

République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère
de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Echahid Hamma Lakhdar d'El-oued
Faculté de Technologies
Département de Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme du **Master** en Génie Civil

Option : Matériaux en génie civil

Thème

**Etude et Dimensionnement d'un Bâtiment
Multi-étage en béton armé avec comparaison
entre deux variantes de matériaux**

Dirigé par :
Dr MASMOUDI FOUZI

Présenté par :
SOUAYAH HAMZA
HADDAD HAMZA
SOUAYAH CHAABANE
MOHAMMED CHAIA

Année universitaire : 2021 /2022

Remerciements

Tout d'abord, Merci Allah de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Mr MASMOUDI FOUZI pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions nos parents, nos frères, sœurs et toute famille pour leur soutien. Sans leurs encouragements, nous n'aurons pu mener à bien ce travail.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Dédicaces

*Avec un énorme plaisir, des cœurs ouverts et des immenses joies, nous
dédions ce modeste travail à*

*Nos chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans nos études
jusqu'à la fin de ma formation, qui nous nous guidé durant les moments les
plus pénibles de ce long chemin, nos mères qui a été à mes côtés et nous
soutenu durant toute nos vies, et nos pères qui ont sacrifié toute sa vie afin de
nous voir devenir ce que nous somme, merci nos parents.*

Toutes nos familles sans exception SOUAYAH et HADDAD et CHAIA

*Tous nos amis : Yacine, ali, chilini, khaled, baker, lhaj, nanas, akrame, akrame
silimani, et Tarek.*

Tous ceux qui nous sont très chers.

Hamza souayah, hamza Haddad, Mohammed chaia, chaabane souayah

Sommaire :

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

1. Introduction.....	1
2. Implantation et présentation de l'ouvrage.....	1
3. Données géotechniques du site	1
4. Caractéristiques géométriques.....	1
5. Conception de la structure	2
5.1. Ossature de l'ouvrage.....	2
5.2. Plancher.....	2
5.3. Escaliers.....	3
5.4. Maçonnerie.....	3
5.5. Revêtement.....	3
6. Caractéristiques des matériaux	3
6.1. Béton	3
6.1.1. Les constituant du béton.....	4
6.1.2. Dosages	4
6.1.3. Résistance.....	4
6.1.4. Module de déformation longitudinale.....	5
6.1.5. Coefficient de poisson	5
6.1.6. Contrainte ultime de cisaillement du béton	6
6.1.7. La contrainte de compression à l'ELU	6
6.1.8. La contrainte de compression à l'ELS	6
6.2. L'acier	7
6.2.1. Définition	7
6.2.2. Caractéristiques des aciers utilisés	7
6.2.3. Contraintes limites des aciers.....	7
7. Les hypothèses de calcul	8

Chapitre 2 : Prédimensionnement et descente des charges

1. Introduction	10
2. Evaluation des charges et surcharges	10
3. Prédimensionnement	13
3.1. Plancher.....	13
3.1.1. Plancher à corps creux.....	13
3.1.2. Plancher à dalle pleine.....	14
3.2. Poutres.....	15
3.3. Poutrelles.....	16
3.4. Les escaliers.....	17
3.5. Les poteaux.....	18

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

1. Introduction	31
2. Calcul des plancher	31
2.1.Plancher corps creux.....	31
2.1.1. Poutrelles.....	31
2.1.1.1. Différents types de poutrelles	32
2.1.1.2. Evaluation des charges.....	33
2.1.1.3. Calcul des sollicitations des poutrelles.....	33
2.1.1.4. Calcul des moments.....	33
2.1.1.5. Evaluation des efforts tranchants.....	34
2.1.1.6. Ferrailage des poutrelles	39
2.1.2 Ferrailage de la dalle de compression.....	47
3.Etude de l'acrotère.....	41
4.Etude de balcon.....	44
5.Etude des escaliers.....	47
6.Etude de poutre palière.....	52

Chapitre 4 : Etude sismique

1. Introduction.....	68
2. Combinaison d'action	68
3. Modélisation de la structure étudiée.....	69
3.1.Modélisation mathématique.....	69
3.2.Description du logiciel ROBOT.....	69
3.3.Modélisation des éléments structuraux.....	70
4. Méthode de calcul	70
5. La méthode statique équivalente	70
6. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	70
7. La méthode d'analyse modale spectrale	70
7.1.Détermination du paramètre du spectre de réponse.....	71
7.2.Spectre de réponse de calcul	74
8. Modélisation.....	74
8.1.Justification vis-à-vis l'estimation de la p.f.....	74
8.2.Nombre de modes à considérer	75
8.3.Justification vis-à-vis la force sismique.....	76
8.4.Justification vis-à-vis la sollicitation normale.....	77
8.5.Vérification de déplacement.....	78

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

1. Introduction.....	81
2. Hypothèses de calculs.....	81
3. Ferrailage des poteaux.....	81
3.1. Combinaisons spécifiques de calcul	81
3.2. Exemple de calcul du ferrailage.....	82
3.2.1.Calcul de ferrailage longitudinal.....	82

3.2.2. Calcul de ferrailage transversal.....	85
3.3. Schéma de ferrailage des poteaux	87
4. Ferrailage des poutres	87
4.1 Combinaisons spécifiques de calcul	87
4.2 Recommandation du RPA99 version 2003.....	87
4.3 Poutre Principale.....	88
4.4 Poutre secondaire.....	91
5. Ferrailage des voiles	92
5.1. Voile de contreventement	92
5.1.1. Introduction.....	92
5.1.2. Rôle de contreventement.....	92
5.1.3. Sollicitation de calcul.....	92
5.1.4. La méthode de calcul.....	92

Chapitre 6 : Etude des fondations

1. Introduction	96
2. Modélisation des fondations.....	96
3. Reconnaissance du sol.....	96
4. Combinaisons d'actions à considérer.....	96
5. Choix du type des fondations.....	96
5.1. Vérification des semelles isolées.....	96
6. Ferrailage des semelles isolées.....	97
7. Etude des longrines.....	99
7.1. Introduction.....	99
7.2. Calcul du ferrailage.....	100

Chapitre 7 : comparaisons entre la variante

1. Introduction	102
2. Comparaisons entre les éléments structuraux.....	102
3. Conclusion.....	105

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des Figures :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

Figure 1.1 : Caractéristiques géométriques en plan et en élévation.....	2
Figure 1.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton.....	6
Figure 1.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	7
Figure 1.4: Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.....	8

Chapitre 2 : Prédimensionnement et descente des charges

Figure 2.1 : disposition des matériaux pour plancher à corps creux de la terrasse.....	10
Figure 2.2. Dimension de l'acrotère.....	11
Figure 2.3 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux.....	11
Figure 2.4 : Plancher à corps creux.....	14
Figure 2.5 : Dimension des poutres principales.....	15
Figure 2.6 : Dimension des poutres secondaires.....	16
Figure 2.7 : Poutrelle.....	16
Figure 2.8 : Composantes d'un escalier.....	17
Figure 2.9 : emplacement des poteaux les plus sollicités.....	18
Figure 2.10 : chemin de décente de charge de poteau P1.....	19
Figure 2.1 : chemin de décente de charge de poteau P 2.....	21
Figure 2.10 : chemin de décente de charge de poteau P 3.....	24
Figure 2.10 : chemin de décente de charge de poteau P 4.....	27

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

Figure 3.1 : Section d'une poutrelle.....	31
Figure 3.2 : Schéma statique de la poutrelle type 1.....	33
Figure 3.3 : Diagramme des moments typ1 de l'étage courant (ELU).....	35
Figure 3.4 : Diagramme des moments typ1 de l'étage courant (ELS)	35
Figure 3.5 : Diagramme des efforts tranchants typ1 de l'étage courant (ELU).....	35
Figure 3.6 : Diagramme des efforts tranchants typ1 de l'étage courant (ELS).....	35
Figure 3.7 : Diagramme des moments typ2 de l'étage courant (ELU).....	36
Figure 3.8 : Diagramme des moments typ2 de l'étage courant (ELS)	36
Figure 3.9 : Diagramme des efforts tranchants typ2 de l'étage courant (ELU).....	36
Figure 3.10 : Diagramme des efforts tranchants typ2 de l'étage courant (ELS).....	36
Figure 3.11 : Diagramme des moments typ3 de l'étage courant (ELU).....	36
Figure 3.12 : Diagramme des moments typ3 de l'étage courant (ELS)	37
Figure 3.13 : Diagramme des efforts tranchants typ3 de l'étage courant (ELU).....	37
Figure 3.14: Diagramme des efforts tranchants typ3 de l'étage courant (ELS).....	37
Figure 3.15: Diagramme des moments typ4 de l'étage courant (ELU).....	37
Figure 3.16: Diagramme des moments typ4 de l'étage courant (ELS)	37
Figure 3.17: Diagramme des efforts tranchants typ4 de l'étage courant (ELU).....	37
Figure 3.18: Diagramme des efforts tranchants typ4 de l'étage courant (ELS).....	38
Figure 3.19: Diagramme des moments typ5 de terrasse (ELU).....	38
Figure 3.20: Diagramme des moments typ5 de terrasse (ELS)	38

Figure 3.21: Diagramme des efforts tranchants typ5 de terrasse (ELU).....	38
Figure 3.22: Diagramme des efforts tranchants typ5 de terrasse (ELS).....	38
Figure 3.23 : ferrailage de la dalle de compression.....	48
Figure 3.24 : schéma de l'acrotère.....	48
Figure 3.25 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	50
Figure 3.26 : Schéma de ferrailage de l'acrotère(var2)	52
Figure 3.27 : Schéma statique du balcon -type1-.....	52
Figure 3.28 : Schéma statique du balcon -type2-.....	52
Figure 3.29 : Schéma de ferrailage de balcon type 1	54
Figure 3.30 : Schéma de ferrailage de balcon type 1(var2).....	56
Figure 3.31 : Schéma de l'escalier à 2 volées.....	56
Figure 3.32 : Schéma statique de l'escalier a ELU.....	56
Figure 3.33 : Schéma statique de l'escalier à ELS.....	58
Figure 3.34 : Schéma de ferrailage pour les deux types d'escaliers.....	60
Figure 3.35 : Schéma de l'escalier à 3 volées.....	63
Figure 3.36 : Schéma statique de l'escalier à ELU.....	63
Figure 3.37 : Schéma de ferrailage pour les deux types d'escaliers(var2).....	63
Figure 3.38 : Schéma de ferrailage de la poutre palière(var2).....	66
Figure 3.38 : Schéma de ferrailage de la poutre palière(var1).....	67
Chapitre 4 : Etude sismique	
Figure 4.1 : Le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT.....	69
Figure 4.2. Diagramme du spectre de réponse (Programme du RPA)	74
Figure 4.3 : Disposition des poteaux modèle initial (sans voile)	75
Figure 4.4 : Disposition des voiles « Variante 1 ».....	75
Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux	
Figure 5.1 : Schémas de ferrailage des Poteaux.....	87
Figure 5.2 : Section du Voile étudié.....	94
Figure 5.3 : Schéma de ferrailage du voile.....	95
Chapitre 6 : Etude des fondations.	
Figure 6.1 : Vue d'une semelle isolée.....	97
Figure 6.2 : chemin de ferrailage de semelle (var1).....	99
Figure 6.3 : chemin de ferrailage de semelle (var2).....	99
Figure 6.4 : Schéma de ferrailage de la longrine.....	101

Liste des tableaux :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

Tableau 1.1 : Caractéristiques des aciers.....	7
---	---

Chapitre 2 : Prédimensionnement et descente des charges

Tableau 2.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	10
Tableau 2.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	11
Tableau 2.3 : Charge due aux balcons à dalle pleine.....	11
Tableau 2.4 : Charge du palier.....	12
Tableau 2.5 : Charge du paillasse.....	12
Tableau 2.6 : Charge permanente du mur extérieur.....	13
Tableau 2.7 : Charge permanente du mur intérieur.....	13
Tableau 2.8 : Coefficients de dégression de surcharge.....	20
Tableau 2.8 : Récapitulatif des sections des poteau P1.....	20
Tableau 2.8 : Récapitulatif des sections des poteau P2.....	23
Tableau 2.8 : Récapitulatif des sections des poteau P3.....	26
Tableau 2.8 : Récapitulatif des sections des poteau P4.....	29
Tableau 2.11 : Récapitulatif des sections des poteaux.....	30

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

Tableau 3.1 : Les différents types de poutrelles.....	32
Tableau 3.2 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles.....	33
Tableau 3.3 : Evaluation des charges des planchers.....	33
Tableau 3.4 : Récapitulatif des sollicitations obtenues de ROBOT à L'ELU /ELS...	38
Tableau 3.5 : Récapitulatif des sollicitations maximales à L'ELU /ELS.....	39
Tableau 3.6 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.....	43
Tableau 3.7 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.....	43
Tableau 3.8 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles(var2).....	43
Tableau 3.9 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles(var2).....	43
Tableau 3.10 : calcul de ferrailage de l'acrotère.....	50
Tableau 3.11 : calcul de ferrailage de l'acrotère(var2).....	51
Tableau 3.12: section d'armatures des balcons.....	54
Tableau 3.13: section d'armatures des balcons(var2).....	57
Tableau 3.14 : section d'armatures d'escalier type 1.....	60
Tableau 3.15 : section d'armatures d'escalier type 1(var2).....	62
Tableau 3.16 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS.....	63
Tableau 3.17 : section d'armatures d'escalier type 2.....	63
Tableau.3.18 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	64
Tableau.3.19 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	65
Tableau.3.20 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple(var2)	66

Tableau.3.21 : Vérification des contraintes de compression dans le béton(var2).....67

Chapitre 4 : Etude sismique

Tableau 4.1 : coefficient d'accélération A.....71

Tableau 4.2 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)73

Tableau 4.3 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage.....74

Tableau 4.4 : Période et facteur de participation massique.....76

Tableau 4.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....77

Tableau 4.6 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal(var1).....78

Tableau 4.7 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal(var2).....78

Tableau 4.8 : Valeurs du déplacement sens (x,x')78

Tableau 4.9 : Valeurs du déplacement sens (y,y').....79

Tableau 4.10 : Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal)79

Tableau 4.11 : Valeur l'effet P- Δ (Sens transversal)80

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

Tableau 5.1 : les efforts maximaux dans les poteaux.....82

Tableau 5.2 : Ferrailage des poteaux longitudinal.....85

Tableau 5.3 : Ferrailage des poteaux transversal.....86

Tableau 5.4 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres principales....88

Tableau 5.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....90

Tableau 5.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....90

Tableau 5.7 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres secondaires...91

Tableau 5.8 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....91

Tableau 5.9 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....91

Tableau 5.10 : Les résultats des efforts normaux et moments fléchissant.....93

Chapitre 6 : Etude des fondations.

Tableau 6.1 : les efforts maximaux dans la semelle.....96

Tableau 6.2 : récapitulatif des vérifications de non poinçonnement.....98

Chapitre 7 : comparaisons entre les variantes.

Tableau 7.1 : tableau comparatif entre les éléments de Var1 et Var2.....102

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES :

A : coefficient d'accélération de zone
A_a : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
A_r : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
A_t : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
B_r : section réduite du béton
C_p : facteur de force horizontale
C_s : coefficient de sécurité
C_r : charge de rupture
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
H_A : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
L : longueur
L_e : longueur en élévation
L_n : entre axe des nervures
L_p : longueur en plan
M : moment fléchissant
M_a : moment fléchissant en appui
M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
M_d : moment fléchissant de la droite
M_e : masse du câble ; moment au centre de la section
M_f : moment fléchissant totale
M_g : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l : masse linéaire
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
M_t : moment fléchissant de travée
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

M_w : moment fléchissant de la gauche
 M_x : moment fléchissant du sens x-x
 M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
 M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 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_0 : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux
 h_d : hauteur de la dalle
 h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau
 i : rayon de giration

j : nombre des jours
l : longueur ; distance
l_f : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l₀ : 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 : Élanement 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 : Somme
φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Résumé :

Ce projet présente une étude comparative entre deux variantes des matériaux d'un bâtiment à usage multiple R+5.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA 93), cette étude se compose de quatre parties :

La première concerne la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment ; ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin une évaluation des charges

La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers et les dalles pleines)

La troisième partie traite l'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique).

La quatrième partie concerne le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) et les fondations.

La dernière partie sera pour la comparaison entre les variantes.

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, ROBOT, RPA99, CBA93

Abstract:

This project presents a comparative study between two variants of the materials of an R+5 multi-purpose building.

Using the new regulations for calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and CBA 93), this study consists of four parts:

The first concerns the general description of the project with a presentation of the elements of the building; then the pre-dimensioning of the structure and finally an evaluation of the loads

The second part concerns the study of secondary elements (acrotère stairs, floors and solid slabs)

The third part deals with the dynamic study of the structure carried out by the ROBOT calculation software in order to determine the different loads (permanent load, operating load and seismic load).

The fourth part concerns the calculation of reinforcement of the various resistant elements of the structure (columns, beams, sails) and the foundations.

The last part will be for the comparison between variants.

Key words: Building, reinforced concrete,ROBOT, RPA99, CBA93.

الملخص :

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الأغراض يتكون من طابق سفلي + 5 طوابق ذات شكل منتظم في المخطط.

باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و C.B. A 93)، تتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء:

يتعلق الأول بالوصف العام للمشروع مع عرض لعناصر المبنى؛ ثم البعد المسبق للهيكل وأخيرا تقييم الأحمال الجزء الثاني يتعلق بدراسة العناصر الثانوية (السلالم والأرضيات والألواح الصلبة) يتناول الجزء الثالث الدراسة الديناميكية للهيكل الذي قام به برنامج الحساب ROBOT من أجل تحديد الأحمال المختلفة الناتجة عن الأحمال (الحمل الدائم وحمل التشغيل والحمل الزلزالي).

الجزء الخامس يتعلق بحساب تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأعمدة، الحزم، الجدران) والأساسات. الجزء الأخير سيكون للمقارنة بين المتغيرات.

الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة، ROBOT، RPA99، CBA93.

Introduction générale :

« L'ingénieur idéal est un composite ... Il n'est pas un scientifique, il n'est pas un mathématicien, il n'est pas un sociologue ou un écrivain, mais il peut utiliser les connaissances et les techniques de tout ou partie de ces disciplines dans la résolution de problèmes d'ingénierie » **Nathan W.Dougherty.**

Le présent ouvrage de fin d'études est une des récompenses de la formation d'ingénieur, qui nous a permis de mettre en évidence l'ensemble des savoirs acquis au cours des cinq années d'études.

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème Relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité Imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté Économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à Augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité Terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour Subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous Forme des lois.

Notre projet porte sur une étude comparative entre deux variantes des matériaux en béton armé d'un bâtiment R+5 à usage multiple (commerce, bureaux), Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la Définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la Structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non Structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, L'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour Déterminer les charges sismiques (horizontales) et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferrailages).
- La dernière étape port sur la comparaison entre les variantes.

On achève ce travail par une conclusion générale.

Chapitre 1

*Présentation de l'ouvrage
et caractéristique des
matériaux*

1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

2. Implantation et présentation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir le projet d'un bâtiment à usage multiple (commerces, bureaux) au centre-ville D'el oued (au cité Erimal à proximité de hammam Medani Echikh). Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude et dimensionnent d'un bâtiment (R+5) en béton armé avec comparaison entre deux variantes de matériaux à savoir :

- RDC et premier étage à usage commercial.
- Du 1^{er} au 4^{ème} étage à usage commercial (bureaux).
- Une terrasse inaccessible.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- La zone sismique est classée comme sismicité négligeable (zone I).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

3. Données géotechniques du site :

D'après la base des données géologiques, et les résultats d'investigations des géotechniques des Laboratoires proche de site, la capacité portante admissible du sol d'assise retenue est : $\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bar}$.

Le terrain étudié est homogène, il est constitué essentiellement d'une couche de sable propre très lâche.

4. Caractéristiques géométriques :

L'architecture à proposer les caractéristiques géométriques de l'ouvrage suivant :

- Longueur en plan -----22.23 m
- Largeur en plan-----20.00 m
- Hauteur totale (sans acrotère) -----23.29 m
- Hauteur d'étage courant-----3.74 m
- Hauteur de RDC -----4.59 m

5. Conception de la structure :

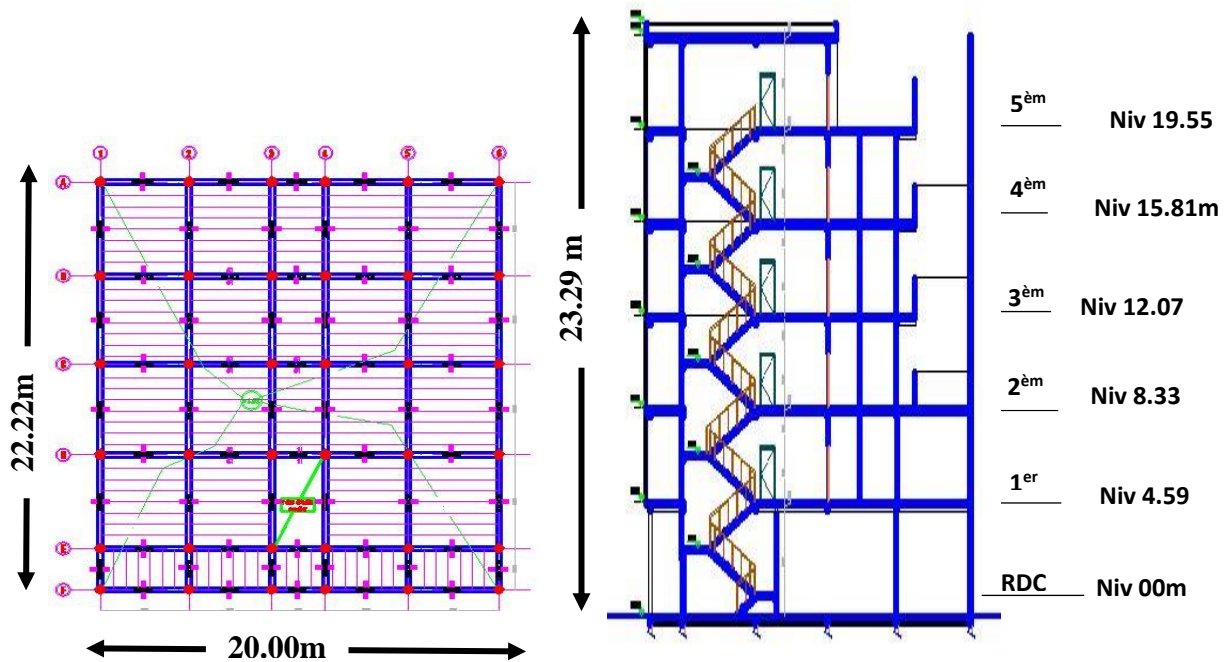


Figure 1.1 : Caractéristiques géométriques en plan et en élévation.

5.1. Ossature de l'ouvrage :

C'est une ossature auto-stable réalisée avec système portique (poteau –poutre).

5.2. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

• **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

• **Planchers dalle pleine :**

C'est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis.

Le plancher du sous-sol est exceptionnellement en dalle pleine à cause de l'importance des charges (parking).

5.3. Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaire.

5.4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

• Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

• Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.

5.5. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

5.6. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 50cm et de 10cm d'épaisseur.

6. Caractéristiques des matériaux :

6.1. Béton :

➤ Définition :

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau. Il doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

➤ Les avantages du béton :

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

➤ Les inconvénients du béton :

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé 2500 kg / m³
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

6.1.1. Les constituant du béton :

➤ **Ciment :**

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ **Les granulats :**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exp : Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

6.1.2. Dosages :

Plusieurs formulations de béton seront établies en amont, en fonction du besoin au niveau du chantier et également en fonction des matières premières existantes dans la région où l'ouvrage est implanté.

6.1.3. Résistance :

➤ **Résistance mécanique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulats de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa.....**RPA99 version 2003 (Art 7.2.1.)**

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa} \dots\dots(1) \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40\text{MPa} \dots\dots(2) \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A. 2.1. 11)}$$

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A. 1. 2. 12)}$$

Pour notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

6.1.4. Module de déformation longitudinale :

➤ **Module de déformation instantanée :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A.2.2.21)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$. (pour la 1^{er} variant)

et : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ donc : $E_{ij} = 35981.729 \text{ MPa}$. (pour la 1^{ème} variant)

➤ **Module de déformation différée :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A.2.1.22)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

On a : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ donc : $E_{vj} = 12102.94 \text{ MPa}$.

6.1.5. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0.2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré (ELS)} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré (ELU)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A. 2. 1. 3)}$$

6.1.6. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **CBA93 (Art A.5.2.11)** on a :

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b; 5MPa) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b; 4MPa) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

Donc : $\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Fissuration peu nuisible. (1^{er} Var)

$$\bar{\tau}_U = 4.66 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible. (2^{ème} Var)}$$

$$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable. (1^{er} Var)}$$

$$\bar{\tau}_U = 3.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable. (2^{ème} Var)}$$

6.1.7. La contrainte de compression à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Pour une situation courante} \end{array} \right.$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions > 24h

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions < 1h.

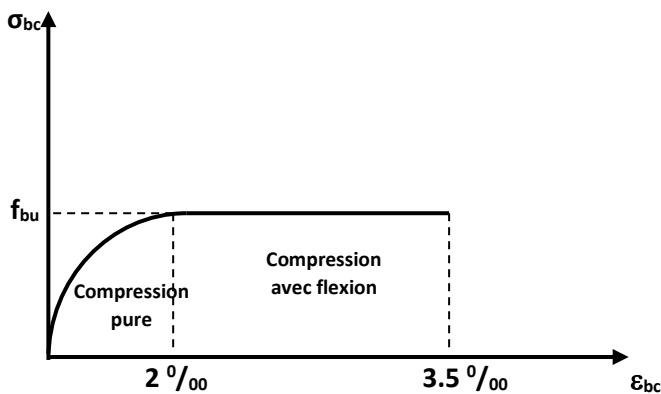


Figure 1.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme **parabole rectangle** (Figure 1.2) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

6.1.8. La contrainte de compression à l'ELS :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (1}^{\text{er}} \text{ Var)} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Art A.4.5.2).}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa (2}^{\text{ème}} \text{ Var)}$$

Avec dans notre cas : $f_{c28}=25\text{MPa}$ (pour la premier variante) et $f_{c28}=35\text{MPa}$ (pour la deuxième variante)

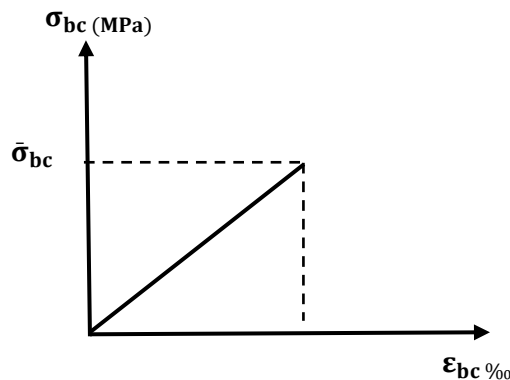


Figure 1.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

6.2. L'acier :

6.2.1. Définition :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

6.2.2. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TLE520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau 1.1 : Caractéristiques des aciers.

6.2.3. Contraintes limites des aciers :

- **L'état limite ultime :**

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s \text{ tel que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \dots \text{ Pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \dots \dots \text{ Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Avec : $f_c = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ En situation durable.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ En situation accidentelle.}$$

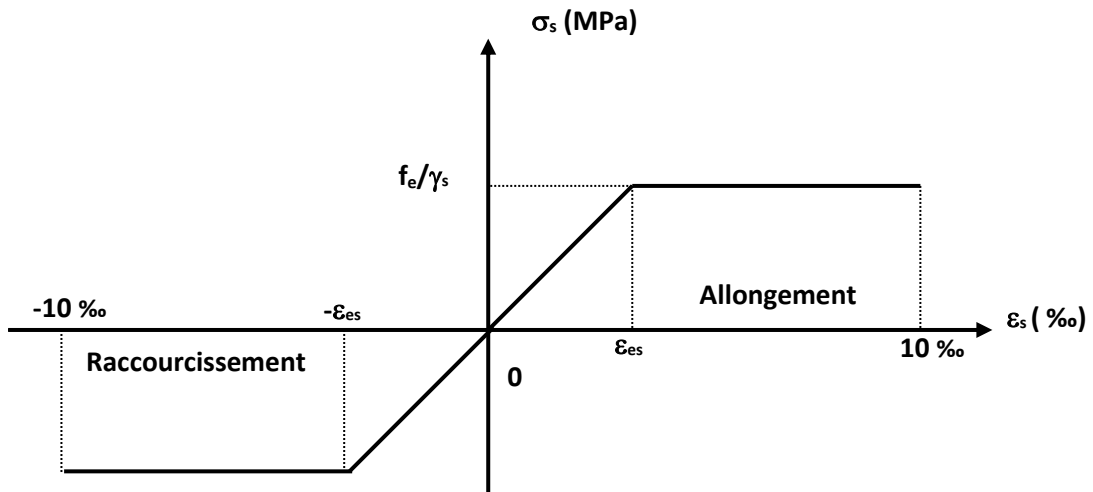


Figure 1.4: Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.

- **L'état limite de service :**

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3}\right) \times f_c ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$
- Fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min [0.5 \times f_c ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration } \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \\ \delta_{st} = f_c/\gamma_s \end{cases}$$

7. Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et 35 Mpa
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.et 2.7 Mpa
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10819 \text{ Mpa}$ et 12103 MPa
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$ et 35981.729 MPa
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : « fe. E400 » H.A $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
 - Transversales : on a choisi le : « fe. E235 » R.L
 - Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe. E520 » T.S $f_e = 520 \text{ Mpa}$.

Chapitre 2

Pré-dimensionnement et descente des charges

1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d’exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d’origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le prédimensionnement de tous les éléments de l’ossature est conforme aux règles BAEL91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

2. Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

- **Plancher terrasse inaccessible :**

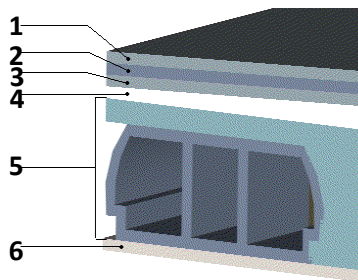


Figure 2.1 : disposition des matériaux pour plancher à corps creux de la terrasse.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux (16+5)	1400	0.21	280
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	633 kg/m ²		
Q	100 kg/m ²		

Tableau 2.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

- **L'acrotère** : la charge permanent de l'acrotère est déterminer comme suit :

$$S=0.0921 \text{ m}^2$$

$$G= \rho \times S = 0.0921 \times 2500 = 230.25 \text{ (Kg/m}^3\text{)}$$

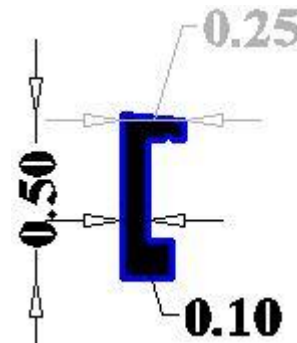


Figure 2.2 : les dimensions de l'acrotère

- **Plancher étage courant** : (usage habitation)

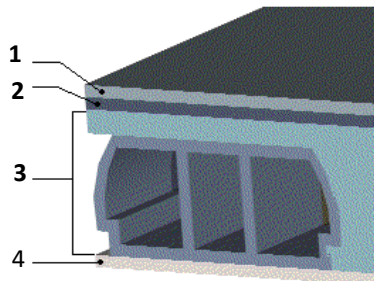


Figure 2.3 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle en corps creux (16+5)	/	0.21	280
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons intérieures	1000	0.1	100
G	520 kg/m ²		
Q	150 kg/m ²		

Tableau 2.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

- **Balcon** :

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44

Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle pleine 15 cm	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons + enduit de ciment	/	0.1	162
G	520 kg/m ²		
Q	350 kg/m ²		

Tableau 2.3 : Charge due aux balcons à dalle pleine.

- Escalier :

- a) Palier :

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle pleine 15 cm	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	515 kg/m ²		
Q	250 kg/m ²		

Tableau 2.4 : Charge du palier.

- b) Volée (paillasse) :

Désignation		ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	Horizontal	2200	0.01	22
	Vertical	2200	0.01	22
Mortier de pose	Horizontal	2000	0.01	20
	Vertical	2000	0.01	20
Lit de sable		1800	0.2	36
Dalle pleine 15 cm		2500	0.15/cos 32.52	444
Poids des marche		2200	0.17/2	187
Enduit en plâtre		1000	0.02	20

Garde de corp	/	/	100
G	871 kg/m ²		
Q	250 kg/m ²		

Tableau 2.5 : Charge du paillasse.

- **Maçonnerie :**

- a) **Murs extérieurs :**

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison avec 30 % d'ouverture.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuses	900	0.15	135
Brique creuses	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	273 kg/m ²		
30 % d'ouverture	191.1 kg/m ²		

Tableau 2.6 : Charge permanente du mur extérieur.

- b) **Murs intérieurs :**

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuses	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	138 kg/m ²		

Tableau 2.7 : Charge permanente du mur intérieur.

3. Prédimensionnement :

3.1. Plancher :

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

3.1.1. Plancher à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ht telle que $ht = h_{cc} + h_{dc}$

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA93 Art (B.6.8.4.2.4)**.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

ht : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{4.37}{25} \leq ht \leq \frac{4.37}{20} \Rightarrow 0.174 \text{ m} \leq ht \leq 0.22 \text{ m}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de **21 cm**.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{ hauteur de dalle de compression.} \end{array} \right.$

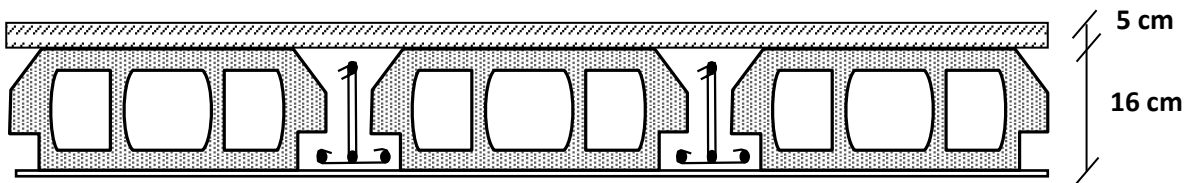


Figure 2.4 : Plancher à corps creux

3.1.2. Les planchers à dalle pleine :

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- **Résistance au feu :**

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17,5 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

- **Résistance à la flexion :**

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 5.06 \text{ m} = 506 \text{ cm.}$$

$$\text{La dalle pleine : } 506/35 < e < 506/30 \Rightarrow 14.45 < e < 16,86$$

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

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur **e = 15 cm** pour toutes les dalles pleines.

3.2. Poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- Les poutres principales : Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Les poutres secondaires : Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

- **Poutres principales :**

On a :

$$L = 5.06 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{506}{15} \leq h \leq \frac{506}{10}$$

$$\Rightarrow 33.73 \leq h \leq 50.6$$

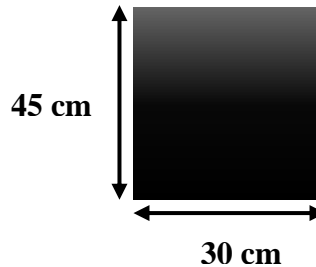


Figure 2.5 : Dimension des poutres principales.

On prend : h=45 cm et b=30 cm

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×45) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003 art (7.5.1)** qui sont les suivantes :

b=30cm ≥ 20cm condition vérifiée.

h = 45cm ≥ 30cm condition vérifiée.

h/b = 45/30 = 1.5 < 4 condition vérifiée.

• Les poutres secondaires

On a :

$$L = 4.50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$\Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

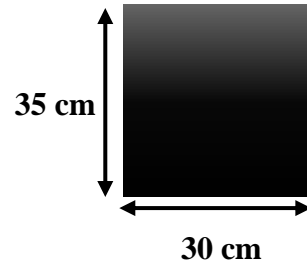


Figure 2.6 : Dimension des poutres secondaires.

On prend : $h=35\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.3. Les poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2b_1$$

Avec :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\}; \quad b_0 = 10 \text{ cm}; \quad L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

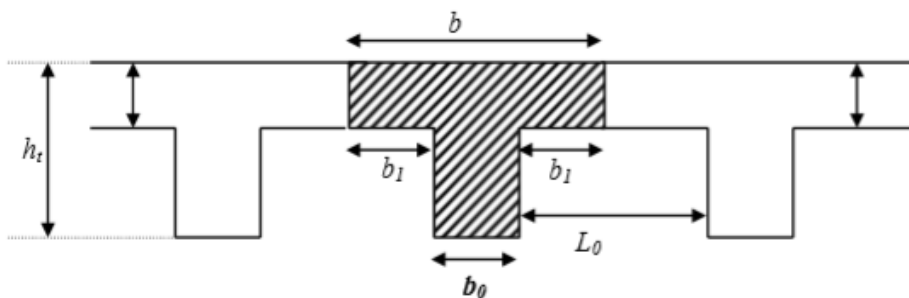


Figure 2.7. Poutrelle.

3.4. L'escalier : Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- 1 → palier.
- 2 → palliase.
- 3 → contre marche.
- 4 → giron.
- 5 → emmarchement.
- 6 → épaisseur.

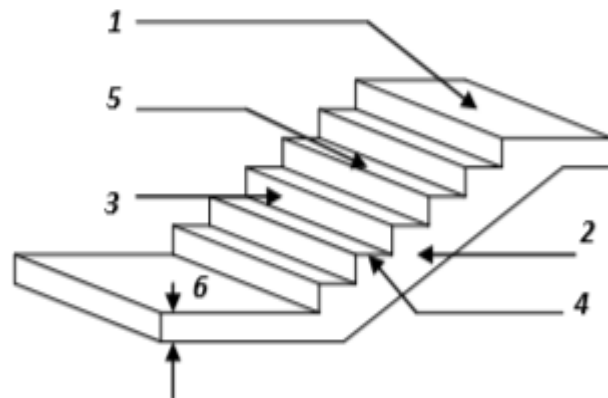


Figure 2.8: Composantes d'un escalier.

L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

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

- **Nombre de contremarche :**

$$H_0 = 3.74 \text{ m}$$

On prend la hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$.

$$25 \leq g \leq 32$$

On prend : $g = 30 \text{ cm}$.

$$N_1 = H_0 / h = 3.74 / 0.17 = 22 \text{ Contremarches (pour les deux volées).}$$

→ Donc : 11 contremarches par volée.

- **Nombre de marche :**

$$N_1 - 1 = 10 \text{ Marches par volée.}$$

- **Longueur de ligne de foulée :**

$$L = (n - 1) \times g$$

$$L_2 = (11 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L_2 = 3.00 \text{ m}$$

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha_2 = \frac{170}{300} \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

- **Longueur de la paillasse :**

$$L_{p_2} = \frac{1.7}{\sin \alpha_2} = 3.44 \text{ m}$$

- **Épaisseur de palier :**

$$\Rightarrow \frac{300}{20} \leq e_2 \leq \frac{300}{15}$$

$$\Rightarrow 15 \leq e_2 \leq 20$$

On prend : $e_2 = 15 \text{ cm}$

- **Epaisseur de paliasse :**

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

3.5. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont près-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G+Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $A_p = N_s / \sigma_{bc}$ avec :

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression.

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{28} = 15 \text{ MPa}$ N_s : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge. Notre Prédimensionnement va s'appliquer sur le poteau qui supporte plus de charges réparties sur une surface.

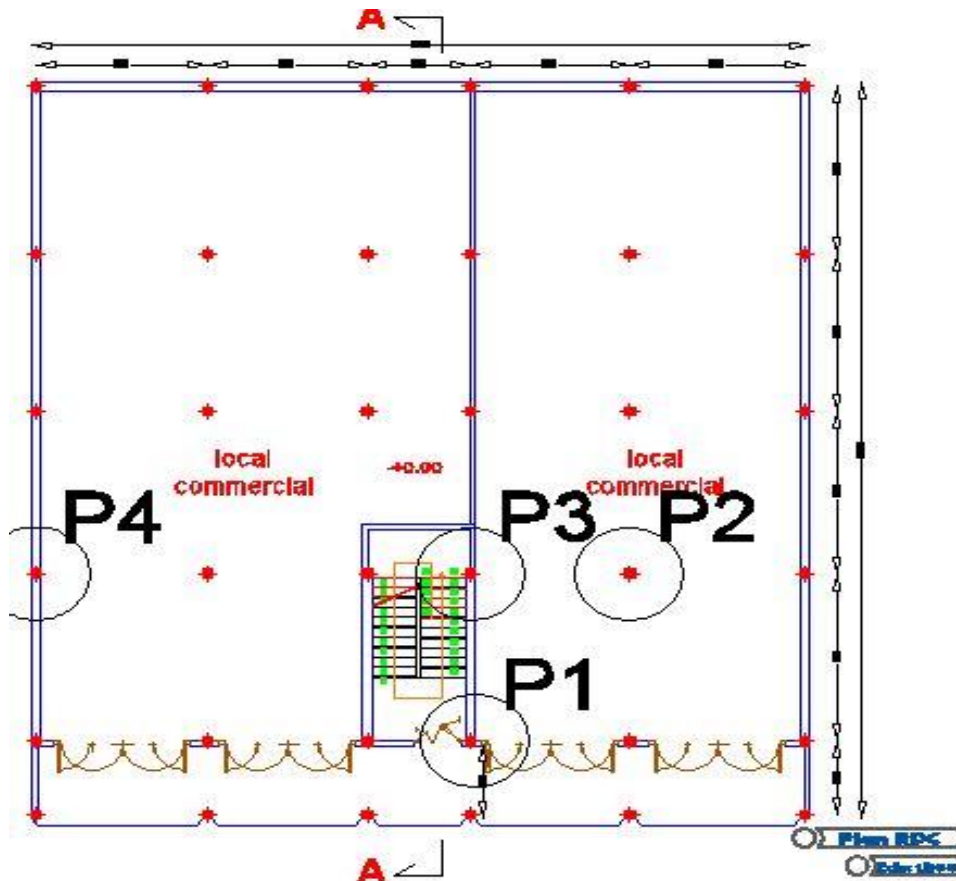


Figure 2.9 : emplacement des poteaux les plus sollicités.

- **Poteaux P1 :**

$$S = (1.20 + 1.925) \times (2.405 + 1.00)$$

$$S = 10.64 \text{ m}^2$$

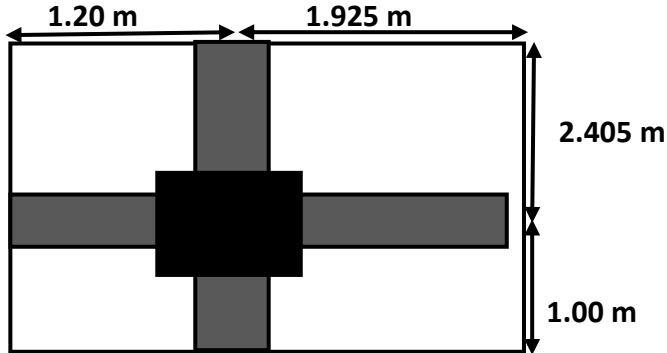


Figure 2.10 : chemin de décente de charge de poteau P1.

- **Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau :**

→ Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times (2.405 + 1.00) = 11.491 \text{ kn}$

→ Poutres secondaires : $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (1.20 + 1.925) = 8.203 \text{ kn}$

$$G_{ps} = G_{pp} + G_{ps} = 11.491 + 8.203 = 19.694 \text{ kn.}$$

- **Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau :**

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{pt} = S \times G = 10.64 \times 6.33 = 67.351 \text{ kn.}$$

➤ Plancher courant :

$$G_{pc} = S \times G = 10.64 \times 5.20 = 55.328 \text{ kn.}$$

- **Calcul du poids propre des poteaux :**

➤ Poteau d'étage courant : $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,74 = 8.415 \text{ KN}$

➤ Poteau de RDC : $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,59 = 10,32 \text{ KN}$

- **Calcul des surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible : $Q = 10.64 \times 1 = 10.64 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant (Bureaux) : $Q = 10.64 \times 2.5 = 26.6 \text{ KN}$

II-2-4 Loi de dégression des charges d'exploitation :

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes)

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3,n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

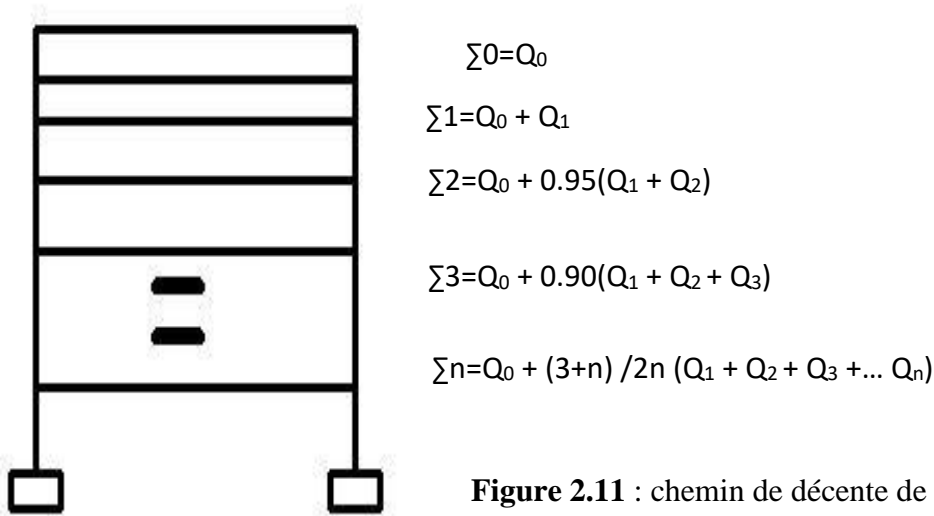


Figure 2.11 : chemin de décente de charge de poteau P1.

➤ Coefficients de dégression de surcharge :

Niveau	6	5	4	3	2	1
coeffi	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80

Tableau 2.8 : Coefficients de dégression de surcharge.

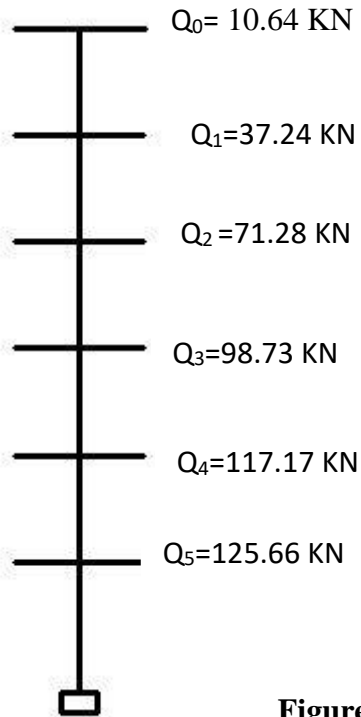


Figure 2.12 : chemin de décente de charge de poteau P1.

NIVEAU	Charges permanentes					Charges d'exploitations			Effort	Section des poteaux(cm ²)	
	Poids de planchers	Poids de poutres	Poids de poteaux	G	G _{cum}	Coeff	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{min}	S _{ado}
6	67.351	19.694	0	87.045	87.045	1	10.64	10.64	97.685	65.12	25x25
5	55.328	19.694	8.415	83.437	170.482	1	26.6	37.24	207.722	138.48	25x25
4	55.328	19.694	8.415	83.437	253.919	0.95	26.6	71.288	325.207	216.80	25x25
3	55.328	19.694	8.415	83.437	337.356	0.9	26.6	98.73	436.086	290.72	25x25
2	55.328	19.694	8.415	83.437	420.793	0.85	26.6	117.17	537.963	358.64	30x30
1	55.328	19.694	10.32	85.342	506.135	0.8	26.6	125.66	631.795	421.19	30x30

Tableau 2.9: récapitulatif des sections des poteau P1.

• **Poteaux P2 :**

$$S = (1.93 + 2.13) \times (2.40 + 2.32)$$

$$S = 19.16 \text{ m}^2$$

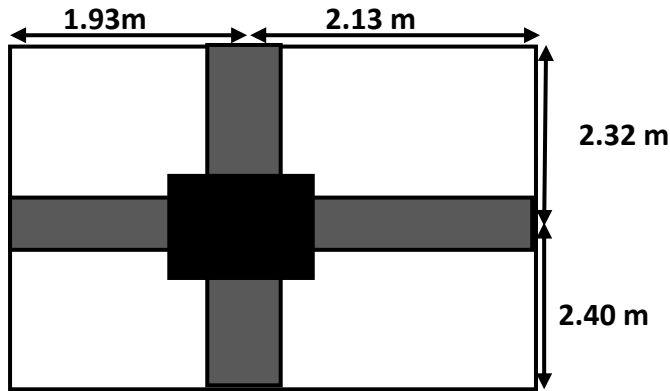


Figure 2.13 : chemin de décente de charge de poteau P2

• **Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau :**

→ Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times (2.32 + 2.40) = 15.93 \text{ kn}$

→ Poutres secondaires : $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (1.93 + 2.13) = 10.65 \text{ kn}$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 15.93 + 10.65 = 26.58 \text{ kn.}$$

• **Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau :**

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{pt} = S \times G = 19.16 \times 6.33 = 121.28 \text{ kn.}$$

➤ Plancher courant :

$$G_{pc} = S \times G = 19.16 \times 5.20 = 100 \text{ kn.}$$

• **Calcul du poids propre des poteaux :**

➤ Poteau d'étage courant : $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,74 = 8.415 \text{ KN}$

➤ Poteau de RDC : $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,59 = 10,32 \text{ KN}$

• **Calcul des surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible : $Q = 19.16 \times 1 = 19.16 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant (Bureaux) : $Q = 19.16 \times 2.5 = 48 \text{ KN}$

II-2-4 Loi de dégression des charges d'exploitation :

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes)

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3,n

numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

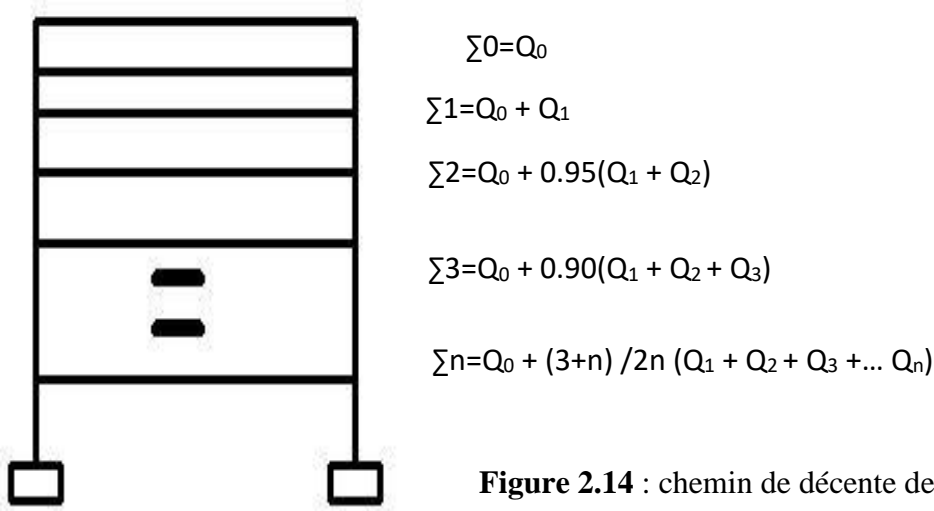


Figure 2.14 : chemin de décente de charge de poteau P2.

➤ Coefficients de dégression de surcharge :

Niveau	6	5	4	3	2	1
coeffi	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80

Tableau 2.8 : Coefficients de dégression de surcharge

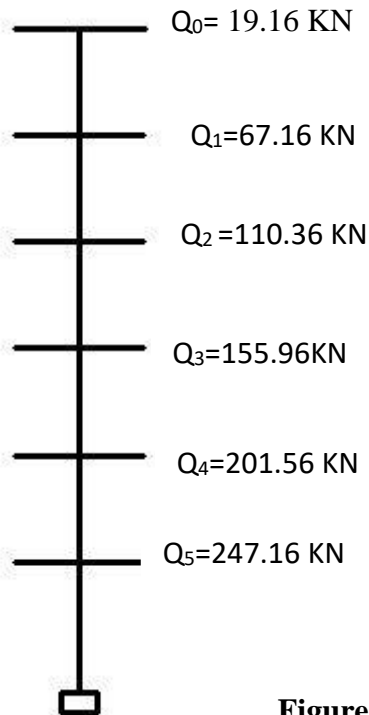


Figure 2.15 : chemin de décente de charge de poteau P2.

NIVEAU	Charges permanentes					Charges d'exploitations			Effort	Section des poteaux(cm ²)	
	Poids de planchers	Poids de poutres	Poids de poteaux	G	G _{cum}	Coeff	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{min}	S _{ado}
6	121.28	26.58	0.00	147.86	147.86	1.00	19.16	19.16	167.02	111.35	25x25
5	100.00	26.58	8.42	135.00	282.86	1.00	48.00	67.16	350.02	233.34	25x25
4	100.00	26.58	8.42	135.00	417.85	0.95	48.00	110.36	528.21	352.14	25x25
3	100.00	26.58	8.42	135.00	552.85	0.90	48.00	155.96	708.81	472.54	25x25
2	100.00	26.58	8.42	135.00	687.84	0.85	48.00	201.56	889.40	592.93	30x30
1	100.00	26.58	10.32	136.90	824.74	0.80	48.00	247.16	1071.90	714.60	30x30

Tableau 2.10: récapitulatif des sections des poteau P2.

- **Poteaux P3 :**

$$S = (1.93 + 1.20) \times (2.40 + 2.32)$$

$$S = 14.77 \text{ m}^2$$

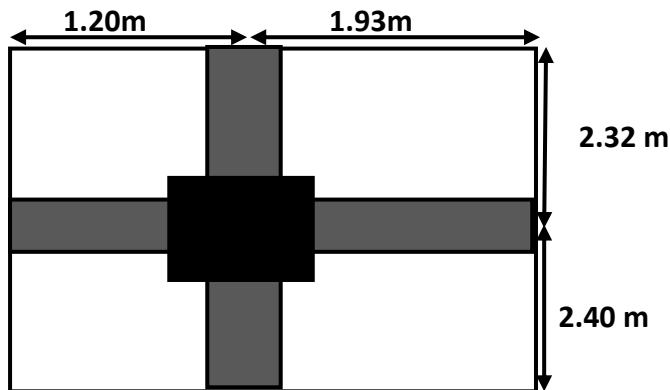


Figure 2.16 : chemin de décente de charge de poteau P3

- **Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau :**

→ Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times (2.32 + 2.40) = 15.93 \text{ kn}$

→ Poutres secondaires : $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (1.93 + 1.20) = 8.22 \text{ kn}$

$$G_{ps} = G_{pp} + G_{ps} = 15.93 + 8.22 = 24.15 \text{ kn.}$$

- **Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau :**

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{pt} = S \times G = 14.77 \times 6.33 = 93.50 \text{ kn.}$$

➤ Plancher courant :

$$G_{pc} = S \times G = 14.77 \times 5.20 = 76.80 \text{ kn.}$$

- **Calcul du poids propre des poteaux :**

➤ Poteau d'étage courant : $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,74 = 8.415 \text{ KN}$

➤ Poteau de RDC : $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,59 = 10,32 \text{ KN}$

- **Calcul des surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible : $Q = 14.77 \times 1 = 14.77 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant (Bureaux) : $Q = 19.16 \times 2.5 = 36.92 \text{ KN}$

II-2-4 Loi de dégression des charges d'exploitation :

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes)

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3,n

numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

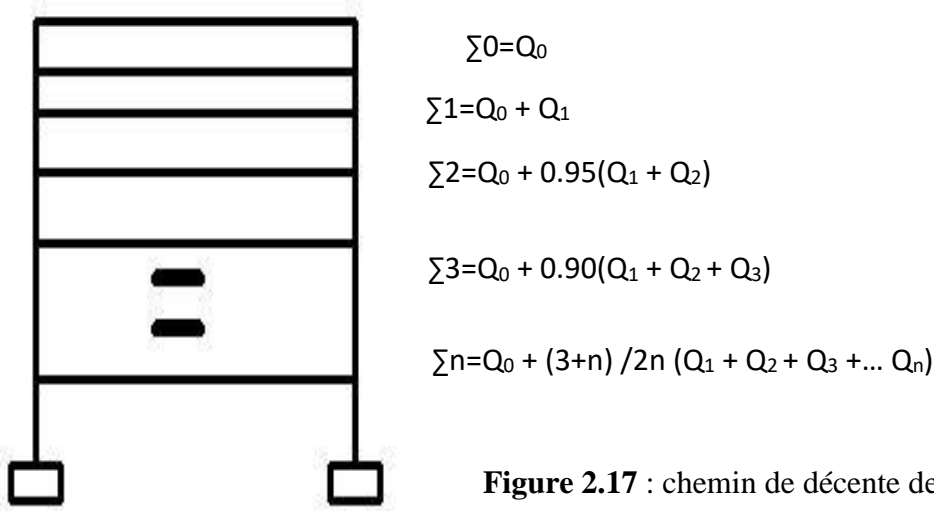


Figure 2.17 : chemin de décente de charge de poteau P3

➤ Coefficients de dégression de surcharge :

Niveau	6	5	4	3	2	1
coeffi	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80

Tableau 2.8 : Coefficients de dégression de surcharge

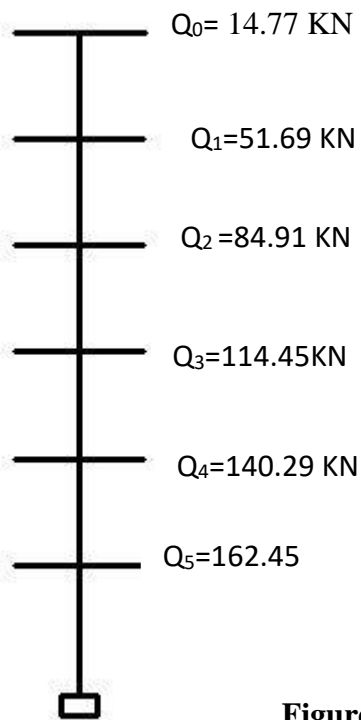


Figure 2.18 : chemin de décente de charge de poteau P3

NIVEAU	Charges permanentes					Charges d'exploitations			Effort	Section des poteaux(cm ²)	
	Poids de planchers	Poids de poutres	Poids de poteaux	G	G _{cum}	Coeff	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{min}	S _{ado}
6	93.5	24.15	0.00	117.65	117.65	1.00	14.77	14.77	132.42	88.28	25x25
5	76.8	24.15	8.42	109.37	227.02	1.00	36.92	51.69	278.71	185.80	25x25
4	76.8	24.15	8.42	109.37	336.38	0.95	36.92	84.91	421.29	280.86	25x25
3	76.8	24.15	8.42	109.37	445.75	0.90	36.92	114.45	560.20	373.46	25x25
2	76.8	24.15	8.42	109.37	555.11	0.85	36.92	140.29	695.40	463.60	30x30
1	76.8	24.15	10.32	111.27	666.38	0.80	36.92	162.45	828.83	552.55	30x30

Tableau 2.11: récapitulatif des sections des poteau P3.

- **Poteaux P4 :**

$$S = 2.08 \times (2.40 + 2.32)$$

$$S = 9.81 \text{ m}^2$$

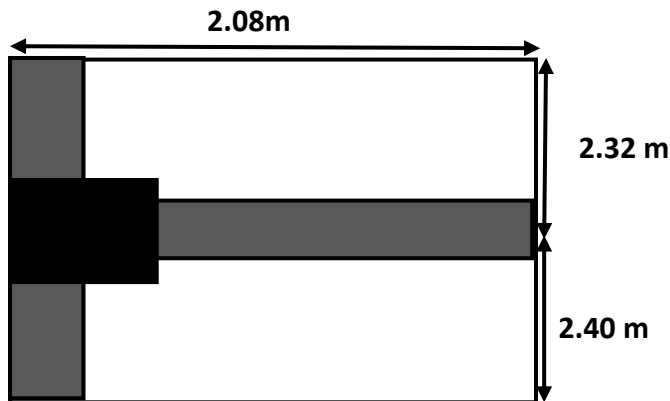


Figure 2.19 : chemin de décente de charge de poteau P4

- **Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau :**

→ Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times (2.32 + 2.40) = 15.93 \text{ kn}$

→ Poutres secondaires : $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 2.08 = 5.46 \text{ kn}$

$$G_{ps} = G_{pp} + G_{ps} = 15.93 + 5.46 = 21.40 \text{ kn.}$$

- **Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau :**

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{pt} = S \times G = 9.81 \times 6.33 = 62.01 \text{ kn.}$$

➤ Plancher courant :

$$G_{pc} = S \times G = 14.77 \times 5.20 = 51.01 \text{ kn.}$$

- **Calcul du poids propre des poteaux :**

➤ Poteau d'étage courant : $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,30 \times 3,74 = 8.415 \text{ KN}$

➤ Poteau de RDC : $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,59 = 10,32 \text{ KN}$

- **Calcul des surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible : $Q = 9.81 \times 1 = 9.81 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant (Bureaux) : $Q = 9.81 \times 2.5 = 24.52 \text{ KN}$

II-2-4 Loi de dégression des charges d'exploitation :

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes)

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3,n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

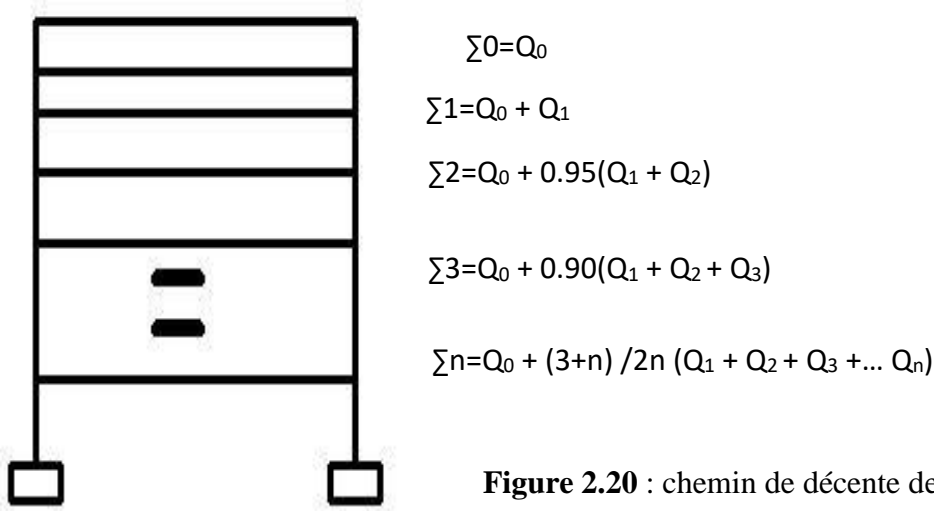


Figure 2.20 : chemin de décente de charge de poteau P4

➤ Coefficients de dégression de surcharge :

Niveau	6	5	4	3	2	1
coeffi	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80

Tableau 2.8: Coefficients de dégression de surcharge

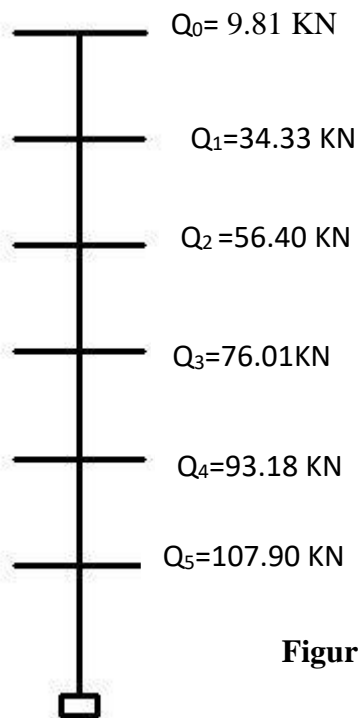


Figure 2.21 : chemin de décente de charge de poteau P4

NIVEAU	Charges permanentes					Charges d'exploitations			Effort	Section des poteaux(cm ²)	
	Poids de planchers	Poids de poutres	Poids de poteaux	G	G _{cum}	Coeff	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{min}	S _{ado}
6	62.01	21.4	0.00	83.41	83.41	1.00	9.81	9.81	93.22	62.15	25x25
5	51.01	21.4	8.42	80.83	164.24	1.00	24.52	34.33	198.57	132.38	25x25
4	51.01	21.4	8.42	80.83	245.06	0.95	24.52	56.40	301.46	200.97	25x25
3	51.01	21.4	8.42	80.83	325.89	0.90	24.52	76.01	401.90	267.93	25x25
2	51.01	21.4	8.42	80.83	406.71	0.85	24.52	93.18	499.89	333.26	30x30
1	51.01	21.4	10.32	82.73	489.44	0.80	24.52	107.90	597.34	398.23	30x30

Tableau 2.12: récapitulatif des sections des poteau P4.

• **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :**

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$$\min (a , b) \geq 25 \quad \Rightarrow a = b = 30 > 25$$

$$\min (a , b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow a = b = 30 > \left(\frac{340}{20} = 17\right)$$

$$1/4 < a/b < 4 \quad \Rightarrow 1/4 < 1 < 4$$

⇒ Toutes ces conditions sont vérifiées.

• **Vérification du poteau de sous-sol au flambement :**

- **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 67500 \text{ cm}^4$$

- **Rayon de giration i_x , i_y :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec : } A = a \times b \text{ (Section du poteau).}$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8.66 \text{ cm}$$

- **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_0 = 4.59 \text{ m}$$

$$l_f = 3.21 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{321}{8.66}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 37.06 \text{ cm} < 55 \Rightarrow \text{le flambement est vérifié}$$

Niveaux	n	N (MN)	Br(m ²)	a(cm)	Section (cm ²)	l ₀ (m)	λ(cm)	Observation
RDC	6	631.795	0.0784	0.47	30 × 30	4.59	37.06	C.V
1 ^{er} Étage	5	537.963	0.0784	0.45	30 × 30	3.74	30.23	C.V
2 ^{ème} Étage	4	436.086	0.0529	0.43	25 × 25	3.74	36.28	C.V
3 ^{ème} Étage	3	325.207	0.0529	0.42	25 × 25	3.74	36.28	C.V
4 ^{ème} Étage	2	207.722	0.0529	0.40	25 × 25	3.74	36.28	C.V
5 ^{ème} Étage	1	97.685	0.0324	0.38	25 × 25	3.74	36.28	C.V

Tableau 2.13: récapitulatif des sections des poteaux.

Chapitre 3

*Étude des éléments
secondaires*

1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers en corps creux et en dalles pleine et les balcons.
- Les escaliers.
- L'acrotère.

2. Calcul des plancher :

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux et des planchers a dalle pleine.

2.1. Plancher corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

2.1.1. Les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continue soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

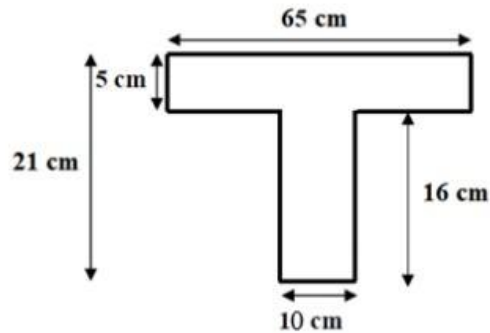


Figure 3.1 : Section d'une poutrelle.

➤ **Méthode de Caquot :**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Comme la condition suivante $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfaite dans les portées successives, on utilisera la méthode de Caquot.

• **Moment en appuis :**

$$M_i = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec :

- $l' = l$ pour une travée de rive.
- $l' = 0.8 l$ pour une travée intermédiaire.
- l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui.
- l : la portée réelle de la travée.

• **Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

- $M_0(x)$: le moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique).
- M_w et M_e : moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée.

$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow x = ?$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x).$$

• **Évaluation des efforts tranchants :**

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} ; T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

2.1.1.1. Différents types de poutrelles :

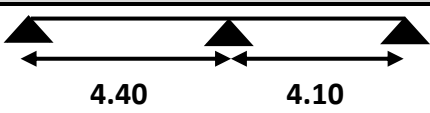
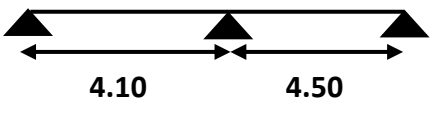
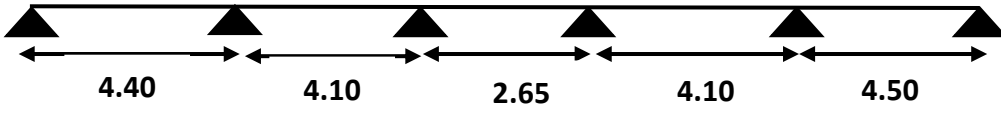
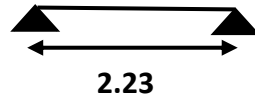

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Tableau 3.1 : Les différents types de poutrelles.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Type de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1 et 2,3	Non vérifiées	$\frac{Li}{Li + 1} \notin (0.8 ; 1.25)$	Méthode de Caquot

Tableau 3.2 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

2.1.1.2. Evaluation des charges :

Type de plancher	G [kn/m ²]	Q [kn/m ²]	L (m)	ELU	ELS
				qu	qs
Terrasse inaccessible	6.33	1	0.65	6,53	4,76
Etage courant	5.2	1.5	0.65	6,02	4,35

Tableau 3.3 : Evaluation des charges des planchers.

2.1.1.3. Calcul des sollicitations des poutrelles :

Dans notre projet, on a 3 types de poutrelles, on prend la poutrelle « Type1 » pour plancher terrasse comme un exemple de calcul, les autres types seront calculés par le logiciel ROBOT.

2.1.1.4. Calcul des moments :

- Moments isostatiques :

$$M_0(x) = \frac{qul^2}{8}$$

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} M_0^{AB} = 13.02 \text{ KN.M} \\ M_0^{BC} = 15.69 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } \begin{cases} M_0^{AB} = 9.14 \text{ KN.M} \\ M_0^{BC} = 11.01 \text{ KN.M} \end{cases}$$

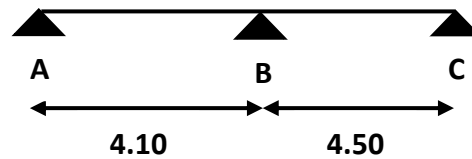


Figure 3.2 : Schéma statique de la poutrelle type 1.

- Moments en appuis :

Appuis de rive :

$M_A = M_C = 0$ Le BAEL 91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0,15 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$.

$$M_A = M_C = \begin{cases} A \text{ L'ELU} = -2.35 \text{ KN.M} \\ A \text{ L'ELS} = -1.65 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Appuis intermédiaires :

Appuis B :

$$\text{Calcul des longueurs fictives : } \begin{cases} l'_w = 4.10 \text{ m} \\ l'_e = 0.8 \times 4.10 = 3.28 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = \begin{cases} A \text{ L'ELU} = -\frac{6.02 \times (4.10^3 + 3.28^3)}{8.5 \times (4.10 + 3.28)} \\ A \text{ L'ELS} = -\frac{4.35 \times (4.10^3 + 3.28^3)}{8.5 \times (4.10 + 3.28)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} A L'ELU = -10.00 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = -7.22 \text{ KN.M} \end{cases}$$

- Moments en travées :

Travée AB :

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql} = \frac{4.10}{2} - \frac{10.00}{6.02 \times 4.10} = 1.64 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = q \frac{x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} A L'ELU = \frac{6.02 \times 1.64}{2} \times (4.10 - 1.64) \\ A L'ELS = \frac{4.35 \times 1.64}{2} \times (4.10 - 1.64) \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_0(x_0) = \begin{cases} A L'ELU = 12.14 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = 8.77 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$M_t(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

$$M_t = \begin{cases} A L'ELU = 12.14 - \left(\frac{1.64}{4.10}\right) \times 10 \\ A L'ELS = 8.77 - \left(\frac{1.64}{4.10}\right) \times 7.22 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = \begin{cases} A L'ELU = 8.14 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = 5.88 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Travée BC :

$$x^0 = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql} = \frac{4.50}{2} + \frac{10}{6.02 \times 4.50} = 2.62 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = q \frac{x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} A L'ELU = \frac{6.02 \times 2.62}{2} \times (4.50 - 2.62) \\ A L'ELS = \frac{4.35 \times 2.62}{2} \times (4.50 - 2.62) \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_0(x_0) = \begin{cases} A L'ELU = 14.82 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = 10.71 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$M_t(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

$$M_t = \begin{cases} A L'ELU = 14.82 - \left(1 - \frac{2.62}{4.50}\right) 10 \\ A L'ELS = 10.71 - \left(1 - \frac{2.62}{4.50}\right) 7.22 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = \begin{cases} A L'ELU = 10.64 \text{ KN.M} \\ A L'ELS = 7.70 \text{ KN.M} \end{cases}$$

2.1.1.5. Evaluation des efforts tranchants :

$$T_i = \pm q \times \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{l}$$

- A L'ELU :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6.02 \times 4.10}{2} - \left(\frac{10.00}{4.10}\right) = 9.90 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6.02 \times 4.10}{2} - \left(\frac{10.00}{4.10}\right) = -14.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{6.02 \times 4.50}{2} - \left(\frac{-10.10}{4.50}\right) = 15.76 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6.02 \times 4.50}{2} - \left(\frac{-10.00}{4.50}\right) = -11.32 \text{ KN} \end{cases}$$

L'utilisation de logiciel ROBOT :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après :

• **Poutrelles type 1 :**

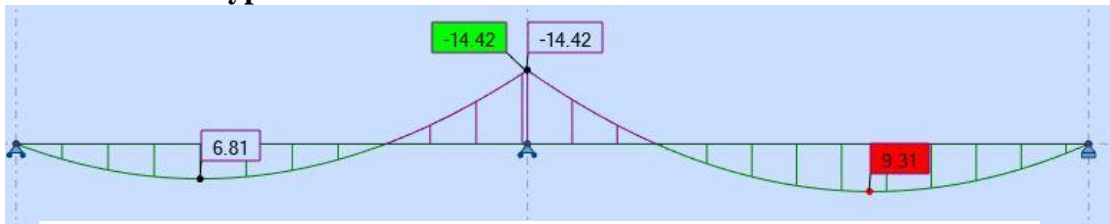


Figure 3.3 : Diagramme des moments type 1 de l'étage courant (ELU)

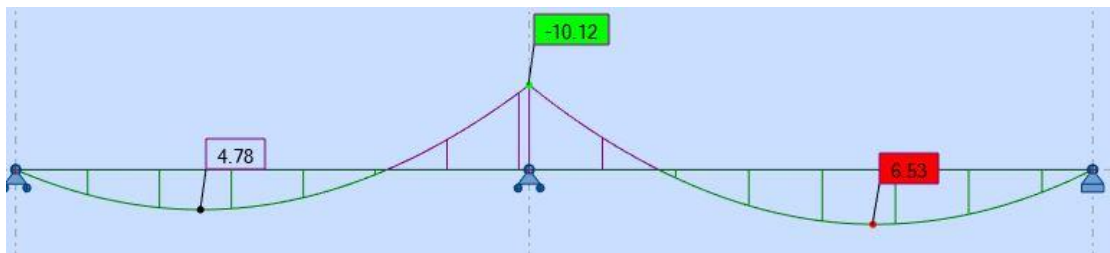


Figure 3.4 : Diagramme des moments t type 1 de l'étage courant ((ELS)

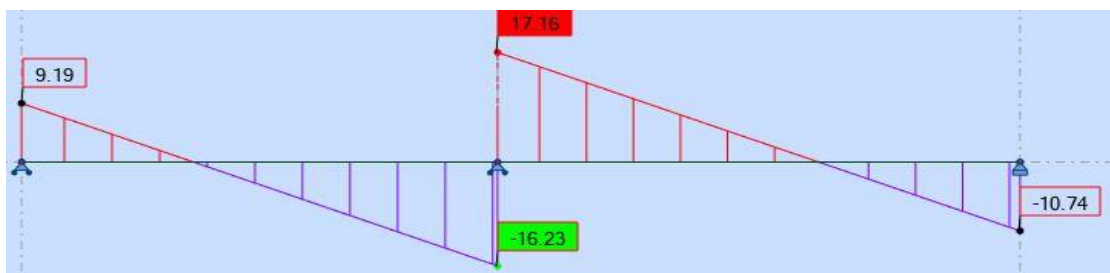


Figure 3.5 : Diagramme des efforts tranchants type 1 de l'étage courant ((ELU)

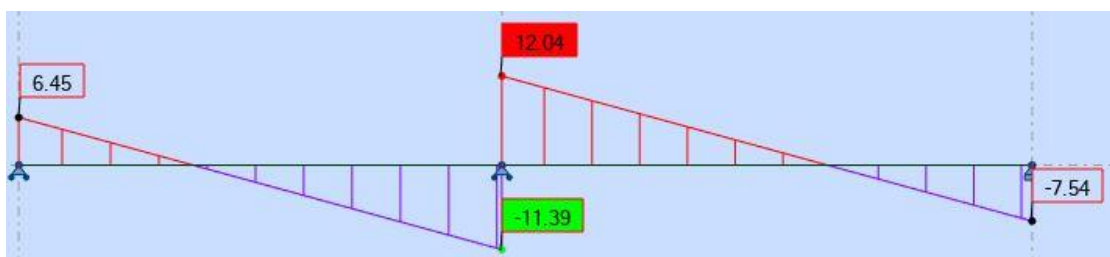


Figure 3.6 : Diagramme des efforts tranchants type 1 de l'étage courant ((ELS)

• Poutrelles type 2 :

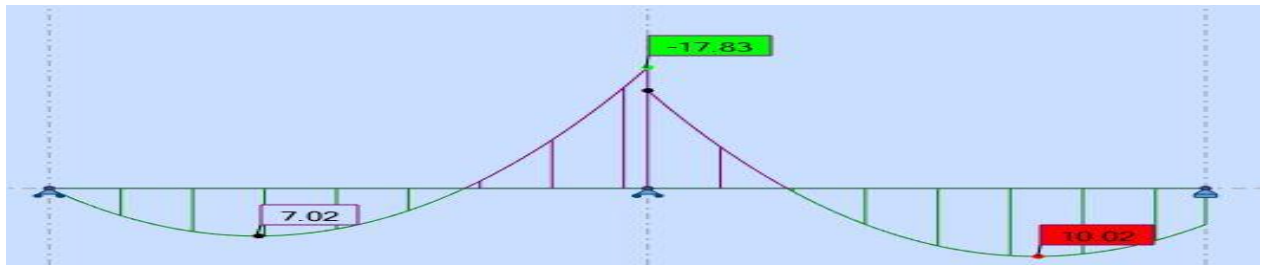


Figure 3.7 : Diagramme des moments type2 de l'étage courant (ELU)

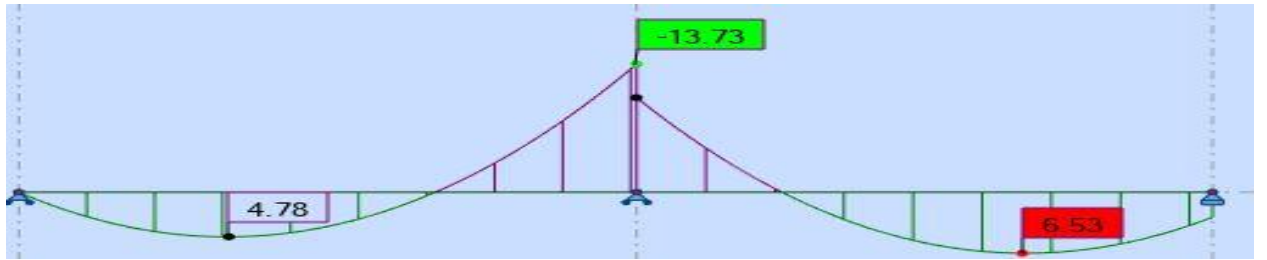


Figure 3.8 : Diagramme des moments type2 de l'étage courant (ELS)

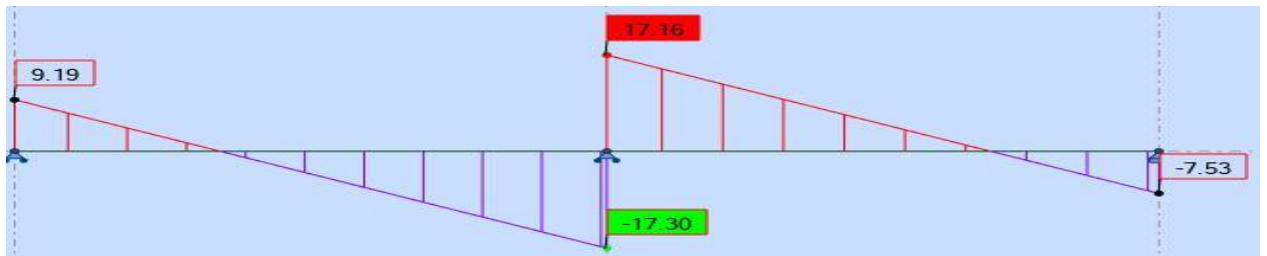


Figure 3.9 : Diagramme des efforts tranchants type2 de l'étage courant ((ELU)

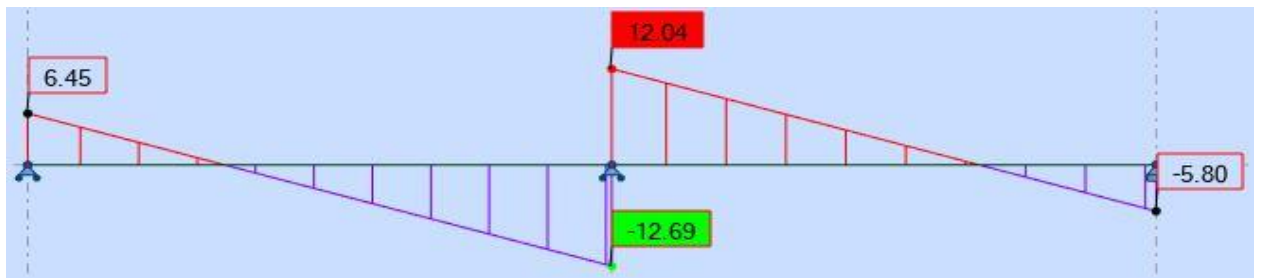


Figure 3.10 : Diagramme des efforts tranchants type2 de l'étage courant ((ELS)

• Poutrelles type 3 :

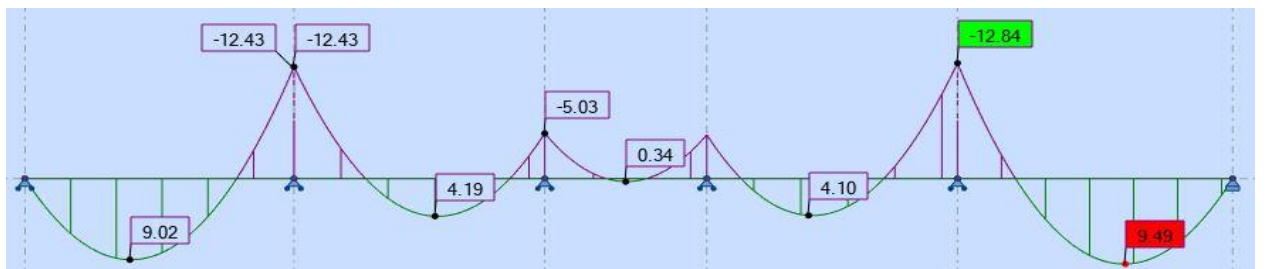


Figure 3.11 : Diagramme des moments type3 de l'étage courant (ELU)

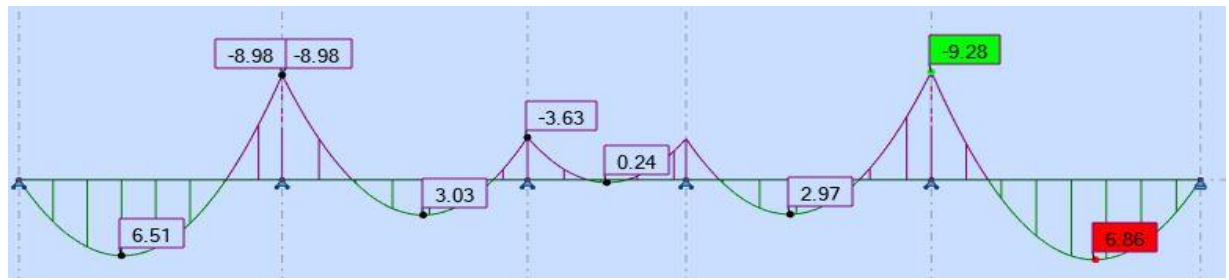


Figure 3.12 : Diagramme des efforts tranchants type3 de l'étage courant ((ELS))

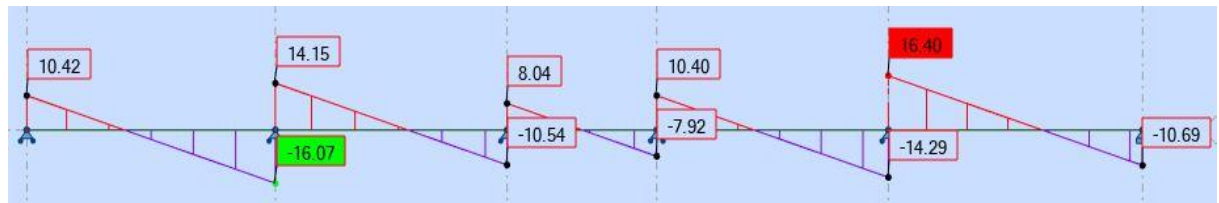


Figure 3.13 : Diagramme des efforts tranchants type3 de l'étage courant ((ELU))

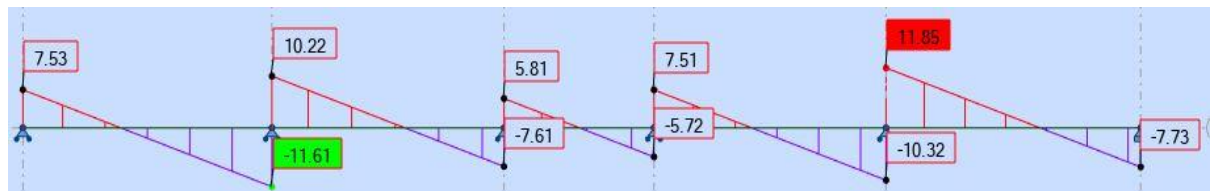


Figure 3.14 : Diagramme des efforts tranchants type3 de l'étage courant ((ELS))

• Poutrelles type 4 :

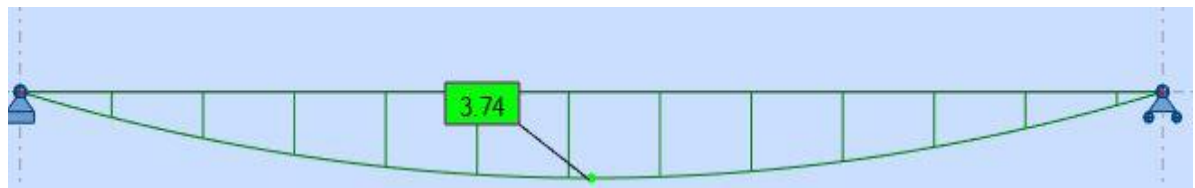


Figure 3.15 : Diagramme de moment type4 de l'étage courant ((ELU))

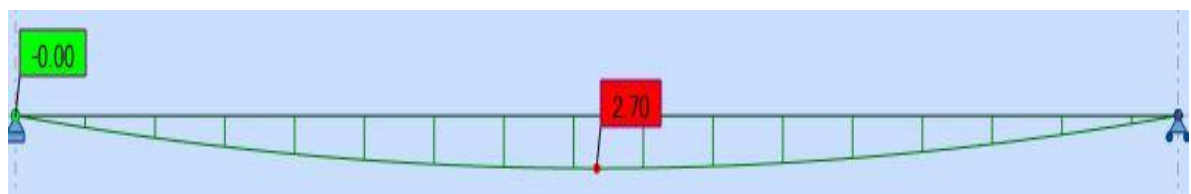


Figure 3.16 : Diagramme de moment type4 de l'étage courant ((ELS))



Figure 3.17 : Diagramme des efforts tranchants type4 de l'étage courant ((ELU))

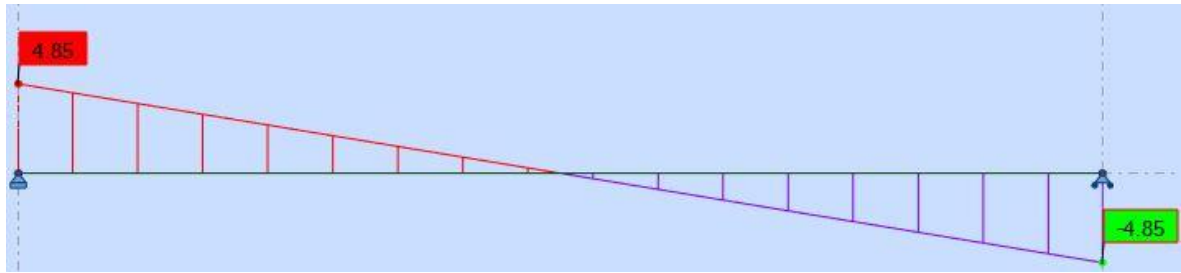


Figure 3.18 : Diagramme des efforts tranchants type4 de l'étage courant ((ELS)

• Poutrelles type 5 :

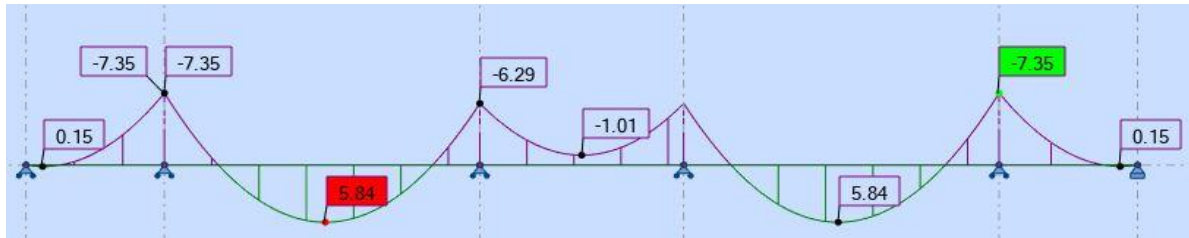


Figure 3.19 : Diagramme des moments type5 de terrasse (ELU)

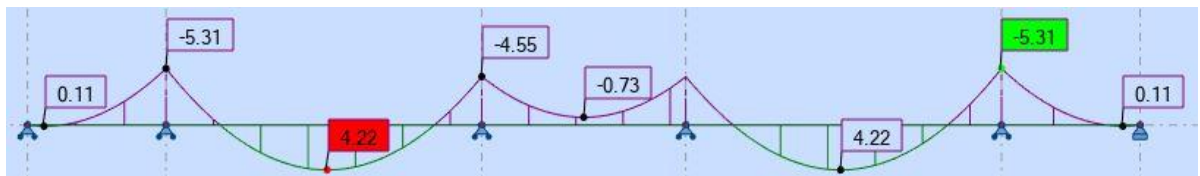


Figure 3.20 : Diagramme des moments type5 de terrasse (ELS)



Figure 3.21 : Diagramme des efforts tranchants type5 de terrasse ((ELU)

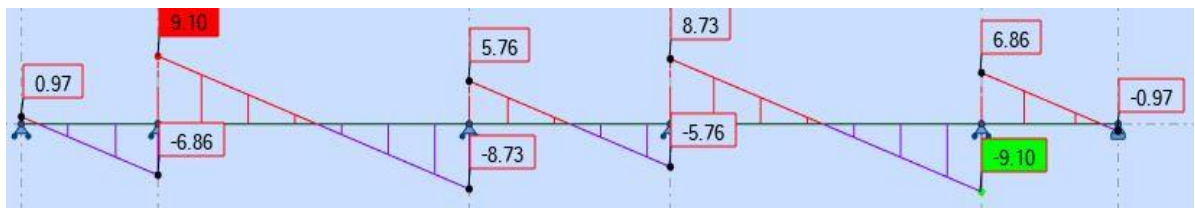


Figure 3.22 : Diagramme des efforts tranchants type5 de terrasse ((ELS)

Les résultats obtenus de ROBOT de calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

	Etat Limite ultime ELU				Etat Limite service ELS		
	Type	Evaluation des moments		Effort Tranchant	Evaluation des moments		Effort Tranchant
		En travée (Kn.m)	En appuis (Kn.m)		En travée (Kn.m)	En appuis (Kn.m)	
Terrasse	3	10.50	-13.93	17.79	7.51	-10.15	12.97
	5	5.84	-7.35	12.60	4.22	-5.31	9.10

Étage courant	1	9.31	-14.42	17.16	6.53	-10.12	12.04
	2	10.02	-17.83	17.30	6.53	-13.73	12.69
	3	9.49	-12.84	16.40	6.86	-9.28	11.85
	4	3.74	/	6.71	2.70	/	4.84

Tableau 3.4 : Récapitulatif des sollicitations obtenues de ROBOT à L'ELU /ELS.

Remarque : Le logiciel ROBOT nous donne des moments en appuis de rives nulles, mais pour raisons de ferrailage, on les prend avec une valeur de sécurité.

2.1.1.6. Ferrailage des poutrelles :

- **Ferrailage longitudinal :** Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferrailage :

Sollicitation les plus défavorables						
Etat Limite ultime ELU				Etat Limite service ELS		
Type de plancher	Evaluation des moments		Efforts tranchants	Evaluation des moments		Efforts tranchants
	En travée (Kn.m)	En appuis (Kn.m)		En travée (Kn.m)	EN appuis (Kn.m)	
Terrasse	10.50	-13.93	17.79	7.51	-10.15	12.97
Etage courant	10.02	-17.83	17.30	6.53	-13.73	12.69

Tableau 3.5 : Récapitulatif des sollicitations maximales à L'ELU /ELS.

On prend le plancher étage courant comme exemple de calcule.

Donnée :

$$ELU \begin{cases} Mts = 10.02 \\ Ma = -17.83 \\ V = 17.30 \end{cases}$$

Données (pour la 1^{er} variante)

$b = 65\text{cm} ; b_0 = 10\text{ cm} ; h = 21\text{ cm} ; h_0 = 5\text{ cm} ;$

$f_e = 400\text{ Mpa} ; f_{c28} = 25\text{ MPa} ; d = 0.19\text{ cm} ;$

- **Ferrailage en travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table.

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

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\delta_b} = 14,17$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times 1000 \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right) = 75,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 10,02 \text{ KN.m} < M_t = 75,98 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension soumise à :

$$T_{\max} = 17,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{10,02 \times 10^{-3}}{14,17 \cdot (0,19)^2 \cdot 0,65} = 0,030 < 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,161$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{10,02 \times 10^{-3}}{0,161 \times 347,8} = 1,78 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} 0,65 \times 0,19$$

$$1,78 \text{ cm}^2 > 1,49 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On adopte } A_{st} : \mathbf{2T12} = \mathbf{2,26 \text{ cm}^2}$$

• **Ferrailage en Appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension

$$(b_0 \times h) = (10 \times 21) = 210 \text{ cm}^2$$

$$M_{a \max} = 17,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{17,83 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,19)^2 \times 0,10} = 0,348 > 0,186$$

$$\mu > 0,186 \rightarrow \text{pivot B.}$$

Donc :

$$\epsilon_{sl} = \frac{fe}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_{sl}} = 0.668 \\ \beta_1 = 1 - 0.4\alpha_1 = 0.732 \end{cases}$$

Alors : $\mu_1 = 0.8\alpha_1 \times \beta_1$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668 \times 0.732 = 0.391$$

On constate que : $\mu < \mu_1$

→ On revient au pivot A.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,560$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,147$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{17.83 \times 10^{-3}}{0,147 \times 347,8} = 3.48 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{fe} b \cdot d$$

Avec : $ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} 0.65 \times 0.19$$

$$3.48 \text{ cm}^2 > 1.49 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On adopte $A_{st} : 1T16 + 1T14 = 3.55 \text{ cm}^2$

• **Vérification à l'effort tranchant : (CBA 93 A.5.1.1) :**

$$V_{\max} = 17.30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{17.30 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19} = 0.91$$

La fissuration est peut préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.91 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b). Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \begin{cases} \phi_l = 8 \text{ mm} \\ \frac{h_t}{35} = \frac{210}{35} = 6 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = 10 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{On prend : } \phi = 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec $A_t = 2\phi6 = 0.57 \text{ cm}^2$

- **Calcul d'espacement des cadres : (RPA99 Art 7.4.2.2)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 5.25; 7.2; 30\text{cm} \} \rightarrow \text{On adopte : } S't = 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10.5 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } S't = 10 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : (CBA A 5.1.2.2)**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 10} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4\text{MPa}\right)$$

$$2.28 > 0.45 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t = 6.53 \text{ KN.m} \\ M_a = -13.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Données :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; h = 21 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm};$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; d = 0.19 \text{ cm};$$

Les éléments de notre projet sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

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

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\text{Avec : } D = \frac{15}{b} (Au + Au') = \frac{15}{65} (3.55 + 0) = 0.80 \text{ cm} ; (Au' = 0)$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d) = \frac{30}{65} (3.55 \times 19) = 31.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } Y = -0.80 + \sqrt{0.80^2 + 31.13} = 4.83 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} Y^3 + 15 Au (d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 4.83^3 + 15 \times 3.55 (19 - 4.83)^2$$

$$I_{xx} = 13133.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{13.73}{13133.37} = 0.00104 \text{ kn/cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = k \times Y = 1.04 \times 4.83$$

$$\sigma_{bc} = 5.04 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Type de plancher	A _{st} calculé		A _{st} choisie	
	Travée (cm ²)	Appui (cm ²)	Travée (cm ²)	Appui (cm ²)
Terrasse	1.90	2.60	2T12	1T14+1T12
Etage courant	1.78	3.48	2T12	1T14+1T16

Tableau 3.6 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.

- Schéma de ferrailage en appui et en travée :

	Plancher étage courant	Plancher terrasse inaccessible
En appuis	<p>1T12+1T16 2φ6 2T12</p>	<p>1T12+1T14 2φ6 2T12</p>
En travée	<p>1T12 2φ6 2T12</p>	<p>1T12 2φ6 2T12</p>

Tableau 3.7 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.

Données (pour la 2^{ème} variante)

$$b = 65\text{cm} ; b_0 = 10\text{ cm} ; h = 21\text{ cm} ; h_0 = 5\text{ cm} ;$$

$$f_e = 500\text{ Mpa} ; f_{c28} = 35\text{ MPa} ; d = 0.19\text{ cm} ;$$

- Ferrailage en travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table.

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

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\delta_b} = 19.83$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 19,83 \times 1000 \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right) = 106.33\text{ KN.m}$$

$$M_{t\text{ max}} = 10.02\text{ KN.m} < M_t = 106.33\text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension soumise à :

$$T_{max} = 17.30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{10.02 \times 10^{-3}}{19,83 \cdot (0,19)^2 \cdot 0,65} = 0,0215 < 0,392 \rightarrow Asc = 0$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,187$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$Ast = \frac{Mt}{z \times \sigma_s} = \frac{10.02 \times 10^{-3}}{0,187 \times 434,78} = 1.23 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$Ast \geq 0,23 \times \frac{ft28}{fe} b \cdot d$$

$$\text{Avec : } ft28 = 0,6 + 0,06 \times fc28 = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$Ast \geq 0,23 \times \frac{2.7}{500} 0.65 \times 0.19$$

$$1.23 \text{ cm}^2 < 1.53 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée donc on prend } As = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } Ast : \mathbf{2T10 = 1.57 \text{ cm}^2}$$

• **Ferraillage en Appius :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension

$$(b_0 \times h) = (10 \times 21) = 210 \text{ cm}^2$$

$$M_{amax} = 17.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{17.83 \times 10^{-3}}{19,83 \times (0.19)^2 \times 0.10} = 0,249 > 0,186$$

$$\mu > 0,186 \rightarrow \text{pivot B.}$$

Donc :

$$\epsilon_{sl} = \frac{fe}{\gamma_s \times E_s} = \frac{500}{1.15 \times 200000} = 2,17 \times 10^{-3}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_{sl}} = 0.617 \\ \beta_1 = 1 - 0.4\alpha_1 = 0.753 \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \mu_l = 0.8\alpha_1 \times \beta_1$$

$$\mu = 0.8 \times 0.617 \times 0.753 = 0.371$$

On constate que : $\mu < \mu$

→ On revient au pivot A.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,364$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,162$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$Ast = \frac{17,83 \times 10^{-3}}{0,162 \times 434,78} = 2,53 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$Ast \geq 0,23 \times \frac{ft28}{fe} b \cdot d$$

$$\text{Avec : } ft28 = 0,6 + 0,06 \times fc28 = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$Ast \geq 0,23 \times \frac{2,7}{500} 0,65 \times 0,19$$

$$2,53 \text{ cm}^2 > 1,53 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On adopte **Ast : 1T12 + 1T14 = 2.67 cm²**

• **Vérification à l'effort tranchant : (CBA 93 A.5.1.1) :**

$$V_{\max} = 17,30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{17,30 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,19} = 0,91$$

La fissuration est peut préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 35}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 4,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 4,66 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b). Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \begin{cases} \phi_l = 8 \text{ mm} \\ \frac{h_t}{35} = \frac{210}{35} = 6 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = 10 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{On prend : } \phi = 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec $At = 2\phi6 = 0,57 \text{ cm}^2$

• **Calcul d'espacement des cadres : (RPA99 Art 7.4.2.2)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 5.25 ; 7.2 ; 30cm \} \rightarrow \text{On adopte : } S't = 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10.5 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } S't = 10 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : (CBA A 5.1.2.2)**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = \frac{0.57 \times 500}{10 \times 10} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa\right)$$

$$2.85 > 0.45 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$ELS \begin{cases} Mt = 6.53 \text{ KN.m} \\ Ma = -13.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les éléments de notre projet sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\text{Avec : } D = \frac{15}{b} (Au + Au') = \frac{15}{65} (2.67 + 1.57) = 0.97 \text{ cm} ;$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d) = \frac{30}{65} (2.67 \times 19) = 23.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } Y = -0.97 + \sqrt{0.97^2 + 23.41} = 3.96 \text{ cm}$$

$$K = \frac{Mser}{Ixx}$$

$$Ixx = \frac{b}{3} Y^3 + 15 Au (d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 3.96^3 + 15 \times 2.67 (19 - 3.96)^2$$

$$Ixx = 10404.85 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{13.73}{10404.85} = 0.00131 \text{ kn/cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = k \times Y = 1.31 \times 3.96$$

$$\sigma_{bc} = 5.18 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Type de plancher	A _{st} calculé		A _{st} choisie	
	Travée (cm ²)	Appui (cm ²)	Travée (cm ²)	Appui (cm ²)
Terrasse	1.70	2.40	2T12	1T14+1T12
Etage courant	1.53	2.53	2T10	1T14+1T12

Tableau 3.8 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles(var2).

	Plancher étage courant	Plancher terrasse inaccessible
En appuis		
En travée		

Tableau 3.9: Schémas de ferrailage des différentes poutrelles (var 2).

2.1.2. Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA ; la dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre Ø6 mm dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures

$$si \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \rightarrow A_1 = 4 \times \frac{L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50 \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \\ A_2 = \frac{A_1}{2} \end{cases}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65$ cm)

$f_e = 520$ MPa : quadrillage de T.S.TLE 520.

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

On a : $L_1 = 65$ cm donc :

$$\begin{cases} A_1 = 4 \times \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend } 5 \text{ } \varnothing 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend } 5 \text{ } \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Avec : $St = \frac{100}{5} = 20$ cm

Donc, pour la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre $\varnothing 6$, dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

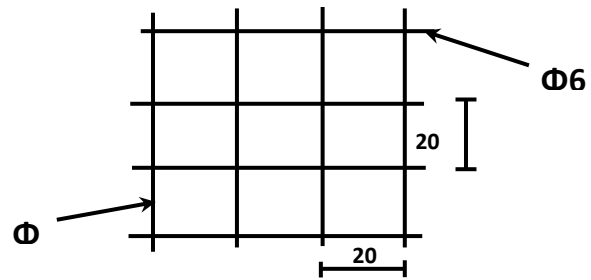


Figure 3.23 : ferrailage de la dalle de

3. Etude de l'acrotère :

• **Définition :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales et la sécurité des gens, personnes. Elle est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), l'acrotère est soumis à un effort normal dû à son poids propre « W_p » et une surcharge « F_p » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

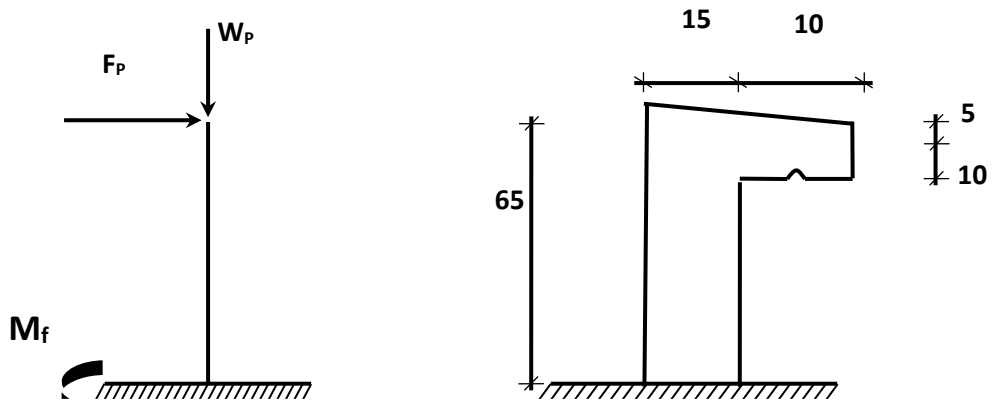


Figure 3.24 : schéma de l'acrotère

• **Calcul du ferrailage :**

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3). Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

• **Détermination des sollicitations :**

➤ **Le poids propre : W_p**

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = 0.1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **La force horizontale : F_p** [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a : $A = 0.08$ (Groupe d'usage 2 ; Zone I (puisque zone 0 il n'y a pas des coefficient))

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

F_p : Force statique équivalente horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.08 \times 0.8 \times 2.5$$

$$F_p = 0.64 \text{ KN}$$

● **Effort normal et moment fléchissant :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 2.5 \\ M_u = 1.5 \times 0.64 \times 0.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 3.375 \text{ KN} \\ M_u = 0.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 2.5 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

● **Position du point d'application de l'effort normal : (N)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.62}{3.375} = 0.18m$$

$$e_0 = 0.18 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.15}{2} - 0.01 = 0.075m$$

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section
Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictif M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 3.375 \times \left(0.18 + \frac{0.15}{2} - 0.01 \right) = 0.83 \text{ KN.m}$$

● **Calcul de ferrailage (pour la 1^{er} variante) :**

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : ➤ $\mu \leq \mu_l$ Alors : « Pas d'aciers comprimés » ➤ $\mu \geq \mu_l$ Alors : « Aciers comprimés nécessaires »	$\mu = \frac{M_f}{f_{bu} b d^2} = 0.003$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$		$\alpha = 0.004$
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$		$\beta = 0.9984$

$Z = d \times \beta$		$Z = 0.135 \text{ m}$
Détermination de la section théorique des aciers		
Section théorique d'acier	$M_f / Z \cdot f_{su}$	$A_u = 0.18 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$
Choix des sections		
$5T8 \Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2$		
Les armatures de répartition	$A/4$	0.425 cm^2
$5T6 \Rightarrow A_s = 1.41 \text{ cm}^2$		

Tableau 3.10 : calcul de ferrailage de l'acrotère.

• **Vérification à l'ELS :**

Cet acrotère est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 0.62 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 0.41 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{0.62}{0.41} = 1.51$$

$$\rightarrow \frac{1.51 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.5$$

$$\alpha = 0.006 < 0.5 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$T_u^{max} = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 0.64 = 0.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable .}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{0.96}{1 \times 0.135} = 0.0071 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

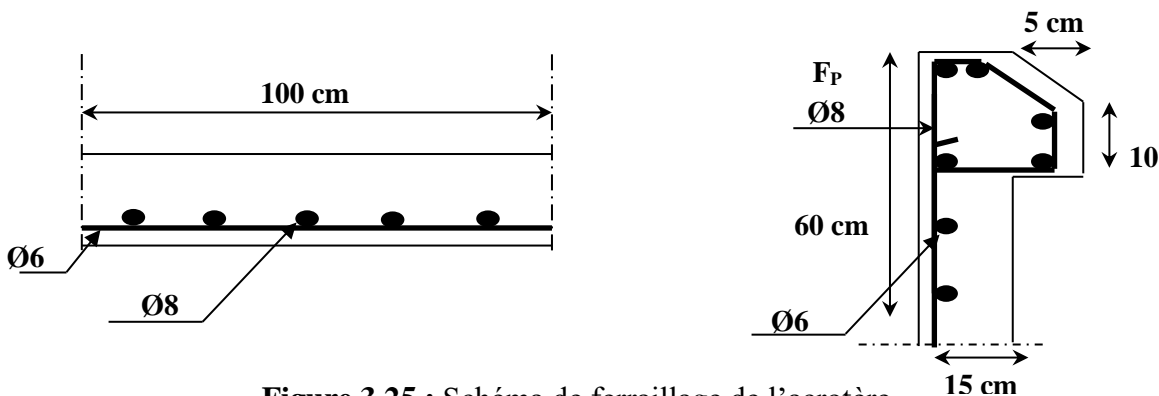


Figure 3.25 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

• **Calcul de ferrailage (pour la 2^{ème} variante) :**

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : ➤ $\mu \leq \mu_l$ Alors : « Pas d'aciers comprimés » ➤ $\mu \geq \mu_l$ Alors : « Aciers comprimés nécessaires »	$\mu = \frac{M_f}{f_{bu} b d^2} = 0.002$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$		$\alpha = 0.0025$
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$		$\beta = 0.999$
$Z = d \times \beta$		$Z = 0.189 \text{ m}$
Détermination de la section théorique des aciers		
Section théorique d'acier	$M_f / Z \cdot f_{su}$	$A_u = 0.10 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1.24 \text{ cm}^2$
Choix des sections		
5T6 $\Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2$		
Les armatures de répartition	$A/4$	0.425 cm^2
5T6 $\Rightarrow A_s = 1.41 \text{ cm}^2$		

Tableau 3.11 : calcul de ferrailage de l'acrotère(var2).

• **Vérification à l'ELS :**

Cet acrotère est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 0.62 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 0.41 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{0.62}{0.41} = 1.51$$

$$\rightarrow \frac{1.51 - 1}{2} + \frac{35}{100} = 0.405$$

$$\alpha = 0.006 < 0.405 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$T_u^{max} = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 0.64 = 0.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{0.96}{1 \times 0.135} = 0.0071 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.66 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Schéma de ferrailage :

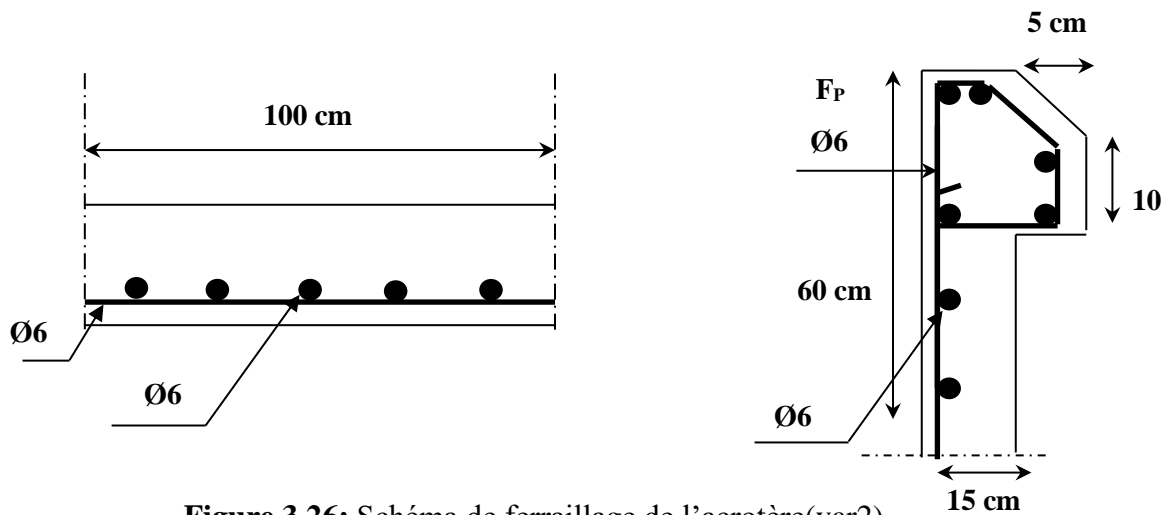


Figure 3.26: Schéma de ferrailage de l'acrotère(var2)

4. Étude de balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, d'épaisseur 15 cm. soumise à leur poids propre, aux charges permanentes "G", à la surcharge d'exploitation "Q" et au poids propre du mur "P". Ce bâtiment comporte deux types de console comme représenté sur les figures suivantes :

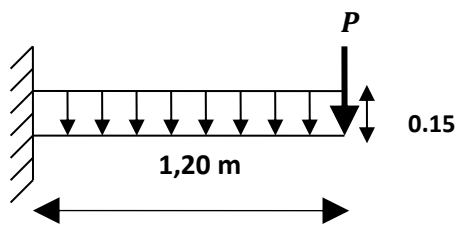


Figure 3.27 : Schéma statique du balcon - type1-

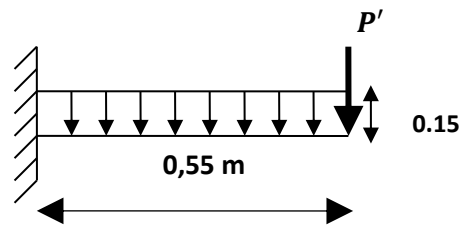


Figure 3.28 : Schéma statique du balcon - type2-

$$G = 5.20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de la charge concentré *P* et *P'* :

Calcul de *P* :

Poids propre du mur (15 cm) : $G_{\text{mur}} = 1.35 \text{ KN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 2.00 \text{ m}$

Donc : la charge concentrée de mur (pour une bande de 1m) :

$$P = (2.00 \times 1.35) \times 1 = 4.05 \text{ KN.}$$

Calcul de *P'* :

Poids propre de l'acrotère : $P = (0.1 \times 25) \times 1 = 2.5 \text{ KN.}$

Remarque : On prend type 1 comme exemple de calcul de balcon, le ferrailage de l'autre balcon sera illustré dans un tableau récapitulatif.

• Calcul des sollicitations :

E.L.U : $qu = 1,35G + 1,5Q = [(1,35 \times 5,2) + (1,5 \times 3,5)].1 = 12,27 \text{ KN/ml.}$

E.L.S : $qser = G + Q = (5,2 + 3,5).1 = 8.7 \text{ KN/ml.}$

• **Calcul des moments :**

E.L.U :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} + 1.35 \times P \times l = \left(12.27 \times \frac{(1.2)^2}{2} \right) + (1.35 \times 4.05 \times 1.2)$$

$\Rightarrow M_u = 15.39 \text{ KN.m}$

E.L.S :

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} + P \times l = \left(8.7 \times \frac{(1.2)^2}{2} \right) + (4.05 \times 1.2)$$

$\Rightarrow M_{ser} = 11.12 \text{ KN.m.}$

• **Calcul de ferrailage :(pour la 1^{er} variante)**

$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.9 (0.15) = 0.135 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.39 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 14.2} = 0.059$$

$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.076$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13 \text{ m}$

$$A_{St} = \frac{M_u}{z \times f_{St}} = \frac{15.39 \times 10^{-3}}{348 \times 0.13} = 3.40 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{St} : 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Condition de non fragilité :**

$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$ Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.135$

$5.65 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

• **Les armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$ soit : $5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

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

$V_{u\max} = q_u \times L + 1.35 \times P = 12.27 \times 1.2 + 1.35 \times 4.05 \Rightarrow V_{u\max} = 20.19 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{20.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.149 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,149 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) = 0,076$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

On a donc : $\alpha = 0,076 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$

Les résultats de calcul des armatures des différents types de balcons sont résumés dans le tableau qui suit :

Balcon	Armatures principales			Armatures de répartitions		
	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisie (cm ²)	Barres choisies	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisie (cm ²)	Barres choisies
Type 1	3.40	5.65	5T12	1.41	3.93	5T10
Type 2	1.7	2.51	5T8	0.42	2.51	5T8

Tableau 3.12 : section d'armatures des balcons.

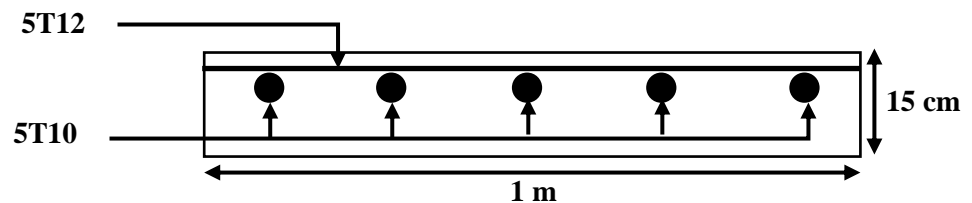


Figure 3.29 : Schéma de ferrailage de balcon type 1.

• Calcul de ferrailage :(pour la 2^{ème} variante)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,39 \times 10^{-3}}{1(0,135)^2 \times 19,83} = 0,042$$

$$\mu_{bu} = 0,059 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,053$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,132 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_U}{z \times f_{St}} = \frac{15,39 \times 10^{-3}}{435 \times 0,132} = 2,68 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{St} : 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

• Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b.d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,7}{500} \times 1 \times 0,135$$

$$2,68 \text{ cm}^2 > 1,67 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{4T6} = \mathbf{1,13 \text{ cm}^2} \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

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

$$V_{u\max} = qu \times L + 1,35 \times P = 12,27 \times 1,2 + 1,35 \times 4,05 \Rightarrow V_{u\max} = 20,19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d} = \frac{20,19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,149 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 4,66 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,149 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4,66 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}) = 0,053$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{35}{100} = 0,54$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,042 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,54 \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{CV}$$

Les résultats de calcul des armatures des différents types de balcons sont résumés dans le tableau qui suit :

Balcon	Armatures principales			Armatures de répartitions		
	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisie (cm ²)	Barres choisies	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisie (cm ²)	Barres choisies
Type 1	2,68	3,14	4T10	0,78	1,13	4T6
Type 2	1,6	2,01	4T8	0,50	1,13	4T6

Tableau 3.13: section d'armatures des balcons(var2).

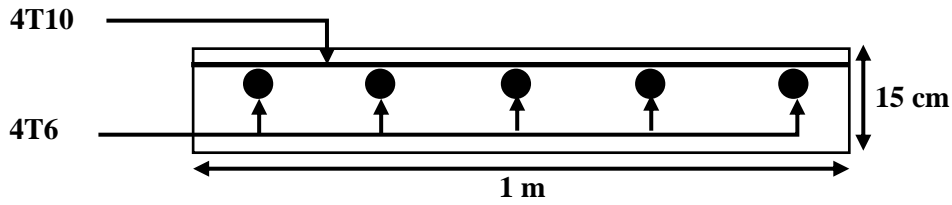


Figure 3.30 : Schéma de ferrailage de balcon type 1 (var2).

5.Étude des escaliers :

• Type 1 :

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

Volée $\begin{cases} G_V = 8.71KN/m^2 \\ Q_V = 2.50KN/m^2 \end{cases}$

palier $\begin{cases} G_P = 5.15KN/m^2 \\ Q_P = 2.50KN/m^2 \end{cases}$

• A l'ELU :

- Volée :

$$q_V = 1.5Q_V + 1.35G_V$$

$$q_V = (1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 8.71) \times 1$$

$$q_V = 15.50 KN/ml$$

- Palier :

$$q_P = 1.5Q_P + 1.35G_P$$

$$q_P = (1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 5.15) \times 1$$

$$q_P = 10.70 KN/ml$$

• A l'ELS :

- Volée :

$$q_V = Q_V + G_V$$

$$q_V = (2.50 + 8.71) \times 1$$

$$q_V = 11.21KN/ml$$

- Palier :

$$q_V = Q_V + G_V$$

$$q_V = (2.50 + 5.15) \times 1$$

$$q_V = 7.65 KN/ml$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 10.70 \times 1.80 + 15.50 \times 3.00$$

$$R_A + R_B = 65.76 KN$$

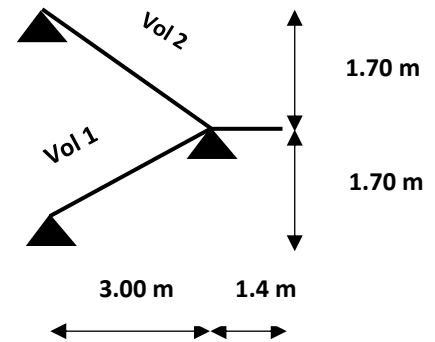


Figure 3.31 : Schéma de l'escalier à 2 volées

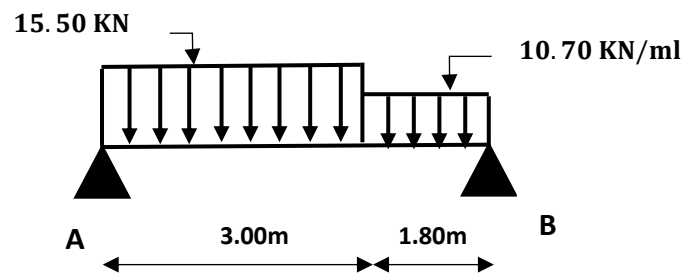


Figure 3.32 : Schéma statique de l'escalier a ELU

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow (15.5 \times 3 \frac{3}{2}) + (10.7 \times 1.80)(\frac{1.80}{2} + 3) - R_B \times 4.8 = 0$$

$$R_B = 30.18 \text{ KN}$$

$$R_A = 35.58 \text{ KN}$$

5.1. Calcul des sollicitations :

➤ A'ELU :

• Effort tranchant :

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 3 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 35.58 - 15.5 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 35.58 \text{ KN} \\ T_Y(3) = -10.92 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$$

$$T_Y(x) = 30.18 - 10.7 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 30.18 \text{ KN} \\ T_Y(1.8) = 10.92 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Moment fléchissant :

$$\bullet 0 \leq x \leq 3 \text{ m}$$

$$M(x) = 35.58x - 15.5 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3) = 37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{max} = M(2.4) = 40 \text{ KN.m}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.8$$

$$M(x) = 30.18x - 10.7 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.8) = 37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ A'ELS :

$$R_B = 21.69 \text{ KN}$$

$$R_A = 25.68 \text{ KN}$$

• Effort tranchant :

▪ $0 \leq x \leq 3 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 25.68 - 11.20 x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 25.68 \text{ KN} \\ T_Y(3) = -7.92 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 21.69 - 7.65 x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 21.69 \text{ KN} \\ T_Y(1.8) = 7.92 \text{ KN} \end{cases}$$

• Moment fléchissant :

• $0 \leq x \leq 3 \text{ m}$

$$M(x) = 25.68 x - 11.2 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3) = 26.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} = M(2.4) = 29.37 \text{ KN.m}$$

• $0 \leq x \leq 1.8$

$$M(x) = 21.69 x - 7.65 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.8) = 26.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

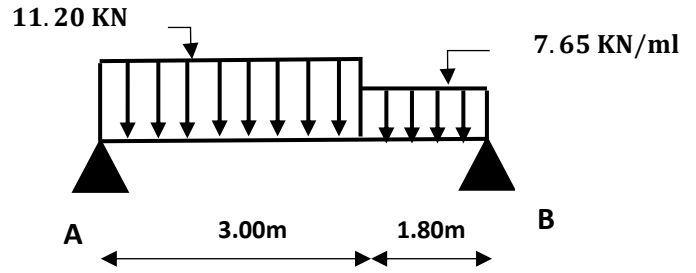


Figure 3.33 : Schéma statique de l'escalier à ELS

5.2 : Calcul de ferrailage :(pour la 1^{er} variante $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $f_e=400\text{Mpa}$)

➤ A'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$\begin{cases} M^t = 0.85M_{max} = 34 \text{ KN.m} \\ M^a = 0.5M_{max} = 20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$b = 1 \text{ m}$

$e = 15 \text{ cm}$

$d = 15 \times 0.9 = 13.5 \text{ cm}$

• En travée :

$M^t = 34 \text{ KN.m}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{34 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 14.2} = 0.131$$

$\mu_{bu} = 0.131 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

➔ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad f_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.176$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.125 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_U}{z * f_{St}} = \frac{34 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} = 7.57 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{St} : 5T14 = 7.70 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T12 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft28}{f_e} b.d \quad \text{Avec : } ft28 = 0,6 + 0,06 \times fc28 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.135$$

$$7.70 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- En appuis :

$$M^a = 20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{20 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 14.2} = 0.077$$

$$\mu_{bu} = 0.077 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_U}{z \times f_{St}} = \frac{20 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} = 4.45 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{St} : 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft28}{f_e} b.d \quad \text{Avec : } ft28 = 0,6 + 0,06 \times fc28 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.135$$

$$5.65 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ A'ELS : Fissuration peu nuisible ;

$$\frac{b \times y^2}{2} + nA'_s(y - c') - nA_s(y - d) = 0$$

$$50 y^2 - 30,75 y - 1686,82 = 0 \implies y = 6,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15A_s (d - y)^2 = 8493,08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 = 2.11 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies A_u \text{ convient.}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$T_{max} = 35.58 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{35.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pas de reprise de bétonnage,
- Les dispositions constructives sont supposées vérifiées

➔ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Type d'escalier	Armature long (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)			
	Ast calculé		Ferr choisie		Ast calculé		Ferr choisie	
1	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
	7.57	4.45	5T14	5T12	1.92	1.41	4T12	4T10

Tableau 3.14: section d'armatures d'escalier type 1.

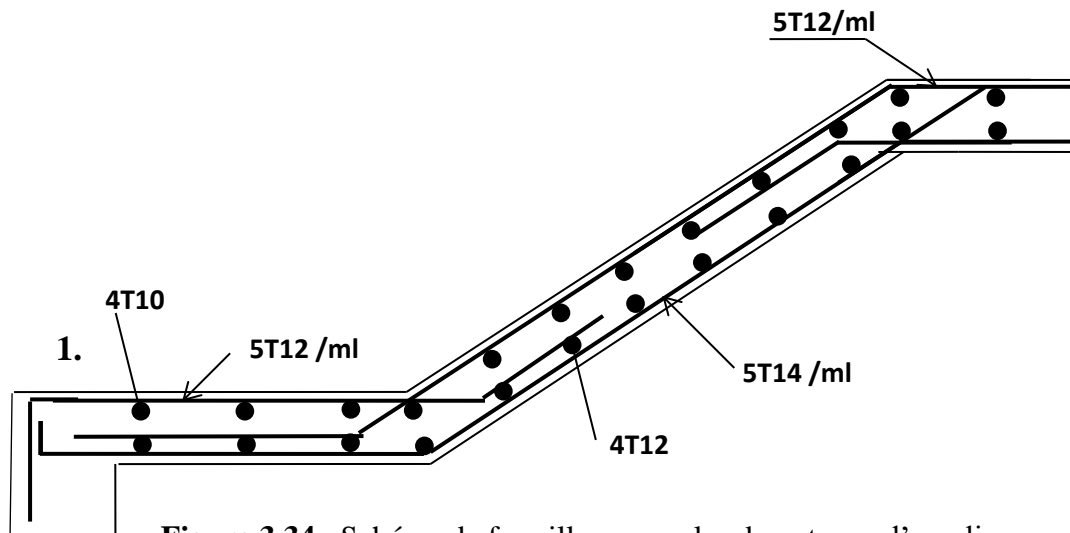


Figure 3.34 : Schéma de ferrailage pour les deux types d'escaliers.

5.3 : Calcul de ferrailage :(pour la 2^{ème} variante $f_{c28}=35\text{Mpa}$; $f_e=500\text{Mpa}$)

➤ **A'ELU :**

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$\begin{cases} M^t = 0.85M_{max} = 34 \text{ KN.m} \\ M^a = 0.5M_{max} = 20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

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

$$d = 15 \times 0.9 = 13.5 \text{ cm}$$

• **En travée :**

$$M^t = 34 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{34 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 19.83} = 0.094$$

$$\mu_{bu} = 0.094 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

➔ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\epsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.123$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.128 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{z * f_{st}} = \frac{34 \times 10^{-3}}{435 \times 0.128} = 6.10 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} : 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b.d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.7}{500} \times 1 \times 0.135$$

$$6.79 \text{ cm}^2 > 1.67 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En appuis :**

$$M^a = 20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{20 \times 10^{-3}}{1(0.135)^2 \times 19.83} = 0.077$$

$$\mu_{bu} = 0.055 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.070$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{z \times f_{St}} = \frac{20 \times 10^{-3}}{435 \times 0.131} = 3.50 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{St} : 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b.d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{500} \times 1 \times 0.135$$

$$3.50 \text{ cm}^2 > 1.67 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ A'ELS : Fissuration peu nuisible ;

$$\frac{b \times y^2}{2} + nA'_s(y - c') - nA_s(y - d) = 0$$

$$50 y^2 - 42,9 y - 1463,4 = 0 \implies y = 5,85 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15 A'_s(y - c')^2 = 13749,38 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 = 10.62 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \implies A_u \text{ convient.}$$

- Vérification au cisaillement :

$$T_{max} = 35.58 \text{ kN}$$

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 4.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{35.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0,26 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = 4.66 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pas de reprise de bétonnage,
- Les dispositions constructives sont supposées vérifiées

➔ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires :

Type d'escalier	Armature long (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)			
	Ast calculé		Ferr choisie		Ast calculé		Ferr choisie	
1	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
	6.10	3.50	6T12	6T10	1.69	0.98	4T10	4T6

Tableau 3.15: section d'armatures d'escalier type 1 (var2).

• Type 2 :

$R_B = 28.24 \text{ KN}$

$R_A = 32.71 \text{ KN}$

6.1. Calcul des sollicitations :

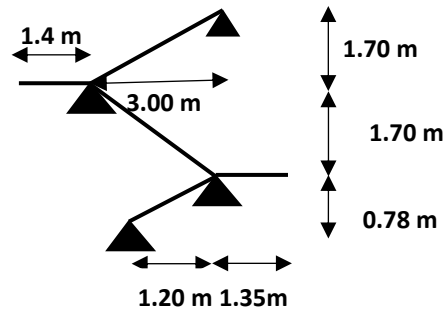


Figure 3.35 : Schéma de l'escalier à 3 volées

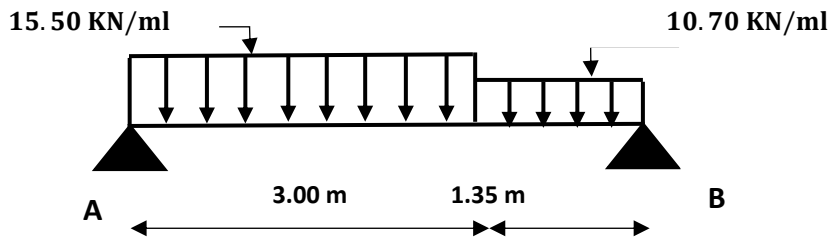


Figure 3.36: Schéma statique de l'escalier à ELU

Sollicitations	Type	ELU			ELS		
		M_{app} (KN.m)	M_{tra} (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{app} (KN.m)	M_{tra} (KN.m)	T_{max} (KN)
		2	17.25	29.33	32.71	12.45	21.16

Tableau 3.16 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS.

Type d'escalier	Armature long (cm^2)				Armature de répartition (cm^2)			
	Ast calculé		Ferr choisie		Ast calculé		Ferr choisie	
2	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
	5.90	3.4	6T12	6T10	1.47	0.85	6T6	6T6

• Tableau 3.17: section d'armatures d'escalier type 2.

• Schéma de ferrailage :

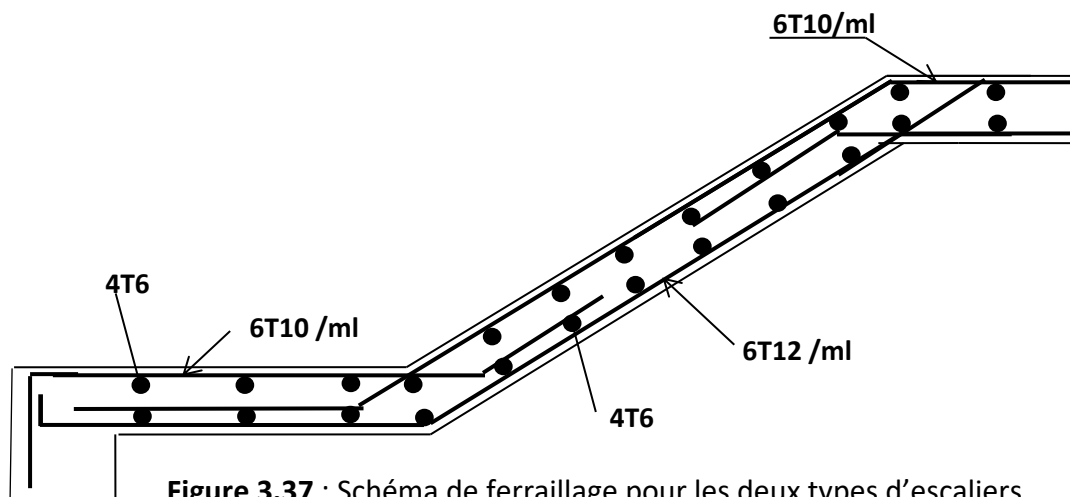


Figure 3.37 : Schéma de ferrailage pour les deux types d'escaliers (var 2).

6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple.

- **Pré dimensionnement :** d'après le règlement BEAL91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{2.40}{15} \leq h \leq \frac{2.40}{10}$$

On prend : h=35 cm ; b= 30 cm

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$h = 35 \geq 30$$

$$b = 30 \geq 25 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.2$$

- **Calcul des charges**

$G_0 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m}$ (Poids propre de la poutre).

ELU $\rightarrow R_B = 30.18 \text{ KN}$ (réactions du palier au niveau de l'appui B).

ELS $\rightarrow R_B = 21.69 \text{ KN}$

A l'E.L.U : $P_U = 1.35 G_0 + R_B \quad P_U = 33.71 \text{ KN/m}$

- **Calcul des moments**

$$M_0 = \frac{P_U \times L^2}{8} = 24.27 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 20.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -12.13 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{P_U \times L}{2} = 40.45 \text{ KN}$$

- **Le ferrailage :** (pour la 2^{ème} variante)

On a : b = 30 cm ; h = 35 cm

On utilise le logiciel EXPERT BA pour calculer le ferrailage.

	M (KN.m)	A EXPRT BA (cm ²)	A choisie (cm ²)	Barres choisies
Travée	20.63	1.60	2.26	2T12
Appui	-12.13	1.10	1.57	2T10

Tableau.3.18 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 1.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} ; T_{u\max} = 40.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{40.45 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.32} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 35}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad \bar{\tau} = 4.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4.66 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Calcul de l'espacement**

D'après CBA93 (l'article A.5.1.2.2 et Article A.5.1.2.3)

$$St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

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

• **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{\text{trans}} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e}$$

$$A_{\text{trans}} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{trans}} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$$A_{\text{trans}} \geq -0.39 \text{ cm}^2 \text{ (Valeur négative)}$$

$$A_{\text{trans}} = \max (0.45 \text{ cm}^2 ; -0.39 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{\text{trans}} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA6 = 0.57 cm² (1 cadre).

• **Vérification à L'ELS**

	Mser (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _b
Travée	14.89	6,20	24254	0.38	21	Vérifiée
Appui	-8.76	5,52	24254	0.20	21	Vérifiée

Tableau.3.19 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

• **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{3.5} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,14 > \frac{M_t}{18 \times M_0} = \frac{14.89}{18 \times 17.52} = 0,047 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{2.26}{100 \times 31.5} = 0,0007 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{500} = 0,0084 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

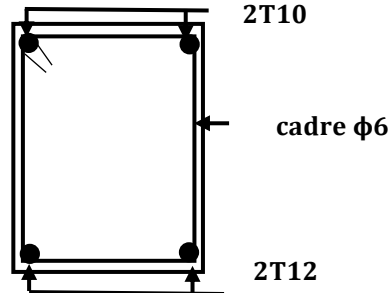


Figure 3.38 : Schéma de ferrailage de la poutre palière(var2)

Le ferrailage :(pour la 1^{er} variante)

On a : b = 30 cm ; h = 35 cm

On utilise le logiciel EXPERT BA pour calculer le ferrailage.

	M (KN.m)	A EXPRT BA (cm ²)	A choisie (cm ²)	Barres choisies
Travée	20.63	2.00	3.39	3T12
Appui	-12.13	1.20	2.26	2T12

Tableau.3.20 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple(var2).

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la section minimale exigée par le RPA**

$$3HA12 + 2HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} ; T_{u\max} = 40.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{40.45 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Calcul de l'espacement

D'après CBA93 (l'article A.5.1.2.2 et Article A.5.1.2.3)

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

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

• Calcul des armatures transversales :

$$A_{\text{trans}} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e}$$

$$A_{\text{trans}} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{trans}} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3ft28)}{0.9 f_e}$$

$$A_{\text{trans}} \geq 0.287 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tran}} = \max(0.45\text{cm}^2 ; 0.287\text{cm}^2), \text{ donc on prend } A_{\text{trans}} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA6 = 0.57 cm² (1 cadre).

• Vérification à L'ELS

	Mser (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$
Travée	14.89	3.60	40049.05	1.33	15	Vérifiée
Appui	-8.76	8,17	40049.05	0.78	15	Vérifiée

Tableau.3.21 : Vérification des contraintes de compression dans le béton(var2).

• Vérification de l'état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{3.5} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,14 > \frac{M_t}{18 \times M_0} = \frac{14.89}{18 \times 17.52} = 0,047 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 31.5} = 0,001 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

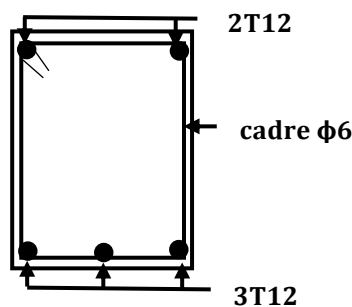


Figure 3.39 : Schéma de ferrailage de la poutre palière(var1)

Chapitre 4

Etude sismique

1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée.

Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

L'effet du séisme sur les structures est important : peut provoquer leur endommagement, voire même leur effondrement, les sollicitations sismiques possèdent les caractères spécifiques suivants :

- Caractère Horizontales (suivant x et y) : la base d'une structure est soumise à de brusques accélérations dans toutes les directions.
- Caractère Cylindrique (Torsion suivant z) : Contrairement aux charges habituelles, les sollicitations sismiques agissent de manière alternée, dans un mouvement brutal de va-et-vient qui se répète plusieurs fois.
- Caractère dynamique : Les mouvements de la base étant rapides et saccadés, les étages n'arrivent pas à les suivre instantanément. En raison de leur masse, les étages suivent les mouvements avec un temps de retard.

Le principe de la construction parasismique est basé sur :

- Le choix du site.
- La conception architecturale.
- Le respect des règles parasismiques.
- La qualité de l'exécution.
- La maintenance des bâtiments.

Dans ce qui suit, on va effectuer l'étude sismique de l'ouvrage en suivant une méthode de calcul bien définie dans le RPA, afin de confirmer nos suggestions sur le prédimensionnement des éléments (Chapitre II).

2. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :
Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$

- ELS : G+Q
- ELA : G+Q±1,2E
- ELA : G+Q±E
- ELA : 0,8G±E

3. Modélisation de la structure étudiée :

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l'informatique est très bénéfique. Pour notre projet on a préféré de travailler avec logiciel ROBOT à cause de la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux ; en plus, nous avons estimé que l'étude des méthodes appliquées par ROBOT nous permettra d'acquérir plus de connaissances qui vont compléter notre formation à l'université, afin de voir l'applicabilité de nos DTR en utilisant ce programme.

3.1. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, tenant en compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

3.2. Description du logiciel Robot Structural Analysis Professional :

Robot Structural Analysis Professional, c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie.



Figure 4.1 : Le logiciel de calcul par éléments finis Robot Structural Analysis Professional.

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

3.3. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit:

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type (Slab) à quatre nœuds.
- les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides .et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

4.Méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99Art4.1.2). La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

5. La méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

6. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Utilisée par un personnel qualifié, elle donne l'accélération du sol par rapport au temps, et indique les ondes exercées.

7. La méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

7.1. Détermination du paramètre du spectre de réponse :

Le terme spectre de réponse désigne une accélération maximale d'un oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique permettant ainsi de déterminer, selon les fréquences caractéristiques des bâtiments et des équipements, l'accélération (et donc la force) maximale à laquelle ils seraient soumis.

Comme expliqué dans le RPA99v2003, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour déterminer le spectre de réponse, on doit calculer plusieurs paramètres qui sont :

❖ **Coefficient d'accélération du sol « A » :**

Coefficient qui dépend de la zone sismique du site et le groupe d'usage de l'ouvrage illustrée dans un tableau (RPA99v2003. Tableau4.1)

Implantation à Ain temouchent : Zone I (par supposition)

Ouvrage de type habitation : Groupe d'usage 2

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	Iia	Iib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 4.1 : coefficient d'accélération A.

Donc : $A = 0.10$

❖ **Période fondamentale (T) :**

Selon le RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

$$Ta = Ct \cdot hN^{3/4}$$

$$Tb = 0.09 \times hN / \sqrt{Dx}$$

$$Tc = 0.09 \times hN / \sqrt{Dy}$$

$$T = \min (ta ; tb ; tc)$$

- hN = hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). **$hN = 23.29 m$**
- C_t = coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 page 42 RPA99**.
Pour notre cas : **$C_t = 0.05$**
- D_x et D_y : sont les dimensions de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée
 $D_x = 20$; $D_y = 22$

$$T_a = 0.05 \cdot 23.29^{3/4} = 0.53 s$$

$$T_b = 0.09 \times 23.29 / \sqrt{20} = 0.46 s$$

$$T_c = 0.09 \times 23.29 / \sqrt{22} = 0.44 s$$

$$T = \min (0.766 s ; 0.65 s ; 0.75 s)$$

On prend : **$T = 0.44 s$**

❖ **Calcul de la période T1 et T2 :**

Selon le l'investigation géotechnique relatif à notre ouvrage, la catégorie du site est « Sol meuble » Notée « S3 », Et en se référant au tableau 4.7 du RPA99v2003, la période caractéristique associée à la catégorie de site est :

$$T_1 = 0,15 s \quad , \quad T_2 = 0.50 s$$

❖ **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Selon le RPA 99 version 2003, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on prend : $\xi = 10 \%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} \geq 0.7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.76 \geq 0.7$$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η de la période fondamentale de la structure T (4.2) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & \text{--- } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{--- } T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{--- } T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$0.5 \leq 0.44 \leq 3 \text{ sec}$$

$$D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.44}\right)^{2/3}$$

$$D = 2.06$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4 du RPA 99 version 2003) Dans notre structure ; on a un système portiques contreventées par des voiles en béton armée.

Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3.5**

❖ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_{qi}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non "

Critère q	Pq	
	Longitudinal	Transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	0	0

Tableau 4.2 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.15$$

Coefficient	A	R	D	Site	Q	η	ξ	T	T ₁	T ₂
	0.10	3.5	2.06	S3	1.15	0.76	10	0.44	0.15	0.5

Tableau 4.3 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage.

7.2. Spectre de réponse de calcul :

D'après le RPA99v2003 (4.3.3), l'action sismique est :

$$\begin{cases}
 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\
 2,5\eta (1,25)A \left(\frac{Q}{R} \right) & T \leq T \leq T_2 \\
 2,5\eta (1,25)A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T}{T_2} \right)^{2/3} & T \leq T \leq 3 s \\
 2,5\eta (1,25)A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3 s
 \end{cases}$$

En fonction du calcul du mode spectrale et en remplaçant les paramètres du spectre, on dessine le graphe par rapport à la période fondamentale T :

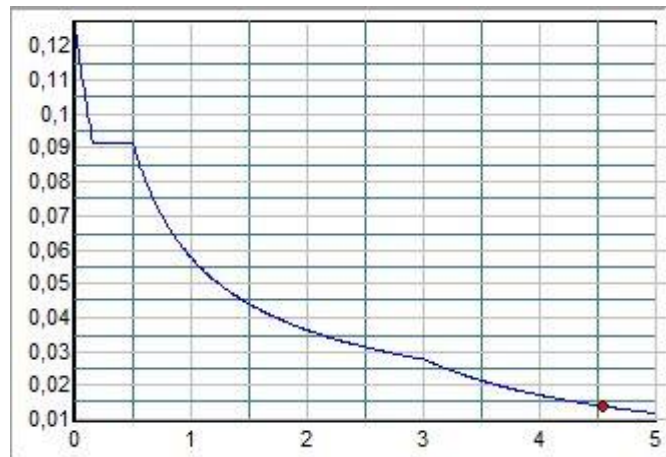


Figure 4.2. Diagramme du spectre de réponse (Programme du RPA).

8. Modélisation :

8.1. Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale :

D'après le RPA99 v2003, la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques c'est à dire : La période fondamentale de la structure T doit être supérieure face à la période dynamique T_d :

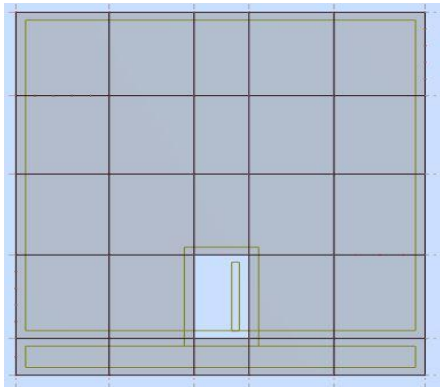
1.3 $T > T_d$

Avec :

T : la période dynamique.

T_d : La période fondamentale de la structure.

Donc On lance une analyse et on compare les résultats :



$$T_d = 1.18 \text{ s} > 1.3 \times T = 0.57 \text{ s C.N.V}$$

Translation $\langle x \rangle$: C.V

Translation $\langle y \rangle$: C.V

Torsion $\langle z \rangle$: C.V

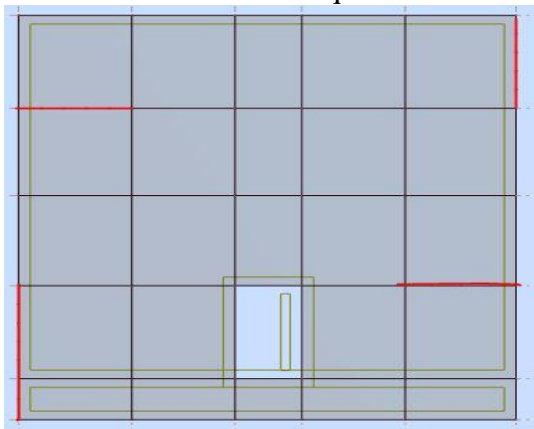
Figure 4.3 : Disposition des poteaux modèle initial (sans voile).

La solution adéquate pour satisfaire ces conditions est de mise en place des voiles.

- **Les dispositions des voiles**

La disposition des voiles doit être étudiée de la meilleure façon possible (optimisation). Pour cela, des recommandations sont proposées par les experts à savoir :

- La disposition des voiles doit être symétrique de façon à minimiser les excentricités qui peuvent engendrer des torsions comme modes fondamentaux.
- La disposition des voiles doit être continue sur toute la hauteur du bâtiment.
- Le coté économique et architecturale des bâtiments doit être sauvegarder.



$$T_d = 0.55 \text{ s} < 1.3 \times T = 0.57 \text{ s C.V}$$

Translation $\langle x \rangle$: C.V

Translation $\langle y \rangle$: C.V

Torsion $\langle z \rangle$: C.V

Figure 4.4 : Disposition des voiles « Variante 1 ».

8.2. Nombre de modes à considérer :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites le nombre minimal des modes (K) doit être :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et Tk la période du mode K.

Mode	Période (s)	UX (%)	UY (%)	Sum UX (%)	Sum UY (%)
1	0,55	58,76	0,76	58,76	0,76
2	0,44	1,51	44,01	60,27	44,77
3	0,33	1,05	0,12	61,32	44,89
4	0,27	13,40	0,18	74,72	45,07
5	0,24	0,47	22,60	75,19	67,67
6	0,19	0,04	8,10	75,23	75,77
7	0,09	18,03	0,14	93,26	75,91
8	0,08	0,00	0,06	93,26	75,97
9	0,08	0,00	0,25	93,27	76,22
10	0,07	0,42	14,01	93,69	90,23

Tableau 4.4: Période et facteur de participation massique.

On constate qu’il faut 10 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- Le 1^{er} mode est un mode translation selon l’axe X avec 58.76 % de participation de masse modale.
- Le 2^{eme} mode est un mode translation selon l’axe Y avec 44.01 % de participation de masse modale.
- Le 3^{eme} mode est mode torsion pure.

8.3 : Justification vis-à-vis la force sismique :

D’après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la

résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

• **Détermination de la force sismique statique :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

W : Poids total de la structure.

On a : $W = 1320880,45 \text{ Kg}$

$$V_s = \frac{0.10 \times 2.06 \times 1.15}{3.5} \times 13208.80$$

$$V_s = 782.29 \text{ KN}$$

$$0.8 V_s = 625.83 \text{ KN}$$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

V (KN)	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)		0.8 Vs < Vd
L'effort tranchant à la base	Vx, Vy	Vx	Vy	C.V
	625.83	724,32	649,15	C.V

Tableau 4.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

8.4 : Justification vis-à-vis la sollicitation normale :

Pour limiter le risque de rupture des éléments verticaux (poteau) sous l'action du séisme, la condition suivante indiquée dans l'article (7.4.3.1) doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} > 0.3$$

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul
- B_c : section brute du poteau

Si la condition n'est pas vérifiée sur un des éléments d'un étage, cela veut dire que l'élément en question ne résiste pas face à l'effort de séisme et doit changer le pré dimensionnement définie précédemment.

Les calculs des conditions sur les poteaux sont traduits dans le tableau :

Remarque :

Dans le cas du RDC prédimensionnement du poteau de (30 x 30) cm n'ayant pas vérifié la condition Avec :

$$v = \frac{1170,75}{0.09 \times 25000} = 0.52 > 0.3 \quad C.N.V$$

Alors on à augmenter la section du poteau a (40 x 40) cm, cette augmentation n’ayant pas vérifié la condition

$$v = \frac{1170,75}{0.16 \times 25000} = 0.29 < 0.3 \quad C.V$$

Niveau du poteau	Nd (KN)	Bc (cm ²)	Fc ₂₈ (Mpa)	v ≤ 0.3	Observation
RDC	1170,75	(40 × 40)	25	0.29	C.V
1 ^{er} étage	971,89	(40 × 40)	25	0.24	C.V
2 ^{eme} étage	772,33	(35 × 35)	25	0.25	C.V
3 ^{eme} étage	576,80	(30 × 30)	25	0.26	C.V
4 ^{eme} étage	386,39	(25 × 25)	25	0.25	C.V
5 ^{eme} étage	199,46	(25 × 25)	25	0.13	C.V

Tableau 4.6 : Vérification des poteaux sous sollicitations d’effort normal (Var1).

Niveau du poteau	Nd (KN)	Bc (cm ²)	Fc ₂₈ (Mpa)	v ≤ 0.3	Observation
RDC	1170,75	(35 × 35)	35	0.27	C.V
1 ^{er} étage	971,89	(35 × 35)	35	0.23	C.V
2 ^{eme} étage	772,33	(30 × 30)	35	0.25	C.V
3 ^{eme} étage	576,80	(25 × 25)	35	0.26	C.V
4 ^{eme} étage	386,39	(25 × 25)	35	0.18	C.V
5 ^{eme} étage	199,46	(25 × 25)	35	0.09	C.V

Tableau 4.7: Vérification des poteaux sous sollicitations d’effort normal (Var2).

8.5 : Vérification de déplacement :

- **Justification vis-à-vis des déformations :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

D'après la modélisation de notre structure par logiciel ROBOT, Le déplacement total de chaque niveau est donné ci-dessous :

- **Sens longitudinal :**

Niveau	Drift X	H étage (cm)	R	ΔX (cm)	1% H étage (cm)	Observation
RDC	0,2	459	3.5	0,2	4.59	C.V

1 ^{er} étage	0,5	374	3.5	0,3	3.74	C.V
2 ^{eme} étage	1,0	374	3.5	0,4	3.74	C.V
3 ^{eme} étage	1,5	374	3.5	0,5	3.74	C.V
4 ^{eme} étage	2,0	374	3.5	0,5	3.74	C.V
5 ^{eme} étage	3,7	374	3.5	1,7	3.74	C.V

Tableau 4.8 : Valeurs du déplacement sens (x, x').

➤ Sens transversal :

Niveau	Drift Y	H étage (cm)	R	ΔY (cm)	1% H étage (cm)	Observation
RDC	0,1	459	3.5	0,1	4.59	C.V
1 ^{er} étage	0,3	374	3.5	0,2	3.74	C.V
2 ^{eme} étage	0,5	374	3.5	0,2	3.74	C.V
3 ^{eme} étage	0,7	374	3.5	0,2	3.74	C.V
4 ^{eme} étage	1,0	374	3.5	0,2	3.74	C.V
5 ^{eme} étage	2,5	374	3.5	1,5	3.74	C.V

Tableau 4.9 : Valeurs du déplacement sens (y, y').

• Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.9), Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

- Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- Vk: Effort tranchant d'étage au niveau "k" :
- Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Sens longitudinal :

Niveau	Pk (kn)	H étage (cm)	ΔX (cm)	Vx (kn)	θx	<0.1
RDC	42361.46	0.2	459	724.32	0.025	C.V
1 ^{er} étage	29408.05	0.3	374	677.88	0.035	C.V

2 ^{eme} étage	18936.74	0.4	374	602.49	0.034	C.V
3 ^{eme} étage	10923.38	0.5	374	520.37	0.028	C.V
4 ^{eme} étage	5096.57	0.5	374	394.7	0.017	C.V
5 ^{eme} étage	1456.31	1.7	374	225.27	0.029	C.V

Tableau 4.10 : Valeur l'effet P-Δ (Sens longitudinal).

➤ Sens transversal :

Niveau	Pk (kn)	H étage (cm)	ΔY (cm)	Vy (kn)	θy	<0.1
RDC	42361.46	0.1	459	649.15	0.014	C.V
1 ^{er} étage	29408.05	0.2	374	606.91	0.026	C.V
2 ^{eme} étage	18936.74	0.2	374	538.09	0.019	C.V
3 ^{eme} étage	10923.38	0.2	374	460.87	0.013	C.V
4 ^{eme} étage	5096.57	0.2	374	349.95	0.008	C.V
5 ^{eme} étage	1456.31	1.5	374	226.51	0.026	C.V

Tableau 4.11 : Valeur l'effet P-Δ (Sens transversal).

Remarque :

Puisque le coefficient θ est inférieurs à 0,10 donc l'effet P-Δ peut être négliger pour les deux sens.

Chapitre 5

*Etude des éléments
structuraux*

1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales

Le ferrailage des éléments de la structure sera étudié à l'aide de l'outil informatique de logiciel d'analyse des structures (ROBOT), qui permet de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

2.Hypothèses de calculs :

- Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.
- Les poutres /voiles seront ferrillées avec la quantité nécessaire sur chaque niveau.
- Pour faciliter le calcul et l'exécution des poteaux nous allons calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

3.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

3.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35G \times 1.35Q & \rightarrow ELU \\ G + Q & \rightarrow ELS \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$$

$$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$$

$$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$$

Combinaisons	N(KN)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
ELU	1170,75	1,56	1,74
ACC	439,79	16,36	20,13
ACC	171,46	3,35	27,49
ACC	-302,71	5,15	0,77

Tableau 5.1 : les efforts maximaux dans les poteaux.

3.2. Exemple de calcul du ferrailage :

On va prendre un seul type de poteau et on le calcul en flexion composée et les autres sont calculés avec ROBOT EXPERT.

Notre exemple de calcul sera un poteau 40 × 40 cm² qui se trouve au niveau Sous-sol.

3.2.1 Calcul de ferrailage longitudinal :

D’après le RPA 99 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

→ 1^{er} Cas : Combinaison fondamentale : ELU

$$\begin{cases} N^{max} = 1170,75 \text{ KN} \\ M^{cor} = 1,74 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$S = (40 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$B = 0,40 \text{ m} \quad h = 0,40 \text{ m.}$$

$$d' = 0,1h = 0,1(0.40) = 4 \text{ cm.}$$

$$d = 0,9h = 0,9(0.40) = 36 \text{ cm.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_c}{\delta b} = \frac{0,85 \times 28}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de l’excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.74}{1170.75} = 0,0015 \text{ m} = 0,15 \text{ cm.}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 16.15 \text{ cm.}$$

- **Moment fictif Ma :**

$$Ma = Nu \cdot e_a$$

$$Ma = 1170.75 \times 10^{-3} \times 0.1615 = 0.189 \text{ MN.m}$$

- **Vérification des conditions :**

$$b = Nu(d - d') - Ma$$

$$b = 1170.75 \times 10^{-3}(0.36 - 0.04) - 0.189 = 0.185$$

$$a = (0,337h - 0,81d')b.h.fbc$$

$$a = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.065)0.65^2 \times 14.17 = 0.23$$

$$\text{Donc : } a > b$$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{Ma}{\delta_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.189}{14.17 \times 0.36^2 \times 0.40} = 0.257 < 0.392 \rightarrow \text{pivot A.}$$

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

$$\alpha = 0,378$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,30$$

$$Au = \frac{1}{\delta_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - Na \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0.189}{0.30} - 1.17 \right) = -0.0015 \text{ m}^2$$

$$Au = -15 \text{ cm}^2$$

$$Au = 0$$

→ 2^{eme} Cas : Combinaison accidentelle : ELA

$$\begin{cases} M^{max} = 27,49 \text{ KN.M} \\ N^{cor} = 171,46 \text{ KN} \end{cases}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\delta b} = \frac{0,85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{27.49}{171.46} = 0,16 \text{ m} = 16 \text{ cm.}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 32 \text{ cm.}$$

- **Moment fictif Ma :**

$$Ma = Nu . e_a$$

$$Ma = 171.46 \times 10^{-3} \times 0.32 = 0.054 \text{ MN.m}$$

- **Vérification des conditions :**

$$b = Nu(d - d') - Ma$$

$$b = 171.46 \times 10^{-3}(0.36 - 0.04) - 0.054 = 0.00086$$

$$a = (0,337h - 0,81d')b.h.fbc$$

$$a = (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.04)0.40^2 \times 14.16 = 0.23$$

$$\text{Donc : } a > b$$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{Ma}{\delta_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.054}{14.16 \times 0.36^2 \times 0.4} = 0.073 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

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

$$\alpha = 0,094$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,34$$

$$Au = \frac{1}{\delta_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - Na \right) = \frac{1}{400} \left(\frac{0.054}{0.34} - 0.171 \right) = -0.00003 \text{ m}^2$$

$$Au = 0$$

→ 3^{eme} Cas : Combinaison accidentelle : ELA

$$\begin{cases} M^{cor} = 5.15 \text{ KN.M} \\ N^{min} = -302,71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\delta b} = \frac{0,85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5.15}{302.71} = 0,017 \text{ m} = 1.7 \text{ cm.} < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \text{ Donc section entièrement tendue}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 17.7 \text{ cm.}$$

$$Au = \frac{Nu \times e_a}{(d - d')\sigma_{10}} = \frac{302.71 \times 10^{-3} \times 0.017}{(0.36 - 0.04) \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

- **Remarque :**

On remarque que dans les combinaisons d'actions, la section des armatures longitudinales est nulle, c'est dû que la sollicitation exercée sur les poteaux est la

compression simple, en ayant recours à la section minimale exigé par le RPA99v2003 de l'autre.

• **Section minimale :**

Selon l'RPA99v2003 (7.4.2), la section minimale à adopter est :

$$A_{stmin} = 0.7\% B = 40 \times 40 \times 0.7\% = 11.20 \text{ cm}^2$$

Après divers calculs et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu les résultats affichés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section (cm ²)	A min RPA (cm ²)	Ferrailage longitudinal	
			Choix	Section (cm ²)
RDC	(40 × 40)	11.20	8T14	12.32
1 ^{er} étage	(40 × 40)	11.20	8T14	12.32
2 ^{eme} étage	(35 × 35)	8.57	6T14	9.24
3 ^{eme} étage	(30 × 30)	6.3	6T12	6.79
4 ^{eme} étage	(25 × 25)	4.37	4T12	4.52
5 ^{eme} étage	(25 × 25)	4.37	4T12	4.52

Tableau 5.2 : Ferrailage des poteaux longitudinal.

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{max} = 26.10 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \cdot d} = \frac{26.10 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.36} = 0.18 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.2 Calcul de ferrailage transversal :

Du au risque du flambement des poteaux sous l'effet des charges importantes causant son éclatement, les armatures longitudinales sont maintenues et assisté par des armatures transversales :

Selon l'RPA99v2003 (Article 7.4.4.2), les armatures transversales sont calculées par la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \cdot Vu}{h_1 \cdot fe}$$

Vu : effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda g \geq 5$.

$\rho = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda g < 5$.

$f_e = 400 \text{ Mpa}$ (var 1) et 500 Mpa (var2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\phi t \leq \min (h/35, b/10, \phi L)$$

Avec :

ϕt : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

- $t \leq \text{Min} (10 \phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone I). Suivant RPA 99 ver 2003
- $t' \leq 15 \phi$ en zone courante. (Zone I). Suivant RPA 99 ver 2003 (7-1) page 50

$$\rightarrow t \leq \text{Min} (10 \phi t, 15 \text{ cm})$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t \leq \text{Min} (15 \phi t)$$

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

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I) RPA99 version 2003 page 49

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 50 \text{ cm}$.

- La longueur des zones nodales :

$h' = \text{Max} (h_e/6, b, h, 60 \text{ cm})$ $h' = 60 \text{ cm}$ pour tous les étages.

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T (Kn)	a (cm)	λg	ρa	A calculé (cm ²)	Fer choisie	t (cm)	t' (cm)
RDC	(40 × 40)	26.10	40	5.73	2.5	0.41	$\phi 6$	10	15
1 ^{er} étage	(40 × 40)	21.72	40	4.67	3.75	0.51	$\phi 6$	10	15
2 ^{eme} étage	(35 × 35)	13.95	35	5.34	2.5	0.25	$\phi 6$	10	15
3 ^{eme} étage	(30 × 30)	15.84	30	6.23	2.5	0.33	$\phi 6$	10	15
4 ^{eme} étage	(25 × 25)	18.19	25	7.48	2.5	0.45	$\phi 6$	10	15
5 ^{eme} étage	(25 × 25)	21.88	25	7.48	2.5	0.55	$\phi 6$	10	15

Tableau 5.3 : Ferrailage des poteaux transversal.

3.3. Schéma de ferrailage des poteaux (var1 et var2)

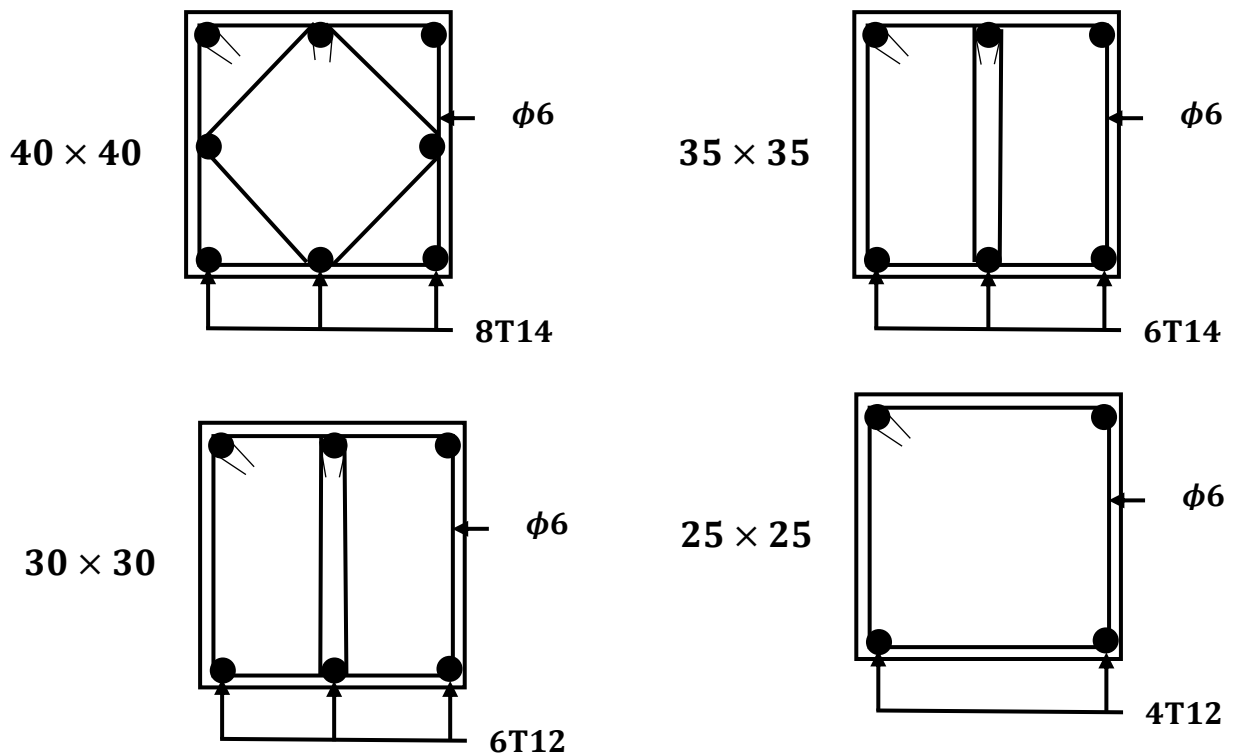


Figure 5.1 : Schéma de ferrailages des poteaux.

4. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple (situation durable et accidentelle) sous l'effet des moments les plus défavorables.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales → P.P (45 × 30) cm².
- Poutres secondaires → P.S (35 × 30) cm².

4.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35G + 1.35Q & \rightarrow ELU \\ G + Q & \rightarrow ELS \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

4.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

- 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.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- 40 ϕ en zone I.

4.3. Poutre Principale :

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Type de plancher	ELU		ELS		ELA	
	Appui (kn. m)	Travée (kn. m)	Appui (kn. m)	Travée (kn. m)	Appui (kn. m)	Travée (kn. m)
Terrasse	-98.13	66.12	-68.00	36.45	-78.23	35.93
Etage courant	-103.3	55.36	-75.93	40.11	-83.15	40.94

Tableau 5.4 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres principales.

4.3.1. Exemple de calcul :

On va prendre comme un exemple de calcul la poutre principale du parking, et les autres poutres sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT.

- **Calcul des armatures longitudinales :**

$h = 0,45 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9. h = 0,40 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

E.L.U:

➤ **En travée:**

$M_u^t = 55.36 \text{ kn. m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b. d^2. \sigma_{bc}} = \frac{55.36 \times 10^{-3}}{30 \times 40^2 \times 14,16} = 0,081 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{poivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,105$

$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,38$

$A_u^t = \frac{55.36 \times 10^{-3}}{0,38 \times 348} = 4.41 \text{ cm}^2$

Section d'armature minimale :

Selon l'Rpa99v2003 :

$$A_{min} = 0.5\% b. h$$

$$A_{min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2 > A_u^t \text{ C.N.V}$$

Choix des armatures:

$$A_{st} = 6.75 \text{ cm}^2 \text{ donc : } 3T14 + 3T12 \rightarrow A = 8.01 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft28}{fe} b. d$$

$$\text{Avec : } ft28 = 0,6 + 0,06 \times fc28 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} 0.3 \times 0.4 = 1.45 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :** $8.01 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ *Condition vérifiée*

A'ELS :

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

➤ **En travée :**

$$Mu = 55.36 \text{ KN.m} ; Ms = 40.11 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{55.36}{40.11} = 1.38$$

$$\rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0,105 < 0.44 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

Vérification au cisaillement :

$$V_{max} = 62.97 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b. d} = \frac{62.97 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.4} = 0.52 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2; \frac{fc28}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 ver 2003 Art 7.5.2.2 pages 53

$St < \min (h / 4 , 10\phi_{min} , 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone nodale}$

$St < h / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone courante}$

Donc on prend :

$$\begin{cases} St = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone nodale} \\ St = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone courante} \end{cases}$$

Diamètre des armatures transversales :

$\phi t \leq \min (h / 35 , b / 10 , \phi / \min)$

$\phi t \leq \min (45/35 , 30/10 , \phi / \min)$

$\phi t = 8 \text{ mm} \text{ min pour RPA}$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone I // page 52).

$\phi = 1,2 \phi \text{ cm}$

Type de plancher	A _{min RPA} (cm ²)	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal		
		Travée			Appui			Φ (mm)	St (Zone nodale)	St (Zone courante)
		A _{EXPERT} (cm ²)	A choisie	A adopter (cm ²)	A _{EXPERT} (cm ²)	A choisie	A adopter (cm ²)			
Terrasse	6.75	4.22	3T14+3T12	8.01	7,30	3T14+3T12	8.01	8	10	15
Etage courant	6.75	4.41	3T14+3T12	8.01	7.60	3T14+3T12	8.01	8	10	15

Tableau 5.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

4.4. Schéma de ferrailage des poutres principales :

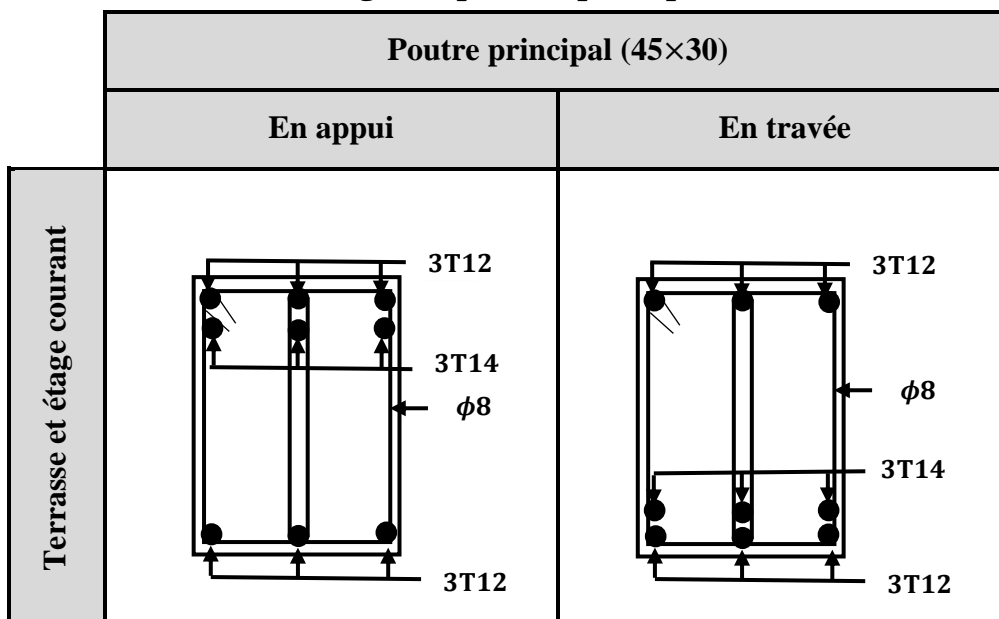


Tableau 5.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

4.5. Poutre secondaire :

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Type de plancher	ELU		ELS		ELA	
	Appui (kn. m)	Travée (kn. m)	Appui (kn. m)	Travée (kn. m)	Appui (kn. m)	Travée (kn. m)
Terrasse	-57.56	30.50	-35.21	18.79	-59.43	30.13
Etage courant	-39.86	23.11	-28.82	16.76	-29.50	30.17

Tableau 5.7: Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres secondaires.

Après calcul des sections de ferrailages des poutres secondaires à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT, on a obtenu les résultats traduit dans le tableau ci-dessous :

Type de plancher	$A_{min RPA}$ (cm ²)	Travée			Appui		
		A_{EXPERT} (cm ²)	A choisie	A adopter (cm ²)	A_{EXPERT} (cm ²)	A choisie	A adopter (cm ²)
Terrasse	5,25	2.2	2T12+2T12	5.34	3.5	2T12+2T12	5.34
Etage courant	5,25	2.4	3T12+3T12	5.34	3.8	2T12+2T12	5.34

Tableau 5.8: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

Remarque : le ferrailage des poutres principales et secondaire pour la variant 1 et variante 2 est la même puisqu'il s'agit d'un minimum exigé par l'RPA

4.6. Schéma de ferrailage des poutres secondaires :

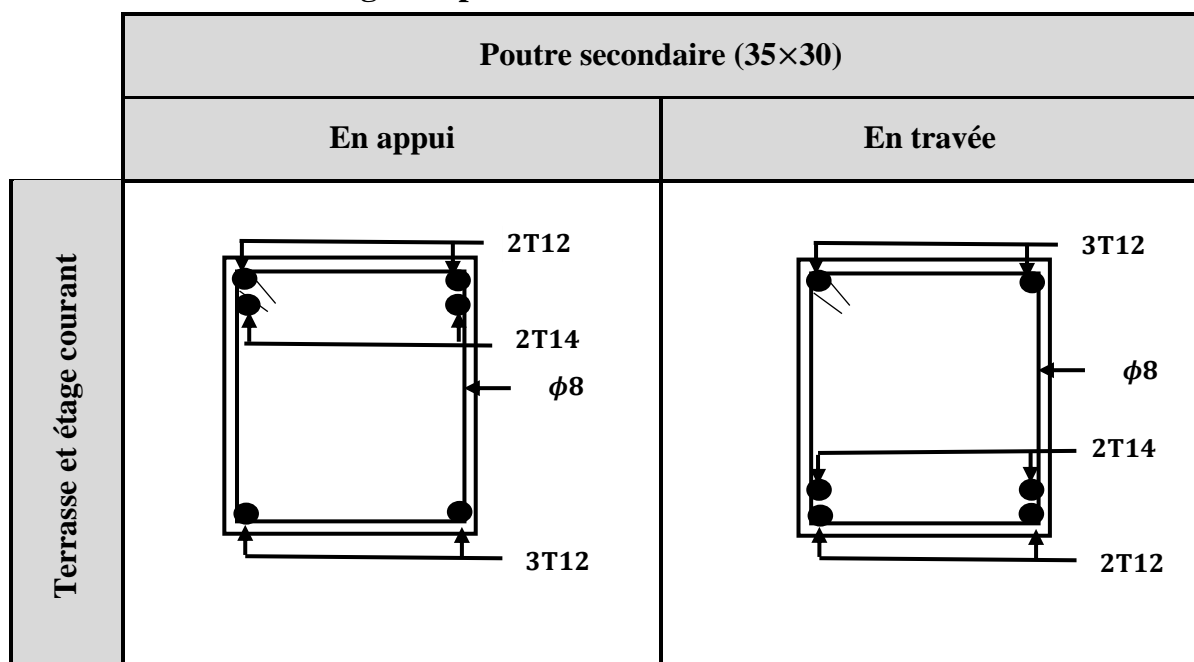


Tableau 5.9 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

5. Ferrailage des voiles :

5.1. Voile de contreventement :

5.1.1. Introduction :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

5.1.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

5.1.3. Sollicitation de calcul :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ces sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{aligned} \diamond \begin{cases} 1.35G + 1.35Q \\ G + Q \end{cases} & \rightarrow \begin{matrix} ELU \\ ELS \end{matrix} \\ \diamond \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} & \rightarrow \text{ELA} \end{aligned}$$

5.1.4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\delta_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant

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 : $(\delta_1 \text{ et } \delta_2) > 0$ La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue »

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA :

$$A_{min} = 0.15 \times a \times L$$

- 2^{eme} Cas :

Si : $(\delta_1 \text{ et } \delta_2) < 0$ la section du voile est entièrement tendue « pas de zone

comprimée ».

On calcule 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 versions 2003.

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15 \% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

3^{ème} cas :

Si : ($\delta 1$ et $\delta 2$) = 0 : sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc, on calcule le volume des contraintes la zone tendue.

• Armatures verticales :

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A99(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.

• 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%.

• 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 inférieur 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 inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

➤ Exemple de calcul :

Notre choix a été porté sur le voile du RDC de l'axe A entre Fille 8 et 9 : voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques suivants :

	M11	M22	F11	F22	V13	V23
ELU	1.92	1.43	565.13	111.27	1.63	1.99
ELS	1.39	1.03	413.48	80.61	1.18	1.45
ELA	2.37	1.42	1216.87	255.50	2.01	2.97

Tableau 5.10: Les résultats des efforts normaux, tranchants et moments fléchissant.

Avec :

F11 ; F22 : Effort normale.

V13 ; V23 : Effort tranchant.

M11 ; M22 : Moment
fléchissant.

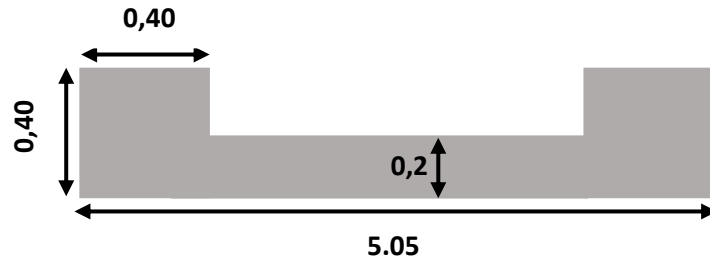


Figure 5.2 : Section du Voile étudié

- Longueur : $L = 5.05 \text{ m}$
- Epaisseur : $ep = 0,20 \text{ m}$
- La section : $A = (5.05 - 0.4) \times 0.2 = 0.930 \text{ m}^2$
- Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 4.65^3}{12} = 1.675 \text{ m}^4$
- V : La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée :

$$V = \frac{4.65}{2} = 2.325 \text{ m}$$

• **Détermination des contraintes :**

$$\delta_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\delta_1 = \frac{1216.87 \times 10^{-3}}{0.930} + \frac{2.37 \times 2.32 \times 10^{-3}}{1.675} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\delta_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

$$\delta_2 = \frac{1216.87 \times 10^{-3}}{0.930} - \frac{2.37 \times 2.32 \times 10^{-3}}{1.675} = 1.30 \text{ MPa}$$

On a δ_1 et $\delta_2 > 0 \rightarrow$ la section voile est entièrement comprimée pas de zone tendue alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99 version 2003.

• **Calcul des armatures :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage par 1 ml.

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Le diamètre des armatures :**

$$D \leq \frac{1}{10} \times a$$

$$D \leq \frac{1}{10} \times 200 = 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

• **L'espacement :**

- Selon le CBA 93 :

$$St \leq \min (2a ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40 ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

$$St \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30, 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min (St_{\text{CBA}} ; St_{\text{RPA99}}) = 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement égal à : 15 cm

Le diamètre des armatures verticales est de 7T12 soit : $A_{st} = 7,91 \text{ cm}^2$

- **Détermination des armatures horizontales :**

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

Avec : A_v est la section des armatures verticales

$$A_h = \frac{2}{3} \times 12 = 8 \text{ mm}^2$$

On prend : $A_h = 10 \text{ mm}^2$

Soit : 7T10 de section $A_{st} = 5,5 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot l}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$ (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

Donc :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 2,97 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4,65} = 0,0044 \text{ Mpa}$$

$$0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,0044 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Schéma de ferrailage :**

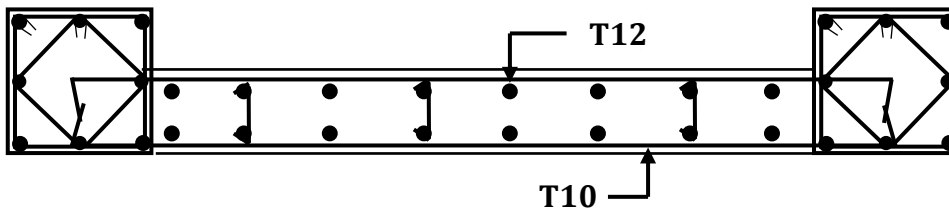


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage du voile.

Remarque : le ferrailage de voiles pour la variante 1 et variante 2 est la même puisqu'il s'agit d'un minimum exigé par l'RPA

Chapitre 6

Etude des fondations

1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

2. Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2.00 bar.

3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 version 2003** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

4. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Combinaisons	N(KN)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
ELU	1170,75	1,56	1,74
ELS	860.75	1.54	1.13
ACC	439,79	16,36	20,13
ACC	171,46	3,35	27,49
ACC	-302,71	5,15	0,77

Tableau 5.1 : les efforts maximaux dans la semelle.

5. Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel ROBOT.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

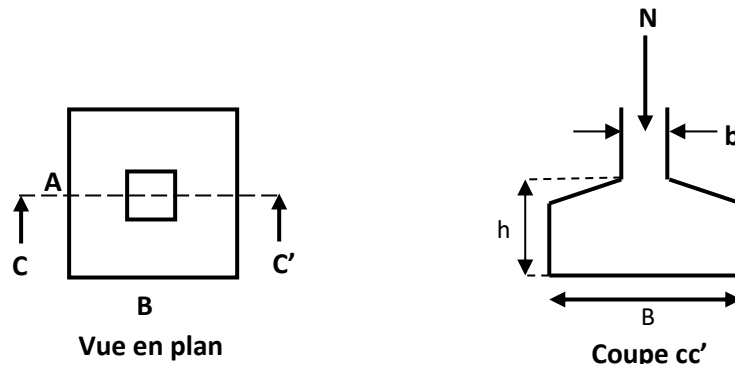


Figure 6.1 : Vue d'une semelle isolée

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A dans (1) et on trouve la valeur de B :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.40}{0.40} \times \frac{0.860}{0.20}} = 2.07 \text{ m}$$

$$S_{semelle} = B^2 \times \text{Nombre de poteaux} \\ = 2.07^2 \times 36 = 154.25 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 440 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} = 35 \% < 50 \%$$

On n'a pas de chevauchement entre les semelles, donc on adapte un système de semelle isolé comme un système de fondation.

6.Ferrailage des semelles : pour le calcul des semelles on va calculer un seul exemple manuel et les autres sera calculé par logiciel ROBOT.

- Les dimensions de la semelle :

On choisit une semelle de 2.00x2.00 $d = \frac{A-a}{2} = \frac{2.00-0.4}{2} = 0.49\text{m}$ donc on prend $h=0.55\text{m}$

- Vérification de contrainte dans le sol :

L'excentricité $e=M/N=1.54/860.95=0.001m$ très faible on peut négliger

$$A \times B > \frac{Nu+1.35G}{\sigma_q} \quad 4 > \frac{1.170+1.35 \times 2 \times 2 \times 0.55 \times 2.5}{0.25} = 3.89 \quad \text{C.V}$$

• **Vérification de non poinçonnement:**

- $\sigma_m < 2\sigma_{sol}$ situation accidentel
- $\sigma_m < 1.33\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_m La contrainte maximale dans la semelle donne par la formule suivante :

$$\sigma_m = \frac{N}{h \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \quad \text{ou} \quad \sigma_m = \frac{N}{h \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{h}\right)$$

Combinaisons	e_0 (m)	σ_m (MPa)	Vérification
ELU	0.001	0.30	C.V
ELS	0.002	0.22	C.V
ACC	0.046	0.12	C.V
ACC	0.160	0.06	C.V
ACC	0.017	0.08	C.V

Tableau 5.2 : récapitulatif des vérifications de non poinçonnement.

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

- Selon BAEL : $e_0 \leq \frac{A}{6}$; a ELS $e_0=0.02 < A/6=2/6=0.33$ C.V
- Selon RPA : $e_0_{ACC} \leq \frac{B}{4}$; à ACC (0.8G+E) $e_0=0.160 < B/4=2/4=0.50$ C.V

• **Calcul des armatures :**

- **Sens A :** a ELS

$$N_t = 860.75 + 2 \times 2 \times 0.55 \times 25 = 945.75 \text{ KN}$$

$$e = \frac{1.54}{945.75} = 0.001 < \frac{A}{6} = 0.33 \quad \longrightarrow \text{diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_t}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = \frac{N_t}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) \quad \sigma_{\max} = 0.30 \text{ MPa} ; \sigma_{\min} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{4 \times 0.30 + 0.16}{4} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{\text{moy}} \times A \times B = 0.34 \times 2 \times 2 = 1.36 \text{ MN}$$

$$A_s // A = \frac{N'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj} \right\} = \inf \{ 266.66 ; 201 \} = 201 \text{ MPa}$$

$$A_s // A = 16.91 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit 15HA12 avec } St=15 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times A \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 12.01 \text{ cm}^2 < 16.91 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{OK}$$

- **Ancrage des barres:**

$$l_s = 44\phi = 52.8 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{4} = \frac{200}{4} = 50 \text{ cm} ; l_s > \frac{A}{4} \rightarrow \text{barre avec crochet}$$

$$\text{On choisit un crochet de } 135^\circ ; l_a = 44\phi - 30.56 = 16.12 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

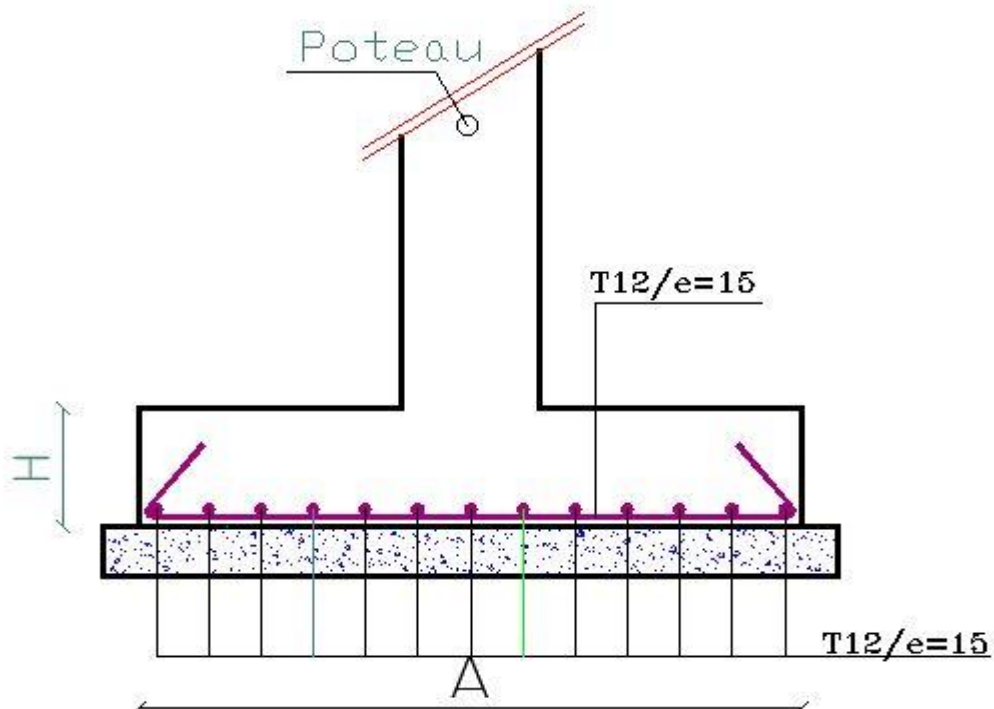


Figure 6.2 : chemin de ferrailage de semelle (var1)

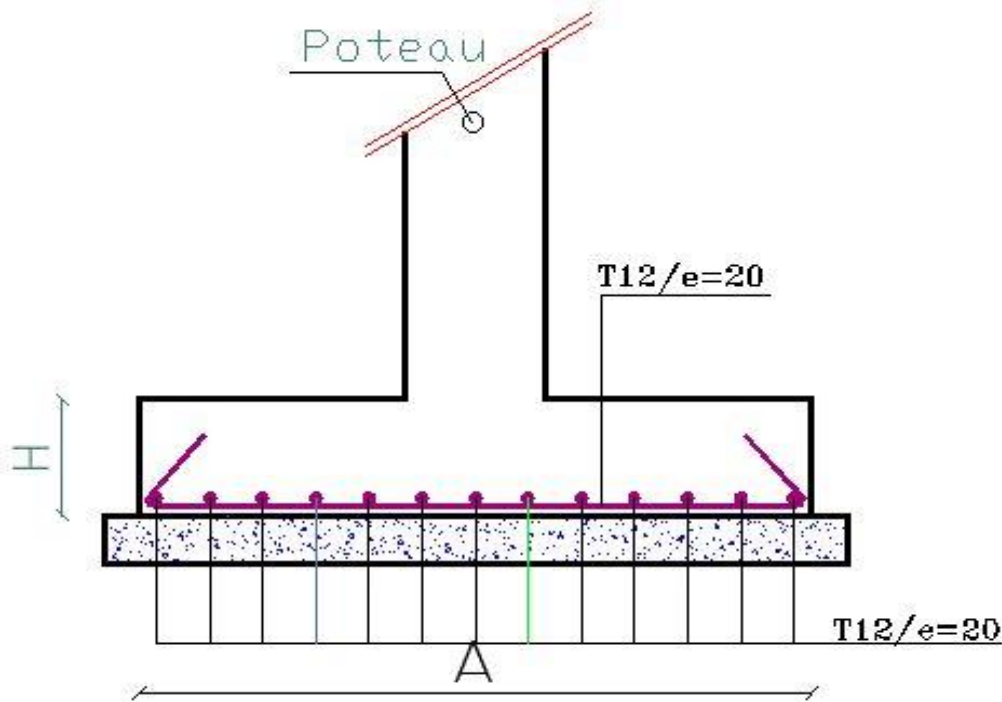


Figure 6.3 : chemin de ferrailage de semelle (var2)

NB : les détails des

caucie des autres semelles est dans l annexe de ferrailage et leur chemin des ferrillages est dans les plans génie civil

7. Etude des longrines :

7.1. Introduction :

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

D'après le R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$ Site de catégorie S2, S3.
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$ Site de catégorie S4.

\rightarrow Donc on va prendre une longrine de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN} \quad \text{avec :}$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Pour notre cas : $N = 1170,75 \text{ KN}$

Zone I ; site 3 $\rightarrow \alpha = 15$.

$$F = \frac{1170,75}{15} = 78.05 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \rightarrow C.V$$

7.2. Calcul du ferrailage :

$$F = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{78.05 \times 10}{348} = 2.24 \text{ cm}^2$$

- **Le RPA99 version 2003 exige que :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,6 \% (b \times h) = 5.4 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{st} = 2.24 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ min}} = 5,4 \text{ cm}^2. \text{ D'où le ferrailage choisi : } A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$6.79 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$$

- **L'espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\emptyset)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}; 15 \times 1,4) = (20 \text{ cm}; 21 \text{ cm})$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Les armatures transversals:**

On choisit forfaitairement : $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$

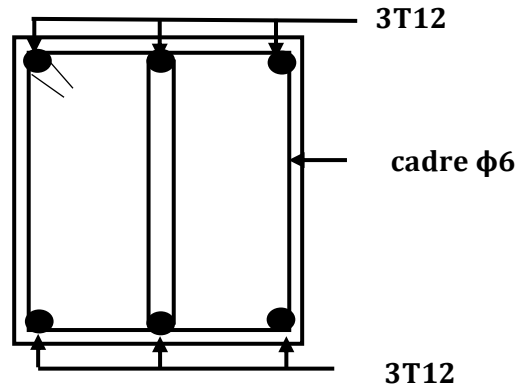


Figure 6.4 : Schéma de ferrailage de la longrine.

Remarque : le ferrailage des longrines pour la variant 1 et variante 2 est la même puisqu'il s'agit d'un minimum exigé par l'RPA

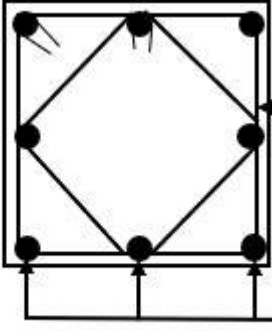
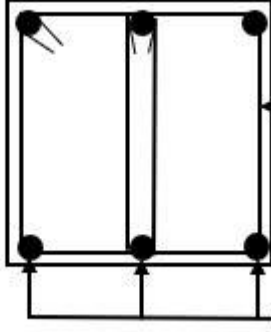
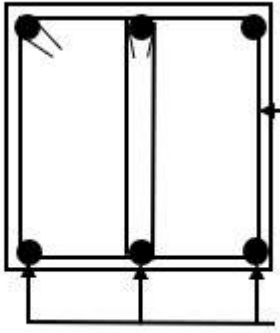
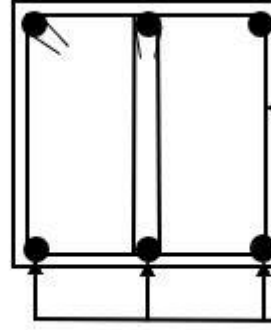
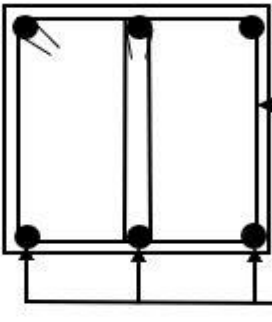
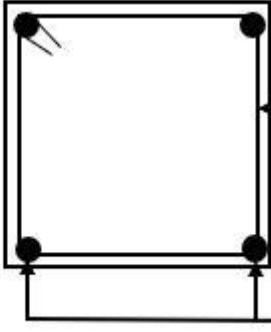
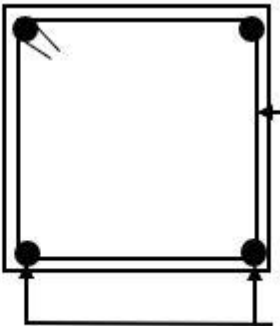
Chapitre 7

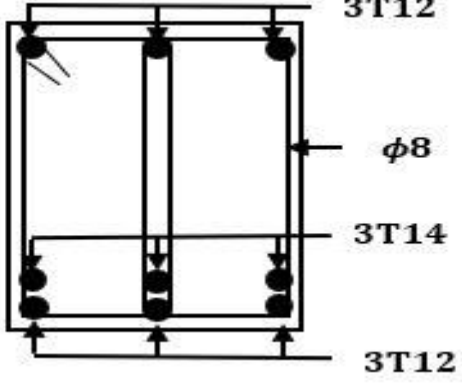
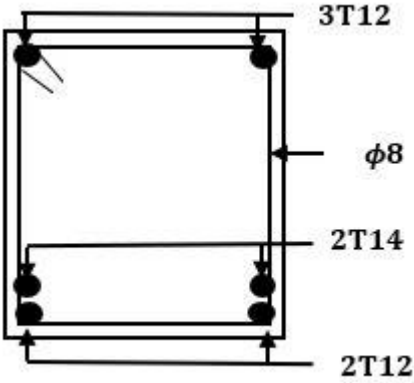
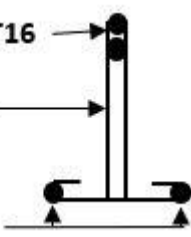
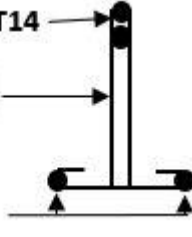
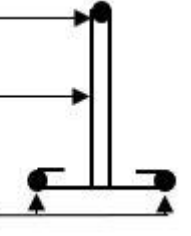
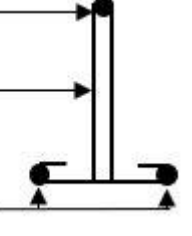
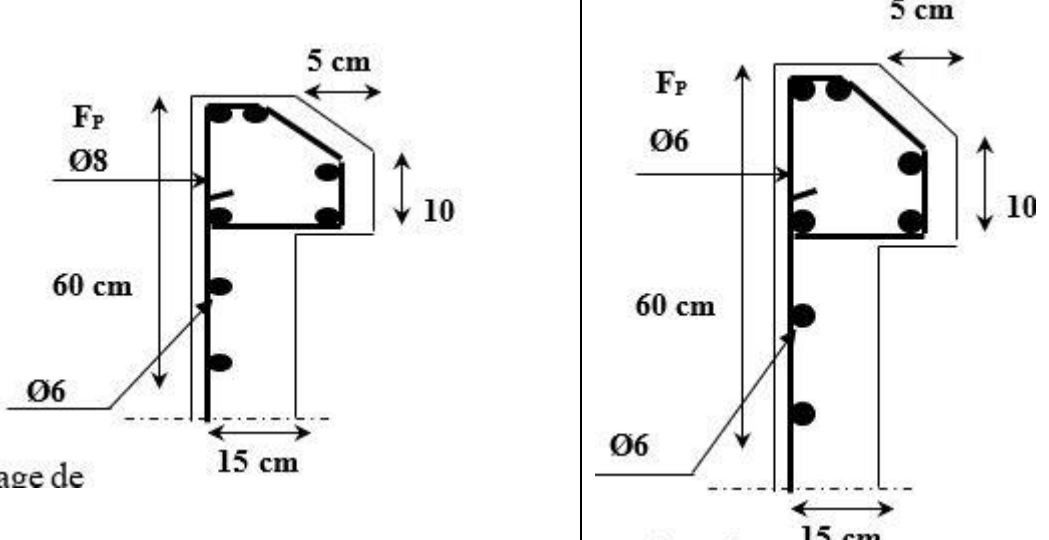
*comparaisons entre les
variantes*

1. Introduction :

Dans ce chapitre on va comparer entre les deux variantes, Variante1($F_c=25$ MPa et $F_e=400$ MPa) et Variante2 ($F_c=35$ MPa et $F_e=500$ MPa), élément par élément pour sortir la variante optimale technique et économiquement.

2. Comparaisons entre les éléments structuraux :

L'élément structuraux		Variante 1	Variante 2
Poteaux	RDC	 <p>40×40</p> <p>$\phi 6$</p> <p>8T14</p>	 <p>35×35</p> <p>$\phi 6$</p> <p>6T14</p>
	1 ^{er} Etage		
	2 ^{ème} Etage	 <p>35×35</p> <p>$\phi 6$</p> <p>6T14</p>	 <p>30×30</p> <p>$\phi 6$</p> <p>6T12</p>
	3 ^{ème} Etage	 <p>30×30</p> <p>$\phi 6$</p> <p>6T12</p>	 <p>25×25</p> <p>$\phi 6$</p> <p>4T12</p>
	4 ^{ème} Etage	 <p>25×25</p> <p>$\phi 6$</p> <p>4T12</p>	
5 ^{ème} Etage			

<p>Poutre principale</p>	<p>45 × 30</p> 		
<p>Poutre secondaire</p>	<p>35 × 30</p> 		
<p>Poutrelle</p>	<p>Appuie</p>	<p>1T12+1T16 2φ6 2T12</p> 	<p>Appuie</p> <p>1T12+1T14 2φ6 2T10</p> 
	<p>Travée</p>	<p>1T12 2φ6 2T12</p> 	<p>Travée</p> <p>1T12 2φ6 2T10</p> 
<p>Acrotère</p>			

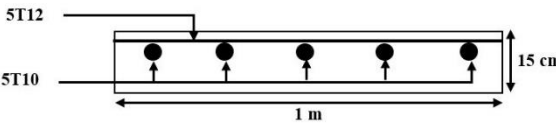
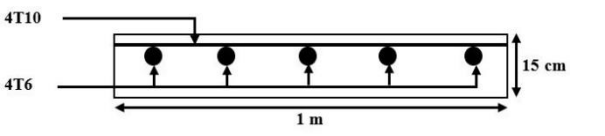
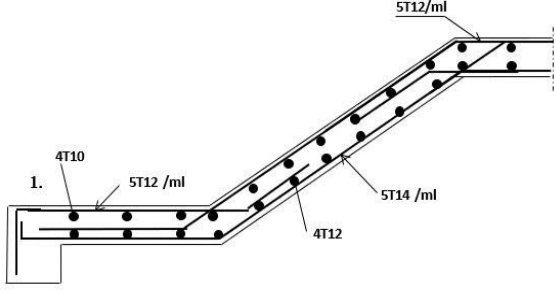
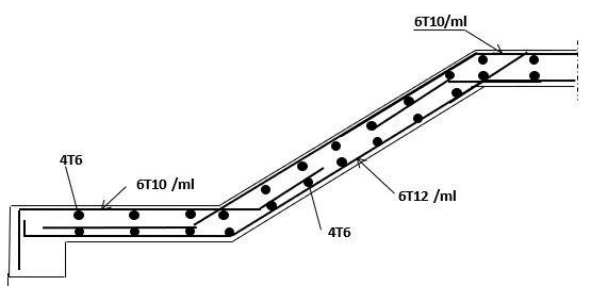
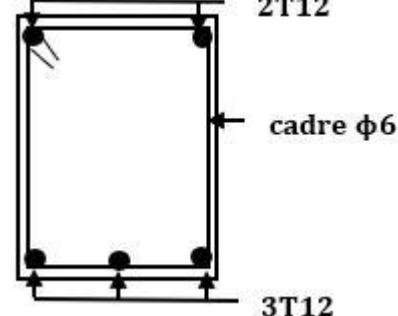
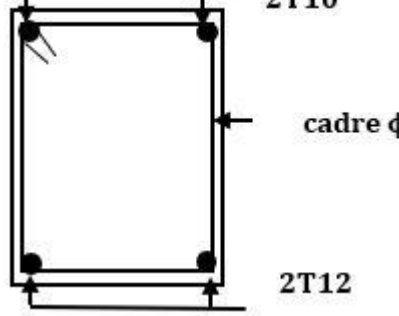
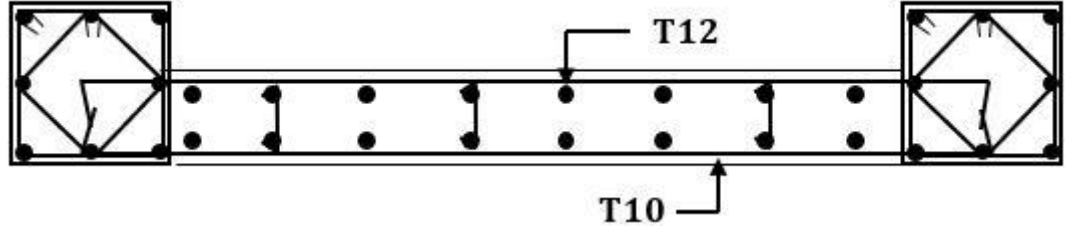
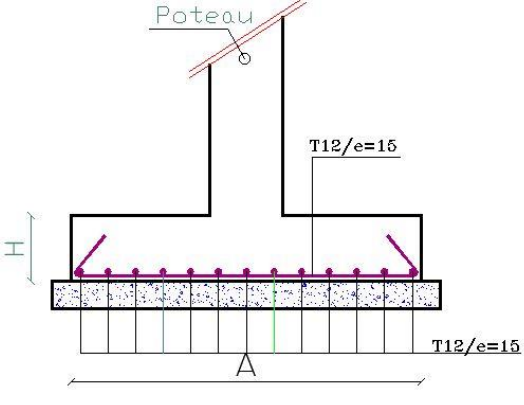
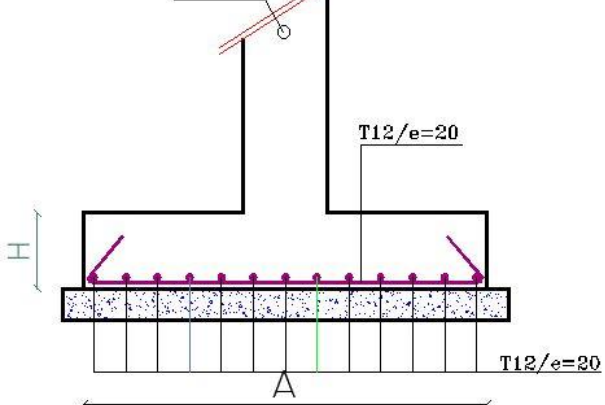
Balcon		
Escalier		
Poutre palière	<p>35 × 30</p> 	<p>35 × 30</p> 
Voile		
Semelle		

Tableau 7.1 : tableau comparatif entre les éléments de Var1 et Var2.

3. CONCLUSION :

D'après les calculs des éléments principale et secondaire, on remarque que le résultat de dimensionnement des éléments est presque le même vu que la plupart des éléments structuraux est ferrillé par un minimum exigé par les normes techniques sa signifie que ($F_{c28} = 25\text{MPa}$ et $F_e = 400\text{MPa}$) est largement suffisant.

Donc la variante 1 ($F_{c28} = 25\text{MPa}$ et $F_e = 400\text{MPa}$) est la meilleure technique et économiquement.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles ; on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation. Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des logiciels ROBOT permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une expérience très réussie pour nous. Ils nous fourniront les moyens nécessaires qui nous aident à affronter la vie professionnelle.

En espérons que ce modeste travail sera une référence utile pour les autres étudiants chercheurs.

Bibliographie :

- **Réglementations et Lois imposée :**

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- BAEL91 : béton armé aux états limites.
- DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

- **Anciens mémoires de fin d'étude :**

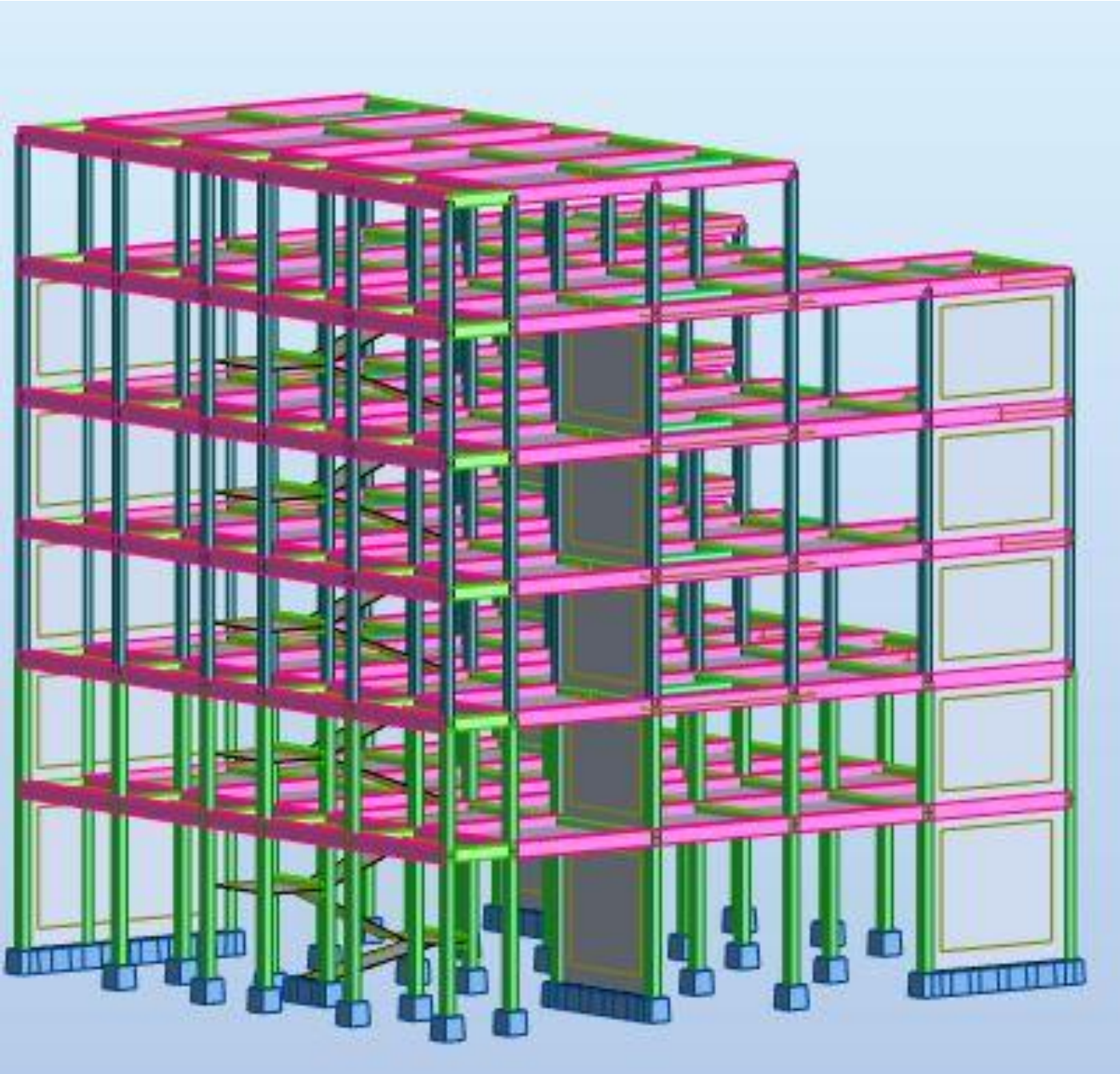
- Etude d'un bâtiment (R+9) à usage multiple (commerce, habitation et bureaux). Université Tizi ousou -Tizi ousou-2008/2009.
- Etude d'un bâtiment R+9 + sous-sol + entresol à usage multiple. BEGOUG Mohammed EL Amine. Université BELHADJ BOUCHAIB -d'Ain Temouchent-2018/2019
- Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation Contreventé par un système mixte (voiles-portique). Université A-Mira -Bejaia-2012/2013.

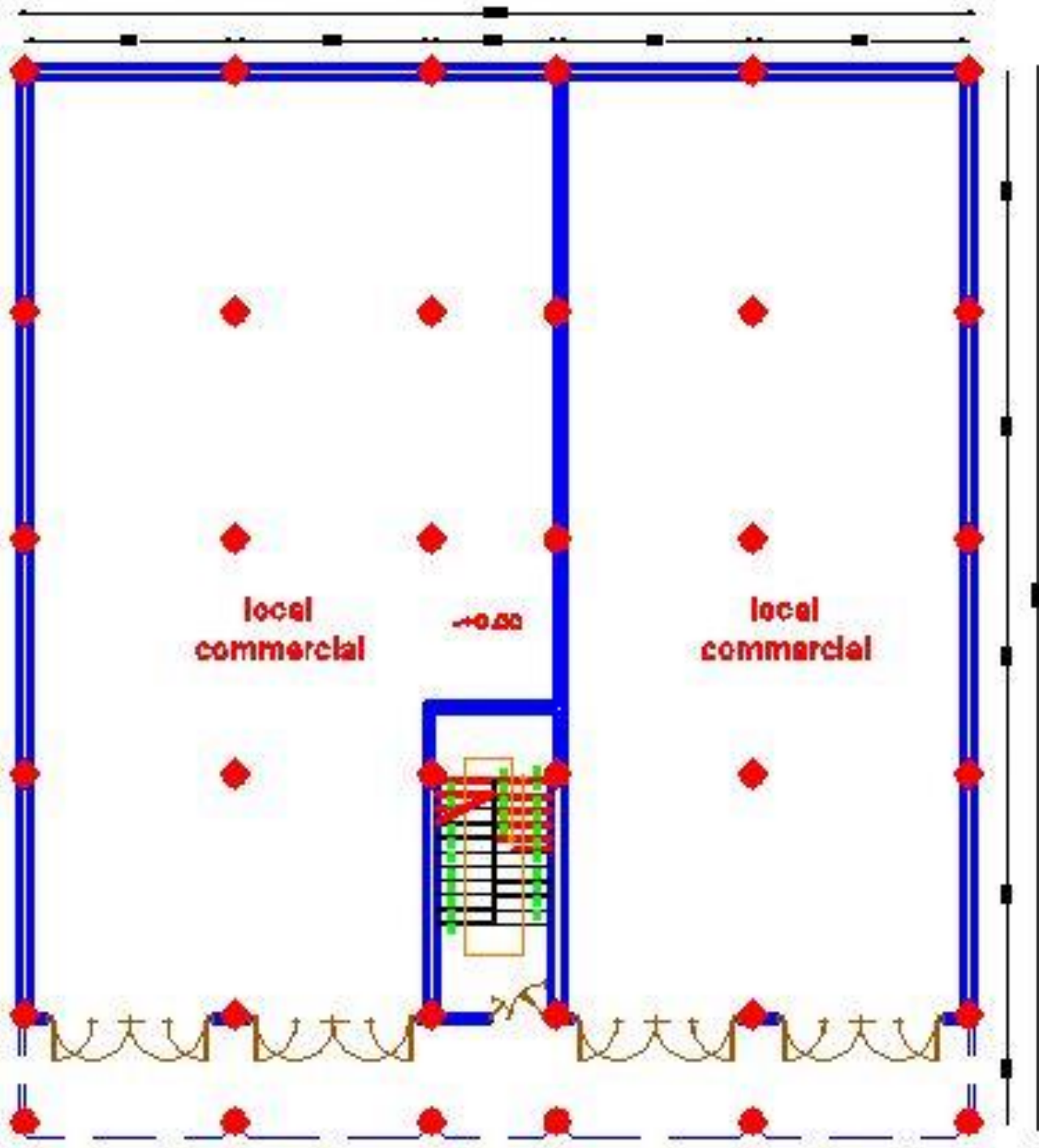
- **Logiciels Utilisés :**

- Robot Structural Analysis Professional 2019.
- Autodesk AutoCAD 2013.
- Microsoft office WORD 2019.
- Microsoft office EXCEL 2019.
- Logiciel de ferrailage EXPERT 2010.

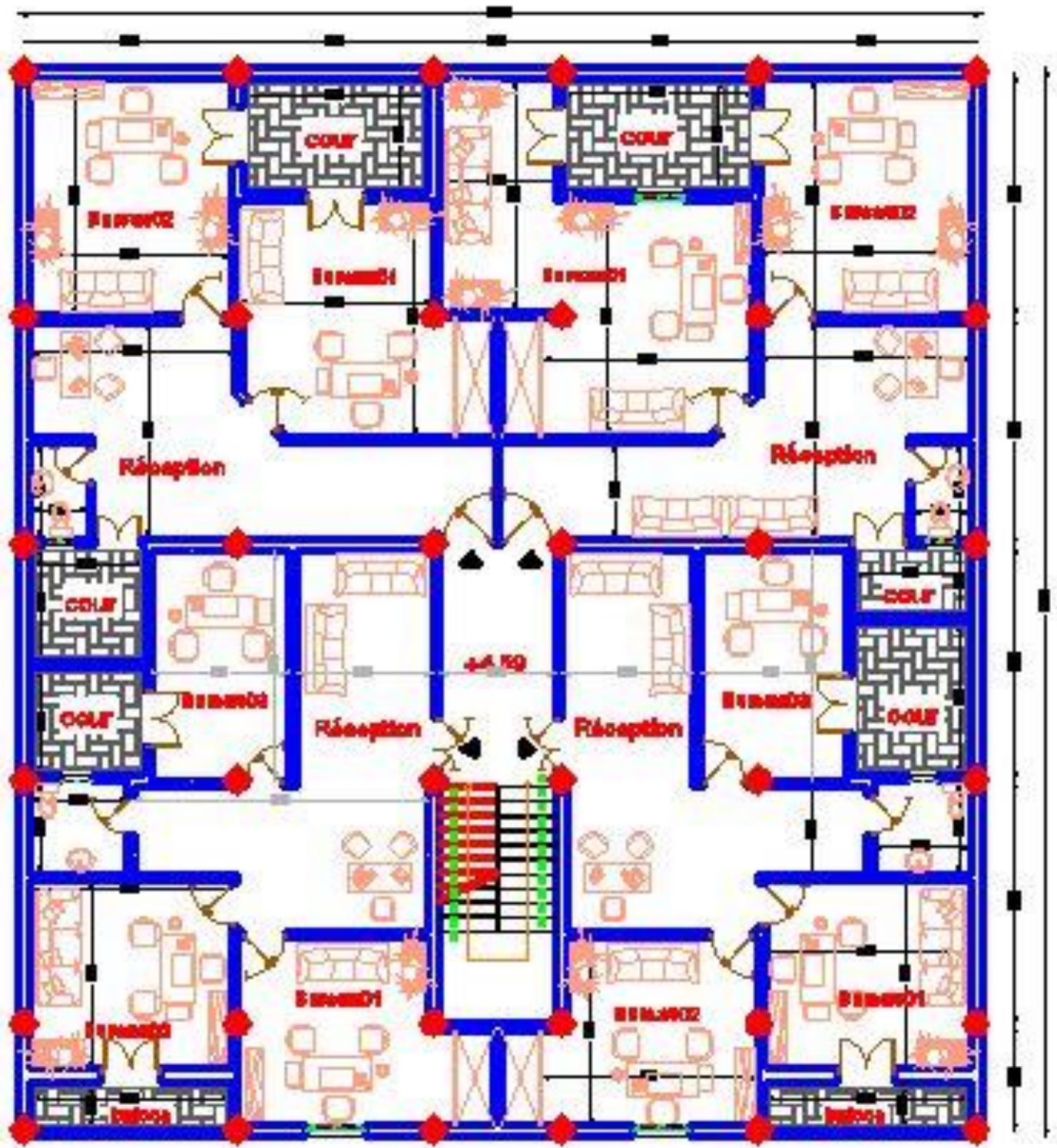
Annexes

ANNEXE.A : (photo des batiment)

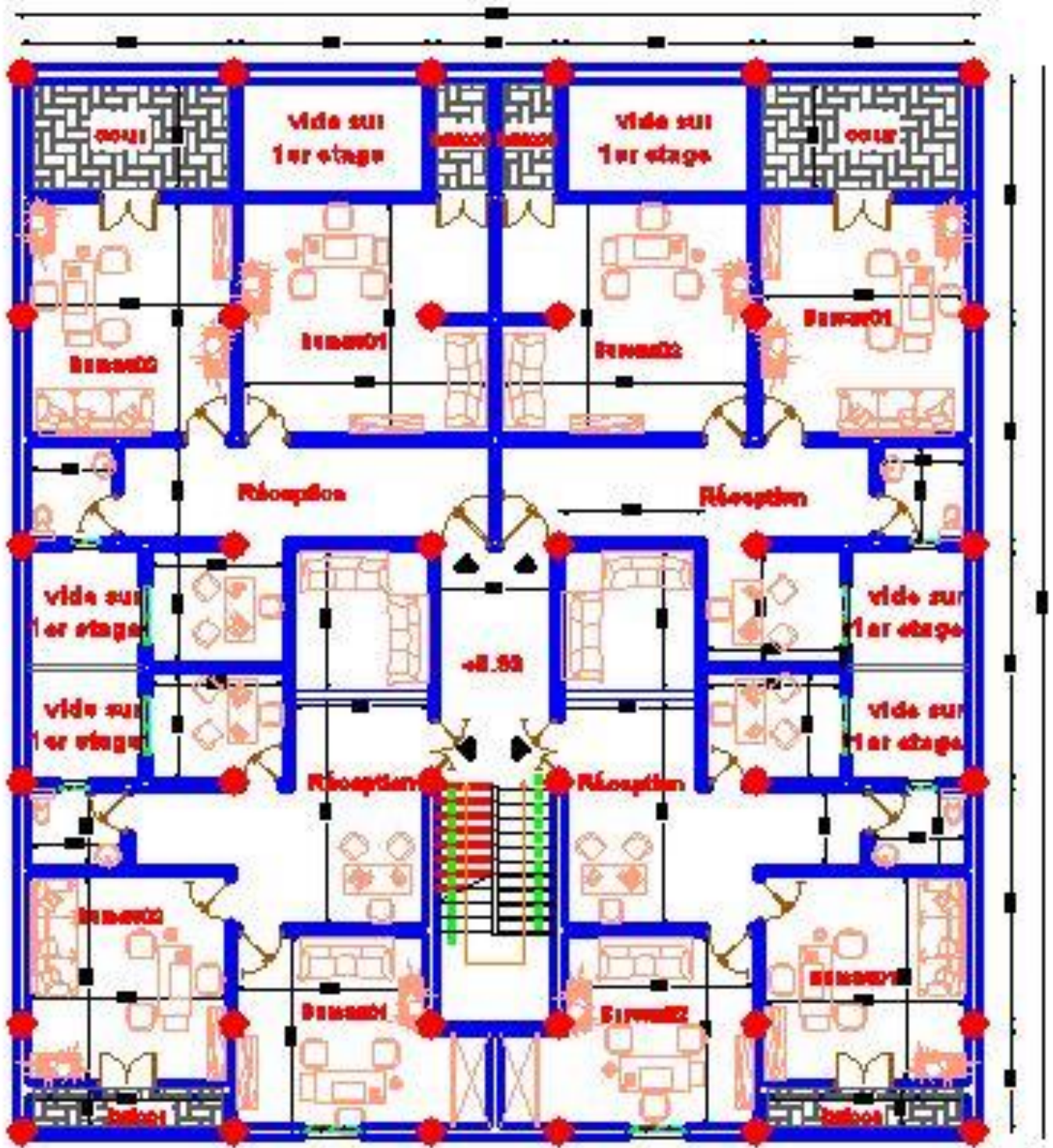




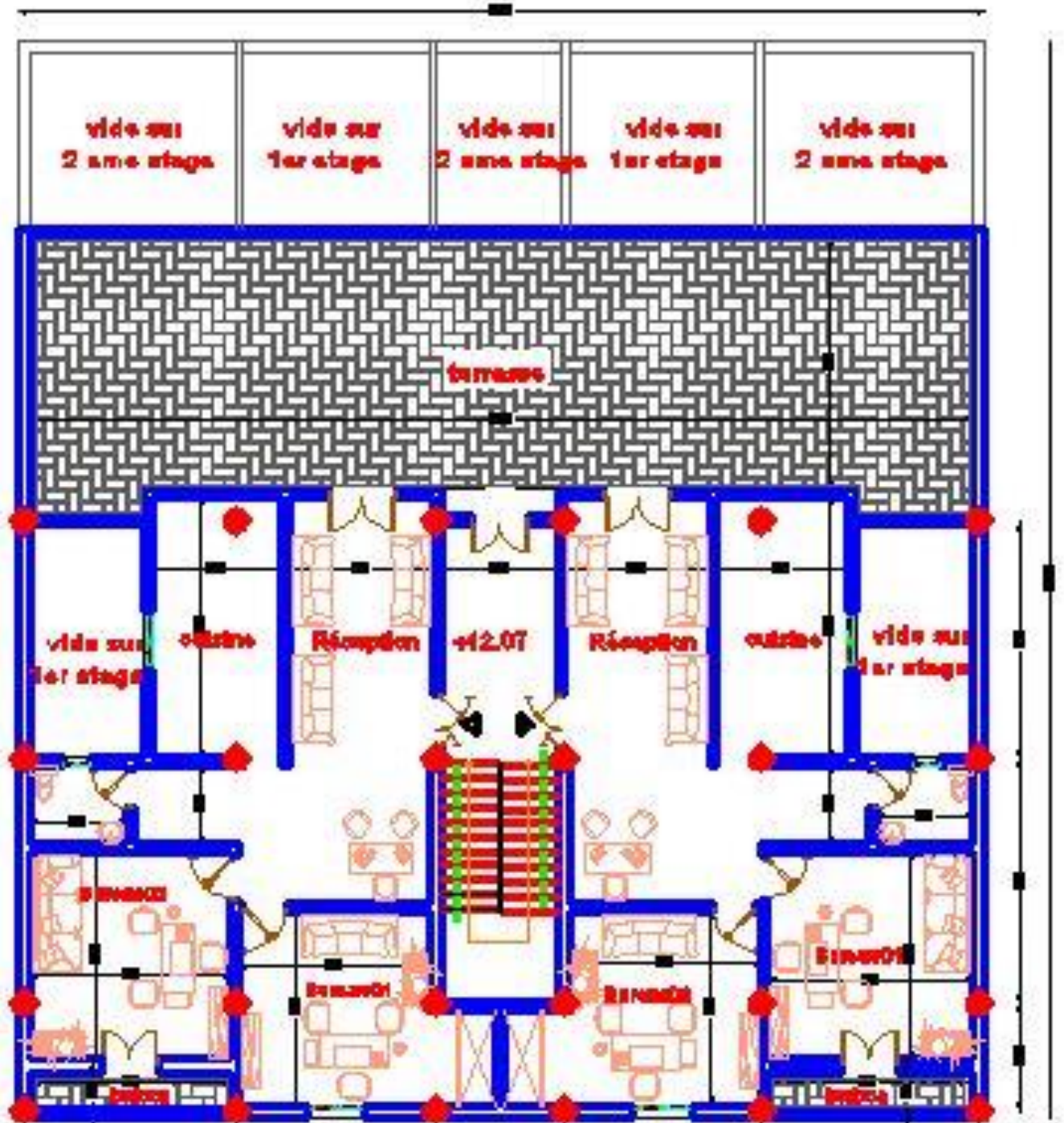
Plan RDC



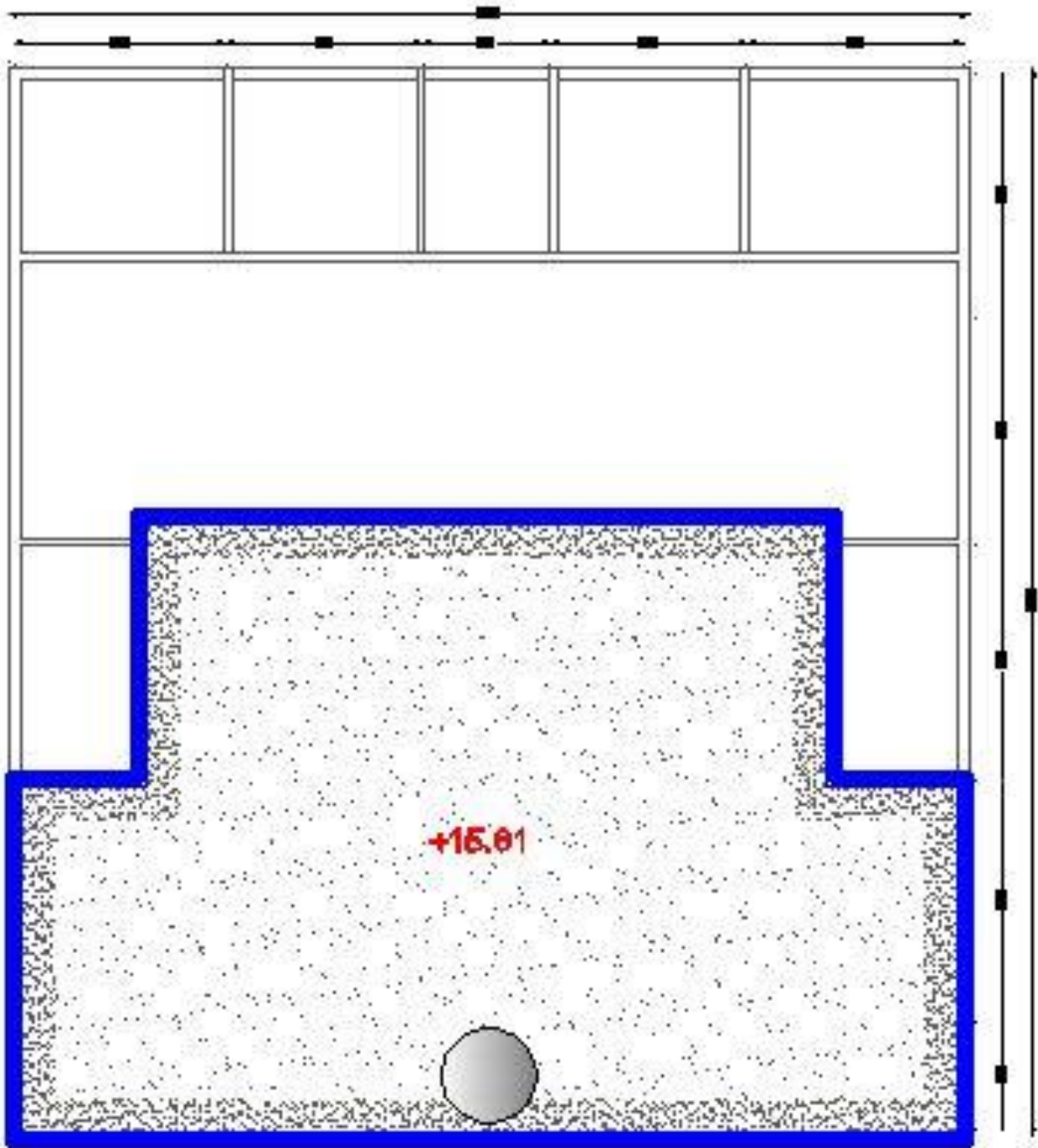
Plan 1^{er} étage.



Plan étage courant (2^{ème} jusqu'à 4^{-ème} étage).



Plan 5^{-ème} étage).



Plan de terrasse inaccessible.

ANNEXE. B : (note de calcul des semelles par logiciel ROBOT)

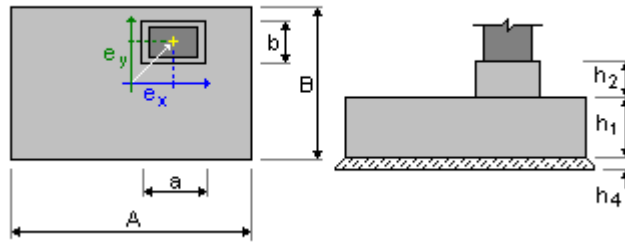
1 Semelle isolée : Semelle58...65 (S1) Nombre: 1

1.1 Données de base

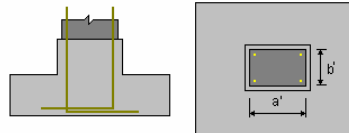
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : libre

1.1.2 Géométrie:



A	= 3,60 (m)	a	= 0,40 (m)
B	= 3,60 (m)	b	= 0,40 (m)
h1	= 0,85 (m)	ex	= 0,00 (m)
h2	= 0,00 (m)	ey	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 40,0 (cm)
b'	= 40,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 3,0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : BETON25; résistance caractéristique = 25,00 MPa
Poids volumique = 25,00 (kN/m3)
- Armature longitudinale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature transversale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature additionnelle: : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
ELU	de calcul	----	848,69	0,06	0,55	-0,89	0,05
ELS	de calcul	----	613,90	0,04	0,40	-0,66	0,03
G+Q+Vx	de calcul	----	608,10	1,35	0,53	-0,98	3,29
G+G-Vx	de calcul	----	619,69	-1,26	0,28	-0,33	-3,22
G+Q+VY	de calcul	----	625,99	-0,21	1,12	-2,43	-0,57
G+Q-Vy	de calcul	----	601,80	0,30	-0,32	1,12	0,63
0.8G+Vx	de calcul	----	379,05	1,33	0,41	-0,80	3,26
0.8G-Vx	de calcul	----	390,65	-1,28	0,16	-0,14	-3,25
0.8G+Vy	de calcul	----	396,94	-0,23	1,01	-2,25	-0,59
0.8G-Vy	de calcul	----	372,75	0,27	-0,43	1,30	0,60

Charges sur le talus:

Cas	Nature	Q1 (kN/m2)
-----	--------	------------

1.1.5 Liste de combinaisons

1/	ELU : ELU N=848,69 Mx=-0,89 My=0,05 Fx=0,06 Fy=0,55
12/	ELS : ELS N=423,09 Mx=0,30 My=-0,41 Fx=-0,28 Fy=0,22
13/	ACC : G+Q+Vx N=608,10 Mx=-0,98 My=3,29 Fx=1,35 Fy=0,53
14/	ACC : G+G-Vx N=619,69 Mx=-0,33 My=-3,22 Fx=-1,26 Fy=0,28
15/	ACC : G+Q+VY N=625,99 Mx=-2,43 My=-0,57 Fx=-0,21 Fy=1,12
16/	ACC : G+Q-Vy N=601,80 Mx=1,12 My=0,63 Fx=0,30 Fy=-0,32
17/	ACC : 0.8G+Vx N=379,05 Mx=-0,80 My=3,26 Fx=1,33 Fy=0,41
18/	ACC : 0.8G-Vx N=390,65 Mx=-0,14 My=-3,25 Fx=-1,28 Fy=0,16
19/	ACC : 0.8G+Vy N=396,94 Mx=-2,25 My=-0,59 Fx=-0,23 Fy=1,01
20/	ACC : 0.8G-Vy N=372,75 Mx=1,30 My=0,60 Fx=0,27 Fy=-0,43

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement
- Arrachement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol: $\sigma_{ELU} = 0.10 \text{ (MPa)}$ $\sigma_{ELS} = 0.07 \text{ (MPa)}$

Niveau du sol: $N_1 = 0,00 \text{ (m)}$

Niveau maximum de la semelle: $N_a = 0,00 \text{ (m)}$

Niveau du fond de fouille: $N_f = -0,50 \text{ (m)}$

Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 20.00 (kN/m³)
- Poids volumique unitaire: 26.40 (kN/m³)
- Angle de frottement interne: 30.0 (Deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **ELU : ELU N=888,34 Mx=1,23 My=0,74 Fx=0,47**

Fy=-0,77

Coefficients de chargement: **1.35** * poids de la fondation
1.35 * poids du sol

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 379,67 (kN)

Charge dimensionnante:

Nr = 1268,02 (kN) Mx = 1,89 (kN*m) My = 1,14 (kN*m)

Dimensions équivalentes de la fondation:

B' = 1

L' = 1

Épaisseur du niveau: Dmin = 0,85 (m)

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de contrainte (DTU

13.12, 3.22)

qu = 0.20 (MPa)

Butée de calcul du sol:

qlim = qu / γ_f = 0.10 (MPa)

$\gamma_f = 2,00$

Contrainte dans le sol: qref = 0.10 (MPa)

Coefficient de sécurité: qlim / qref = 1.02 > 1

Soulèvement

Soulèvement ELU

Combinaison dimensionnante **ELU : ELU N=589,67 Mx=0,42 My=-0,56 Fx=-0,38**

Fy=-0,31

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 281,24 (kN)

Charge dimensionnante:

Nr = 870,91 (kN) Mx = 0,68 (kN*m) My = -0,89 (kN*m)

Surface de contact

s = 100,00 (%)

slim = 10,00 (%)

Soulèvement ELS

Combinaison défavorable: **ELS : ELS N=423,09 Mx=0,30 My=-0,41 Fx=-0,28**

Fy=-0,22

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 281,24 (kN)

Charge dimensionnante:

Nr = 704,32 (kN) Mx = 0,49 (kN*m) My = -0,64 (kN*m)

Surface de contact $s = 100,00$ (%)
 $s_{lim} = 100,00$ (%)

Glissement

1,64 $F_y = -0,27$

Combinaison dimensionnante **ACC : 0.8G-Vx N=213,06 Mx=0,52 My=-3,68 Fx=-**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 281,24$ (kN)

Charge dimensionnante:
 $N_r = 494,30$ (kN) $M_x = 0,74$ (kN*m) $M_y = -5,08$ (kN*m)

Coefficient de frottement fondation - sol: $tg(\phi) = 0,58$

Valeur de la force de glissement $F = 1,67$ (kN)

Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:
- su niveau du sol: $F(stab) = 285,38$ (kN)

Stabilité au glissement: $171.3 > 1$

Renversement

Autour de l'axe OX

$F_x = 0,42$ $F_y = -1,17$

Combinaison dimensionnante **ACC : 0.8G-Vy N=328,73 Mx=2,66 My=0,82**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 281,24$ (kN)

Charge dimensionnante:
 $N_r = 609,97$ (kN) $M_x = 3,65$ (kN*m) $M_y = 1,18$ (kN*m)

Moment stabilisateur: $M_{stab} = 1097,94$ (kN*m)

Moment de renversement: $M_{renv} = 3,65$ (kN*m)

Stabilité au renversement: $300.7 > 1$

Autour de l'axe OY

1,64 $F_y = -0,27$

Combinaison défavorable: **ACC : 0.8G-Vx N=213,06 Mx=0,52 My=-3,68 Fx=-**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 281,24$ (kN)

Charge dimensionnante:
 $N_r = 494,30$ (kN) $M_x = 0,74$ (kN*m) $M_y = -5,08$ (kN*m)

Moment stabilisateur: $M_{stab} = 889,74$ (kN*m)

Moment de renversement: $M_{renv} = 5,08$ (kN*m)

Stabilité au renversement: $175 > 1$

Arrachement

$F_x = -0,21$ $F_y = 1,12$

Combinaison dimensionnante **ACC : G+Q+VY N=625,99 Mx=-2,43 My=-0,57**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Effort stabilisateur: $W_{stab} = 281,24$ (kN)

Effort d'arrachement: $W = 0,00$ (kN)

Stabilité à l'arrachement: ∞

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Poinçonnement

$F_y = 0,22$

Combinaison dimensionnante **ELU : ELU N=888,38 Mx=-0,36 My=-0,20 Fx=-0,10**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation

1.00 * poids du sol

Charge dimensionnante:
Nr = 1169,62 (kN) Mx = -0,55 (kN*m) My = -0,29 (kN*m)
Longueur du périmètre critique: 3,87 (m)
Force de poinçonnement: 658,47 (kN)
Hauteur efficace de la section heff = 0,85 (m)
Contrainte de cisaillement: 0,20 (MPa)
Contrainte de cisaillement admissible: 0,75 (MPa)
Coefficient de sécurité: 3.747 > 1

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

ELU : ELU N=888,34 Mx=1,23 My=0,74 Fx=0,47 Fy=-0,77

My = 355,01 (kN*m) A_{sx} = 7,90 (cm²/m)

ELU : ELU N=888,34 Mx=1,23 My=0,74 Fx=0,47 Fy=-0,77

Mx = 355,35 (kN*m) A_{sy} = 7,90 (cm²/m)

A_{s min} = 7,90 (cm²/m)

Aciers supérieurs:

A'_{sx} = 0,00 (cm²/m)

A'_{sy} = 0,00 (cm²/m)

A_{s min} = 0,00 (cm²/m)

Espacement réglementaire maximal e_{max} = 0,25 (m)

Fût:

Armature longitudinale A = 0,00 (cm²) A_{min.} = 0,00 (cm²)

A = 2 * (Asx + Asy)

Asx = 0,00 (cm²) Asy = 0,00 (cm²)

1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

En X:

18 HA 400 14 l = 3,99 (m) e = 1*-1,74 + 17*0,20

En Y:

18 HA 400 14 l = 3,99 (m) e = 1*-1,74 + 17*0,20

Aciers supérieurs:

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X:

2 HA 400 12 l = 1,85 (m) e = 1*-0,08 + 1*0,16

En Y:

2 HA 400 12 l = 1,89 (m) e = 1*-0,08 + 1*0,16

Armature transversale

5 HA 400 10 l = 1,16 (m) e = 1*0,19 + 2*0,20 + 2*0,09

Attentes

Armature longitudinale

4 HA 400 12 l = 1,67 (m) e = 1*-0,12 + 1*0,24

2 Quantitatif:

- Volume de Béton = 11,02 (m³)
- Surface de Coffrage = 12,24 (m²)
- Acier HA 400
 - Poids total = 1,86 (kN)
 - Densité = 0,17 (kN/m³)
 - Diamètre moyen = 13,7 (mm)
 - Liste par diamètres:

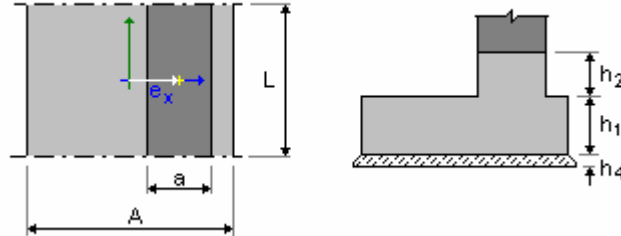
Diamètre	Longueur (m)	Poids (kN)
10	5,78	0,03
12	14,14	0,12
14	143,58	1,70

1.1 Données de base

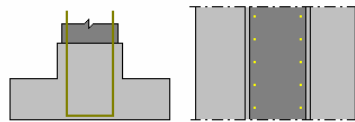
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : libre

1.1.2 Géométrie:



A	= 1,20 (m)	a	= 0,20 (m)
L	= 5,05 (m)	e_x	= 0,00 (m)
h1	= 0,30 (m)		
h2	= 0,15 (m)		
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 20,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 3,0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : BETON; résistance caractéristique = 25,00 MPa
Poids volumique = 24,53 (kN/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature transversale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature additionnelle: : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe	N (kN)	Fx (kN)	My (kN*m)
ELU	de calcul	----	187,81	-0,60	-1,29
ELS	de calcul	----	137,65	-0,43	-0,93
G+Q+Vx	de calcul	----	0,00	-0,00	0,00
G+G-Vx	de calcul	----	0,00	-0,00	0,00
G+Q+Vy	de calcul	----	0,00	-0,00	0,00
G+Q-Vy	de calcul	----	0,00	-0,00	0,00
0.8G+Vx	de calcul	----	0,00	-0,00	0,00
0.8G-Vx	de calcul	----	0,00	-0,00	0,00
0.8G+Vy	de calcul	----	0,00	-0,00	0,00
0.8G-Vy	de calcul	----	0,00	-0,00	0,00

Charges sur le talus:

Cas	Nature	Q1 (kN/m ²)
-----	--------	-------------------------

1.1.5 Liste de combinaisons

1/	ELU : ELU N=187,81 Mx=-8,54 My=-1,29 Fx=-0,60 Fy=-30,34
7/	ELS : ELS N=137,65 Mx=-6,24 My=-0,93 Fx=-0,43 Fy=-22,14
12/	ELS : ELS N=327,07 Mx=14,77 My=-1,08 Fx=-0,66 Fy=32,60
13/	ACC : G+Q+Vx
14/	ACC : G+G-Vx

15/	ACC : G+Q+VY
16/	ACC : G+Q-Vy
17/	ACC : 0.8G+Vx
18/	ACC : 0.8G-Vx
19/	ACC : 0.8G+Vy
20/	ACC : 0.8G-Vy

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement
- Arrachement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol:	σ_{ELU}	= 0.40 (MPa)	σ_{ELS}	= 0.27 (MPa)
Niveau du sol:	N_1	= 0,00 (m)		
Niveau maximum de la semelle:	N_a	= 0,00 (m)		
Niveau du fond de fouille:	N_f	= -0,50 (m)		

Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 20.00 (kN/m³)
- Poids volumique unitaire: 26.40 (kN/m³)
- Angle de frottement interne: 30.0 (Deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **ELU : ELU N=455,09 Mx=20,51 My=-1,50 Fx=-**

0,91 Fy=45,39

Coefficients de chargement: **1.35** * poids de la fondation
1.35 * poids du sol

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 16,97 (kN)

Charge dimensionnante:

Nr = 472,05 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = -1,91 (kN*m)

Dimensions équivalentes de la fondation:

B' = 1

L' = 1

Épaisseur du niveau: Dmin = 0,45 (m)

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de contrainte (DTU

13.12, 3.22)

qu = 0.80 (MPa)

Butée de calcul du sol:

qlim = qu / γ_f = 0.40 (MPa)

γ_f = 2,00

Contrainte dans le sol: qref = 0.40 (MPa)

Coefficient de sécurité: qlim / qref = 1.007 > 1

Soulèvement

Soulèvement ELU

Combinaison dimensionnante **ELU : ELU N=455,09 Mx=20,51 My=-1,50 Fx=-**

0,91 Fy=45,39

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 12,57 (kN)

Charge dimensionnante:

Nr = 467,66 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = -1,91 (kN*m)

Surface de contact

s = 100,00 (%)

slim = 10,00 (%)

Soulèvement ELS

Combinaison défavorable: **ELS : ELS N=327,07 Mx=14,77 My=-1,08 Fx=-0,66**

Fy=32,60

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 12,57 (kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 339,64 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = -1,37 (kN*m)
Surface de contact s = 100,00 (%)
slim = 100,00 (%)

Glissement

Fy=-30,34

Combinaison dimensionnante **ELU : ELU N=187,81 Mx=-8,54 My=-1,29 Fx=-0,60**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 12,57 (kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 200,37 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = -1,57 (kN*m)
Dimensions équivalentes de la fondation: A_ = 1,20 (m) B_ = 1,00 (m)
Surface du glissement: 1,20 (m²)
Cohésion: C = 0.02 (MPa)
Coefficient de frottement fondation - sol: tg(φ) = 0,58
Valeur de la force de glissement F = 0,60 (kN)
Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:
- su niveau du sol: F(stab) = 124,19 (kN)
Stabilité au glissement: 205.9 > 1

Renversement

Autour de l'axe OY

Fy=-30,34

Combinaison défavorable: **ELU : ELU N=187,81 Mx=-8,54 My=-1,29 Fx=-0,60**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 12,57 (kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 200,37 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = -1,57 (kN*m)
Moment stabilisateur: M_{stab} = 120,22 (kN*m)
Moment de renversement: M_{renv} = 1,57 (kN*m)
Stabilité au renversement: 76.78 > 1

Arrachement

Combinaison dimensionnante **ACC : G+Q+Vx**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Effort stabilisateur: W_{stab} = 19,77 (kN)
Effort d'arrachement: W = 0,00 (kN)
Stabilité à l'arrachement: ∞

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Cisaillement

0,91 Fy=45,39

Combinaison dimensionnante **ELU : ELU N=455,09 Mx=20,51 My=-1,50 Fx=-**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Charge dimensionnante:
Nr = 467,66 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = -1,91 (kN*m)

Longueur du périmètre critique:	1,00 (m)
Effort tranchant:	100,09 (kN)
Hauteur efficace de la section	heff = 0,24 (m)
Surface de cisaillement:	A = 0,24 (m ²)
Contrainte de cisaillement:	0,42 (MPa)
Contrainte de cisaillement admissible:	1,17 (MPa)
Coefficient de sécurité:	2.797 > 1

1.3.3 Ferrailage théorique Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

ELU : ELU N=455,09 Mx=20,51 My=-1,50 Fx=-0,91 Fy=45,39
My = 108,16 (kN*m) A_{sx} = 6,71 (cm²/m)

ELU : ELU N=455,09 Mx=20,51 My=-1,50 Fx=-0,91 Fy=45,39
Mx = 5,15 (kN*m) A_{sy} = 2,00 (cm²/m)

$$A_{s \text{ min}} = 3,65 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Aciers supérieurs:

$$A'_{sx} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Espacement réglementaire maximal e_{max} = 0,25 (m)

Fût:

Armature longitudinale A = 2 x 4,00 (cm²/m) A_{min.} = 2 x 4,00 (cm²/m)

$$A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$$

A_{sx} = 2 x 4,00 (cm²/m) A_{sy} = 2 x 4,00 (cm²/m)

1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Poutre/sol élastique

Aciers inférieurs:

En X: 33 HA 400 12 l = 1,48 (m) e = 1*-2,39 + 32*0,15

En Y: 7 HA 400 10 l = 5,29 (m) e = 1*-0,44 + 6*0,15

Aciers supérieurs:æ

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

Attentes

Armature longitudinale

50 HA 400 12 l = 1,27 (m) e = 1*-0,07 + 1*0,14

2 Quantitatif:

- Volume de Béton = 1,97 (m³)
- Surface de Coffrage = 5,33 (m²)
- Acier HA 400
 - Poids total = 1,20 (kN)
 - Densité = 0,61 (kN/m³)
 - Diamètre moyen = 11,5 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kN)
10	37,02	0,22
12	112,13	0,98

ANNEXE. C : (ferrailage par EXPERT)

Calcul de Section en Flexion Simple (poutre secondaire)

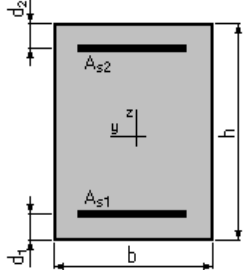
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,00$ (cm)

$h = 35,00$ (cm)

$d_1 = 3,00$ (cm)

$d_2 = 3,00$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	23,11	0,00
Etat Limite de Service	16,76	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	30,17	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 1,1$ (cm ²)		
minimum	$\rho = 0,25$ (%)		
	$\rho_{min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 23,11$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,13	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 2,48$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 31,01$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,84$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 16,76$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,70	
Position de l'axe neutre:	$y = 7,68$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 29,44$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4,9$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 234,9$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 400,0$ (MPa)	

Cas ELA $M_{max} = 30,17$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 2,19$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 31,13$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,73$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 400,0$ (MPa)	

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée (poteaux)

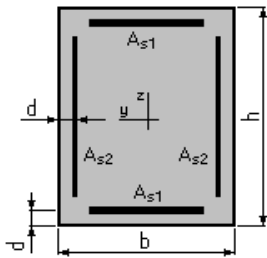
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 40,00 \quad (\text{cm})$$

$$h = 40,00 \quad (\text{cm})$$

$$d = 4,00 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	1170,75	1,56	1,74
2.	ELA	439,79	16,36	20,13
3.	ELA	171,46	3,35	27,49
4.	ELA	-302,71	5,15	0,77

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 1,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 1,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 80,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,47 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,20 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELUN = 1170,75 (kN) $M_y = 1,56 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 1,74 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,05 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 632,60 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22,58 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,08 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas N^o 2: Type ELAN = 439,79 (kN) $M_y = 16,36 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 20,13 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 4,92 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 44,06 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 28,11 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,53 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 106,1 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELAN = 171,46 (kN) $M_y = 3,35$ (kN*m) $M_z = 27,49$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,01 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 22,76$ (cm)

Bras de levier: $Z = 31,11$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,94$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELAN = -302,71 (kN) $M_y = 5,15$ (kN*m) $M_z = 0,77$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = -395,46$ (cm)

Bras de levier: $Z = 0,00$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)