d	0,2	0,9099	5
STORY3	P10	Bottom	16d	16d	0,2	0,9016	5
STORY9	P13	Bottom	16d	16d	0,2	0,9015	5
STORY5	P11	Bottom	16d	16d	0,2	0,8834	5,278
STORY6	P14	Top	16d	16d	0,2	0,8815	5
STORY7	P14	Bottom	16d	16d	0,2	0,88	5
STORY13	P11	Top	16d	16d	0,2	0,8767	5
STORY8	P14	Bottom	16d	16d	0,2	0,8636	5
STORY1	P13	Bottom	16d	16d	0,2	0,8552	5

Tableau VI.8 Ferrailage du voile en 5T16 par ml

✓ **Voile P01:**

Niveau de 1 à 3 : 2 files d'armatures T16 e=20cm avec des extrémités de 3T20 e =10 pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 e=20 cm avec des extrémités de 3T12 e =10 pour chaque file.

Armature transversales :

Tous les niveaux : 2T12 e=20 cm

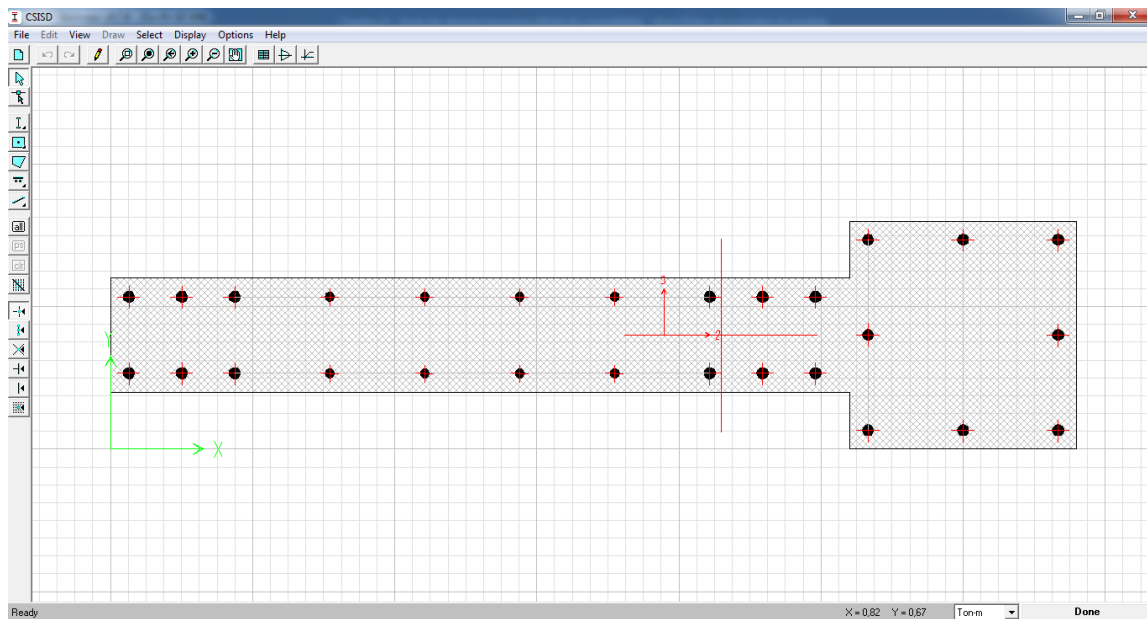
Stories 1 à 3

Figure VI.13 Dessin ferrailage du voile P01

✓ **Voile P02:**

Niveau de 1 à 3 : 2 files d'armatures T16 e=20cm avec des extrémités de 3T20 e =10 pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 e=20 cm avec des extrémités de 3T12 e =10 pour chaque file.

Armature transversales :

Niveaux 1 à 3 : 2T12 e=15 cm

Le reste des niveaux : 2T12 e=20 cm

Stories 1 à 3

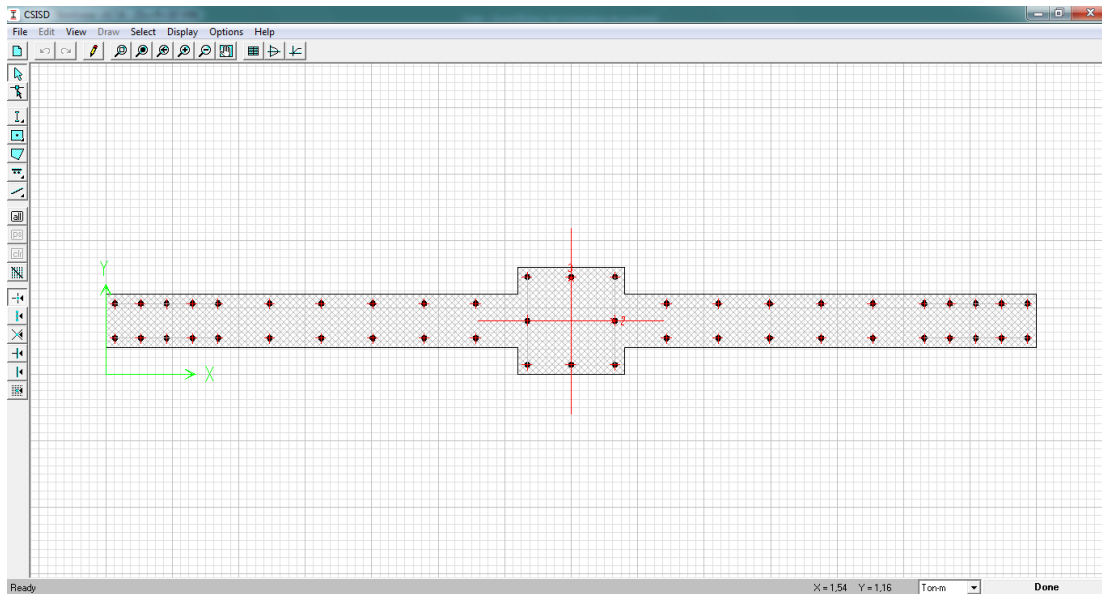


Figure VI.14 Dessin ferrailage du voile P02

✓ **Voile P03:**

Niveau de 1 à 4 : 2 files d'armatures T20 $e=20$ cm avec des extrémités de 4T28 $e=10$ pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 $e=20$ cm avec des extrémités de 5T12 $e=10$ pour chaque file.

Armature transversales :

Niveaux 1 à 4 : 4T10 $e=20$ cm

Le reste des niveaux : 2T12 $e=20$ cm

Stories 1 à 4

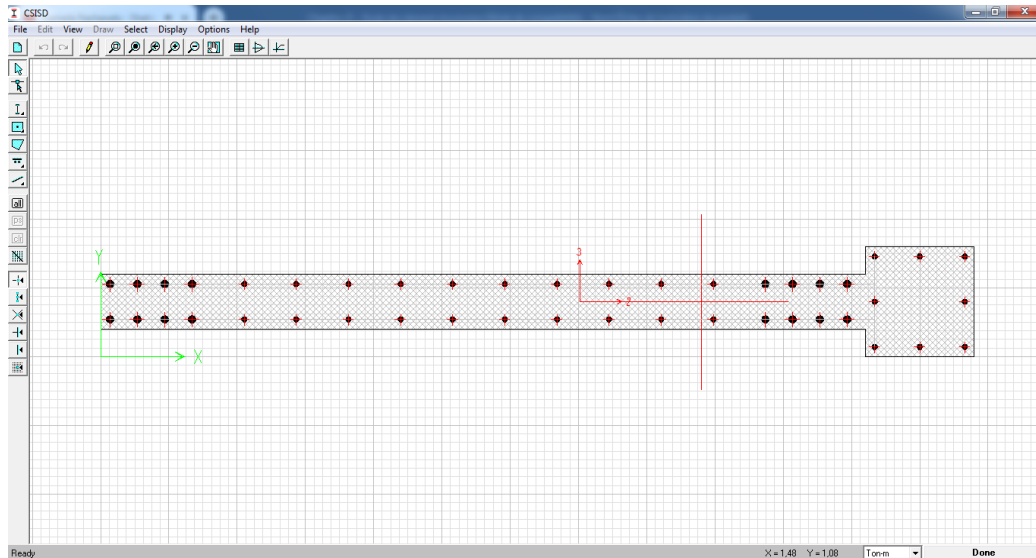


Figure VI.14 Dessin ferrailage du voile P03

✓ **Voile P06:**

Niveau de 1 à 4 : 2 files d'armatures T20 e=20cm avec des extrémités de 9T20 e=10 pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 e=20 cm avec des extrémités de 5T12 e=10 pour chaque file.

Armature transversales :

Niveaux 1 à 4 : 2T12 e=15 cm

Le reste des niveaux : 2T12 e=20 cm

Stories 1 à 4

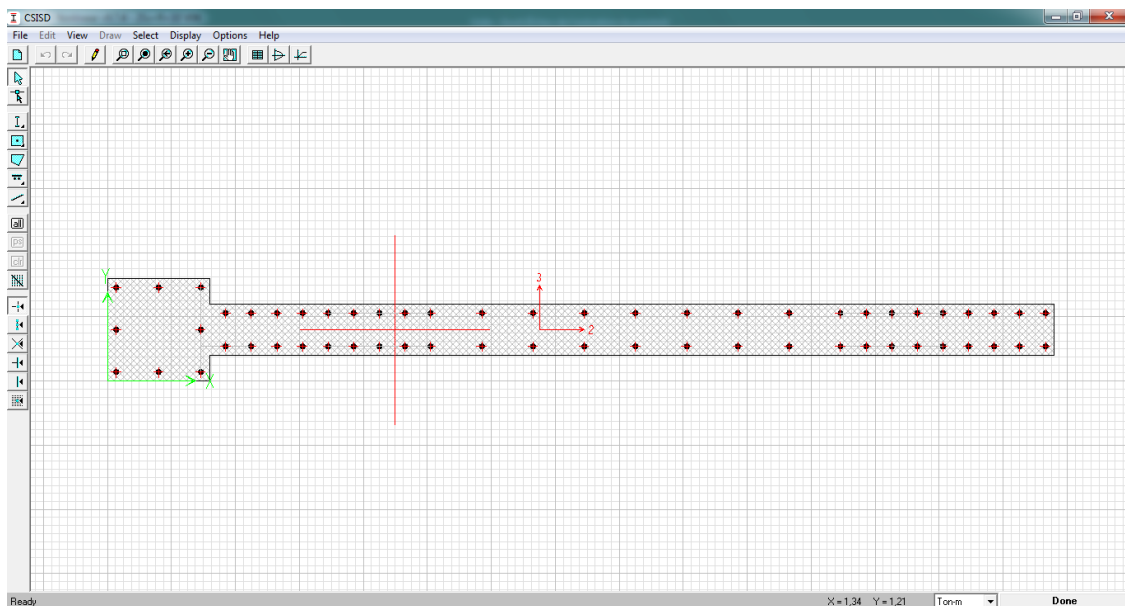


Figure VI.15 Dessin ferrailage du voile P06

✓ **Voile P07:**

Niveau de 1 à 4 : 2 files d'armatures T16 e=20cm avec des extrémités de 5T20 e =10 pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 e=20 cm avec des extrémités de 5T12 e =10 pour chaque file.

Armature transversales :

Tous les niveaux : 2T12 e=20 cm

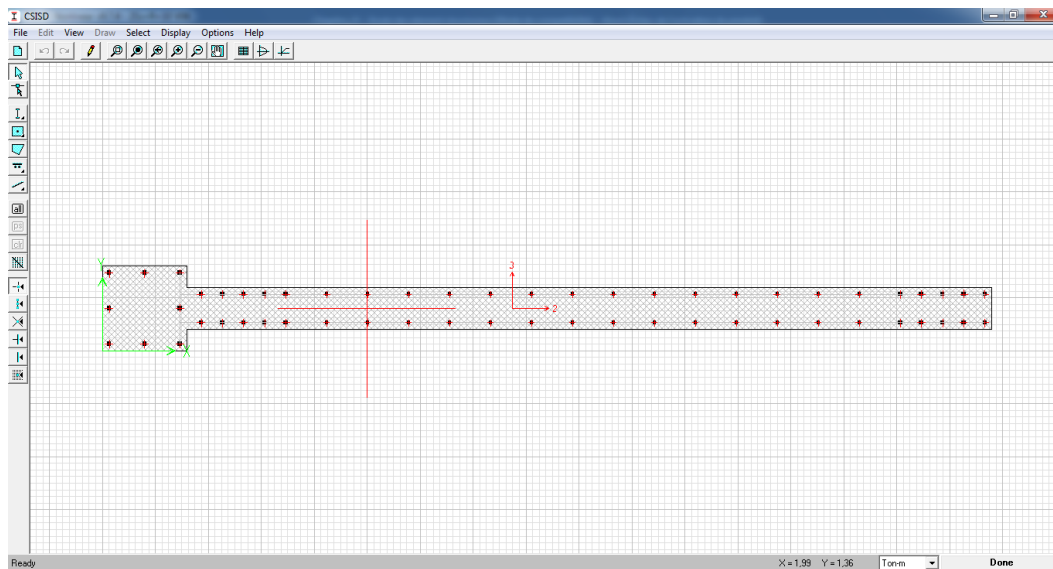
Stories 1 à 4

Figure VI.16 Dessin ferrailage du voile P07

✓ **Voile P08:**

Niveau de 1 à 4 : 2 files d'armatures T20 e=20cm avec des extrémités de 3T25 e =10 pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 e=20 cm avec des extrémités de 3T12 e =10 pour chaque file.

Armature transversales :

Niveaux 1 à 3 : 2T12 e=15 cm

Le reste dès les niveaux : 2T12 e=20 cm

Stories 1 à 4

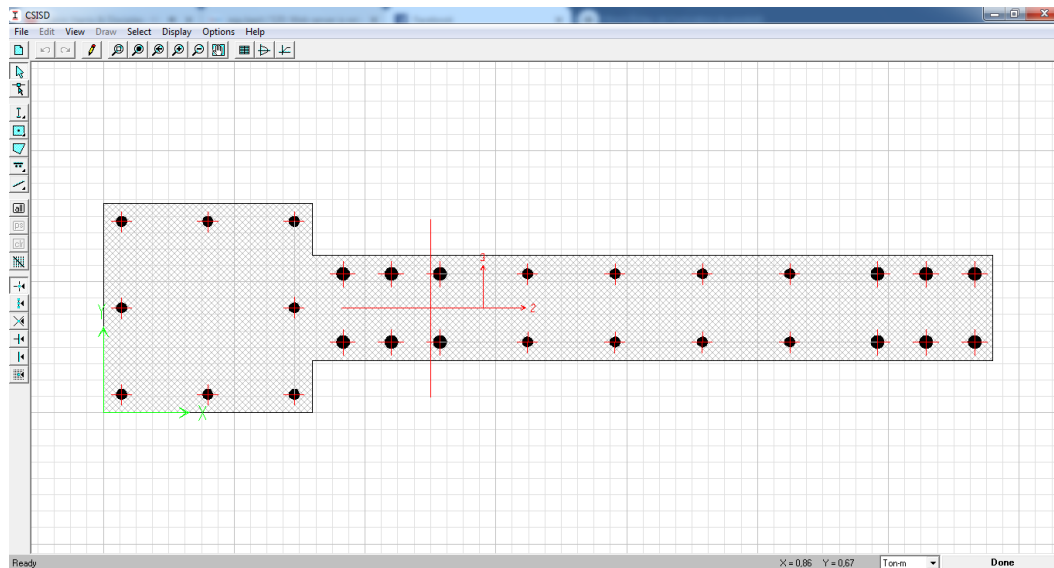


Figure VI.17 Dessin ferrailage du voile P08

✓ **Voile P12 et P14:**

Tous les niveaux : 2 files d'armatures T16 $e=20$ cm avec des extrémités de T12 $e=L/10$ pour chaque file.

Armature transversales :

Tous les niveaux : 2T12 $e=20$ cm

✓ **Le reste des Voile :**

Niveau de 1 à 4 : 2 files d'armatures T16 $e=20$ cm avec des extrémités de T16 $e=L/10$ pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 $e=20$ cm avec des extrémités de T12 $e=L/10$ pour chaque file.

Armature transversales :

Tous les niveaux : 2T12 $e=20$ cm

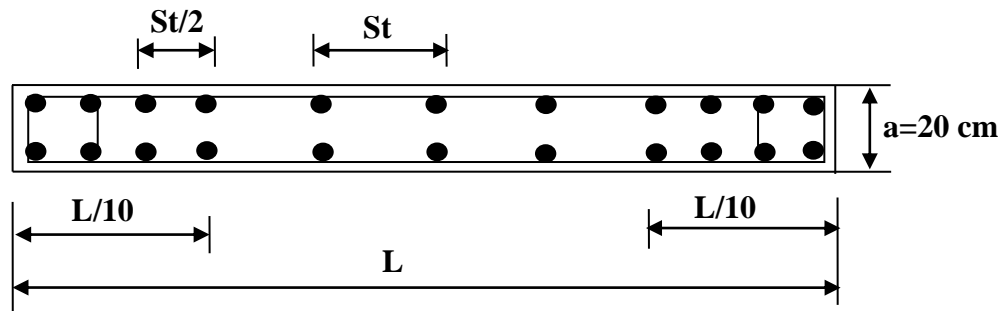


Figure VI.18 Disposition des armatures dans les voiles

3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

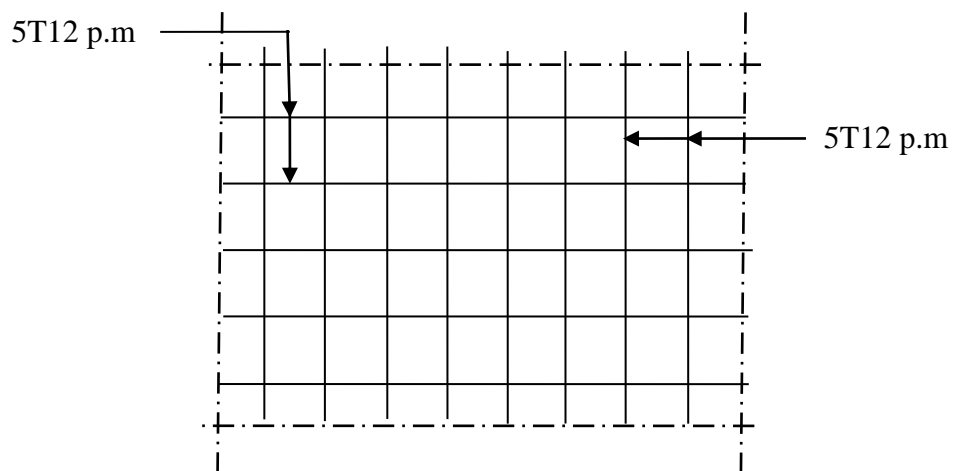
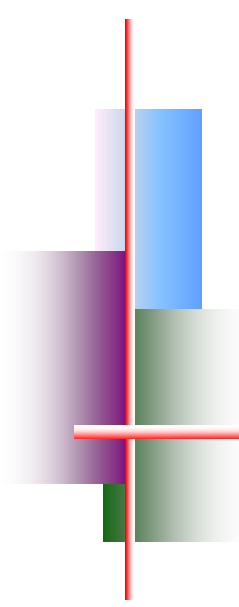


Figure VI.19 disposition du ferrailage du voile



Chapitre VIII



*étude de
l'infrastructure*

1. Calcul des fondations

1.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2 bar à ELS et un ancrage de 1.80 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L. S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U. $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.
-

1.2. Définition

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

2. Calcul du radier

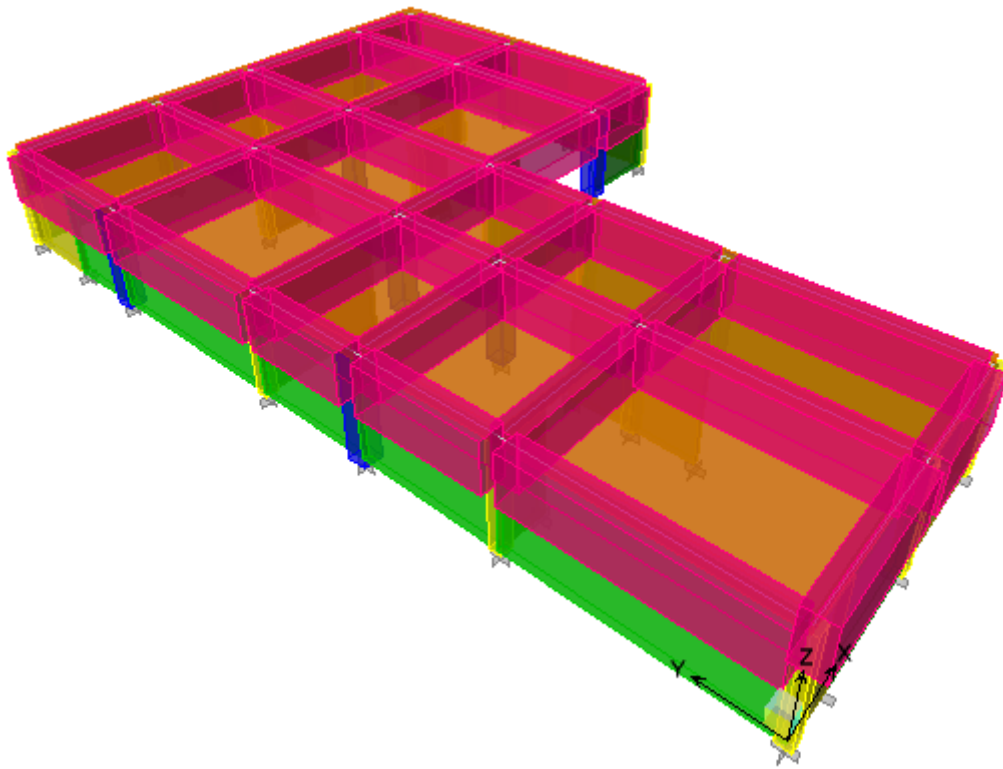


Figure VII.1 Radier en 3D

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

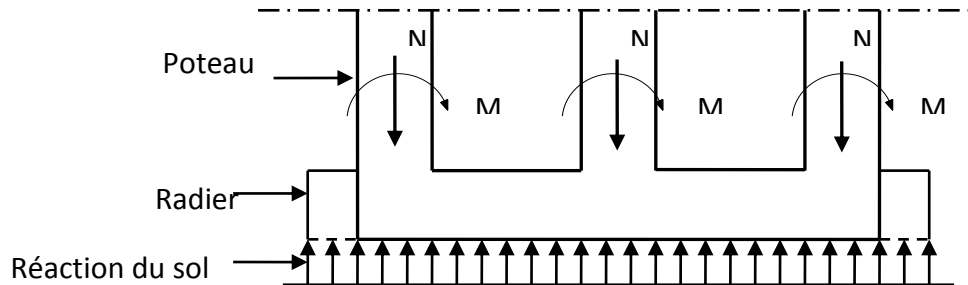


Figure VII.2 Schéma du Radier

2.1. Pré dimensionnement du radier

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{11} G_i = 56843,77 \text{ KN.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{11} Q_i = 9039,58 \text{ KN}$$

a) Combinaison d'actions

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 88942,52 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 65883,35 \text{ KN}$$

b) Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 65883,35 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 329,41 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 434,82 \text{ m}^2$.

c) Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \leq 0,06 f_{c28}$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q \cdot L / 2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 7,3$ m

$$Q_u = N_u / S = 88942,52 / 434,82 = 204,55 \text{ KN/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 204,55 \cdot 1 \text{ ml} = 204,55 \text{ KN/ml}$.

$$V_u = 204,55 \times 7,3 / 2 = 746,6 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{746,6 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,49 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 7,3 \text{ m}$$

$$0,29 \leq d \leq 0,365 \text{ m}$$

$$h = d + c = 35 + 5 = 40 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 55 \text{ cm} ; d = 50 \text{ cm}$$

d) Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimilé le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \quad \Leftrightarrow 81 \text{ cm} \leq h \leq 121 \text{ cm}$$

On prend : $d = 108 \text{ cm} ; h = 120 \text{ cm} ; b = 70 \text{ cm}$.

e) Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25[(0,55 \times 434,82) + (1,20 \times 0,7 \times 193,5)] = 10042,27 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = 10042,27 + 65883,35 = 75925,62 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{75925,62}{434,82} = 174,61 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{889742,52}{434,82} = 204,55 \text{ KN/m}^2 < 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,70 \times (1,20)^3 / 12 = 0,1008 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,70 \text{ m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 5000 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0,1008}{5000 \times 0,70}} = 7,8 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 7,30 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 7,8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

f) Evaluation des charges pour le calcul du radier**Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,55 = 13,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 204,55 - 13,75 = 190,8 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 19,08 \text{ KN/m}^2.$$

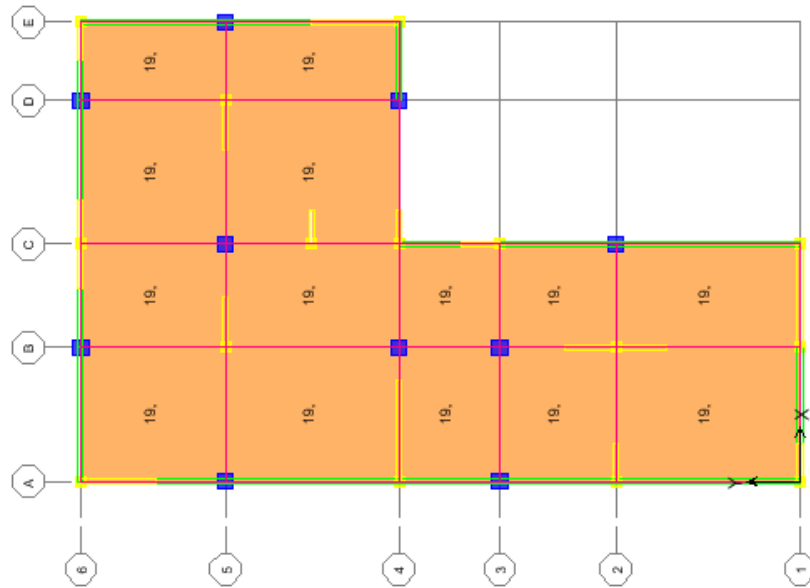


Figure VII.3 Poids unitaire du radier

2.2. Ferrailage du radier

2.2.1. Ferrailage des dalles

Pour obtenir le choix final des armatures on a tout d'abord supposé un ferrailage 5T16 par ml de et à l'aide du logiciel SOCOTEC on a obtenu le moment de la section d'armature, ce dernier a été introduit dans l'ETABS en optant pour la dalle la plus chargée, ce qui va valider ou rejeter le choix selon les résultats obtiendraient

La méthode est expliquée sur les figures suivantes :

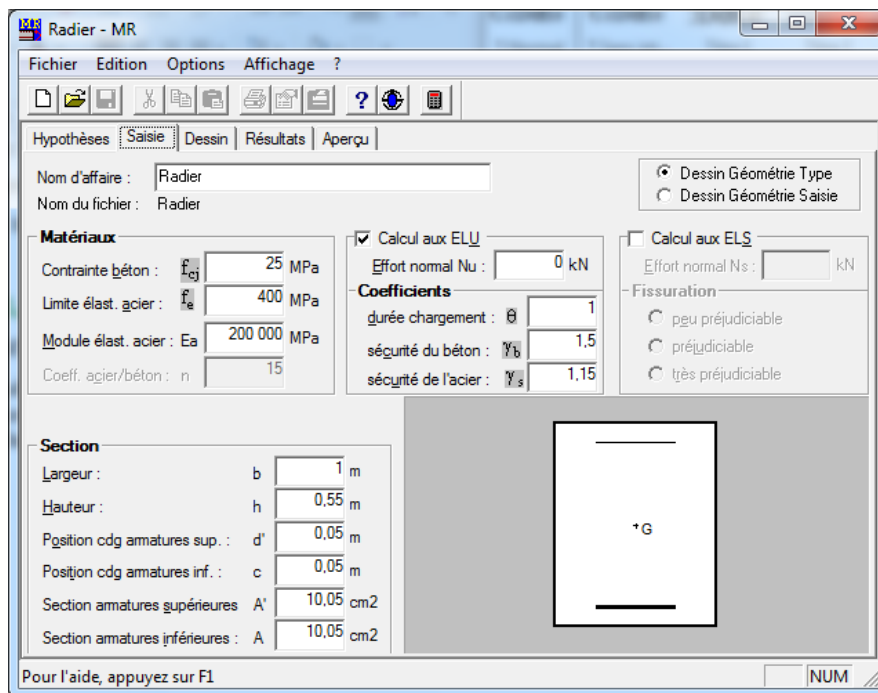


Figure VII.4 : données de calcul des armatures filantes de 5T16/ ml

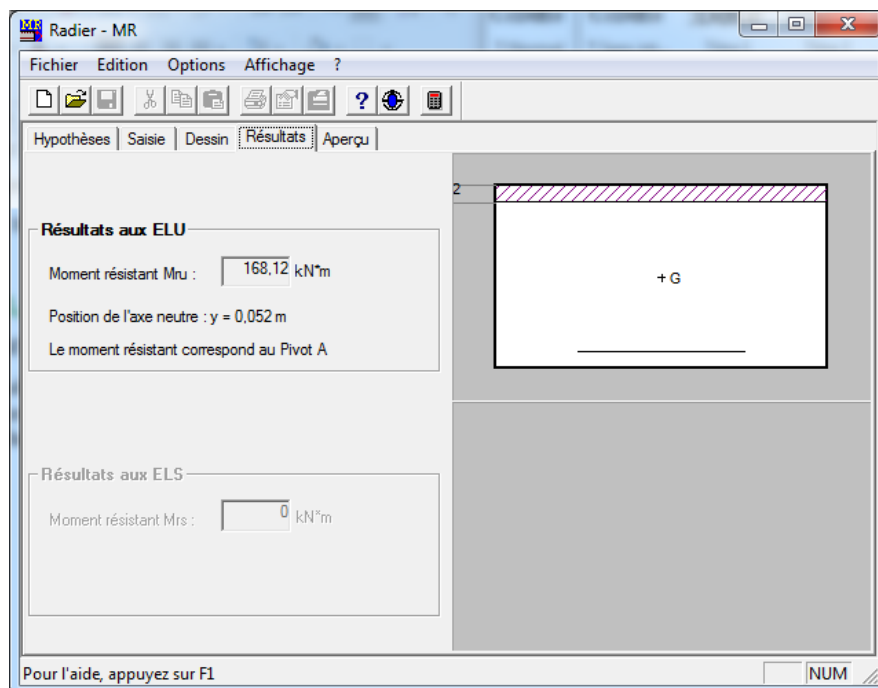


Figure VII.5 Résultats du moment du 5T16 / ml

2.2.2. Vérification de ferrailage :

M11 : sens-X

M22 : sens-Y

Ferrailage en appuis

Après l'introduction du moment résultant dans l'ETABS l'analyse a donné les schémas de des déformations du ferrailage choisi dans les deux directions comme la montre les figures suivantes :

- Les zones mauves dans le bleu indiquant qu'il faut une amélioration de ferrailage
- Les zones bleues dans le mauve indiquant qu'il faut une amélioration de ferrailage

T16e20 comme une nappe filante pour le sens X et Y

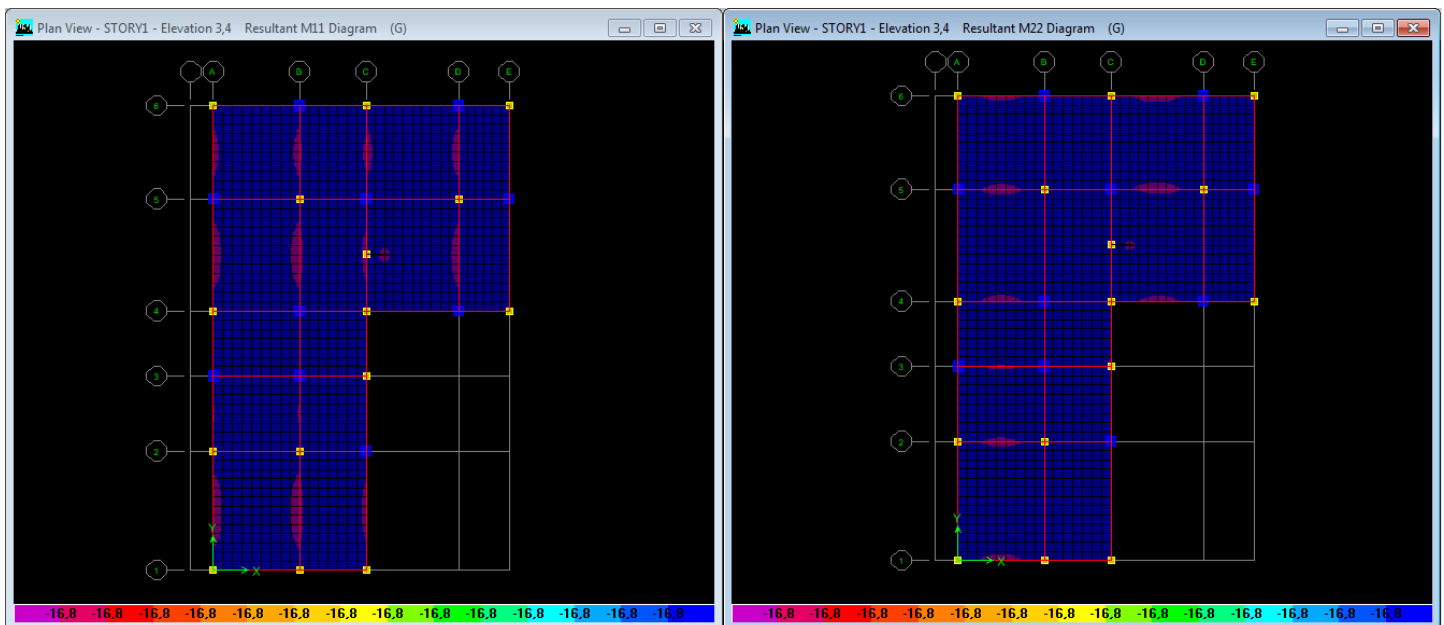


Figure VII.6 Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes au niveau de la nappe supérieure (appuis) sens X-X et Y-Y

On ajoute des chapeaux dans les zones mauves

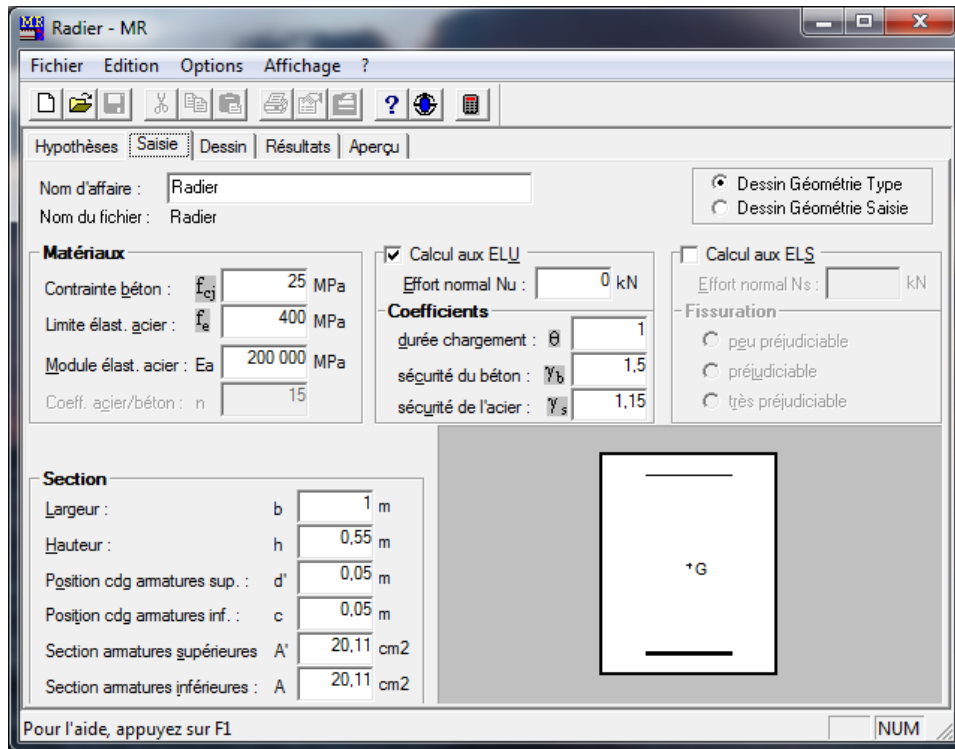


Figure VII.7 données de calcul des armatures de 5T16 filante + 5T16 chapeaux / ml

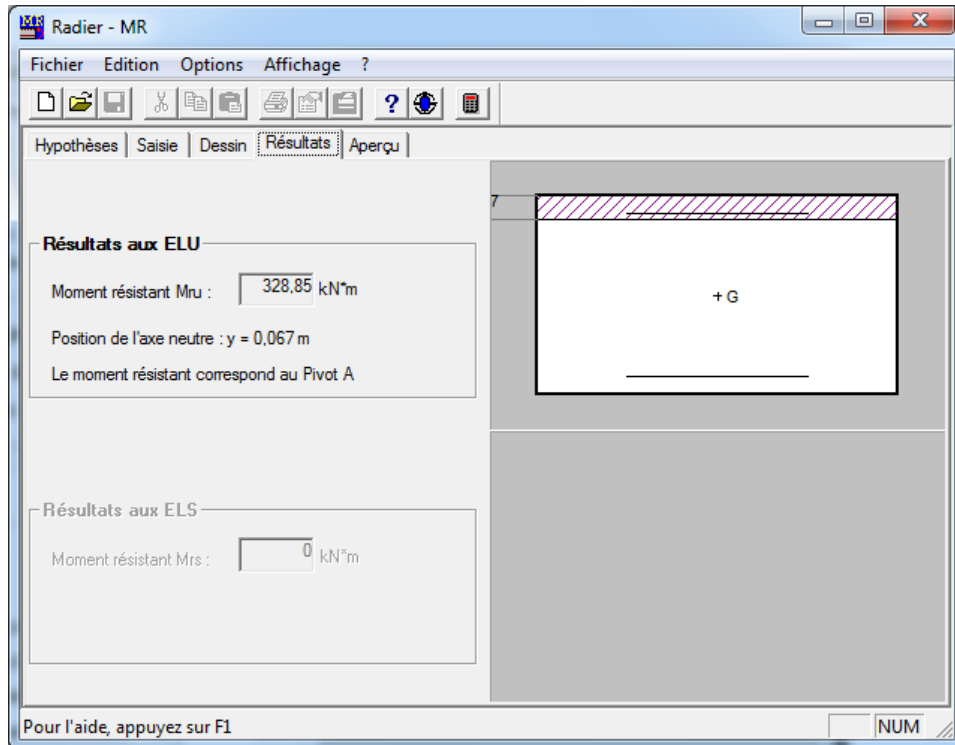


Figure VII.8 données de calcul des armatures filantes 5T16 filante + 5T16 chapeaux / ml

T16e20 filante + T16e20 chapeaux

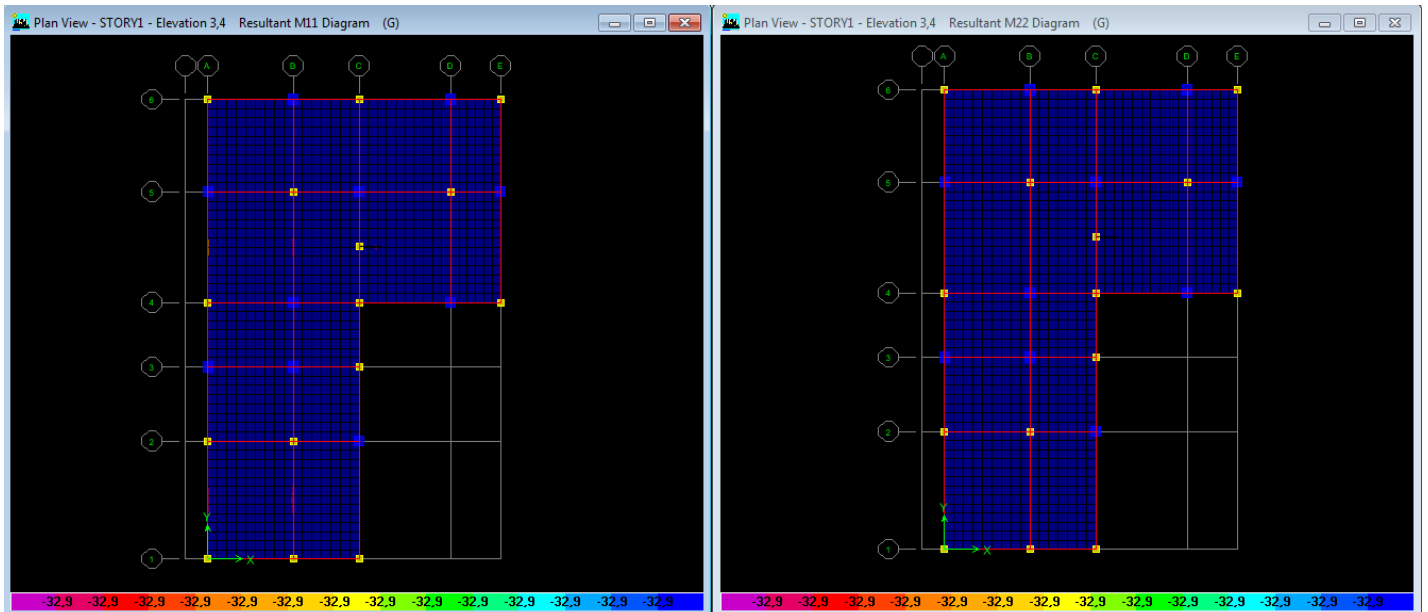


Figure VII.9 Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes + chapeaux au niveau de la nappe supérieure (appuis) sens X-X et Y-Y

- Ferrailage en Travée :

T16e20 comme une nappe filante pour le sens X et Y

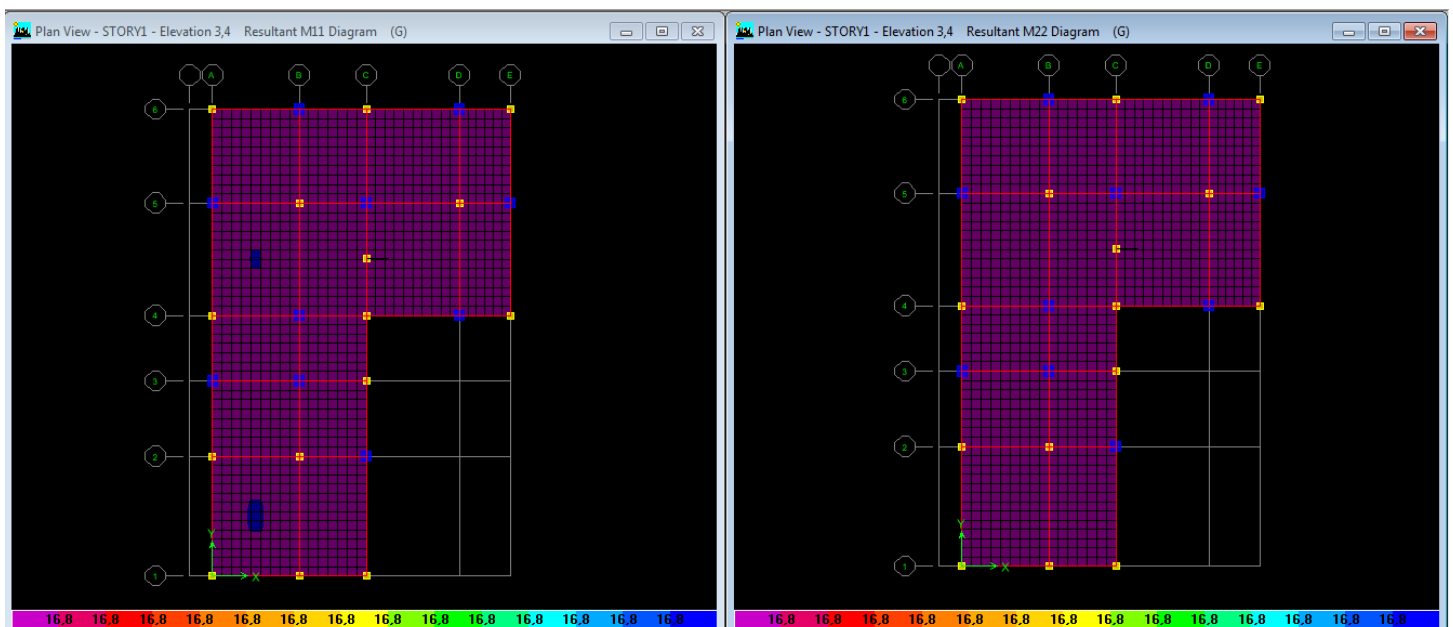


Figure VII.10 Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes au niveau de la nappe inférieure (Travée) sens X-X et Y-Y

On ajoute des chapeaux pour la zone mauve T16e20 pour les zone bleu sens X

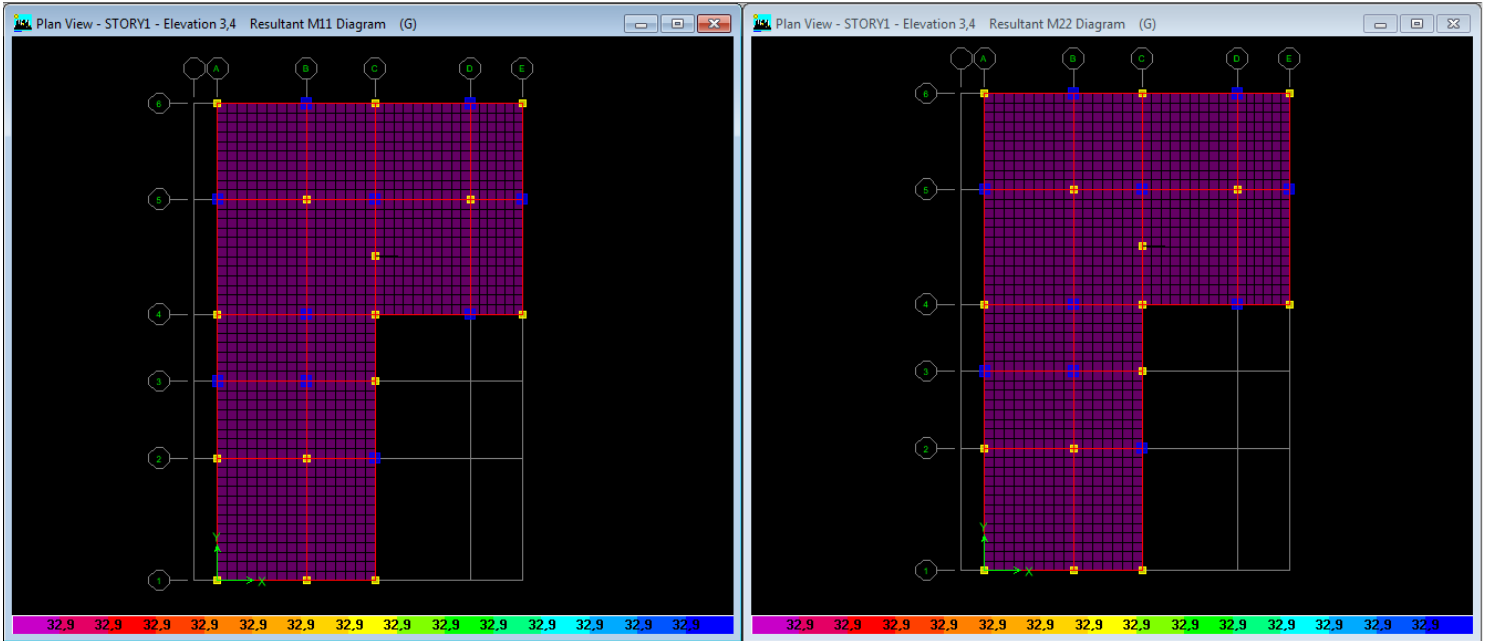


Figure VII.11 Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes + chapeaux au niveau de la nappe inférieure (Travée) sens X-X et Y-Y

3. Calcul de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a. Sens longitudinal (y)

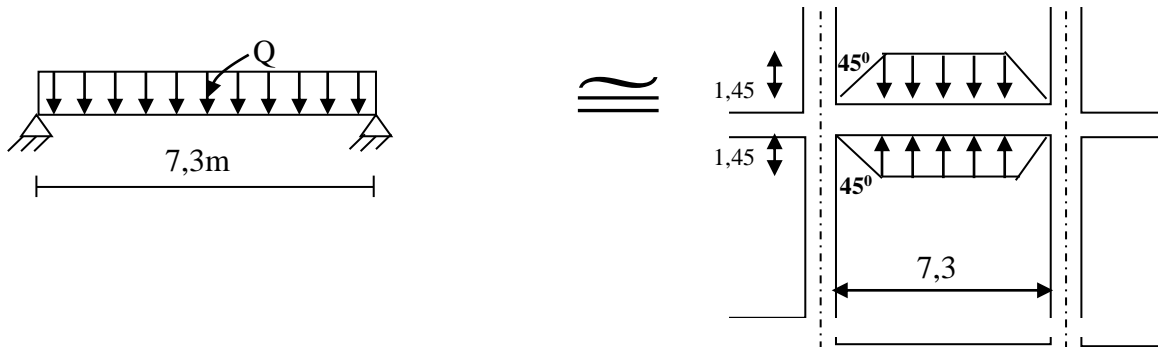


Figure VII.12 Répartition des charges sur les poutres

3.1. Calcul du ferrailage

On va utiliser un programme Excel qui calcule le ferrailage des armature longitudinal (appuis et travée) et espacement des armatures transversal et la vérification de la contrainte

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	O	P	Q	R	S	T	U	DB
1												vé	st	st no	st cou	v	Aa	A'a	Atr	A'v	
2	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3		1	7,62	14,40	29,92	0	66,82	0,00	78,91	0,00	
124	STORY1	B9	G	5,175	-0,44	208	0,08	-2,54	0,254	-121	OK	1	9,91	14,40	29,92	0	31,86	0,00	0,00	0,00	OK
125	STORY1	B9	G	5,175	-0,75	209,8	2,19	-2,9	0,221	-121	OK	1	9,81	14,40	29,92	0	31,88	0,00	0,00	0,00	OK
126	STORY1	B9	G	5,55	-0,75	213,5	2,19	-2,9	-0,6	-201	OK	1	9,64	14,40	29,92	0	54,70	0,00	0,00	0,00	OK
127	STORY1	B10	G	0,2	-2,97	-225	-2,54	10,5	-0,82	-219	OK	1	8,90	14,40	29,92	0	60,30	0,00	0,00	0,00	OK
128	STORY1	B10	G	0,571	-2,97	-222	-2,54	10,5	0,127	-136	OK	1	9,04	14,40	29,92	0	36,05	0,00	0,00	0,00	OK
129	STORY1	B10	G	0,571	-2,09	-220	-0,24	10,1	0,177	-136	OK	1	9,10	14,40	29,92	0	36,04	0,00	0,00	0,00	OK
130	STORY1	B10	G	0,856	-2,09	-213	-0,24	10,1	0,245	-74,3	OK	1	9,42	14,40	29,92	0	19,14	0,00	0,00	0,00	OK
131	STORY1	B10	G	1,142	-2,09	-205	-0,24	10,1	0,313	-14,8	OK	1	9,76	14,40	29,92	0	3,73	0,00	0,00	0,00	OK
156	STORY1	B10	G	5,708	2,27	204,8	0,13	-29,6	0,357	-14,5	OK	1	9,07	14,40	29,92	0	3,66	0,00	0,00	0,00	OK
157	STORY1	B10	G	5,994	2,27	212,6	0,13	-29,6	0,319	-74	OK	1	8,77	14,40	29,92	0	19,06	0,00	0,00	0,00	OK
158	STORY1	B10	G	6,279	2,27	220,3	0,13	-29,6	0,282	-136	OK	1	8,50	14,40	29,92	0	35,94	0,00	0,00	0,00	OK
159	STORY1	B10	G	6,279	3,68	221,5	3,02	-30	0,198	-136	OK	1	8,44	14,40	29,92	0	35,96	0,00	0,00	0,00	OK
160	STORY1	B10	G	6,55	3,68	223,9	3,02	-30	-0,62	-196	OK	1	8,36	14,40	29,92	0	53,40	0,00	0,00	0,00	OK

Figure VII.10 tableau de vérification des contraintes sur EXCEL

Si on a le 1 sur la vérification veax dire que l'effort tranchant et très grand on a obligé d'augmenté la section.

La section suivante sera 80x160

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	O	P	Q	R	S	T	U	DB
1																					
2	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3	vé	st	st no	st cou	v	A a	A' a	A tri	A' v		
124	STORY1	B9	G	5,175	-0,44	208	0,08	-2,54	0,254	-121	OK	0	13,23	14,40	26,18	0	23,01	0,00	0,00	0,00	OK
125	STORY1	B9	G	5,175	-0,75	209,8	2,19	-2,9	0,221	-121	OK	0	13,11	14,40	26,18	0	23,03	0,00	0,00	0,00	OK
126	STORY1	B9	G	5,55	-0,75	213,5	2,19	-2,9	-0,6	-201	OK	0	12,88	14,40	26,18	0	38,68	0,00	0,00	0,00	OK
127	STORY1	B10	G	0,2	-2,97	-225	-2,54	10,5	-0,82	-219	OK	0	11,92	14,40	26,18	0	42,41	0,00	0,00	0,00	OK
128	STORY1	B10	G	0,571	-2,97	-222	-2,54	10,5	0,127	-136	OK	0	12,12	14,40	26,18	0	25,95	0,00	0,00	0,00	OK
129	STORY1	B10	G	0,571	-2,09	-220	-0,24	10,1	0,177	-136	OK	0	12,19	14,40	26,18	0	25,94	0,00	0,00	0,00	OK
130	STORY1	B10	G	0,856	-2,09	-213	-0,24	10,1	0,245	-74,3	OK	0	12,62	14,40	26,18	0	13,98	0,00	0,00	0,00	OK
131	STORY1	B10	G	1,142	-2,09	-205	-0,24	10,1	0,313	-14,8	OK	0	13,08	14,40	26,18	0	2,76	0,00	0,00	0,00	OK
156	STORY1	B10	G	5,708	2,27	204,8	0,13	-29,6	0,357	-14,5	OK	0	12,28	14,40	26,18	0	2,71	0,00	0,00	0,00	OK
157	STORY1	B10	G	5,994	2,27	212,6	0,13	-29,6	0,319	-74	OK	0	11,87	14,40	26,18	0	13,92	0,00	0,00	0,00	OK
158	STORY1	B10	G	6,279	2,27	220,3	0,13	-29,6	0,282	-136	OK	0	11,49	14,40	26,18	0	25,87	0,00	0,00	0,00	OK
159	STORY1	B10	G	6,279	3,68	221,5	3,02	-30	0,198	-136	OK	0	11,42	14,40	26,18	0	25,88	0,00	0,00	0,00	OK
160	STORY1	B10	G	6,55	3,68	223,9	3,02	-30	-0,62	-196	OK	0	11,31	14,40	26,18	0	37,81	0,00	0,00	0,00	OK
246	STORY1	R25	G	5,175	1,21	197,6	0,14	10,18	0,226	-31,7	OK	0	13,55	14,40	26,18	0	5,91	0,00	0,00	0,00	OK

Figure VII.11 tableau de vérification des contraintes sur EXCEL

Armature supérieur			
LIBAGE 80 x 160 cm ²			
Le moment maximal à l'ELU est de		-240,04	T.m
La section d'acier est égale à		46,68	cm ²
Le choix sera de	filante :	6	T 20
	chapeaux :	6	T 20
		6	16
La section d'acier choisie est égale à		49,76	cm ²

Armature inférieur			
LIBAGE 80 x 160 cm ²			
Le moment maximal à l'ELU est de		277,64	T.m
La section d'acier est égale à		54,43	cm ²
Le choix sera de	filante :	6	T 20
	chapeaux :	6	T 20
		6	20
La section d'acier choisie est égale à		56,55	cm ²

EFFORT TRANCHANT		
L'effort tranchant max à l'ELU est de	259,51	T
L'espacement calculé est égale à	10,23	cm
Le choix sera de	8T10	
L'espacement : e=10cm zone nodale et e=15cm zone courante		

Tableau VII.1 Ferrailage du Libage

- **Armature de peau**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :

Dans notre cas la poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

On a : - $A_{sp} > 3 \text{ cm/ml}$

- $8,04 > 3 \text{ cm/ml}$

On adopte 4T16 Fil ; $A = 8,04 \text{ cm}^2$.

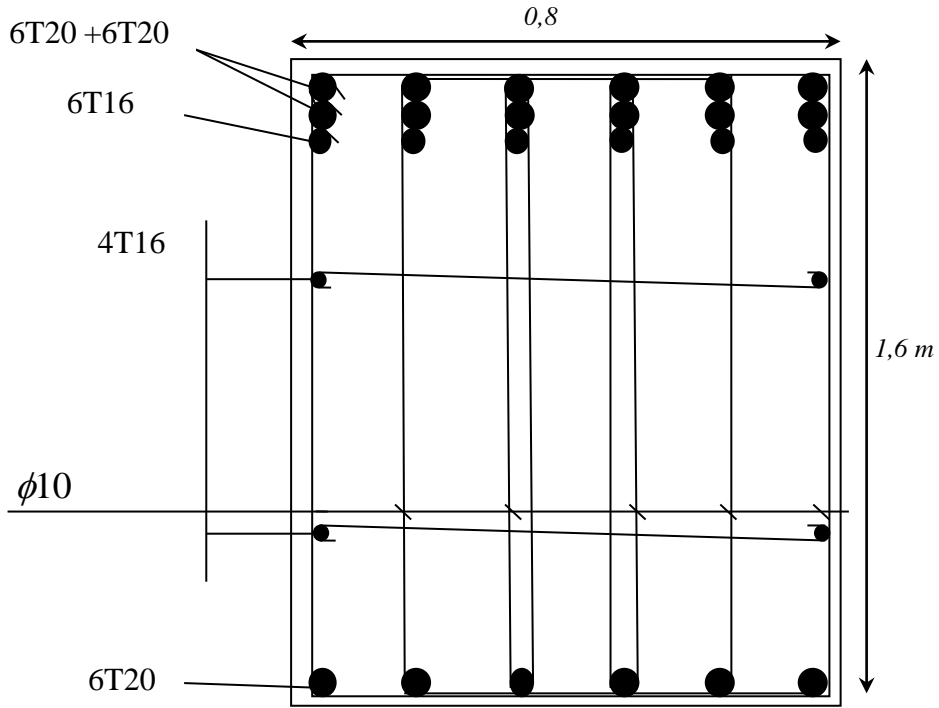


Figure VII.12 Répartition armatures dans les Libage en appuis

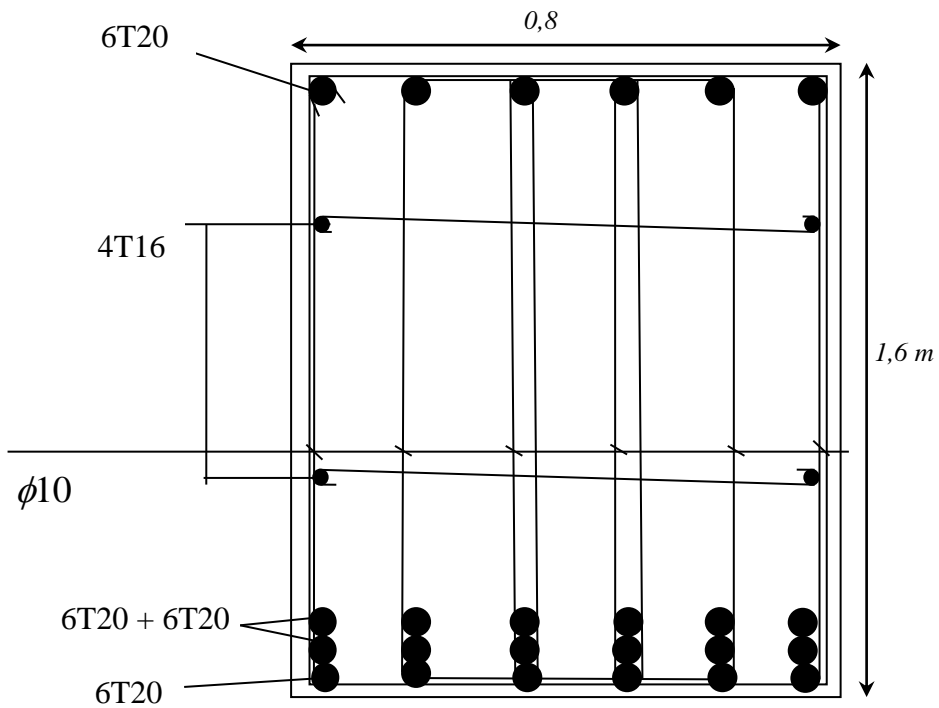


Figure VII.13 Répartition armatures dans les Libage en Travée

4. Calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0.6m$ et d'épaisseur $h = 55cm$

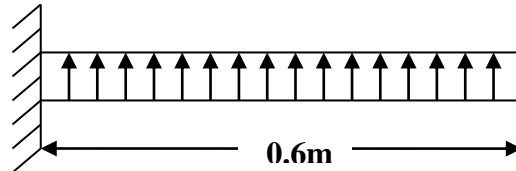


Figure VII.14 schéma statique de débord

- **Sollicitation maximal :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N}{S} \cdot 1 \Rightarrow M_u = \frac{88942,52}{434,82} \cdot (0,6)^2 \cdot 1 = \frac{73,64}{2} \Rightarrow M_u = 36,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = \frac{65883,35}{434,82} \cdot (0,6)^2 \cdot 1 = \frac{54,54}{2} \Rightarrow$$

$$M_{ser} = 27,27 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de ferrailage :**

$$\mu_u = 0,0176 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\alpha = 0,022 \quad ; \quad \beta = 0,99$$

$$A_s = 2,15 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,15}{4} \Rightarrow A_r = 0,537 \text{ cm}^2$$

- **Section minimal :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 3,58 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **4T12** $\Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartitions.

5. Etude du voile périphérique de soutènement

Le calcul des charges horizontales sur le mur sera avec la formule

$$g_{mur} = Kp \cdot \gamma \cdot h$$

G mur : la charge surfacique appliquer sur l'écran

Kp : coefficient de frottement - $Kp = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$: φ : Angle de frottement

γ : le poids volumique du sol

h : la profondeur de la charge

$$g01 = 0,41 \times 1,8 \times 6,46 = 4,77 \text{ ton/m}^2$$

$$g02 = 0,41 \times 1,8 \times 5,44 = 4,01 \text{ ton/m}^2$$

$$g03 = 0,41 \times 1,8 \times 4,42 = 3,26 \text{ ton/m}^2$$

$$g04 = 0,41 \times 1,8 \times 3,40 = 2,51 \text{ ton/m}^2$$

$$g05 = 0,41 \times 1,8 \times 2,27 = 1,67 \text{ ton/m}^2$$

$$g06 = 0,41 \times 1,8 \times 1,13 = 0,83 \text{ ton/m}^2$$

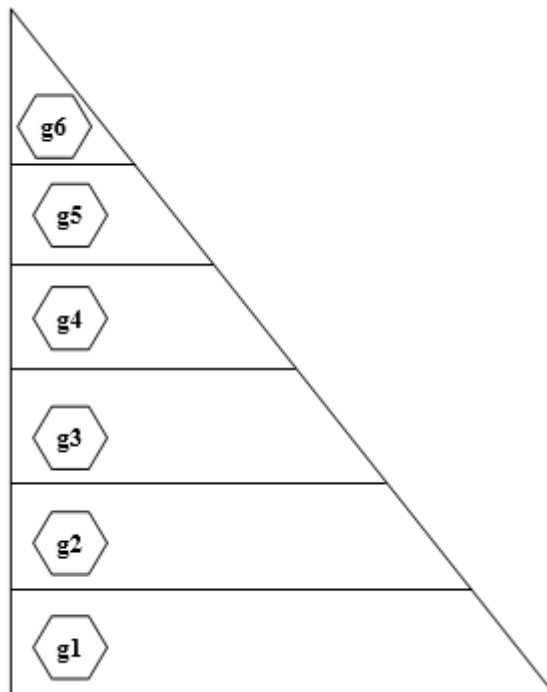


Schéma des charges appliquer sur le voile périphérique

L'introduction des charges du sol seront directement dans le logiciel ETABS qui vas nous vérifier les moments au niveaux du voile avec leur ferrailage.

Les voiles vont être calculer comme une dalle appuyée sur 04 coté

5.1. Vérification de Ferrailage :

A l'aide du logiciel SOCOTEC on vas proposer un ferrailage de T12 e20 et au début on va déduire le moment et après on vas vérifier sur l'ETABS

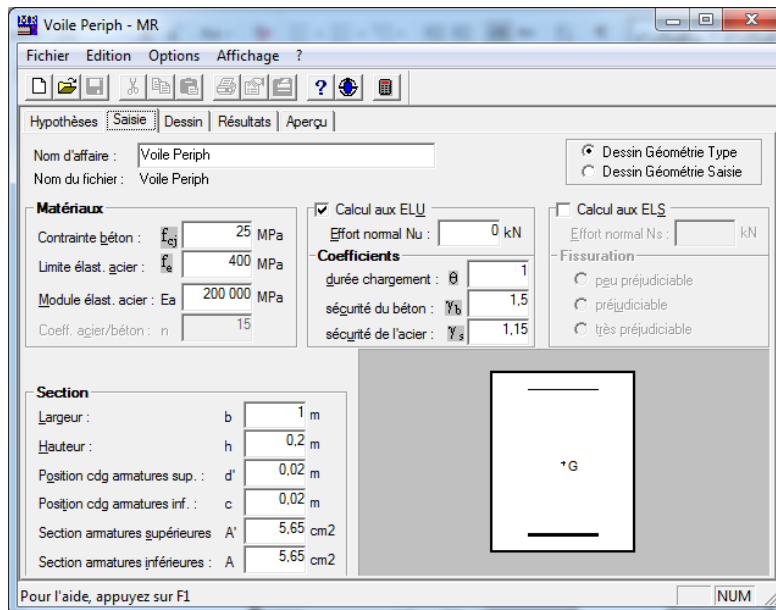


Figure VII.15 : données de calcul des armatures filantes de 5T12/ml

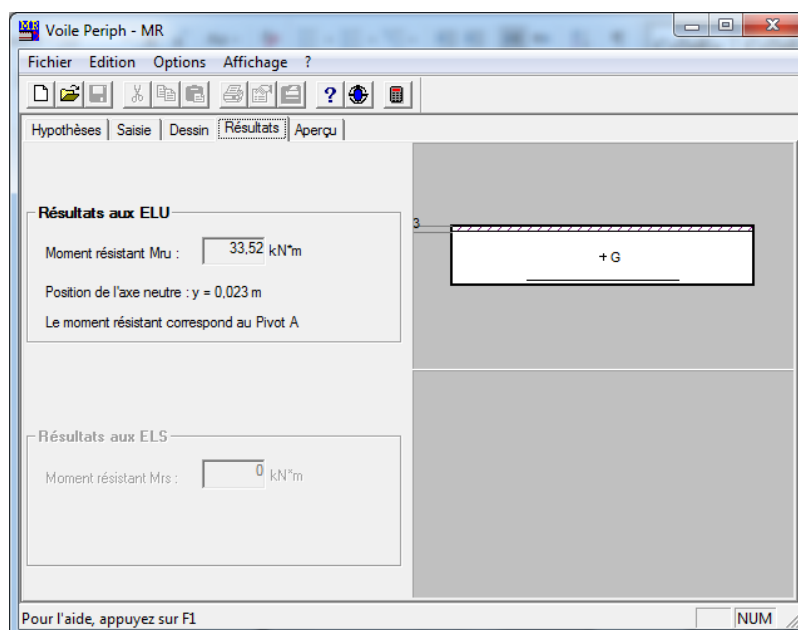


Figure VII.16 Résulta du moment du 5T12 / ml

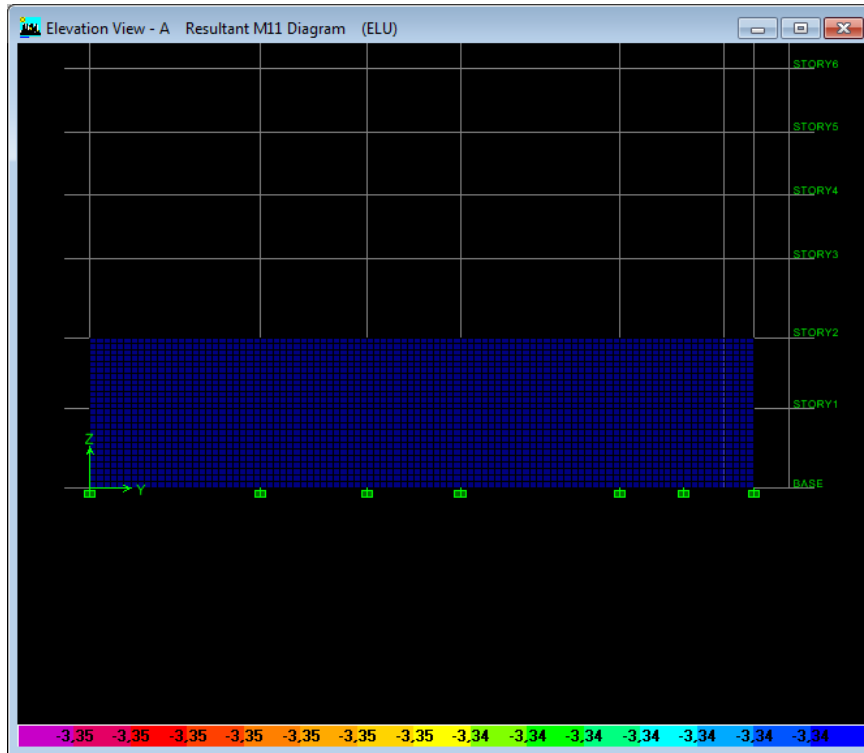


Figure VII.17 Schéma de déformation du ferrailage Voile périphérique (Appuis) sens X-X

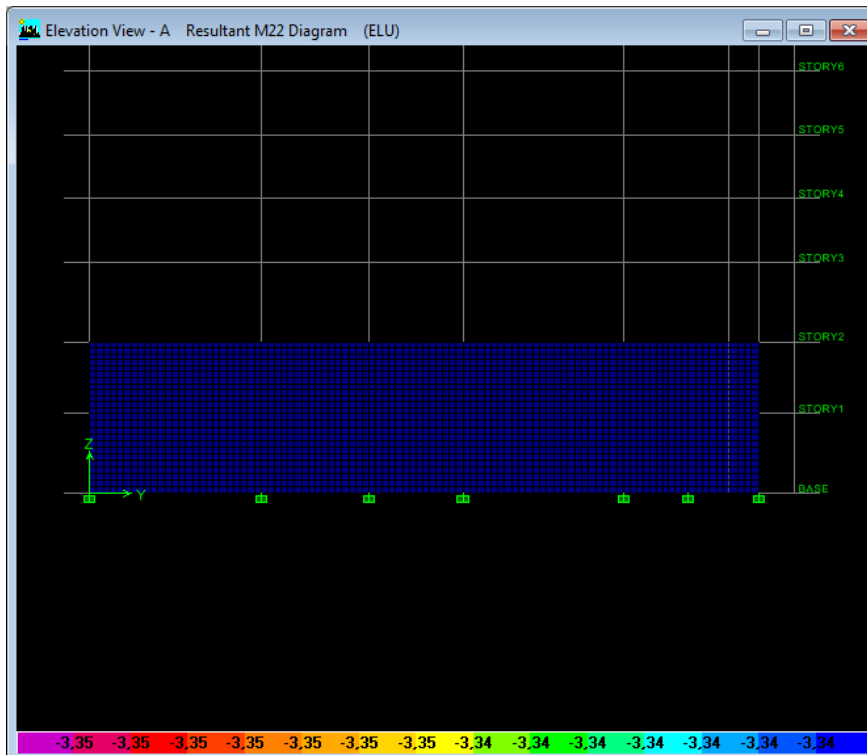


Figure VII.18 Schéma de déformation du ferrailage Voile périphérique (Appuis) sens Y-Y

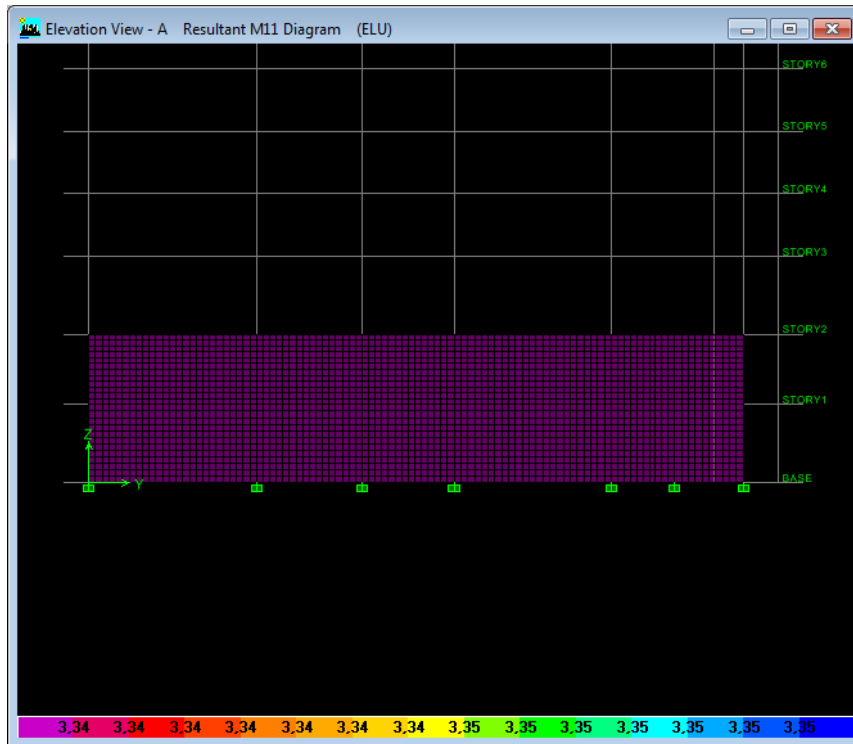


Figure VII.18 Schéma de déformation du ferrailage voile périphérique (Travée) sens X-X

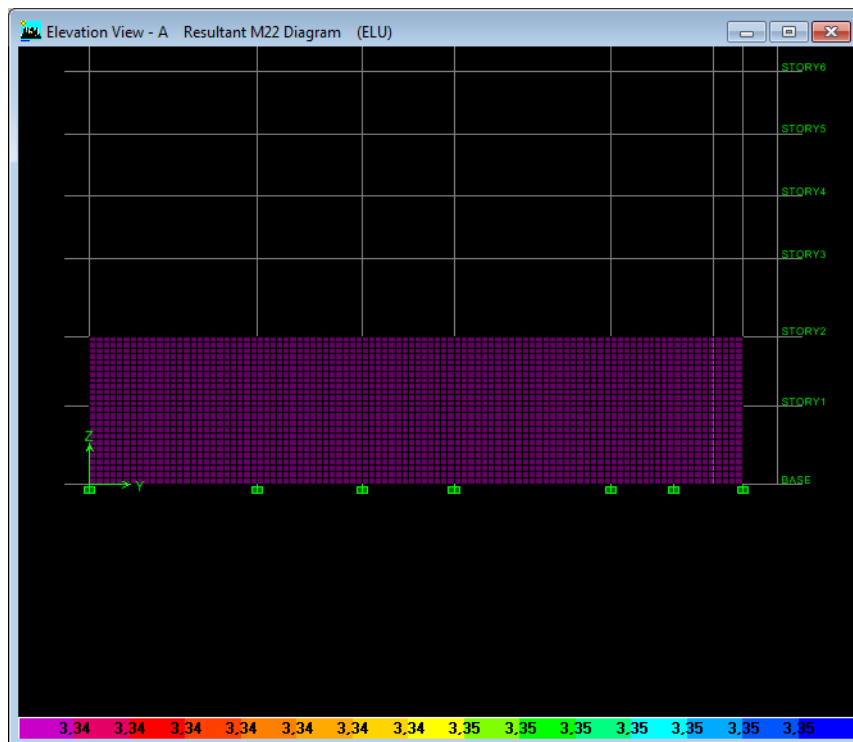


Figure VII.19 Schéma de déformation du ferrailage voile périphérique (Travée) sens Y-Y

Conclusion générale

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Dans la conception de ce projet on 'à utiliser les logiciels ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC ...etc, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

ملخص :

يتمثل مشروع نهاية الدراسة خاصة هيكلية و دراسة بناية مكونة من عشر طوابق و طابق أرضي و 2 سفلي ذات شكل، سيتم إنجازه في مدينة مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa القواعد الجزائرية المضادة للزلازل، مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة الروافد ، الأعمدة و الجدران المشكلة بالخرسانة المسلحة .

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج آلي متطور ETABS 9

نتائج الدراسة الزلزالية تستعمل في تسليح العناصر المقاومة للبناية وفق CBAL93.RPA99

RESUME :

Ce projet de fin d'étude vise essentiellement à une conception et étude d'un bâtiment d'une structure composer d'un rez de chaussé et de 10 étages et deux sous-sol, ayant une forme irrégulière. Ce bâtiment sera implanté dans la wilaya de Mostaganem , classée en zone IIa .

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des portiques (poteaux, poutres) et des voiles.

L'étude et l'analyse de cette structure a été faite moyennant à logiciel de calcul Etabs 9

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants sont conformément aux règlements en vigueur CBAL93.RPA99

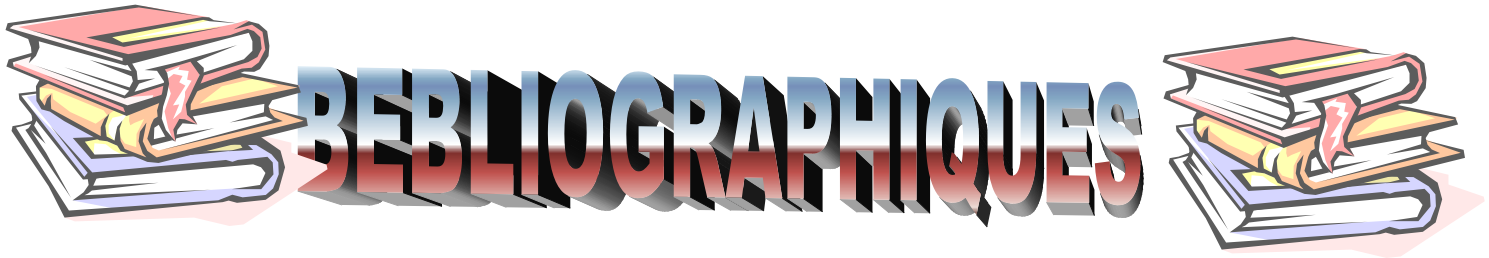
ABSTRACT :

This project of final studies object precisely the conception and study of structure comprising ten grounds and ground floor , with 2 irregular, intended to be setup in MOSTAGANEM which is classified in IIa earthquake ZONE according .

The resistance of the work is ensured by frame (beam, post) and walls.

This study and analysis were conducted by software ETABS 9

The calcul of all resistant elements were elaborate in accordance with the regulations in use. CBAL93.RPA99



BIBLIOGRAPHIQUES

Les livres:

- 📖 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;*
- 📖 **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 V2003**
- 📖 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*
- 📖 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.*

Les mémoires de fin d'étude :

- 📖 *Etude d'une tour (R+10) en béton a usage d'habitation Saida 2009.*
- 📖 *Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation, Saida 2007.*
- 📖 *Etude d'une tour (R+10) en béton à usage multiple, Bechar 2006.*

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel ETABS
- Logiciel EXCEL
- Logiciel SOCOTEC