



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Master 2

Option : structures

Thème

Etude d'un bâtiment R+8+sous-sol
À usage d'habitation
Contreventé par un système mixte

Présenté par :

KHIDER Sihem

SADI Sara

Encadré par :

Mr SLIMANOU Houssam

Remerciements

Grâce à DIEU le tout puissant, le miséricordieux qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos chers parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promoteur **Mr : H.Slimanou** de nous avoir guidé dans notre travail et pour sa patience .*

Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{cr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Table des matières**Introduction Générale****Chapitre I : Généralités**

1. présentation du projet.....	3
2. Hypothèses de calcul aux états limites	4
3. Caractéristique des matériaux utilisée	4
4. Règlements et norme utilisés.....	5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

1. Introduction	8
2. Pré dimensionnement des planchers	8
3. Pré dimensionnement des poutres	14
4. Pré dimensionnement des voiles	15
5. Pré dimensionnement des escaliers	16
6. Evaluation des charges et des surcharges.....	18
7. Pré dimensionnement des poteaux	22
8. Conclusion	37

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Introduction	40
2. Calculs des planchers.....	40
3. Etude de la poutre de chinage	70
4. Etude des escaliers	73
5. Etude de l'acrotère	81

Chapitre IV : Etude Des Eléments structuraux

1. Introduction	84
2. Méthode utilisables.....	84
3. Choix de la méthode de calcul	84
4. Calcul de la force sismique	85

5. Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3).....	87
6. Modélisation et résultat	88
7. Conclusion	97

Chapitre V : Etude Des Eléments structuraux

1.Introduction	99
2. Etude des poteaux	99
3. Etude des poutres	112
4. Etude des voiles	130
5. Conclusion	143

Chapitre VI : L'infrastructure

1. Introduction	145
2. Combinaison de calcul	145
3. Reconnaissance du sol	145
4. Choix du type de fondation	146
5. Ferrailage du radier général	151
6. Etude de la nervure	153
7. Etude du voile périphérique	161
8. Conclusion	166

Conclusion Général

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

Table des figures

Figure II.1. Coupe Transversale d'un plancher à corps creux	9
Figure II.2. Plancher de disposition des poutrelles (étage).....	10
Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles	11
Figure II.4. Dalle sur 3 appuis	12
Figure II.5. Dalle sur 4 appuis	13
Figure II.6. Coupe transversale d'un voile	16
Figure II.7. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées	17
Figure II.8. Schémas de l'escalier droit à deux volées	17
Figure II.9. Surface afférente terrasse inaccessible	24
Figure II.10. Surface afférente de la T.A et les étage 8 à 2.....	24
Figure II.11. Surface afférente étage 1	25
Figure II.12. Surface afférente RDC.....	26
Figure II.13. Surface afférente du sous-sol	26
Figure II.14. Surface afférente de T.A au S.sol	30
Figure III.1. Schémas de ferrailage dalle 1	67
Figure III.2. Schémas de ferrailage dalle 2	68
Figure III.3. Schémas de ferrailage dalle 3	68
Figure III.4. Schémas de ferrailage dalle 4	68
Figure III.5. Schémas statique de la poutre de chaînage	69
Figure III.6. Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage	71
Figure III.7. Schéma d'escalier du sous-sol et étage1.....	72

Figure III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier	76
Figure III.9. Schémas statique de la poutre palière.....	76
Figure III.10. Schémas de ferrailage de la poutre palière	79
Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère	82
Figure IV.1. Spectre de réponse sens X-X et Y-Y	88
Figure IV.2. Vu en 3D de ka structure modélisé avec le logiciel ETABS.....	89
Figure IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X)	91
Figure IV.4. . Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)	91
Figure IV.5. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z)	92
Figure V.1. Zone nodale	100
Figure V.2. Ancrage des armatures transversal	102
Figure V3. Section d'un poteau	108
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux sous-sol RDC	110
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux 1er et 2eme étage	110
Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux 3eme et 4eme étage	111
Figure V.7. Schéma de ferrailage des poteaux 5eme, et 6eme et 7 ^{eme} étage ...	111
Figure V.8. Schéma de ferrailage des poteaux 8eme étage	112
Figure V.9. Répartition des moments dans la zone nodale	119
Figure V.10. Formation de rotule plastique	119
Figure V.11. Schéma de ferrailage de la poutre principale sous-sol	123
Figure V.12. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC ...	123
Figure V.13. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher étage 1 ..	124

Figure V.14. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher étage 2	124
Figure V.15. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher étage 3.....	125
Figure V.16. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher étage 4,5,6 ,7 et 8	125
Figure V.17. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire sous-sol	126
Figure V.18. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire e du plancher RDC ...	126
Figure V.19. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 1	126
Figure V.20. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 2	127
Figure V.21. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 3....	127
Figure V.22. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 4	128
Figure V.23. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 5....	129
Figure V.24. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 6	129
Figure V.25. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 7 ...	129
Figure V.26. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 8	130
Figure V.27. Schéma des contraintes	133
Figure V.28. Schéma de ferrailage du voile Vx1 (niveau RDC)	142
Figure VI.1. Semelle filante	147
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier	153
Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier	154
Figure VI.4. Schéma des nervures	157
Figure VI.5. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens X-X	160
Figure VI.6. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y	161

Figure VI.7. Pousse des terres sur les voiles périphérique 161

Figure VI.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique 166

TABLEAU II. 1. DIMENSIONNEMENT D’ESCALIER (VOLEE)	18
TABLEAU II. 2. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AU PLANCHER COURANT EN DALLE PLEINE	18
TABLEAU II. 3. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX BALCONS EN DALLE PLEINE	19
TABLEAU II. 4. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AU PLANCHER COURANT A CORPS CREUX	20
TABLEAU II. 5. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE EN DALLE PLEINE	20
TABLEAU II. 6. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AU PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE A CORPS CREUX	21
TABLEAU II. 7. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX MURS EXTERIEURS	21
TABLEAU II. 8. ÉVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX VOLEES EN DALLE PLEINE	22
TABLEAU II. 9. CHARGE PERMANENTE ET D’EXPLOITATION REVENANT AU PALIER EN DALLE PLEINE	22
TABLEAU II. 10. DIMENSIONS PRELIMINAIRES DES POTEAUX ET LEUR POIDS PROPRES .	23
TABLEAU II. 11. RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGE DU POTEAU (P.C4).....	27
TABLEAU II. 12. RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGE DU POTEAU (P.C4).....	31
TABLEAU II. 13. VERIFICATION A LA COMPRESSION SIMPLE DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITES DE TOUS LES NIVEAUX	34
TABLEAU II. 14. VERIFICATION AU FLAMBEMENT DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITES DE TOUS LES NIVEAUX.....	36
TABLEAU II. 15. RESULTATS DES EXIGENCES DU RPA POUR LE POTEAU LE PLUS SOLLICITE (P.C5)	37
TABLEAU III. 1. TYPE DE POUTRELLE	43
TABLEAU III. 2. CHARGES QUI REVIENNENT SUR LE PLANCHER ET SUR LA POUTRELLE ET COMBINAISONS D’ACTION.....	44
TABLEAU III. 3. LE CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	44
TABLEAU III. 4. SOLLICITATION MAXIMALES DANS LES DIFFERENTS TYPE DE POUTRELLES DU SOUS-SOL , RDC ET LES ETAGES.....	48

TABLEAU III. 5.	SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES DIFFERENTS TYPE DE	
	POUTRELLES DU 8EME ETAGE (TERRASSE ACCESSIBLE).....	49
TABLEAU III. 6.	SOLLICITATION OPTEE POUR LE FERRAILLAGE DES POUTRELLES	49
TABLEAU III. 7.	CALCUL DU FERRAILLAGE A L'ELU DES DIFFERENTS NIVEAUX	56
TABLEAU III. 8.	VERIFICATION NECESSAIRE A L'ELU	57
TABLEAU III. 9.	VERIFICATION DES CONTRAINTE A L'ELS	57
TABLEAU III. 10.	VERIFICATION DE LA FLECHE A L'ELS.....	58
TABLEAU III. 11.	SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES PAR NIVEAUX	59
TABLEAU III. 12.	DONNEES DES DIFFERENTS TYPES DE DALLE PLEINE (ANNEXE 1)	60
TABLEAU III. 13.	VERIFICATION DE LA FLECHE DALLE D1.....	64
TABLEAU III. 14.	SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES DALLES PLEINES	64
TABLEAU III. 15.	VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.	64
TABLEAU III. 16.	CALCUL DU FERRAILLAGE A L'ELU	65
TABLEAU III. 17.	VERIFICATIONS DES CONTRAINTES A L'ELS	66
TABLEAU III. 18.	VERIFICATIONS DE LA FLECHE A L'ELS.....	67
TABLEAU III. 19.	FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	70
TABLEAU III. 20.	VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DANS LE BETON	70
TABLEAU III. 21.	FERRAILLAGE D'ESCALIER.....	74
TABLEAU III. 22.	RESULTATS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE (EN F.S).....	77
TABLEAU III. 23.	VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	79
Tableau	III. 1.Type	de
	poutrelle.....	43
TABLEAU III. 2.	CHARGES QUI REVIENNENT SUR LE PLANCHER ET SUR LA POUTRELLE ET	
	COMBINAISONS D'ACTION.....	44
TABLEAU III. 3.	LE CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	44
TABLEAU III. 4.	SOLLICITATION MAXIMALES DANS LES DIFFERENTS TYPE DE	
	POUTRELLES DU SOUS-SOL , RDC ET LES ETAGES.....	48
TABLEAU III. 5.	SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES DIFFERENTS TYPE DE	
	POUTRELLES DU 8EME ETAGE (TERRASSE ACCESSIBLE)	49
TABLEAU III. 6.	SOLLICITATION OPTEE POUR LE FERRAILLAGE DES POUTRELLES	49
TABLEAU III. 7.	CALCUL DU FERRAILLAGE A L'ELU DES DIFFERENTS NIVEAUX	56
TABLEAU III. 8.	VERIFICATION NECESSAIRE A L'ELU	57
TABLEAU III. 9.	VERIFICATION DES CONTRAINTE A L'ELS	57

TABLEAU III. 10.	VERIFICATION DE LA FLECHE A L'ELS.....	58
TABLEAU III. 11.	SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES PAR NIVEAUX	59
TABLEAU III. 12.	DONNEES DES DIFFERENTS TYPES DE DALLE PLEINE (ANNEXE 1)	60
TABLEAU III. 13.	VERIFICATION DE LA FLECHE DALLE D1.....	64
TABLEAU III. 14.	SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES DALLES PLEINES	64
TABLEAU III. 15.	VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.	64
TABLEAU III. 16.	CALCUL DU FERRAILLAGE A L'ELU	65
TABLEAU III. 17.	VERIFICATIONS DES CONTRAINTES A L'ELS	66
TABLEAU III. 18.	VERIFICATIONS DE LA FLECHE A L'ELS.....	67
TABLEAU III. 19.	FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	70
TABLEAU III. 20.	VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DANS LE BETON	70
TABLEAU III. 21.	FERRAILLAGE D'ESCALIER.....	74
TABLEAU III. 22.	RESULTATS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE (EN F.S).....	77
TABLEAU III. 23.	VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	79
TABLEAU IV. 1.	VALEURS DES PENALITES	87
TABLEAU IV. 2.	PERIODE ET TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE DE LA STRUCTURE....	90
TABLEAU IV. 3.	VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES A LA BASE.	
	92
TABLEAU IV. 4.	INTERACTIONS SOUS CHARGE VERTICAL.	93
TABLEAU IV. 5.	INTERACTION SOUS CHARGE HORIZONTAL.	94
TABLEAU IV. 6.	VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.	95
TABLEAU IV. 7.	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS.....	95
Tableau	IV. 8.Vérification de l'effet P- Δ.....	96
NO TABLE OF FIGURES ENTRIES FOUND.		
Tableau VI. 1.	Section d'armateur du radier.....	152
TABLEAU VI. 2.	VERIFICATIONS DES CONTRAINTES A L'ELU.....	152
TABLEAU VI. 3.	SECTION D'ARMATEUR DU RADIER A L'ELS	
	153
TABLEAU VI. 4.	SECTION D'ARMATEUR DU RADIER A L'ELS	
	157

TABLEAU VI. 5. SOLLICITATIONS A L'ELS	157
TABLEAU VI. 6. RESUME DES RESULTATS DU FERRAILLAGE DES NERVURES	158
TABLEAU VI. 7. RESUME DES RESULTATS (VERIFICATION DES CONTRAINTES).....	159
TABLEAU VI. 8. NOUVELLES SECTIONS D'ACIER ADOPTE A L'ELS.	160
TABLEAU VI. 9. FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUE	163
TABLEAU VI. 10. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES A L'ELS	165
TABLEAU VI. 11. FERRAILLAGE DES NERVURES A L'ELS	165



Introduction

Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, sur tout après la 2ème guerre mondiale, par exemple : en Algérie durant la période coloniale française ,se sont constituées à la fois en référence a la modernité et a la civilisation occidentale et l'apparition des structures architectural européenne , mais aussi dans un début à l'architecture turque, maison arabe et berbère en revanche la ville arabe berbère est décrite comme un établissement sans ordre sans espaces libre public donc il fallait la reconstruire a nouveau

Une évolution du logement habitat et construction remarquable en Algérie et le passage de maison traditionnelle qui est le reflet de la culture du peuple algérien est en symbiose avec le climat et les techniques de construction, les matériaux et le mode de vie à la construction en R+n qui consiste en construction d'immeubles ou ensemble à usage principale d'habitation. L'émergence de la construction des R+n en Algérie a des raisons, on peut citer la crise aigüe en matière de logements et l'incapacité de répondre aux besoins sociaux en matière d'habitation et la croissance démographique, aussi la civilisation actuelle encourage la construction moderne et dédaigne les formes traditionnelles.

Enfin ce sont les facteurs sociaux et culturels qui ont le plus d'influence dans la création et le choix du type de la construction

Bejaia est une ville algérienne moderne qui a connu une rénovation constructive. Cette dernière est limitée à des emmeubles en R+14 souvent menacé par les catastrophes naturelles tel que les secousses sismiques. Mais malgré cette rénovation pourquoi on se limite toujours à des R+n au lieu des gratte-ciels ?



CHAPITRE I

Généralités

Chapitre I : Généralités**1.1. Présentations du projet**

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+8+ sous-sol) en béton armé.

Le sous-sol contient parking, local d'entretien, local poubelle ;

Le RDC contient deux salles de jeux, réfectoire et conciergerie, avec un accès privé aux habitants du bâtiment seulement.

Du premier étage au huitième étage à usage d'habitation.

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.

1.1.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation implanté à Bejaia au lieu-dit « la zone » qui est une zone classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

1.1.2. Description architectural de l'ouvrage**• Dimensions en plan**

La structure présente une forme de (L) dont les dimensions maximales sont

$$L_x = 20,95\text{m} ; \quad L_y = 25,50\text{m}$$

• Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale (sans acrotère).....	33,48m
Hauteur du rez-de-chaussée.....	3.06m
Hauteur du sous-sol	3,4m
Hauteur des étages courants	3.06m
Hauteur de premier étage	3,4m

La structure de l'ouvrage est une ossature dont la hauteur est égale à (H = **33.48m**). Vue la hauteur du projet, et d'après l'article **3.4.A.1.a du RPA99/v2003**, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) avec justification d'interaction voiles-portiques.

I.1.3. Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

Une contrainte de sol de 1,5 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 2 m de profondeur et 1m de largeur.

- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.
- Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

I.2.1 Hypothèses de calcul aux états limites**I.2.2. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).**

- les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation ($\sigma ; \epsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.2.3. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma=E\epsilon$)

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad \text{avec } E_s : \text{module de Young de l'acier.}$$

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

1.3. Caractéristiques des matériaux utilisés**I.3.1. Béton**

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{vj} = \frac{1}{3} \times E_{ij} \end{cases} \dots \dots \dots \text{pour un béton soumis à des contraintes normales} \\ \text{durée d'application inférieure à 24heurs}$$

- Résistance à la compression à l'âge de 28 jours:

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$E_{vj} = 10721,40 \text{ Mpa}$$

$$E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes

$\gamma_b = 1,00$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelle

I.3.2. Acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

$$f_{e E400} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (situations courantes).}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ (situations accidentel).}$$

I.4. Règlements et normes utilisés

Ce mémoire est élaboré et établi suivant les règles de calculs et de conceptions en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- **DTR BC 2.48** : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003
- **DTR BC 2.41** : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93
- **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et charge d'exploitation

- **DTR BC 2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles
- Béton aux états limites **BAEL 91/Version99**



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons effectuer un pré dimensionnement des différents éléments constituant l'ouvrage en question. Cette étape nous permettra de prévoir les sections minimales des éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les sollicitations et les efforts auxquels ils sont soumis. Cette opération sera réalisée conformément aux lois et règles dictées par la réglementation en vigueur. Par ailleurs, il est à noter que les résultats trouvés dans ce chapitre ne seront pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérification dans la phase dimensionnement

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

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

II.2.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur

$$(h=h_{cc} + h_{dc}).$$

Avec

- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

l_0 : distance entre axe

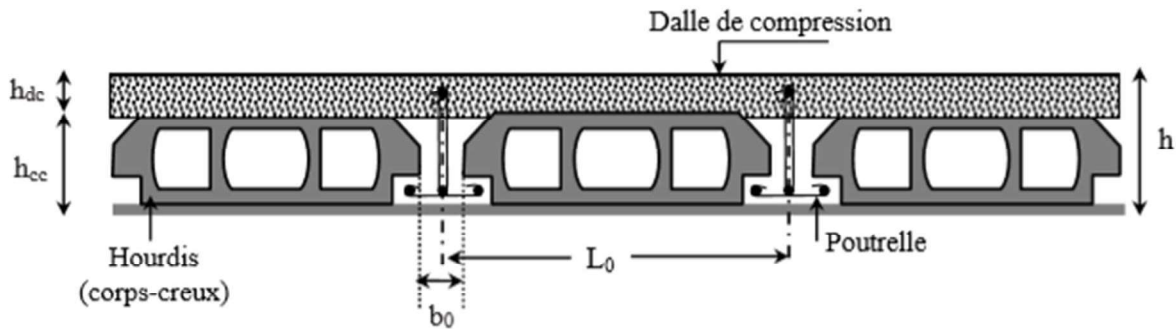


Figure II. 1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

$$ht \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 5 - 0,3 = 4,7m$$

$$\rightarrow h \geq \frac{470}{22,5} \rightarrow h \geq 20,88 \text{ cm}$$

On prend $h = 21 \text{ cm}$ soit un plancher (16+5) cm

Donc : plancher corps creux (16+5)=21 cm

II.2.1.1. Déposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

Le critère de la petite portée.

Le critère de continuité des poutrelles

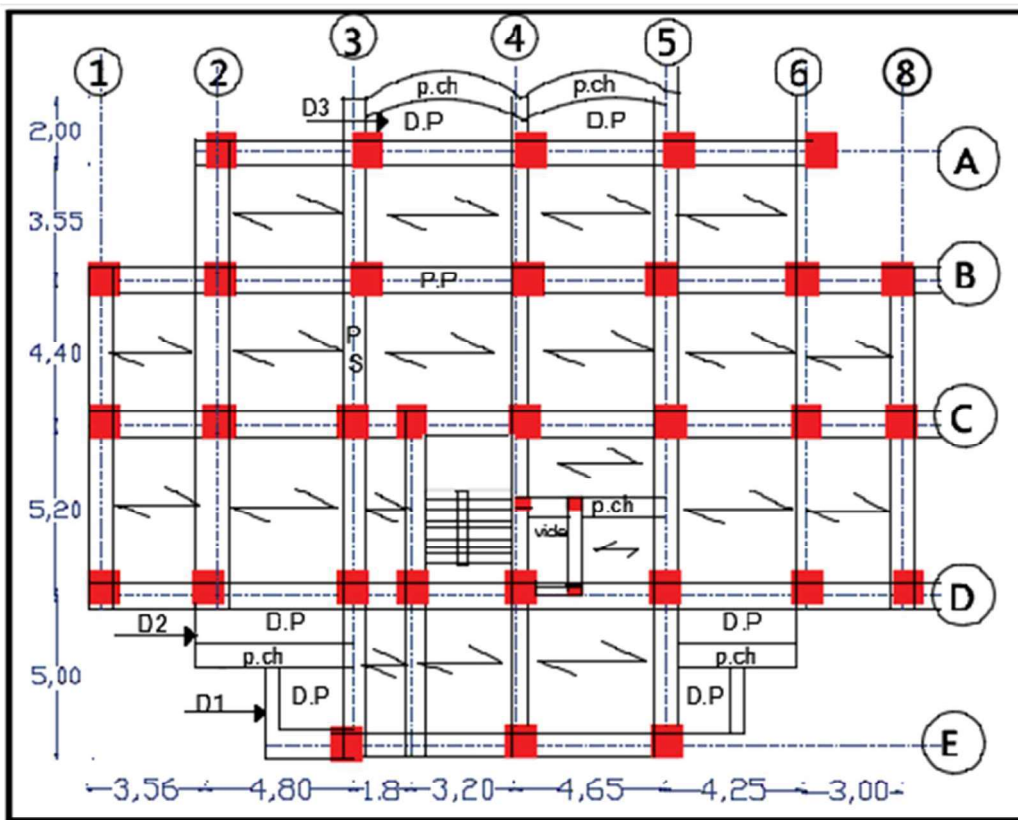


Figure II. 2. Plan de disposition des poutrelles (étage 1)

Avec :

DP : dalle pleine ;

D1, D2, D3 : dalles pleines ;

P.ch : poutre de chaînage ;

P.P : poutre principale ;

P.S : poutre secondaire.

II.2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{ymin}}{10}\right) \dots\dots\dots \text{CBA93.Art 4.1.3}$$

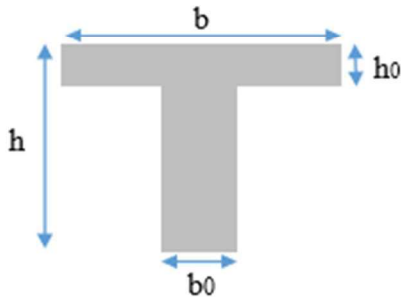


Figure II. 3.Coupe transversale des poutrelles

L_x : distance entre nus de deux poutrelles

L_y^{\min} : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

Dans notre cas, on a ce qui suit :

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

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad ; \quad L_y^{\min} = 180 - 30 = 150 \text{ cm}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min(27,7 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 40 \text{ cm}$

II.2.2. Plancher a dalle pleine

Ce type de plancher est généralement utilisé quand le plancher à corps creux ne peut être utilisé, soit la surcharge est important (Q) et / ou les travées sont importantes.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu (CBA93)

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu ;
- Avec : e = épaisseur de la dalle

b. Résistance à la flexion

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

Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.

Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

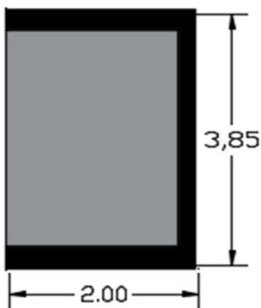
Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

L_y : la grande portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

II.2.2.1.Types de dalles pleines

Dalle sur trois appuis



$$\Rightarrow \text{On a : } L_x = 2.00 \text{ m ; } L_y = 3,85 \text{ m}$$

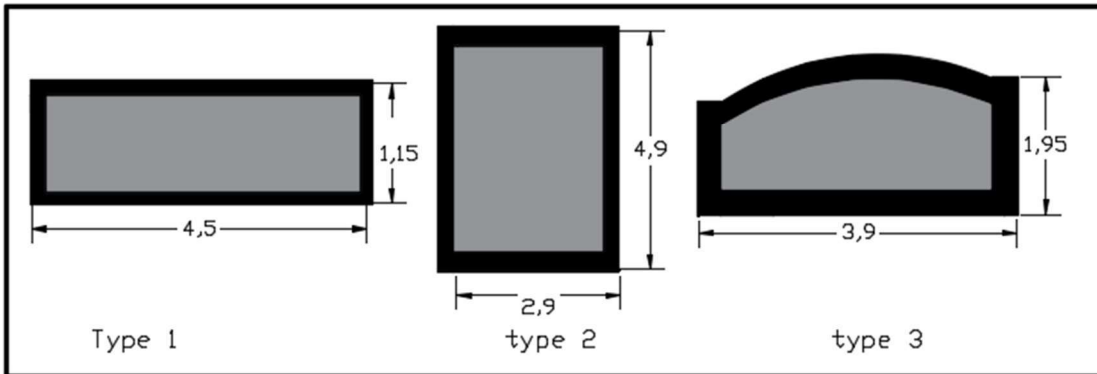
$$\Rightarrow \rho = \frac{2}{3,85} = 0.52 \geq 0,4$$

$$\Rightarrow \frac{200}{45} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$\Rightarrow 4,44\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm}$$

Figure II. 4.Dalle sur 3 appuis

Dalle sur quatre appuis

**Figure II. 5.**Dalle sur 4 appuis

Type 1 :

On a:

$$L_x = 1.15m ; \quad L_y = 4,5 m$$

$$\rho = \frac{1.15}{4.5} = 0,25 \leq 0,4$$

$$\frac{115}{35} \leq e \leq \frac{115}{30}$$

$$3,28cm \leq e \leq 3,83cm$$

Type 2 :

On a:

$$L_x = 2,9 ; \quad L_y = 4,9 m$$

$$\rho = 2,9/4.9 = 0,59 \geq 0,4$$

$$\frac{290}{45} \leq e \leq \frac{290}{40}$$

$$6,88cm \leq e \leq 7,25cm$$

Type 3 :

On a:

$$L_x = 1,95m ; \quad L_y = 3,9 m$$

$$\rho = 1,95/3,9 = 0,5 \leq 0,4$$

$$\frac{195}{45} \leq e \leq \frac{195}{40}$$

$$4,33cm \leq e \leq 4,875cm$$

Critère de résistance au feu

$$\begin{cases} e \geq 07 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour trois heures de coupe feu} \end{cases}$$

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui donne est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur:

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

II.3. Pré dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

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

L: longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

II.3.1. Poutre Principales (PP)

$$L_{\max} = 5,20 - 0,40 = 4,8 \text{ m}$$

Donc $32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$

On prend $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

- $h/b = 1,33 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$ vérifiée

II.3.2. Poutre Secondaires (PS)

$$L_{\max} = 5 - 0,3 = 4,7 \text{ m}$$

$$31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

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

Vérifications des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée
- $h/b = 1,33 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$ vérifiée

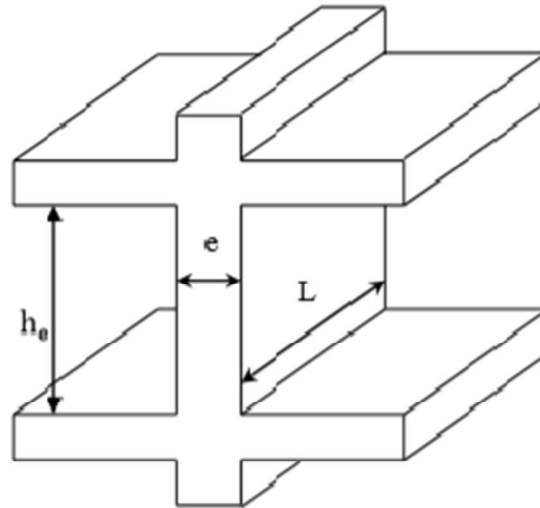
II.4. Pré dimensionnement des voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003:

$$e = \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)
- e : épaisseur du voile.



Dans notre cas, nous avons :

Figure II. 6.Coupe transversale d'un voile

Entresol et le 1er niveau

$$h_e = 340 - 21 = 319 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = 15,95 \text{ cm}$

RDC et d'autres niveaux

$$h_e = 306 - 21 = 281 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = 14,05 \text{ cm}$

Au final on prend :

- Pour le sous-sol et 1er étage $e = 20 \text{ cm}$
- Pour RDC et le reste des étages $e = 20 \text{ cm}$

II.5. Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à étage. De passer d'un niveau à un autre en montant et descendant .

Il existe plusieurs types d'escalier, parmi ces types, on cite ceux qui coïncide avec notre projet:

II.5.1. Type 1 Escalier droit à deux volées (de sous-sol au 8^{ème} étage)

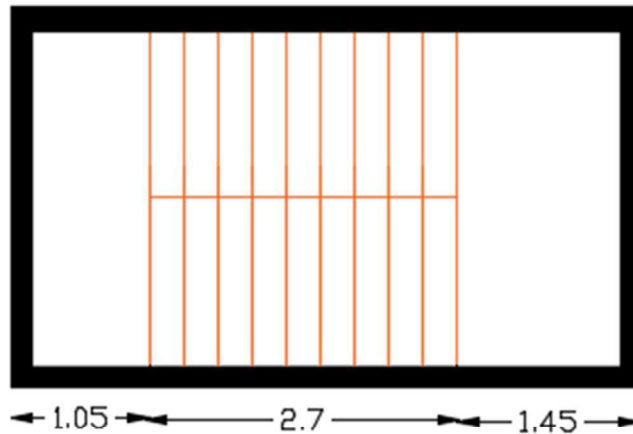


Figure II. 7.Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

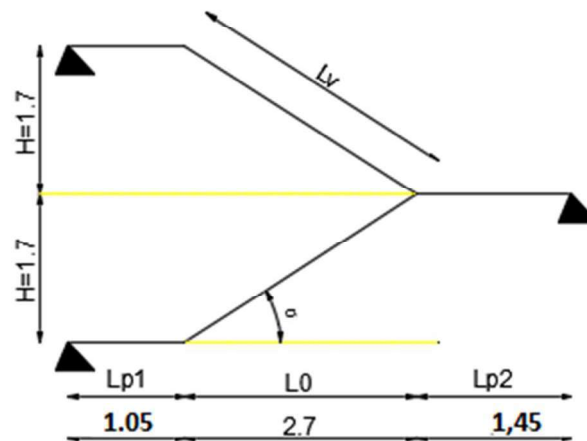


Figure II. 8.Schéma de l'escalier droit à deux volées

H : la hauteur du palier ;

L_0 : longueur projetée de la volée ;

L_v : longueur de la volée ;

L_p : longueur du palier de repos ;

La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

La hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.

Le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} < 2h + g < 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Le nombre de contre marche est donné par $n = H/h$

An fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 170/17 = 10$ contres marches

⇒ Le nombre de marche est $(n - 1) = 9$ marches

$$\Rightarrow g = \frac{10}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30$ cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée .

Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1,7}{2,70} \right) = 32,19^\circ$$

Epaisseur de la paillasse (e)

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad 15,8 \text{ cm} \leq e \leq 23,75 \text{ cm}$$

$e \geq 11$ cm pour 2 heurs de coupe feu

Avec $L = L_v + L_p$: la longueur développée \Rightarrow **soit $e = 20$ cm**

Tableau II. 1. Dimensionnement d'escalier (volée)

H (m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	L _{p1} (m)	L _v (m)	L (m)	α	E (cm)
1,7	17	10	30	2,7	1,9	2,85	4,75	32,19°	18

Remarque : La meme chose pour le reste (on a un seul type d'escalier dans ce batiment)

II.6. Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II. 2.Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Grès cérame format 5*5et2*2	12	0,045	0,5
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	cloison (brique creuse)	9	0,10	0,9
Charge permanent G				6.18
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II. 3.Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Grès cérame format 5*5et2*2	12	0,045	0,5
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,28
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II. 4.Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Grès cérame format 5*5et2*2	12	0,045	0,5
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corp creux en polystyrènes	9,85	0,16+0,05	2,00
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				3,53
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II. 5.Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
Charge permanent G				7,15
charge d'exploitation Q				1

Tableau II. 6.Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Grès cérame format 5*5et2*2	12	0,045	0,5
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux polystyrène	9,85	0,16+0,05	2,00
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
7	Forme de pente	22	0,1	2,2
Charge permanent G				5,73
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II. 7. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	8,66	0,15	1,3
3	Brique creuses	9	0,10	0,9
4	Enduit du plâtre	10	0,015	0,15
Charge permanent G				2,62
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II. 8.Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur r (m)	Type Volée
1	dalle pleine		25	0,20/cos(α)	5,93
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,23
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4
		vertical	20	0,02h/g	0,23
4	Enduit de ciment		18	0,015/cos(α)	0,32
5	poids des marches		22	h/2	1,87
Charge permanent G_{vi} (KN/m²)					9,38
charge d'exploitation Q					2,5

Tableau II. 9.Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,20	5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,43
charge d'exploitation Q				2,5

II.7. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1-Critère de résistance ;

2-Critère de stabilité de forme (flambement);

3-Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 3 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

P.C4 : poteau au niveau de la cage d'escalier.

P.C5 : poteau cenral.

P.D4 : poteau au niveau de la cage d'escalier.

On élimine le poteau P.D4 puisque sa surface afférente est négligeable devant P.C4 et P.C5.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

Tableau II. 10.Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm^2	poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
Sou-sol	50 × 50	21,25
Rdc	45 × 50	17,21
Etage 1	45 × 50	19,12
Etages 2 et 3	45 × 45	15,49
Etages 4 et 5	40 × 45	13,77
Etages 6 et 7	40 × 40	12,24
Etage 8	35 × 40	10,71

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

h_e : hauteur du poteau $\begin{cases} h_e = 3,4\text{m pour l'entresol et 1er étage} \\ h_e = 3,06 \text{ pour le reste des étages} \end{cases}$

II.7.1. Pré dimensionnement du Poteau (P.C4)

II.7.1.1. Surfaces afférentes

Terrasse inaccessible

$$S1=3.55 \text{ m}^2$$

$$Gp=\gamma_c * hp * bp$$

$$* Lp$$

$$Lpp = 2,45 \text{ m}$$

$$Lps = 1.45 \text{ m}$$

$$Gpp=25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,45 = 7,35 \text{ KN}$$

$$Gps= 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 1,45 = 3,81 \text{ KN}$$

$$Gpoutre = Gpp + Gps$$

$$Gpoutre = 11,16 \text{ kn}$$

$$Gpoteau=25 \times 0,4 \times 0,35 \times 2,2 = 7,7 \text{ kn}$$

Avec : h (terrasse inaccessible) = 2,2 m

DP : dalle pleine ; **PP** : poutre principale ; **PS** : poutre secondaire.

➤ **Terrasse accessible et les étages 8,7 ,6,5,4,3,2**

$$S1 = 2,97 \text{ m}^2$$

$$S2 = 4,46 \text{ m}^2$$

$$S3 = \text{Spalier} + \text{Svolée}$$

$$\text{Spalier} = 1,94 \text{ m}^2$$

$$\text{Svolée} = 1,61 \text{ m}^2$$

$$S4 = 5,33 \text{ m}^2$$

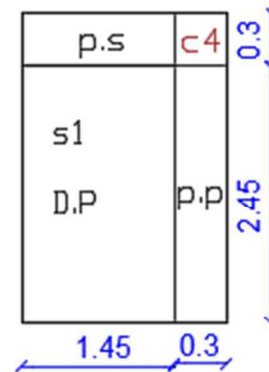


Figure II. 9.Surface afférente terrasse inaccessible

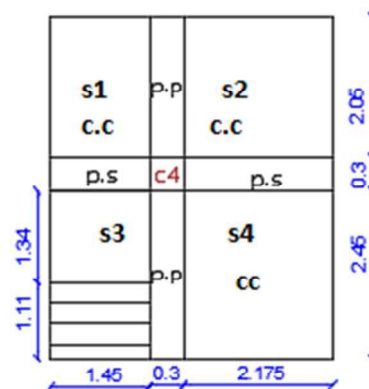


Figure II. 10.Surface afférente de la T.A et les étages de 8 à 2

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{Lpp} = 4,5 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{Lps} = 3,625 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{Gvolée} = Gv * \text{Svolée} \\
 \mathbf{Gpalier} = Gp * \text{Spalier}
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 \longrightarrow \\
 \\
 \longrightarrow
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 \mathbf{Gpp} = 13,5 \text{ KN} \\
 \mathbf{Gps} = 9.516 \text{ KN} \\
 \mathbf{Gvolée} = 15,102 \text{ KN} \\
 \mathbf{Gpalier} = 12,47 \text{ KN}
 \end{array}$$

Etage 1

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{S1} = 2,97 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{S2} = 4,46 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{S3} = \text{Spalier} + \text{Svolée} \\
 \mathbf{Spalier} = 1,53 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{Svolée} = 2,03 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{S4} = 5,33 \text{ m}^2
 \end{array}$$

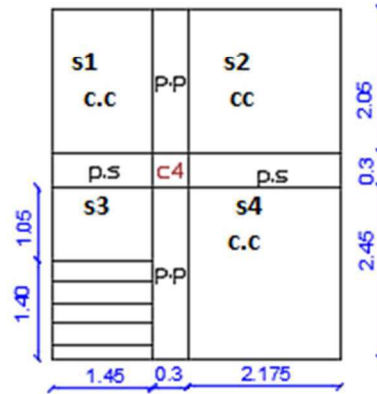


Figure II. 11.surface afférente étage 1

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{Lpp} = 4,5 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{Lps} = 3,625 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{Gvolée} = Gv * \text{Svolée} \\
 \mathbf{Gpalier} = Gp * \text{Spalier}
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 \longrightarrow \\
 \\
 \longrightarrow
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 \mathbf{Gpp} = 13,5 \text{ KN} \\
 \mathbf{Gps} = 9,516 \text{ KN} \\
 \mathbf{Gvolée} = 19,04 \text{ KN} \\
 \mathbf{Gpalier} = 9,84 \text{ KN}
 \end{array}$$

RDC

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{S1} = 2,97 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{S2} = 4,46 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{S3} = \text{Spalier} + \text{Svolée} \\
 \mathbf{Spalier} = 1,94 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{Svolée} = 1,61 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{S4} = 5,33 \text{ m}^2
 \end{array}$$

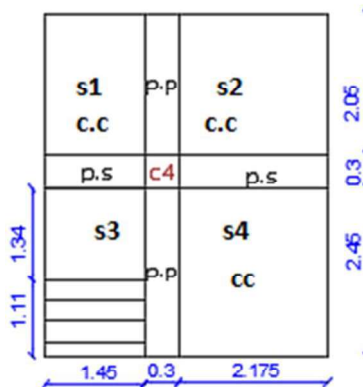


Figure II. 12.Surface afférente de RDC

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{L_{pp}} = 4,5 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{L_{ps}} = 3,625 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{G_{volée}} = G_v * S_{volée} \\
 \mathbf{G_{palier}} = G_p * S_{palier}
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 \longrightarrow \\
 \longrightarrow
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 \mathbf{G_{pp}} = 13,5 \text{ KN} \\
 \mathbf{G_{ps}} = 9,516 \text{ KN} \\
 \mathbf{G_{volée}} = 15,102 \text{ KN} \\
 \mathbf{G_{palier}} = 12,47 \text{ KN}
 \end{array}$$

sous-sol

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{S1} = 2,97 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{S2} = 4,46 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{S3} = S_{palier} + S_{volée} \\
 \mathbf{S_{palier}} = 1,53 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{S_{volée}} = 2,03 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{S4} = 5,33 \text{ m}^2
 \end{array}$$

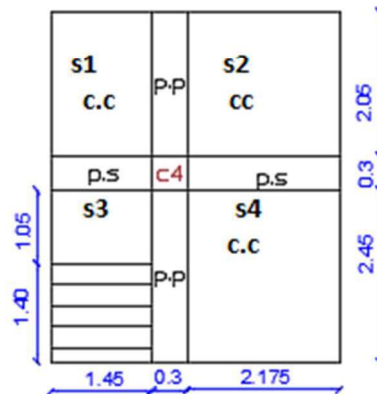


Figure II. 13. Surface afférente du sous-sol

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{L_{pp}} = 4,5 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{L_{ps}} = 3,625 \text{ m}^2 \\
 \mathbf{G_{volée}} = G_v * S_{volée} \\
 \mathbf{G_{palier}} = G_p * S_{palier}
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 \longrightarrow \\
 \longrightarrow
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 \mathbf{G_{pp}} = 13,5 \text{ KN} \\
 \mathbf{G_{ps}} = 9,516 \text{ KN} \\
 \mathbf{G_{volée}} = 19,04 \text{ KN} \\
 \mathbf{G_{palier}} = 9,84 \text{ KN}
 \end{array}$$

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs ($n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/2 * n \sum_1^n i$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P.C4) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II. 11. Résultats de la descente de charge du poteau (P.C4)

Etage	Niveau	Eléments	Poids propre G(kn)	Surcharge Q(kn)
Terrasse Inaccessible	0	Plancher	25,347	3,55
		Poutre	11,16	
		Poteaux	7,7	
	SOMME		44,207	3,55
Terrasse accessible	1	Venant	44,207	35,25
		Plancher	73.115	
		Poutres	23.02	
		Poteaux	10,71	
		Palier	12,47	
		Volée	15,102	
SOMME		178,624	35,25	
Etage 8	2	Venant	178,624	63,78
		Plancher	45,042	
		Poutres	23.02	
		Poteaux	10,71	
		Palier	12,47	
		Volée	15,102	
SOMME		284,968	63,78	
Etage 7	3	Venant	284,968	89,14
		Plancher	45,042	
		Poutres	23.02	
		Poteaux	12,24	
		Palier	12,47	

		Volée	15,102	
	SOMME		392.842	89,14
Etage 6	4	Venant	392.842	111,33
		Plancher	45,042	
		Poutres	23.02	
		Poteaux	12,24	
		Palier	12,47	
		Volée	15,102	
	SOMME		500,716	111,33
Etage 5	5	Venant	500,716	130,35
		Plancher	45,042	
		Poutres	23.02	
		Poteaux	13,77	
		Palier	12,47	
		Volée	15,102	
	SOMME		601,12	130,35
Etage 4	6	Venant	601,12	146,2
		Plancher	45,042	
		Poutres	23.02	
		Poteaux	13,77	
		Palier	12,47	
		Volée	15,102	
	SOMME		710,524	146,2
Etage 3	7	Venant	710,524	161,09
		Plancher	45,042	
		Poutres	23.02	
		Poteaux	15,49	
		Palier	12,47	
		Volée	15,102	
	SOMME		821,648	161,09
		Venant	821,648	

Etage 2	8	Plancher	45,042	175,99
		Poutres	23,02	
		Poteaux	15,49	
		Palier	12,47	
		Volée	15,102	
SOMME		932,772	175,99	
Etage 1	9	Venant	932,772	191,84
		Plancher	45,042	
		Poutres	23,02	
		Poteaux	19,12	
		Palier	9,84	
		Volée	19,04	
SOMME		1048,834	191,84	
RDC	10	Venant	1048,834	209,6
		Plancher	45,042	
		Poutres	23,02	
		Poteaux	17,21	
		Palier	12,47	
		Volée	15,102	
SOMME		1161,678	209,6	
Sous-sol	11	Venant	1161,678	223,321
		Plancher	45,042	
		Poutres	23,02	
		Poteaux	21,25	
		Palier	9,84	
		Volée	19,04	
SOMME		1279,87		
ELU		1.35G=1727824	1.5Q=334,981	
Effort normal à la base du poteau		2062,805		

II.7.2. Pré dimensionnement du Poteau (P.C5)

II.7.2.1. Surfaces afférentes

De la terrasse inaccessible au sous-sol

$$S1 = 4,459 \text{ m}^2$$

$$S2 = 4,049 \text{ m}^2$$

$$S3 = 5,329 \text{ m}^2$$

$$S4 = 4,839 \text{ m}^2$$

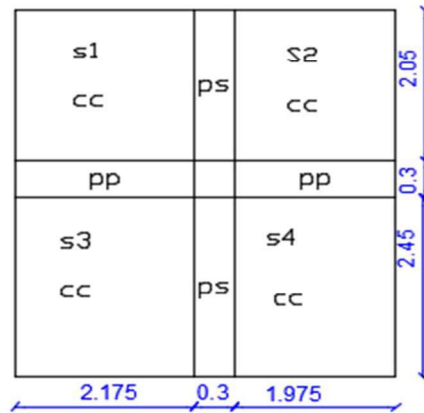


Figure II. 14. Surface afférente de T.A au S.sol

$$S_{cc} = S1 + S2 + S3 + S4 \quad \Rightarrow \quad S_{cc} = 18,676$$

$$L_{pp} = 4,15 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad G_{pp} = 12,4 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 4,5 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad G_{ps} = 11,81 \text{ KN}$$

$$G_p = 24,212 \text{ KN}$$

Cc : corps creux

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P.C5) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II. 12. Résultats de la descente de charge du poteau (P.C4)

Etage	Niveau	Eléments	Poids propre G(kn)	Surcharge Q(kn)
Terrasse Accessible	0	Plancher	107,013	31,905
		Poteau	10.71	
		Poutre	24,212	
	SOMME		141,935	31,905
Etage 8	1	Venant	141,935	63,813
		Plancher	65,92	
		Poteau	10.71	
		Poutre	24,212	
SOMME		242,777	63,813	
Etage 7	2	Venant	242,777	92,528
		Plancher	65,92	
		Poteau	12.24	
		Poutre	25.95	
SOMME		342,887	92,528	
Etage 6	3	Venant	342.887	118,054
		Plancher	65.92	
		Poteau	12.24	
		Poutre	24,212	
SOMME		464,774	118,054	
Etage 5	4	Venant	464,774	140,388
		Plancher	65.92	
		Poteau	13.77	
		Poutre	24,212	
SOMME		584,182	140,388	
Etage 4	5	Venant	584,182	159,532
		Plancher	65.92	
		Poteau	13.77	

		Poutre	24,212	
	SOMME		703,591	159,532
Etage 3	6	Venant	709,591	175,485
		Plancher	95.92	
		Poutreau	15.49	
		Poutre	24,212	
	SOMME		824,72	175,485
Etage 2	7	Venant	824,72	190,48
		Plancher	65.92	
		Poutreau	15.49	
		Poutre	24,212	
	SOMME		945,849	190,48
Etage 1	8	Venant	945,849	205,47
		Plancher	65.92	
		Poutreau	19.12	
		Poutre	24,212	
	SOMME		1070,608	205,47
RDC	9	Venant	1070,608	221,43
		Plancher	65,92	
		Poutreau	17.21	
		Poutre	24,212	
	SOMME		1193,457	221,43
Sous-sol	10	Venant	1193,457	239,298
		Plancher	65,92	
		Poutreau	21.25	
		Poutre	24,212	
	SOMME		1304,829	239,298
	ELU		1.35G = 1761,152	1.5Q = 358,947
	Effort normal à la base du poteau		Nu 2120,466	

En résumé :

$$N'_u(\text{P.C4}) = 2058,01 \text{ KN}$$

$$N'_u(\text{P.C5}) = 2120,47 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P.C5).

II.7.2.3. Vérifications à faire

Vérification à la compression simple

Exemple de calcul

Vérification du poteau à la base « poteau de l'entresol (50*50) cm² »

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b * \theta} \text{ avec } \sigma_{bc} = \frac{0,85 * 25}{1,5 * 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}} = \frac{2120,47 * 10^{-3}}{14,2}$$

$$B \geq 0,1493 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b=1,5$: coefficient de sécurité du béton

Or, pour le poteau à la base (poteau du sous-sol) $B=0,5 * 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$

Donc $B=0,25 \text{ m}^2 \geq 0,1493 \text{ m}^2$ *Condition vérifiée*

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau II. 13. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Comparaison ($B \geq B^{calc}$)		Observation
		B (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
8	423,47	0,14	0,03	Vérifiée
7	606,70	0,16	0,043	Vérifiée
6	804,51	0,16	0,057	Vérifiée
5	999,23	0,18	0,070	Vérifiée
4	1189,15	0,18	0,084	Vérifiée
3	1376,60	0,2025	0,097	Vérifiée
2	1562,62	0,2025	0,11	Vérifiée
1	1753,52	0,225	0,12	Vérifiée
rdc	1943,34	0,225	0,14	Vérifiée
Sous-sol	2120,466	0,25	0,15	Vérifiée

II.7.3.3. Vérification au flambement

D’après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable

$$Nu \leq a \left(\frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma b} + \frac{As \times fe}{\gamma s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- Br= (b – 2) × (h – 2) cm² : section réduite du poteau
- a: coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement (λ)
- As: section d’armature comprimée.
- γs = 1,15 : coefficient de sécurité de l’acier.
- fe = 400 MPa

On

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$$\lambda = lf/i$$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times l_0$: longueur de flambement

L_0 : hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

Exemple de calcul

Vérification du poteau à la base (poteau du sous-sol)

On : $L_0 = 3,40 - 0,40 = 3\text{m} \Rightarrow l_f = 2,1\text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,50^2}{12}} = 0,144$$

Ce qui donne :

$$\lambda = 2,1/0,144 = 14,549183 < 50$$

Donc:

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,821605$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8\% Br ; 1,2\% Br]$$

On prend : $A_s = 1\% Br$

D'après la formule (1) :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha} \times \frac{1}{\frac{fc28}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s}}$$

Or dans notre cas : $Br = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$Br = 0,2304\text{ m}^2 > 0,124645\text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II. 14. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i	λ	α	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br (m ²)	Br _{calc}	
8	423,47	0,115470	16,12540	0.815384	0,03	0.028617	Vérifiée
7	606,70		16,12540	0.815384	0,043	0.039754	Vérifiée
6	804,51		16,12540	0.815384	0,057	0.050627	Vérifiée
5	999,23	0,129904	14,333662	0.822413	0.070	0.060825	Vérifiée
4	1189,15		14,333662	0.822413	0.084	0.071193	Vérifiée
3	1376,60		14,333662	0.822413	0.097	0.081610	Vérifiée
2	1562,62		14,333662	0.822413	0.11	0.092060	Vérifiée
1	1753,52	0,144338	14,549183	0.821605	0.12	0.102994	Vérifiée
RDC	1943,34		12,900276	0.827516	0.14	0.112375	Vérifiée
S.S	2120,466		14,549183	0.821605	0.15	0.124645	Vérifiée

7.2.3. Vérification des exigences du RPA99/2003

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

D'après l'article (Art.7.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 15. Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité (P.C5)

Poteau	(50× 50)	(45× 50)	(45× 45)	(40× 45)	(40× 40)	(35× 40)	observation
$\min(b1 ; h1)$ $\geq 25 \text{ cm}$	50	45	45	40	40	35	Vérifiée
$\min(b1 ; h1)$ $\geq \frac{he}{20}$	17	15.3	17	15.3	15.3	15.3	Vérifiée
$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$	1	0.9	1	0.89	1	0.875	Vérifiée

II.8.Conclusion

Après avoir effectué les diverses vérifications , et satisfait toutes les exigences réglementaires concernant les pré-dimensionnements, on adopte pour l'ensemble des éléments les sections suivantes:

► Plancher

Pour le plancher a corps creux : (16+5) = 21 cm

Pour les dalles pleines : e = 15 cm

► Poutres

Poutres principales : 30 × 40

Poutres secondaires : 30×35

► Escalier (paliers + volées)

Nous avons adopté une épaisseur de e = 20 cm pour le palier et la volée.

► Voiles

Il sera pris une épaisseur e = 20 cm pour l'ensemble des voiles

► Poteaux

Entresol (50× 50) cm²

RDC (45× 50) cm²

Etage 1 (45× 50) cm²

Etage 2 et 3 (45× 45)cm²

Etage 4 et 5 (40× 40) cm²

Etage 6 et 7 (40× 40) cm²

Etage 8 (35× 40) cm



CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories, des éléments principaux et des éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaire. 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.

Le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- ✓ les poutres de chaînage ;
- ✓ l'escalier;
- ✓ l'acrotère ;

Le principe de calcul se fait suivant l'approche suivante :

- ✓ Modélisation du schéma statique représentatif du système réel
- ✓ Evaluation des charges sur l'élément considéré
- ✓ Calcul des sollicitations les plus défavorables
- ✓ Détermination des armatures et vérifications nécessaires.

III.2. Calcul des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capable de reprendre les charges verticales, ils sont considéré comme des éléments infiniment rigide et peut être exécuté en bois en acier ou en béton armé.

Dans cette structure, on a deux types de planchers :

- Plancher en béton armé (dalle pleine) : balcon.
- Plancher en corps creux (16+5) cm = poutrelle + corps creux + dalle de compression

III.2.1. Plancher à corps creux :

Les plancher à corps creux sont les plus utilisé dans le bâtiment courant (habitation).

Dans notre projet, les plancher sont en corps creux (16+5 = 21 cm)

III.2.1.1 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées au plancher et calculées en flexion simple. Comme des poutres sur plusieurs appuis.

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode Forfaitaires.
- Méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)

Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G) ;$
2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 ;$
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

Application de la méthode

Moments aux appuis de rives

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, toutefois le BAEL91/99 préconise de mettre des acier de fissuration équilibrant un moment fictif égal à : **$-0.15M_0$** .

M_0 : valeur maximale du moment isostatique $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Moment aux appuis intermédiaires

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à

$$\begin{cases} -0,6M_0 : \text{pour une poutre à deux travées} \\ -0,5M_0 : \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées} \\ -0,4M_0 : \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Moment en travée :

La valeur des moment en travée sont déterminées à partir des deux conditions suivantes:

$$1. M_t + \frac{|M_d + |M_g||}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ 1,05M_0 \end{cases}$$

$$2. \begin{cases} M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{pour une travée de rive} \end{cases}$$

Avec : $M_t = \max (1; 2)$

$$\alpha : \text{Degré de surcharge} \rightarrow \alpha = \left(\frac{q}{G+q} \right)$$

Evaluation des effort tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

- 15% si c'est une poutre à deux travées
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées

Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Condition d'application

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé tel que :

$$(Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)).$$

Principe de la méthode

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

Application de la méthode

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l-x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui:

$$M_i = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

- l'_g , l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g , d_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots \dots \dots \text{travée de rive} \end{cases}$

Efforts tranchants

Les effort tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i \times M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.



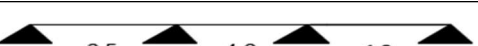




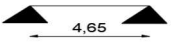
Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$

Types de poutrelles

On distingue 08 types de poutrelles

Tableau III. 1.Type de poutrelle

Type	Schémas statique des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	

Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$\begin{cases} \text{ELU: } P_u = 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS: } P_s = G + Q \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = 0,65 P_u \\ q_s = 0,65 P_s \end{cases}$$

Les résultats de calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 2. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'action

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		EIS	
			p _u	q _u	p _s	q _s
Terrasse Accessible	5,73	1,50	9,985	6,490	7,23	4,699
Etages courant	3,53	1,50	7,015	4,560	5,03	3,269

Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

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

Tableau III. 3. Le choix de la méthode de calcul

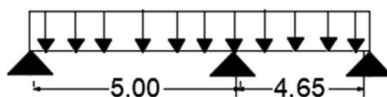
types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1,5 et 6	Vérifiées	$Q^{max} = 5KN \notin \min\left(\frac{5KN}{m^2}; G\right) F.P.N$ $0,8 \leq \left(\frac{l_i}{l_{i+1}}\right) \leq 1,25 ; l = constant$	Méthode forfaitaire
Types 2,3,4 et 7	Non vérifiées	$\frac{l_i}{l_{i+1}} \in [0,8; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 8	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 5 du plancher RDC et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée type 4

Exemple d'application de la méthode forfaitaire

La poutrelle de type 5 (RDC)

Schéma statique

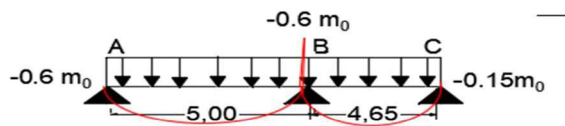


Moment isostatiques

$$\text{Travée A-B} \begin{cases} M_0^u = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{4,56 \times 5^2}{8} = 14,25 \text{ KN.m} \\ M_0^s = \frac{q_s \times L_{AB}^2}{8} = \frac{3,269 \times 5^2}{8} = 10,217 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C} \begin{cases} M_0^u = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{4,56 \times 4,65^2}{8} = 12,325 \text{ KN.m} \\ M_0^s = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} = \frac{3,269 \times 4,65^2}{8} = 8,837 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis



Appuis de rives :

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

Le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif :

$$M_A = M_C = -0,15 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_A^U = M_C^U = -2,137 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_A^S = M_C^S = -1,532 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appuis Intermédiaires :

$$M_B = -0,6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 M_0^{AB}$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_B^U = -8,55 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_B^S = -6,13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+3,53} = 0,298 \rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,089 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 2,259 \end{cases}$$

Travée A-B:

$$\begin{cases} a) M_t^{AB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha)M_0^{AB} \rightarrow M_t^{AB} > \\ b) M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0^{AB} \rightarrow M_t^{AB} > \end{cases}$$

$$M_t^{AB} = \max(a;b)$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{AB} = 11,25 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{AB} = 8,066 \text{ KN.m} \end{cases}$$

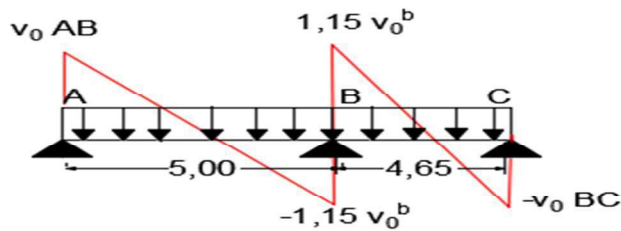
Travée B-C:

$$\begin{cases} a) M_t^{BC} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha)M_0^{BC} \rightarrow M_t^{BC} > \\ b) M_t^{BC} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0^{BC} \rightarrow M_t^{BC} > \end{cases}$$

$$M_t^{BC} = \max(a;b)$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{BC} = 9,153 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{BC} = 6,563 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des efforts tranchants

**Travée A-B:**

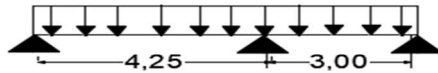
$$\begin{cases} V_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} = \frac{5,2884 \times 5}{2} = 11,193 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 \frac{q_u \times L_{AB}}{2} = -12,193 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée B-C:

$$\begin{cases} V_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} = \frac{5,2884 \times 4,65}{2} = -10,602 \text{ KN} \\ V_B = 1,15 \frac{q_u \times L_{AB}}{2} = 12,193 \text{ KN} \end{cases}$$

Exemple d'application de la méthode de Caquot minorée
La poutrelle de type (4) terrasse accessible

➤ Schéma statique



Evaluation du chargement

Calcul des sollicitations dans la poutrelle

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,25}{3} = 1,42 \in [0,8 ; 1,25]$$

Calcul des moments

Moments aux appuis

$$G' = 2/3G = 3,82 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} q'_u = 4,814 \text{ KN/m} \\ q'_s = 3,458 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_A = M_C = -0,15M_{0,1} \quad \text{Avec } M_{0,1} \begin{cases} ELU: 14,653 \text{ KN.m} \\ ELS: 10,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où } M_A = M_C = \begin{cases} ELU: -3,042 \text{ KN.m} \\ ELS: -2,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -8,107 \text{ KN.m} \\ ELS: -5,823 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées

Travée A-B

$$X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = 1,831 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0)$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc : } M_t = \begin{cases} ELU: 10,881 \text{ KN.m} \\ ELS: 7,899 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C

$$X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = 1,916m$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0)$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc : } M_t = \begin{cases} ELU: 3,811 \text{ KN.m} \\ ELS: 2,776 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des efforts tranchants

$$\text{On a, } v_i \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 11,885 \text{ KN} \\ V_B = -15,7 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 12,438 \text{ KN} \\ V_C = -7,034 \text{ KN} \end{cases}$$

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

Tableau III. 4. Sollicitation maximales dans les différents type de poutrelles du sous-sol , RDC et les étages

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,96	-7,125	10,745	-12,54	-1,412	-5,109	7,704
T2	-1,21	-6,385	7,954	11,436	-0,87	-4,534	5,746
T3	-1,21	-5,626	8,027	11,159	-0,87	-3,994	5,791
T4	-1,57	-5,94	7,54	11,088	-1,10	-4,217	5,424
T5	-2,13	-8,55	11,25	12,193	-1,53	-6,13	8,066
T6	-2,13	-7,125	11,962	11,662	-1,53	-5,109	8,577
T7	-2,13	-8,399	10,36	13,08	-1,53	-5,964	7,453
T8	-1,848	/	12,325	10,602	-1,32	/	8,837
Max	-2,13	-8,55	12,325	13,08	-1,53	-6,13	8,837

Tableau III. 5. sollicitations maximales dans les différents type de poutrelles du 8eme étage (terrasse accessible)

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T4	-3,042	-8,107	10,881	15,7	-2,2	-8,107	7,899
T6	-3,042	-10,142	16,474	16,226	-2,2	-7,343	11,329
T7	-3,042	-11,463	14,956	15,937	-2,2	-8,233	10,858
T8	-2,631	/	17,543	15,091	-1,905	/	12,702
Max	-3,042	-11,463	17,543	16,226	-2,45	-9,091	12,702

III.2.1.4. Ferrailage des poutrelles

Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 2 groupes de ferrailage :

Tableau III. 6. sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse accessible	-3,042	-11,463	17,543	16,226	-2,45	-9,091	12,702
Entresol + RDC Etages de 1 à 8	-2,13	-8,55	12,325	13,08	-1,53	-6,13	8,837

Exemple de calcul (type dans RDC)

Données

$$ELU \begin{cases} M_t = 12,325 \text{ KN.m} \\ M_a^{intr} = -8,55 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,13 \text{ KN.m} \\ V = 13,08 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 8,837 \text{ KN.m} \\ M_a^{intr} = -6,13 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche, on prend $b = 65\text{cm}$ au lieu de $b=40\text{cm}$ qui est dimensionné par rapport à la petite travée ($l = 1,8 \text{ m}$) ; or dans notre cas, le maximum appartient à la plus grande travée ($l = 4,65 \text{ m}$).

Données :

$$b = 65\text{cm} ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} ; \quad h = 21 \text{ cm} ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} ;$$

$$f_c = 400 \text{ Mpa} ; \quad f_{c28c} = 25 \text{ MPa}$$

Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,05 \left(0,19 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0,0761 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,012325 \text{ MN.m}$$

→ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,012325}{14,2 \times 0,65 \times 0,19^2} = 0,037 < 0,186 \quad \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } A' = 0 \quad \rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne : } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{2 \times 0,037} \right] = 0,047$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,19 (1 - 0,4 \times 0,047) = 0,186$$

$$A_t = \frac{0,012325}{0,186 \times 348} = 1,9 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,9 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,006 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_t^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 < A_t = 1,9 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Ferraillage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{-8,55 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,19^2} = -0,139 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{On a } f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,391 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,73 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = -0,139 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,163 \\ z = 0,202 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{st} \times z} = \frac{-8,55 \times 10^{-3}}{348 \times 0,202} = 1,216 \text{ cm}^2$$

Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{-2,13 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,19^2} = 0,034 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$A' = 0 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,043 \\ z = 0,186 \text{ m} \end{cases} \quad f_{st} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{f_{st} \times z} = \frac{2,13 \times 10^{-3}}{348 \times 0,186} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0,28 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,216 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0,28 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Choix des barres

En travée : $A = 1,9 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10 + HA12 = 2,7 cm²

En appui intermédiaire : $A = 1,216 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA12 = 2,26 cm²

En appui de rive : $A = 0,33 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA12 = 1,13 cm²

Ferraillage transversal

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_t^{\min}, \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \phi_t \geq \min (10 \text{ mm}; 6 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'ou, $A_t = 2\phi 6 = 0,57\text{cm}^2$

Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 13,08 \times \frac{10^{-3}}{0,12 \times 0,19} = 0,57\text{Mpa}$$

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

Donc $\tau_u < \tau$ pas de risque de rupture par cisaillement.

Espacement (St)

L'espace des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivant :

- 1) $St \leq \min (0,9d ; 40\text{ cm}) \Rightarrow St \leq 17,1\text{ cm}$
- 2) $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 47,5\text{ cm}$
- 3) $St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 403,06\text{ cm}$

D'ou $St = 15\text{ cm}$

✓ Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u

Appui de rive

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 13,08 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,37\text{cm}^2$$

Or $A_l = 2\text{HA}8 + \text{HA}10 + \text{HA}10 = 2,59\text{ cm}^2$

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(13,08 \times 10^{-3} - \frac{8,55 \times 10^{-3}}{0,9d} \right)$$

$A_l = -1,06 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire,

car l'effort est négligeable devant l'effort du moment.

Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \text{avec } a = \min (0,9d ; (40-4)\text{cm}) = 17,1\text{cm}$$

Ce qui donne : $V_u = 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 13,08 \text{ KN} < 136,8 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times v_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\text{avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 0,724 \text{ Mpas} \leq = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$$
Vérifiée

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.

- ✓ Vérification des contraintes

En travée

- ✓ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - d_0) = 0,000245 \text{ m} > 0$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- ✓ Calcul de y et I

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 40,5 y - 769,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 318,86 \quad \Rightarrow y = 0,0428 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15.A(d - y)^2 = \frac{65 \times 5,53^3}{3} + 15 \times 2,7(19 - 5,53)^2$$

$$I = 0,0001047 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,837 \times 10^{-3}}{1047,42 \times 10^{-8}} \times 4,28 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,61 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appui intermédiaire

$$h = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -324,6 \text{ cm}^3 < 0$$

⇒ calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

✓ Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow 6y^2 + 33,9y - 644,1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 128,79 \quad \Rightarrow y = 3,96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15.A(d - y)^2 = \frac{12 \times 13,55^3}{3} + 15 \times (19 - 13,55)^2$$

$$I = 10958,17 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,13 \times 10^{-3}}{10958,17 \times 10^{-8}} \times 3,96 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 8,83 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche Données

Données:

$$L = 4,65 \text{ cm}; \quad M_{0s} = 10,20 \text{ KN.m}; \quad M_{ts} = 8,837 \text{ KN.m}$$

suivantes sont La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions observées

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 \times M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 21 < 25 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 d}{f_e} = 2,052 \text{ cm}^2$$

3) $L < 8m$

Or $A = 2,7 \text{ cm}^2 > 2,052 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée

Puisque la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \quad ; \quad l \leq 5m \quad \Rightarrow \quad f = \frac{l}{500} = \frac{5}{500} = 10mm$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots\dots\dots\text{BAEL9 révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,819 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{SER}^j = 0,819 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{SER}^p = 0,819 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 5,87 \text{ KN.m} \\ M_{SER}^j = 2,54 \\ M_{SER}^p = 8,36 \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,59 \end{cases}$$

✓ Coefficients μ

Les coefficients et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)} = 3,47 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times 3,47 = 1,388 \end{cases} ; \quad \rho = 1,18\%$$

Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 106,98 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^j = 46,368 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^p = 152,439 \text{ Mpa} \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} I = 0,000104 \text{ m}^4 \\ y = 0,042 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t2}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g \times f_{t2}} \right) = 0,847 \\ \mu_j = \max \left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j \times f_{t28}} \right) = 0,144 \\ \mu_p = \max \left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p \times f_{t28}} \right) = 0,605 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$V = 0,0402m \quad \Rightarrow \quad I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'ou $I_0 = 0,0030 \text{ cm}^4$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 0,00012287 \text{ m}^4 \\ I_{f_{ji}} = 0,00022018 \text{ m}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 0,00010658 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 0,00019726 \text{ m}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gii} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 2,5206 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 0,6656 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 4,5206 \text{ mm} \\ f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 7,3280 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 8,43 \text{ mm} \quad \dots \dots \text{la fleche est vérifiée}$$

$$F^* = 9,33 \text{ mm}$$

Tableau III. 7.calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α 10-2	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Entresol Rdc et étage courant	Travée	12,325	0,038	4,8	0,180	1,9	1,49	2HA10+HA12 = 2,7
	Appui Inter	8,55	0,161	18,7	0,204	1,216	0,28	2HA12 =1,26
	appui de rive	2,13	0,040	5,1	0,186	0,383	0,28	1HA12=1,13
Terrasse accessible	Travée	17,543	0,0526	6,7	0,184	2,73	1,49	2HA12+HA14 =3,8
	Appui Inter	11,463	0,184	25,6	0,170	1,93	0,28	2HA12 = 2,26
	appui de rive	11,463	0,0490	94,9	0,127	0,72	0,28	HA12 = 1,13

Remarque

- D'après les résultats obtenus, le choix du ferrailage est le même pour les groupes 2 et 3.

- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après

Tableau III. 8.vérification nécessaire à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \tau$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_{minl}(\text{cm}^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau^{u_1} \leq \tau$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_u} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d})$		
Sous-sol- RDC/Etages	0,57 < 3,33	3,15 > 0,43	4,28 > -1,2	15,203 < 136,8	0,724 < 3,33
T.accessible	0,73 < 3,33	3,15 > 0,47	3,93 > -0,85	16,20 < 108,135	0,800 < 3,33
Observation	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>

Tableau III. 9. vérification des contrainte à l'ELS

Niveaux	Endroit	M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes σ $\leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Sous-sol/RDC Les étages	Travée	8,837	2,36	3,92	8323,04	4,32 < 15	Vérifiée
	appui	- 6,13	1,92	7,7	4577,17	11,27 < 15	Vérifiée
T.accessible	Travée	17,543	1,80	3,47	6605,54	3,77 < 15	Vérifiée
	appui	- 9,091	1,57	7,15	3990,78	9,39 < 15	Vérifiée

Tableau III. 10. Vérification de la flèche à l'ELS

Niveaux	Sous-sol/RDC Étages	T.accessibles
L (m)	4,65	4,65
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	1,53	3,73
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	3,53	5,73
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	5,03	7,23
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	2,199	5,075
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	5,0757	8,239
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	7,2326	10,395
I (m⁴)	0,000104	0,000138
I₀(m⁴)	0,0030	0,000328
λ_i	3,47	2,56686
λ_v	1,388	0,9867
σ_{st}^{j} (MPa)	46,368	77,0049
σ_{st}^g (MPa)	106,9806	124,996
σ_{st}^p (MPa)	152,4398	157,7183
μ_j	0,14463	0,4919
μ_g	0,48726	0,64775
μ_p	0,6057	0,70866
I_{fji} (m⁴)	0,00022018	0,0001629
I_{fgi} (m⁴)	0,00012287	0,00013888
I_{fpi} (m⁴)	0,00106586	0,000131288
I_{fgv} (m⁴)	0,00019726	0,0002201
f_{ji} (mm)	0,66565	2,074
f_{gi} (mm)	2,75204	3,952
f_{pi} (mm)	4,5206	5,275
f_{gv} (mm)	7,3280	9,4393
Δf (mm)	8,430	8,687
f_{adm} (mm)	9,3	9,3
Observation	vérifiée	verifiée

Tableau III. 11.schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher RDC + Étages courants			
Terrasse accessible			

Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_- = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2/ml \\ A_{\approx} = \frac{A_-}{2} = 0,56 \frac{\text{cm}^2}{ml} \end{cases}$$

soit $\begin{cases} A_-: 5\phi 6ml \rightarrow s_t = 20cm \leq 21cm \dots\dots CBA \\ A_-: 4\phi 6ml \rightarrow s_t = 25cm \leq 30cm \dots\dots CBA \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (150 × 150) mm²

III.2.2.Calcul des dalles pleines

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

III.2.2.1. Données de différentes dalles

Tableau III. 12.Données des différents types de dalle pleine (annexe 1)

Types	L _x (m)	L _y (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	2.00	3,85	0.52	0,0937	0.2500	0.0975	0.3853
D2	1.15	4.5	0.20	/	/	/	/
D3	1.95	3.9	0.5	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
D4	2.9	4,9	0,59	0,0836	0,2882	0,0731	0,4565

III.2.2.2. Calcul des sollicitations

Dalle D1 : dalle sur trois appuis , d'épaisseur e = 15 cm

$$\begin{cases} l_x = 2.00m \\ l_y = 3.85m \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{2}{3.85} = 0,52 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\begin{cases} G = 5,25\text{KN/m}^2 \\ Q = 3.5\text{KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_u = 12,38\text{KN} \\ P_s = 8,78\text{KN} \end{cases} \text{ Avec :}$$

$$\text{ELU: } P_u = (1.35 \times 5,28) + (1.5 \times 3.5) = 12,38\text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } P_s = 5,28 + 3.5 = 8,78 \text{ KN/m}^2$$

Evaluation des moments

$$\text{On a : } L_x = 2 \text{ m} > \frac{L_y}{2} = 1,925 \text{ m donc :}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{P}{24} L_y^3 \\ M_0^y = \frac{P}{8} L_y^2 \times \left(L_x - \frac{L_y}{2}\right) + \frac{P}{48} L_y^3 \end{cases}$$

Avec :

ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{12.38}{24} 3,85^3 = 29,43\text{KN.m} \\ M_0^y = \frac{12.38}{8} 3,85^2 \times \left(2 - \frac{3,85}{2}\right) + \frac{12.38}{48} 3,85^3 = 16,44\text{KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{8,78}{24} 3,85^3 = 20,87\text{KN.m} \\ M_0^y = \frac{8,78}{8} 3,85^2 \times \left(2 - \frac{3,85}{2}\right) + \frac{8,78}{48} 3,85^3 = 11,66\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment corrigés

✓ En travée

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 29,32 = 25,02\text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 16,44 = 13,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 20,88 = 17,74 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 11,65 = 9,91 \text{ KN.m} \\ \checkmark \text{ En appuis} \end{cases}$$

$$\text{ELU: } M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -14,41 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -8,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -10,44 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -5,83 \text{ KN.m}$$

III.2.2.3. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur $e = 15\text{cm}$

En travée :

le sens x-x :

$$u_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}}$$

$$u_{bu} = 0.1226 < u_l = 0.393 \text{ donc } A' = 0$$

$$\alpha = 0.164 ; z = 0.112$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} \cdot z}$$

$$A_t = 6.41 \text{ cm}^2$$

Le sens y-y :

$$u_{bu} = 0.06848 < u_l = 0.393 \text{ donc } A' = 0$$

$$\alpha = 0.0887 ; z = 0.116$$

$$A_t = 3.47 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

En travée :

Le sens x-x :

$$A_{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.48 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} < A_{calculé}$$

On ferraille avec $A_{calculé}$

Le sens y-y :

$$A_{min} = \rho \times b \times e = 1.20 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} < A_{calculé}$$

On ferraille avec $A_{calculé}$

En appuis :

Le sens x-x :

$$u_{bu} = 0.0721 < u_l = 0.393 \text{ donc } A' = 0$$

$$\alpha = 0.0936 ; z = 0.115$$

$$A_t = 3.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 1.21 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} < A_{calculé}$$

On ferraille avec $A_{calculé}$

Le sens y-y :

$$u_{bu} = 0.0402 < u_l = 0.393 \text{ donc } A' = 0$$

$$\alpha = 0.0514 ; z = 0.117$$

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

$$A_{min} = \rho \times b \times e = 1.20 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} < A_{calculé}$$

On ferraille avec $A_{calculé}$

On opte pour une section de ferrailage :

En travée :

$$\text{Sens x-x : } 4\text{HA}12 + 4\text{HA}8 = 6,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\text{Sens x-x : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres

$$\text{Sens x-x : on opte pour : } St = 33 \leq \min(3e ; 33 \text{ cm})$$

$$\text{Sens y-y : on opte pour : } St = 45 \leq \min(4e ; 45 \text{ cm})$$

Verification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_U = \frac{0.07 \times fc_{28}}{\gamma b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = (pu \times Lx/2) \times Ly^4 / (Ly^4 + Lx^4) = 8,25 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = (pu \times Ly/2) \times Lx^4 / (Ly^4 + Lx^4) = 4,91 \text{ KN}$$

Sens x-x :

$$\tau_U = \frac{V}{b \times d} = 0.069 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U = \frac{0.07 \times fc_{28}}{\gamma b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

$$\tau_U = \frac{V}{b \times d} = 0.041 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U = \frac{0.07 \times fc_{28}}{\gamma b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Condition vérifié ; pas de rupture par cisaillement.

Verification des contraintes :

En travée :

x-x :

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s d \rightarrow y = 3,97 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \rightarrow I = 8401,59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = 15 \frac{Ms}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 \times 0.3 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 8,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

y-y :

$$y = 0.99 \text{ cm}$$

$$I = 7775,31 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 15 \frac{Ms}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 \times 0.3 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 1,27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

En appuis:

x-x :

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s d \rightarrow y = 3,21 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \rightarrow I = 5657,2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = 15 \frac{Ms}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 \times 0.3 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 5,93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

y-y :

$$y = 2,4 \text{ cm}$$

$$I = 3238.33 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 15 \frac{Ms}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 \times 0.3 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 4.33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

En travée

x-x

$$\sigma_{st} = 15 \frac{Ms}{I} y (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_{te}; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_{st} = 200,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

y-y

$$\sigma_{st} = 187,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

En appuis

x-x:

$$\sigma_{st} = 198,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

y-y :

$$\sigma_{st} = 178.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Verification de la flèche :

$$J = 0.33 \text{ kn}$$

$$g = 4.34 \text{ kn}$$

$$p = 7.78 \text{ kn}$$

Tableau III. 13.vérification de la flèche dalle D1

sens	f_{gv} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation $\Delta f < f_{adm}$
x-x	1.28	0.29	1.98	0.59	2.37	4	vérifiée
y-y	2.01	0.48	3.94	0.67	4.81	7.7	vérifiée

Remarque : la flèche est vérifiée .

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III. 14.Sollicitations maximales dans les dalles pleines

type		sollicitations							
		ELU				ELS			
		x $M_{travée}$ (KN.m)	y $M_{travée}$ (KN.m)	x M_{appuis} (KN.m)	y M_{appuis} (KN.m)	x $M_{travée}$ (KN.m)	y $M_{travée}$ (KN.m)	x M_{appuis} (KN.m)	y M_{appuis} (KN.m)
balcon	D1	25,02	13,97	-14,41	-8,21	17,74	9,91	-10,44	-5,83
plancher	D2	1.70	/	0.99	/	1.21	/	7.72	/
	D3	25.40	12.70	-14.45	-7.47	18.23	9.12	-10.73	-5.36
Terasse inaccessible	D4	5.87	1.66	-3.92	-1.11	4.54	2.07	-3.03	-1.38

Tableau III. 15.Vérification de l'effort tranchant.

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \tau_u$ (MPA)	Obs.
	D1	8,25	0.069 < 1.17	Vérifiée	4,91	0.041 < 1.17
D2	6,95	0.058 < 1.17	Vérifiée	/	/	/
D3	7.86	0.065 < 1.17	Vérifiée	4.91	0.041 < 1.17	Vérifiée
D4	10.77	0.09 < 1.17	Vérifiée	21.59	0.18 < 1.17	Vérifiée

Tableau III. 16. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	
Travée									
D1	X-X	25,02	0,1226	0,164	0,112	6,41	1,42	4HA12=6,53	
	Y-Y	13,97	0,0684	0,0887	0,116	3,47	1,20	5HA10=3,93	
	Appui								
	X-X	-14,41	0,0721	0,0936	0,115	3,66	1,21	5HA10=3,93	
	Y-Y	-8,21	0,0402	0,0514	0,117	2,01	1,20	4HA8=2,01	
Travée									
D2	X-X	1.70	0.0083	0.0104	0.119	0.409	1.2	3HA8=1.51	
	Y-Y	/	/	/	/	/	/	/	
	Appui								
	X-X	0.99	0.0049	0.0061	0.120	0.24	1.2	3HA8=1,51	
	Y-Y	/	/	/	/	/	/	/	
Travée									
D3	X-X	25.40	0.124	0.161	0.112	6.52	1.5	6HA12=6.79	
	Y-Y	12.70	0.0622	0.0804	0.116	2.91	1.2	6HA8=3.02	
	Appui								
	X-X	-14.94	0.0732	0.0874	0.115	3.72	1.5	5HA10=3.93	
	Y-Y	-7.74	0.0367	0.0466	0.118	1.82	1.2	4HA8=2.01	
Travée									
D4	X-X	5.87	0.0287	0.0365	0.118	1.43	1.45	3HA8=1.51	
	Y-Y	1.66	0.0081	0.0102	0.119	0.40	1.2	3HA8=1.51	
	Appui								
	X-X	-3.92	0.0191	0.024	0.117	0.95	1.45	3HA8=1.51	
	Y-Y	-1.11	0.0054	0.0067	0.119	0.265	1.2	3HA8=1.51	

Tableau III. 17. Vérifications des contraintes à l'ELS

Types de La Dalle	Sens	M_s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma^{st} \leq \bar{\sigma}^{st}$ (MPa)	Obs.
D1	Travée							
	x-x	17,74	3,97	8401,59	8,38<15	Vérifiée	200,5 <201.63	Vérifiée
	y-y	9,91	0,99	7775,31	1,27<15	Vérifiée	187,32 <201.63	Vérifiée
	Appuis							
	x-x	-10,44	3,21	5657,2	5,93<15	Vérifiée	198,89 <201.63	Vérifiée
	y-y	-5,83	2,4	3238,33	4,33<15	Vérifiée	178,8 <201.63	Vérifiée
D2	Travée							
	x-x	1.21	2.1	2528	1.02<15	Vérifiée	71,51 <201.63	Vérifiée
	y-y	/	/	/	/	/	/	Vérifiée
	Appuis							
	x-x	0.71	2.1	2528	0.6<15	Vérifiée	42.07 <201.63	Vérifiée
	y-y	/	/	/	/	/	/	Vérifiée
D3	Travée							
	x-x	18.23	4.029	8651.3	8.49<15	Vérifiée	201.01<201.63	Vérifiée
	y-y	9.12	0.4316	7054.63	0.558<15	Vérifiée	124.27<201.63	Vérifiée
	Appuis							
	x-x	10.73	3.217	5657.23	6.10<15	Vérifiée	149.78<201.63	Vérifiée
	y-y	5.36	2.405	3239.42	3.98<15	Vérifiée	138.28<201.63	Vérifiée
D4	Travée							
	x-x	4.54	2.11	2528.6	11.17<15	Vérifiée	183.96 <201.63	Vérifiée
	y-y	2.07	2.11	2528.6	5.10<15	Vérifiée	175,94<201.63	Vérifiée
	Appuis							
	x-x	-3.03	2.11	2568.6	7.45<15	Vérifiée	194.31 <201.63	Vérifiée
	y-y	-1.38	2,11	2528.6	3.4<15	Vérifiée	201.29<201.63	Vérifiée

Tableau III. 18. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D1	x-x	1.28	0.29	1.98	0.59	$2.37 \leq 4$	Vérifiée
	y-y	2.01	0.48	3.94	0.67	$4.81 \leq 7.7$	Vérifiée
D2	X-X	0.027	0.066	0.015	0.089	$0.027 \leq 2.3$	Vérifiée
	Y-Y	0.126	0.031	0.091	0.042	$0.144 \leq 4,6$	Vérifiée
D3	X-X	1.28	0.30	1.91	0.6	$2.28 \leq 3.9$	Vérifiée
	Y-Y	1.95	0.46	4.04	0.65	$4.88 \leq 7.8$	Vérifiée
D4	X-X	1.23	0.29	2.88	0.41	$3.41 \leq 5.8$	Vérifiée
	Y-Y	1.01	0.24	0.64	0.34	$1.08 \leq 9.8$	Vérifiée

Shémas de ferrailage

Dalle D1

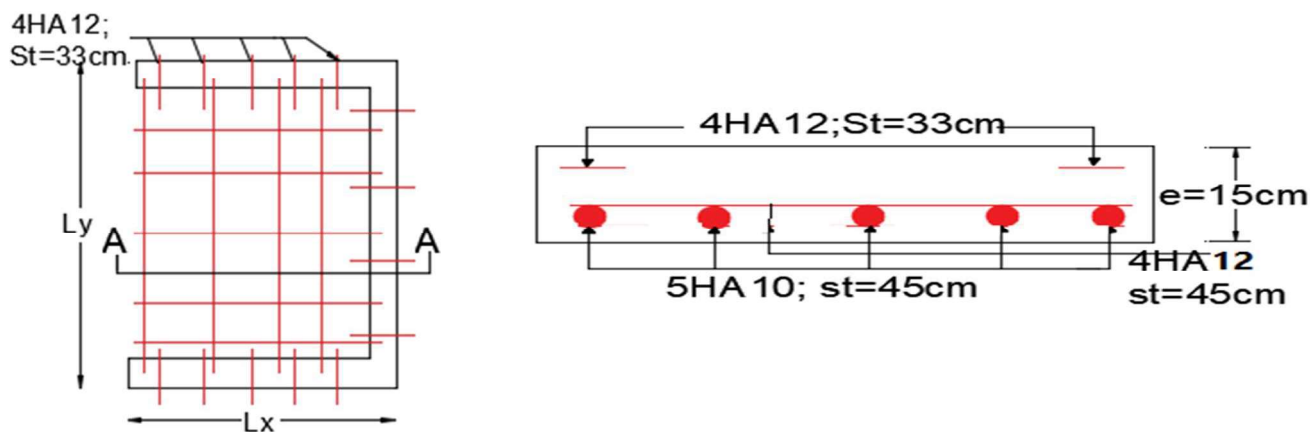


Figure III. 1. Schéma de ferrailage dalle 1

Dalle 2

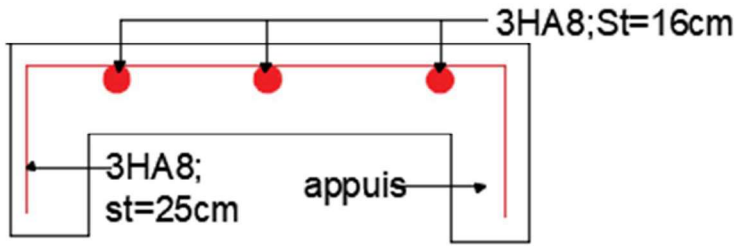


Figure III. 2.Schéma de ferrailage dalle 2

Dalle 3

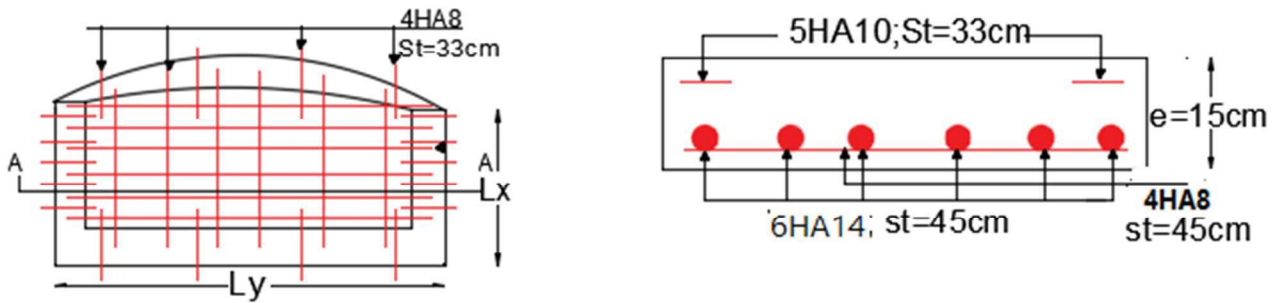


Figure III. 3.Schéma de ferrailage dalle 3

Dalle 4

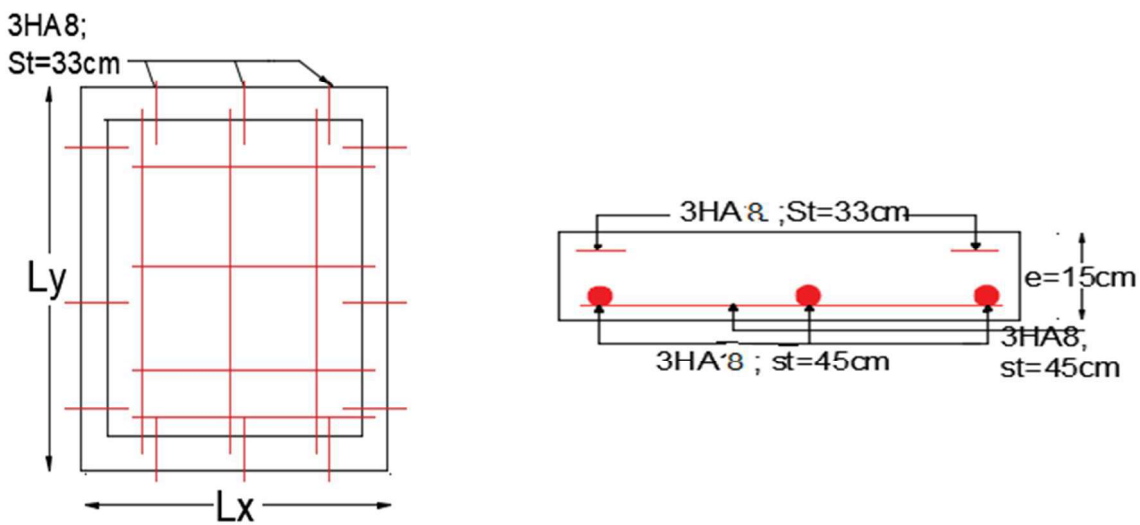


Figure III. 4.Schéma de ferrailage dalle 4

III.3 Etude de la poutre de chaînage

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté. Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max(2/3 \times 20 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

Condition de la flèche

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 30 \leq h \leq 47$$

Exigences du RPA 99/2003

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h/b < 4 \text{ Donc,}$$

on prend : $b = h = 30 \text{ cm}$

Calcul des sollicitations

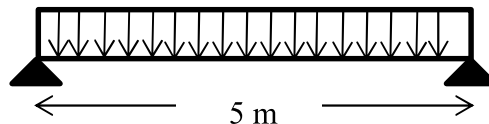


Figure III. 5. Schéma statique de la poutre de chaînage

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

Poids propre :

$$G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

Poids propre Du mur :

$$G_{mur} = G_{mur} \times h_{etage} = 2.62 \times (3.19 - 0.15) = 7.96 \text{ KN/ml}$$

$$\text{poid de la dalle} \begin{cases} G_d = 6.18 \times \frac{1.9}{2} = 5.87 \text{ KN/ml} \\ Q_d = 2.5 \times \frac{1.9}{2} = 9.37 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Calcule des moments :

$$\begin{cases} \text{ELU} \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 25.26 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2/8 = 69.74 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{ELS} \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 18.45 \text{ KN/ml} \\ M_s = q_s \times l^2/8 = 50.94 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$\begin{aligned} \text{Travée} & \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 59.27 \text{KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 43.29 \text{KN.m} \end{cases} \\ \text{Appuis} & \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -34.87 \text{KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -25.47 \text{KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple

Tableau III. 19.Ferraillage de la poutre de chaînage

Ferraillage de la poutre de chaînage							
	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
Travée	0.0761	0.177	0.245	0.252	6.75	1.01	6HA12 = 6.79
Appuis	34.87	0.104	0.124	0.3	3.33	1.01	3HA12=3.39

Vérifications ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l/2 = 3.36 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) 3.33 = \text{MPa}, FN$$

Calcul des armatures transversales

On fixe $st=15\text{cm}$ en travée et 10 cm en appuis

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Vérifications ELS

Vérification de la contrainte dans le béton

Tableau III. 20.Vérification de la contrainte dans le béton

	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	43.29	10.80	42728.4	10.94	15
Appuis	25.47	10.30	3912.34	6.7	15

Etat limite de déformation

Evaluation de la flèche

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{30}{470} = 0,063m \leq \frac{23,38}{10 \times 27,51} = 0,062m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{6,79}{30 \times 28} = 3,5 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{30}{470} = 0,063m \geq \frac{1}{16} = 0,062m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas exigée.

Schéma de ferrailage

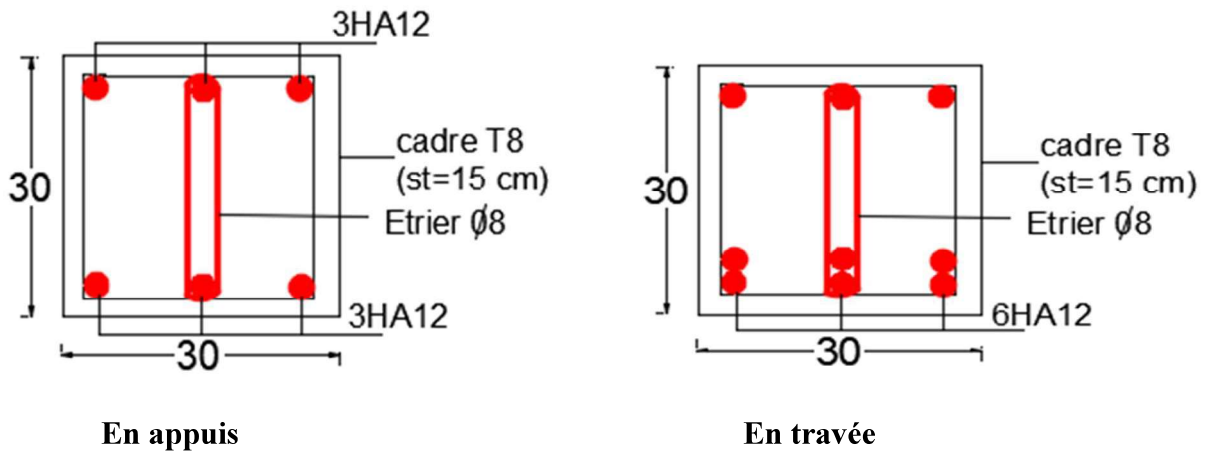


Figure III. 6.schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.4. Etude des escaliers de l'étage courant :

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose

III.4.1 Etude d'escaliers entresol et étage 1

A. Etude des volées 1 et 3 :

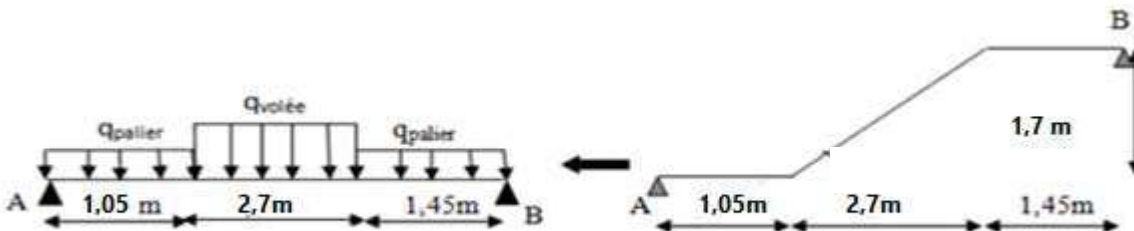


Figure III. 7.Schéma d'escalier du sous-sol et étage 1

Les charges

$$\text{Volée : } G_v = 9.38 \text{ KN/m}^2 \cdot Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } G_p = 6.43 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison de charges

✓ Sur la volée :

$$\text{ELU : } q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 9.38] + [1,5 \times 2,5] = 16.41 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_v^s = G + Q = [9.38 + 2,5] = 11.88 \text{ KN/ml}$$

✓ Sur le palier :

$$\text{ELU : } q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 6.43] + [1,5 \times 2,5] = 12.43 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_p^s = G + Q = [6.43 + 2,5] = 8.93 \text{ KN/ml}$$

- Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = [(1,05 + 1,45) \times 12,43] + [2.7 \times 16,41] = 75.39 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B^u = 37,28 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A^u = 38,11 \text{ KN}$$

ELS : de la même manière qu'à l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R_B^s = 26.89 \text{ KN}$$

$$R_A^s = 27,51 \text{ KN}$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

✓ Tronçon 1 :

$$0 \leq x \leq 1,05 \text{ m}$$

$$T(x) = R_A + 12,43(x) = 38,11 - 12,43x$$

$$T(0) = 38,11 \text{ KN}$$

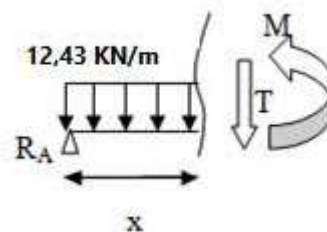
$$T(1,05) = 31,26 \text{ KN}$$

$$M(x) = 38,11x - 12,43 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,05) = 31,26 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T(\max) = 38,11 \text{ KN} \\ M(\max) = 31,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$



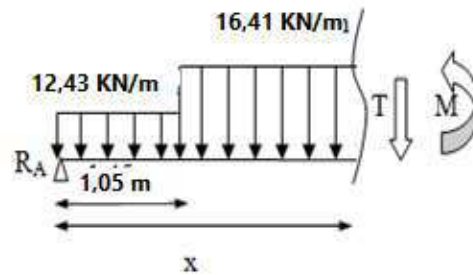
✓ Tronçon 2 :

$$1,05 \leq x \leq 3,75m$$

$$T(x) = 38,11 - 12,43 \times 1,05 - 16,41(x - 1,05)$$

$$T(1,05) = 25,06 \text{ KN}$$

$$T(3,75) = -19,26 \text{ KN}$$



$$M(x) = -8,21x^2 + 42,29x - 2,18$$

$$M(1,05) = 33,14 \text{ KN.m}$$

$$M(3,75) = 40,95 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T(\max) = 25,06 \text{ KN} \\ M(\max) = 40,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,6m$$

On trouve : $M^{\max}(2,6) = 52,28 \text{ KN.m}$; $V^{\max} = R_A = 38,11 \text{ KN}$.

✓ Tronçon 3 :

$$0 \leq x \leq 1,45m$$

$$T(x) = -12,43x + 37,28$$

$$T(0) = T(5,2) = 37,28 \text{ KN}$$

$$T(1,45) = T(3,75) = 19,26 \text{ KN}$$

$$M(x) = 37,28x - 12,43 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,45) = 41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_b = -6,265 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T(\max) = 37,28 \text{ KN} \\ M(\max) = 41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments réels

$$M_t^{\max} = 0,85 \times 52,28 = 44,44 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = -0,5 \times 52,28 = -26,14 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$. les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Soit FPN ; $e = 17 \text{ cm}$; $C = 2 \text{ cm}$. $d = 15 \text{ cm}$.

Tableau III. 21. ferrailage d'escalier

Zone	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	44,44	0,139	0,188	0,139	9,213	1,81	6HA14=9,24	17
En appui	-26,14	0,082	0,107	0,143	5,23	1,81	5HA12=5,65	20

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Vérifications

Calcul à ELU

- Vérification de l'effort tranchant : $V^{max} = 31,311 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{31,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales

Calcul des armatures de répartition :

On a une charge répartie donc :

$$\text{En travée : } A_{r_t} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 ; \text{ on choisit : } 5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{En appuis : } A_{r_a} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5,23}{4} = 1,04 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on choisit : } 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Vérification des espacements :

On a FPN donc :

$$S_t \begin{cases} \text{Appuis: } st = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 17 \text{ cm} \\ \text{Travées: } st = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens principale :

En travée : $S_t = 17 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

En appuis : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Calcul à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_v^s = G + Q = 9,38 + 2,5 = 11,88 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p^s = G + Q = 6,43 + 2,5 = 8,93 \text{ KN/ml.}$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max} = 37,79 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$M_{t_{ser}}^{max} = 0,85 \times 37,79 = 32,13 \text{ KN.m} ; Y = 5,21 \text{ cm} ; I = 17998 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.Y}}{I} = 9,30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- En appui

$$M_{a_{ser}}^{max} = -0,5 \times 37,79 = -18,89 \text{ KN.m} ; Y = 4,27 \text{ cm} ; I = 12353 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.Y}}{I} = 6,53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification de la flèche

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

Après le calcul, on trouve : $f = 3,4 \text{ mm} < f^{adm} = 5,205 \text{ mm}$

Schéma de ferrailage

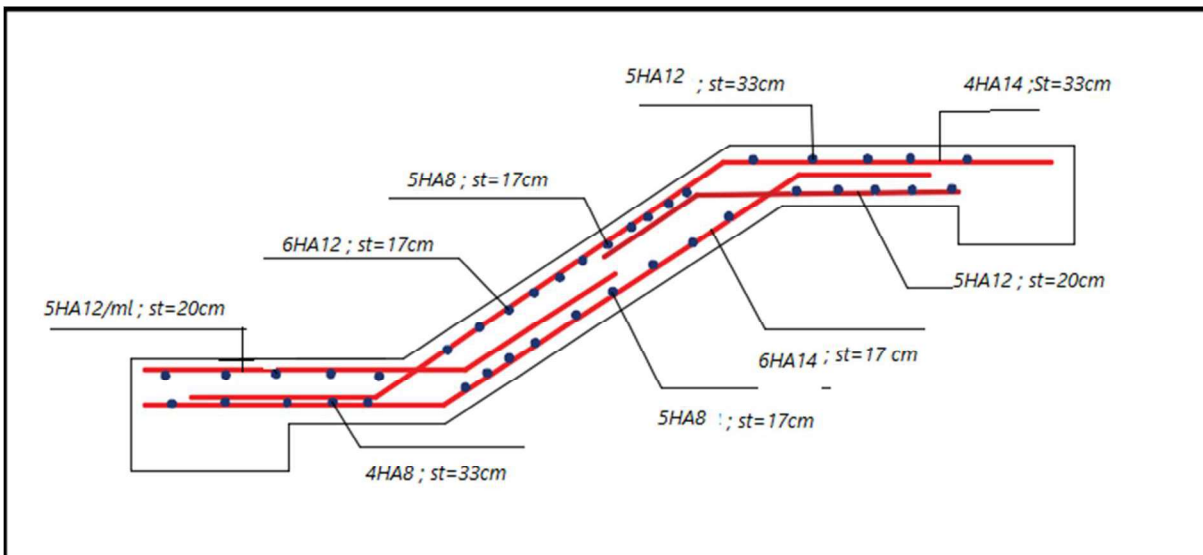


Figure III. 8. schéma de ferrailage d'escalier

III.4.2. Etude de la poutre palière

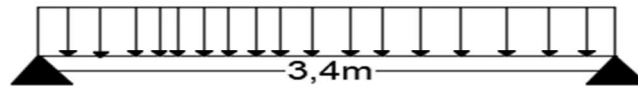


Figure III. 9.Schéma statique de la poutre palière

Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 19,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 37,28 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 26,89 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

Calcul à la flexion simple

Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 48,95 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 35,54 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 62,65 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 53,25 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -31,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 76,92 \text{ KN}$$

Ferraillage à l'ELU

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 22.Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	53,25	A	0,159	0,21	0,255	5,88	1,01	Vérifiée
Appui	- 31,32		0,092	0,121	0,265	3,32	1,01	

Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{76,92 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,91 \text{ MPa}$$

Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et $St = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale ; on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,0035 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,0031 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -6,265 \times \frac{3,2}{2} = -10,024 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 100 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{10,024 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0,0625 \times 348} = 2,3 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

on fixe $St = 15 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appuis

$$\Rightarrow \text{en travées} : A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{en appuis} : A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{10,024 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 1,6 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,91^2 + 1,6^2} = 1,84 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

Ferraillage globale

En travée :

$$A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5,88 + \frac{2,3}{2} = 7,03 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA14 + 3HA12 = 8,01 cm²

En appui :

$$A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,32 + \frac{2,3}{2} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA14 + 1HA12 = 5,75 cm²

Armature transversales :

$$A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,34 = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 27,03 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moments : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 29,66 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 29,4 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -17,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III. 23. Vérification des contraintes à l’ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	9,3	10,3	39123	5,58	15	Vérifiée
En appui	-17,29	8,77	28933	3,4	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 27,19 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

1) $L = 3,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Schéma de ferrailage

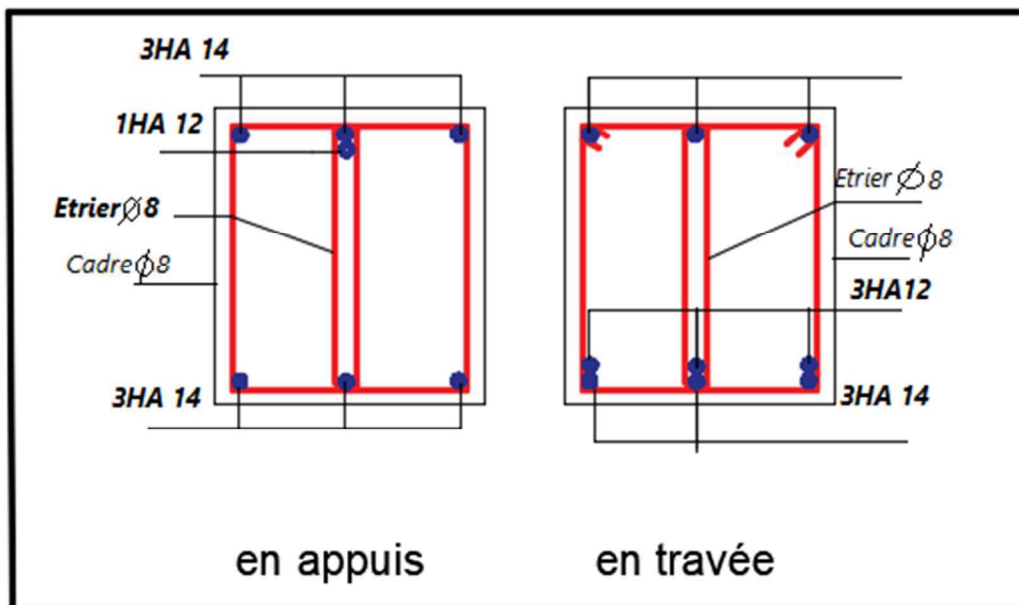


Figure III. 10. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Etude de l’acrotère

L’acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.22).

III.5.1 Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges

- la surface : $S = 0,0675 \text{ m}^2$

- poids propre : $G_2 = \gamma_{\text{béton}} \times S = 25 \times 0,0675 = 1,6875 \text{ KN}$
- Le poids total : $W_p = 2,227 \text{ KN}$
- La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$
- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA99/V2003 Article 6.2.3})$$

Avec :

A: coefficient d'accélération en fonction de la zone (groupe d'usage

C_p : facteur de force horizontal

W_p : poids total de l'acrotère

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,227 = 1,068 \text{ KN}$

ELU

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,227 = 3 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 1,068 \times 0,6 = 0,961 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = M_u / N_u \rightarrow e = 0,961 / 3 \rightarrow e = 0,320 \text{ m}$$

$h/6 \rightarrow$ la section est partiellement comprimée , parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central

Calcul du ferrailage longitudinales :

$$M_a = N_u \times e_a \text{ avec } e_a = e + (h/2 - d') = 0,357 \text{ m}$$

$$M_a = 3 \times 0,357 = 1,071 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b} \times d^2 \times f_{bc} = \frac{1,071 \times 10^{-3}}{1} \times 0,09^2 \times 14,2$$

$$\mu_u = 9,31 \times 10^{-3} < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc} = 0$)

La section est à simple armature

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

$$\alpha = 0,011$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,0896m$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{z} - N_u \right] = \frac{1}{348} \left[\frac{0,357 \times 10^{-3}}{0,0836} - 3 \times 10^{-3} \right] = 2,8286 \times 10^{-6} m^2$$

La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400} = 1,0867 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{min} = 1,086 cm^2$$

Les choix est de : 4T8 = 2.01 cm²

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 cm^2$$

On prend : 3T8 = 1,51 cm² et (st= 15cm)

ELS:

$$N_s = W_p = 2,227 KN$$

$$M_s = F_p \times h = 0,64 KN.m$$

Calcul de l'excentricité:

$$e = M_s / N_s = \frac{0,64}{2,227} = 0,287m$$

$$p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \times \left(0,287 - \frac{0,1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,287 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \times \left(0,287 - \frac{0,1}{2} \right)^3 + \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{b} \times \left(0,287 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)^2 = 0,0246 m^3$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \times e - q} = 0,279m$$

$$x = h/2 + e_1 - e = 0,04m$$

$$\delta = \frac{bx^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 6,4925 \times 10^{-4}m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{\delta} = \frac{2,227 \times 10^{-3} \times 0,04}{6,4925 \times 10^{-4}} = 0,137Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

$$\sigma_{st} = \frac{N_s(d-x)}{\delta} = \frac{2,227 \times 10^{-3}(0,09-0,04)}{6,4925 \times 10^{-4}} = 0,17Mpa$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ fissuration préjudiciale, avec } \eta = 1,6$$

$$\sigma_{st} = \min(266,66, 201,63) Mpa$$

$$\sigma_{st} = 201,63 Mpa$$

$\sigma_{st} < \sigma_{st} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Schéma de ferrailage

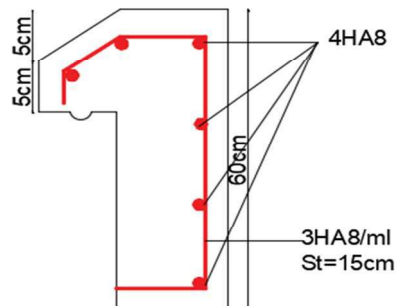


Figure III. 11. Schéma de ferrailage de l'acrotère



CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

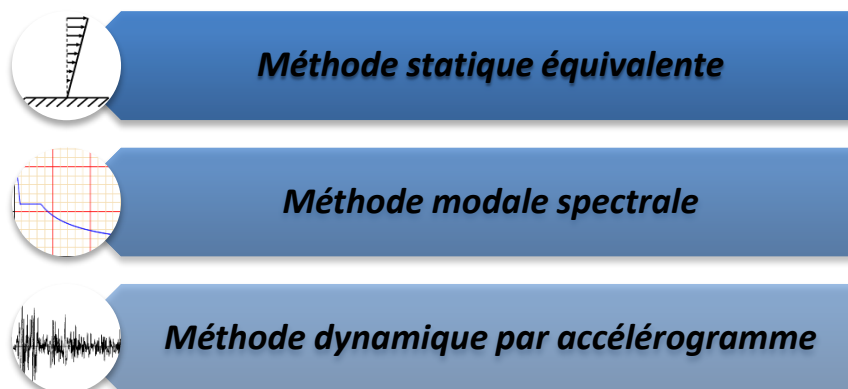
L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit en suite dans un programme de calcul dynamique ce qui permet la détermination de ses propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

IV.2. Méthode utilisables :

Selon le RPA99/2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :



IV.3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.3.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas prise ;

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

Dans notre cas, la hauteur de notre structure (zone II a, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

IV.3.2.1. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, 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.

IV.4. Calcul de la force sismique V statique

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Art (4.2.3))}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A: \text{coefficient d'accélération de la zone ; } \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 tableau (4.1))} \\ D: \text{facteur d'amplification dynamique moyen ; } \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 (4.2))} \\ R: \text{coefficient de comportement global de la structure ; } \dots \dots \dots \text{(RPA tableau (4.3))} \\ \quad Q: \text{facteur de qualité ; } \dots \dots \dots \text{(RPA (4 - 4))} \\ \quad W: \text{poids total de la structure } \dots \dots \dots \text{(RPA(4 - 5))} \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

- ✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7\%$$

$$\text{D'où } \eta = 0.881$$

$$\text{Pour un SITE MEUBLE S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

IV.4.1. Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau IV.6)

$H = 31.29 \text{ m}$: hauteur totale du bâtiment.

L = dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 25.80 \text{ m} \\ L_y = 18.75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_x = 25.80 \text{ m} \\ L_y = 18.75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.66; 0.55) = 0.55 \text{ s} \\ T_y = \min(0.66; 0.65) = 0.65 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.06 \\ D_y = 1.851 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités

N°	Critère (q)	Observée	P _{q/xx}	Observée	P _{q/yy}
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc $\begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$

✓ Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4 - 5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : β = 0.2 (habitation)

Dans notre cas, on a : W = 34277,3683KN

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 24773,80\text{KN} \\ V_y^{st} = 22162,84\text{KN} \end{cases}$$

IV.5. Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

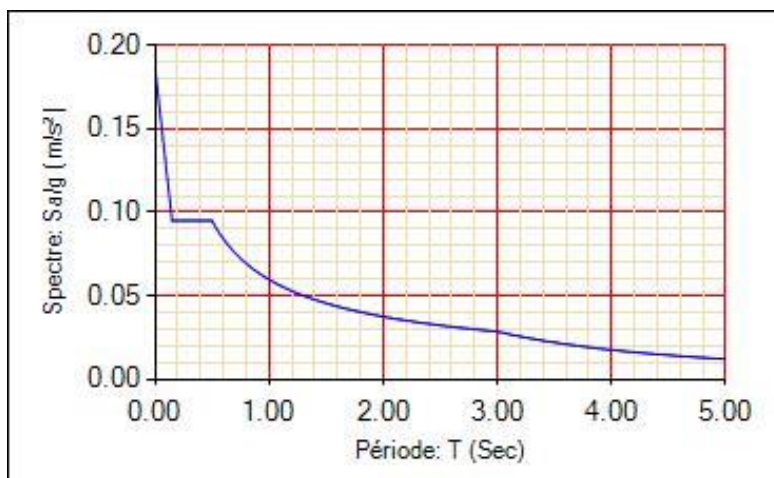


Figure IV. 1. Spectre de réponse sens X-X. et Y-Y.

IV.6. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est ETABS

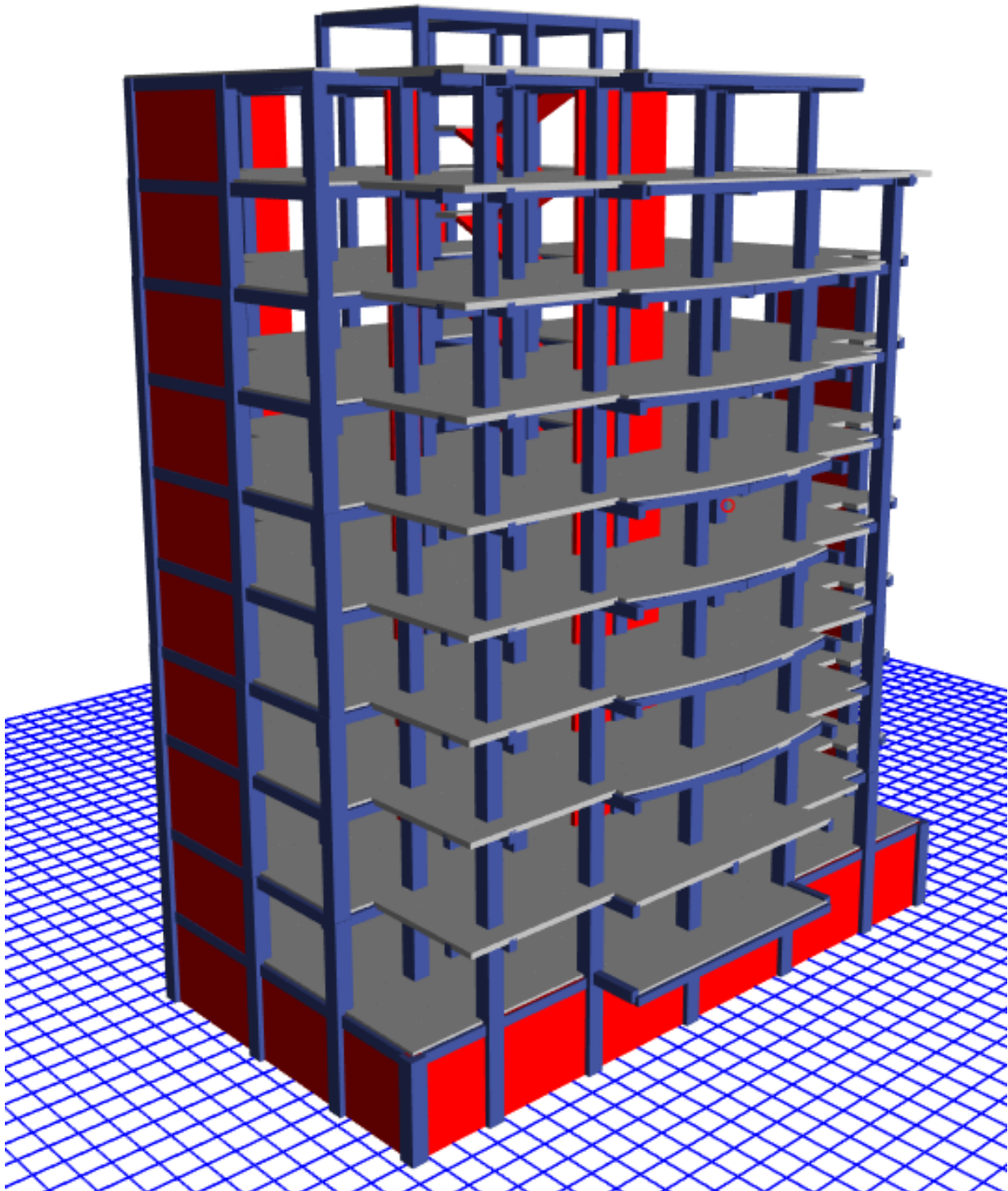


Figure IV. 2. Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS.

IV.6.1. Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2.Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y
1	0.727	0.6591	0.0002
2	0.614	0.6593	0.6248
3	0.451	0.6603	0.6263
4	0.217	0.7733	0.6263
5	0.174	0.7734	0.7303
6	0.119	0.7748	0.7818
7	0.11	0.8158	0.7863
8	0.104	0.8164	0.8077
9	0.086	0.8173	0.8178
10	0.081	0.8304	0.8202
11	0.069	0.8305	0.8322
12	0.06	0.856	0.834
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
21	0.026	0.9047	0.9313
22	0.024	0.9047	0.9313
23	0.023	0.9049	0.9425
24	0.022	0.9118	0.9428

IV.6.1.1. Analyse des résultats :

- La période numérique obtenues par le logiciel ETABS dans le premier mode est supérieure à celles calculées après majoration de 30%, par contre dans deuxièmes modes est inférieurs à celles calculées après majoration de 30%, (RPA99/2003 Art 4.2.4)

$$\text{Les périodes majorées de 30\%} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 71 \text{ s} \\ T_y = 84 \text{ s} \end{cases}$$

IV.6.2. Les modes de vibrations :

Selon le RPA pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

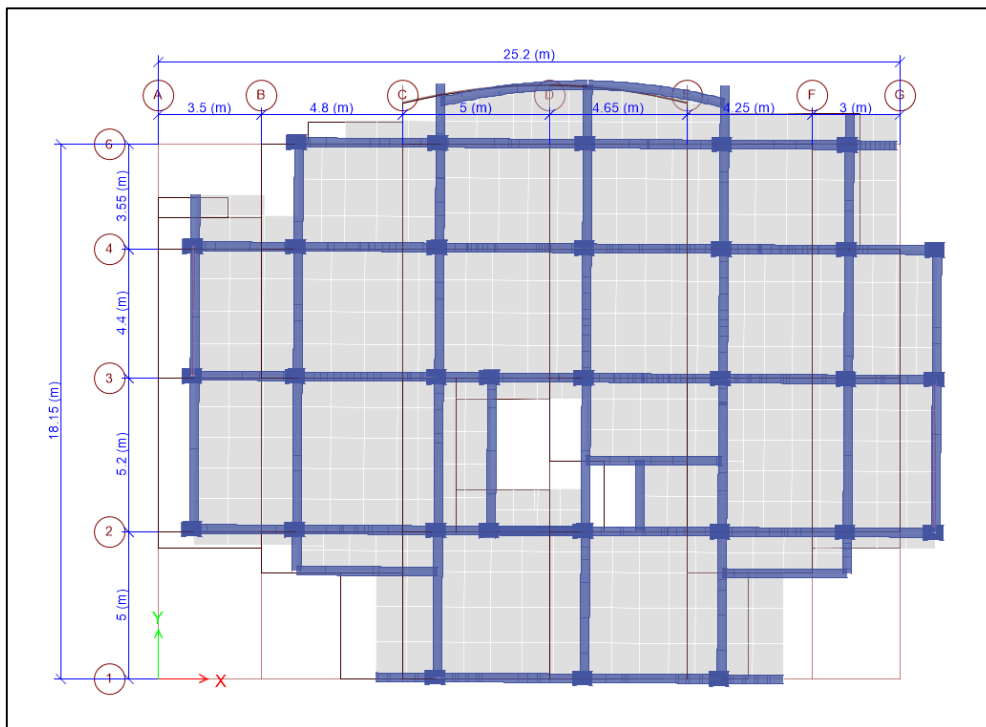


Figure IV. 3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe XX).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

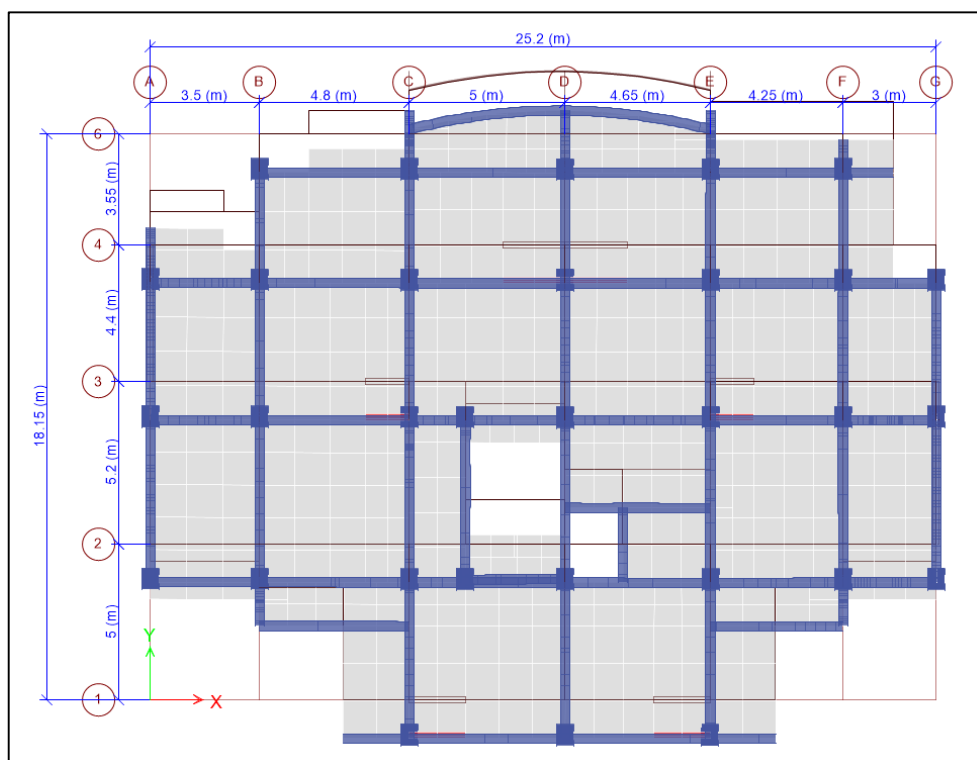


Figure IV. 4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

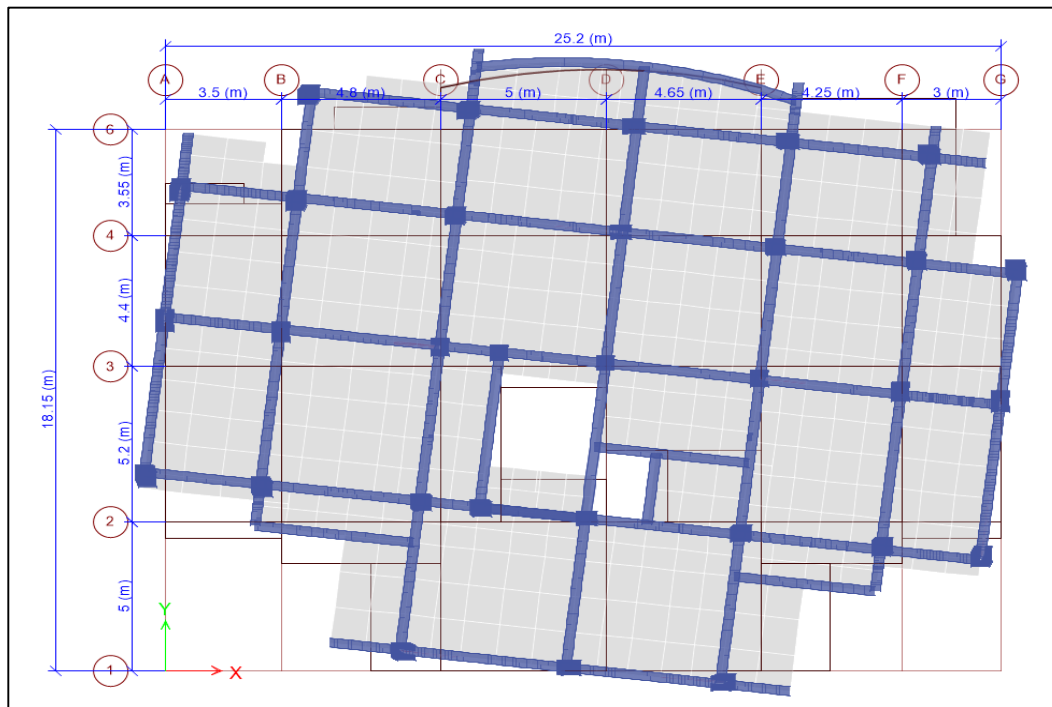


Figure IV. 5. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.6.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.6.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8 V_{\text{st}} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

Si $V_{\text{dyn}} < 0.8 V_{\text{st}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	V_{statique} (KN)	$0.8 V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	Observation
X-X	2446,80	1957,44	1700,8597	Non vérifiée
Y-Y	2188,93	1751,14	1794,5129	vérifiée

D'après le tableau IV.3, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon les deux sens, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8V_{st}/V_{dyn})$, comme suit :

$$\text{Sens XX : } \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1,15$$

Remarque : en se référant à l'article du RPA (Art.4.3.6), on augmente tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, efforts tranchants ...), avec le rapport : $\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1,15$, dans le sens X-X.

6.3.2. Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (RPA99/2003 Art 3.4.a)

IV.6.3.2.1. Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4. Interactions sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	26275,158	6280,4363	80,71	19,29

IV.6.3.2.2. Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5. Interaction sous charge horizontal.

Niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
8	322,573	137,625	273,602	93,904	70,094	29,906	74,448	25,552
7	432,964	188,902	389,842	155,261	69,623	30,377	71,517	28,483
6	641,603	256,662	458,257	373,660	71,427	28,573	55,084	44,916
5	714,951	417,967	448,951	599,958	63,107	36,893	42,802	57,198
4	838,170	500,338	506,379	747,865	62,620	37,380	40,373	59,627
3	864,076	646,911	486,274	936,712	57,186	42,814	34,173	65,827
2	956,562	702,303	474,843	1081,303	57,664	42,336	30,514	69,486
1	785,347	997,611	382,722	1284,886	44,047	55,953	22,950	77,050
Rdc	985,367	909,580	738,721	1012,714	52,000	48,000	42,178	57,822

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.6.3.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que :

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV. 6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
8	45	45	2025	216,71	0,04	Vérifiée
7	50	50	2500	346,33	0,06	Vérifiée
6	50	55	2750	508,65	0,07	Vérifiée
5	50	55	2750	697,81	0,10	Vérifiée
4	55	55	3025	912,56	0,12	Vérifiée
3	55	55	3025	1149,34	0,15	Vérifiée
2	55	60	3300	1406,48	0,17	Vérifiée
1	55	60	3300	1678,63	0,20	Vérifiée
RDC	60	60	3600	1950,74	0,22	Vérifiée
S-SOL	60	60	3600	2178,43	0,24	Vérifiée

Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée à tous les niveaux

IV.6.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV. 7. Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	h _k (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
SSOL	3,40	0,000	0,001	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,001	0,000
RDC	3,06	0,001	0,007	0,001	0,006	0,002	0,001	0,004	0,001	0,003	0,001
1	3,40	0,003	0,017	0,007	0,011	0,003	0,002	0,010	0,004	0,006	0,002
2	3,06	0,006	0,028	0,017	0,011	0,004	0,003	0,016	0,010	0,007	0,002
3	3,06	0,008	0,040	0,028	0,012	0,004	0,005	0,024	0,016	0,007	0,002
4	3,06	0,010	0,051	0,040	0,011	0,004	0,006	0,031	0,024	0,008	0,003
5	3,06	0,012	0,061	0,051	0,010	0,003	0,008	0,039	0,031	0,008	0,003
6	3,06	0,014	0,070	0,061	0,009	0,003	0,009	0,047	0,039	0,008	0,003
7	3,06	0,016	0,078	0,070	0,008	0,003	0,011	0,054	0,047	0,006	0,002
8	3,06	0,017	0,086	0,078	0,007	0,002	0,012	0,061	0,054	0,007	0,002

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.3.5. Justification vis à vis de l'effet P-Delta :

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du 2^o ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8. Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y- y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ
SSOL	3,40	31552,635	0,001	1956,444	0,003	0,001	1790,940	0,003
RDC	3,06	28169,260	0,006	1943,853	0,029	0,003	1772,823	0,017
1	3,40	24566,982	0,011	1886,525	0,041	0,006	1726,689	0,025
2	3,06	21092,700	0,011	1779,383	0,043	0,007	1642,854	0,028
3	3,06	17683,635	0,012	1627,414	0,041	0,007	1519,413	0,028
4	3,06	14270,952	0,011	1437,054	0,036	0,008	1352,984	0,027
5	3,06	10923,484	0,010	1206,861	0,030	0,008	1143,424	0,025
6	3,06	7572,042	0,009	935,461	0,024	0,008	893,169	0,021
7	3,06	4423,706	0,008	630,043	0,018	0,006	599,930	0,016
8	3,06	1936,697	0,007	345,639	0,013	0,007	316,205	0,014

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

IV.7. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont comme suit :

Sous-sol et RDC : (60*60) cm² ;

Etage 1 et 2 : (55*60) cm² ;

Etage 3 et 4 : (55*55) cm² ;

Etage 5 et 6 : (50*55) cm² ;

Etage 7 : (50*50) cm² ;

Etage 8 : (45*45) cm².

Et on a gardé les mêmes dimensions calculées aux chapitres précédents pour :

Poutres principales : (30*40) cm² ;

Poutre secondaire : (30*35) cm² ;

Epaisseur des dalles pleines : e=15 cm ;

Epaisseur des voiles : e= 20 cm.



CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

V.2.1. Recommandations

V.2.1.1 Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique Iia est limité par :

- $A_{\min} = 0,8\%$ de la section de béton
- $A_{\min} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\varnothing_{\min} = 12$ mm (diamètre minimale utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de $40\varnothing$
- La distance ou l'espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

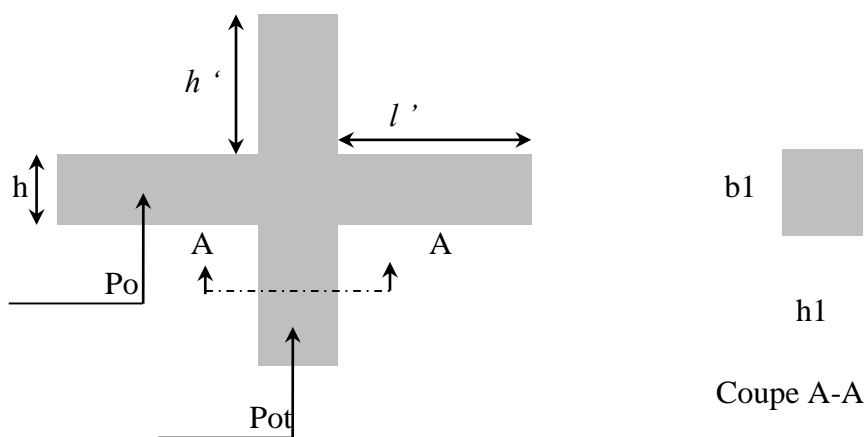


Figure V 1. Zone nodale

Les valeurs numériques de l'armature longitudinale relative aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S. Sol + RDC	60×60	28,8	144	216
1 ^{er} étage et 2 ^{ème} étage	60×55	26,4	132	198
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	24,2	121	181,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55×50	22	110	165
7 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
8 ^{ème} étage	45×45	16,2	81	121,5

V2.1.2 Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t = il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10\phi_t^{min}, 15cm)$ zone IIa

En zone courante : $t \leq 15\phi_t^{min}$ zone Iia

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

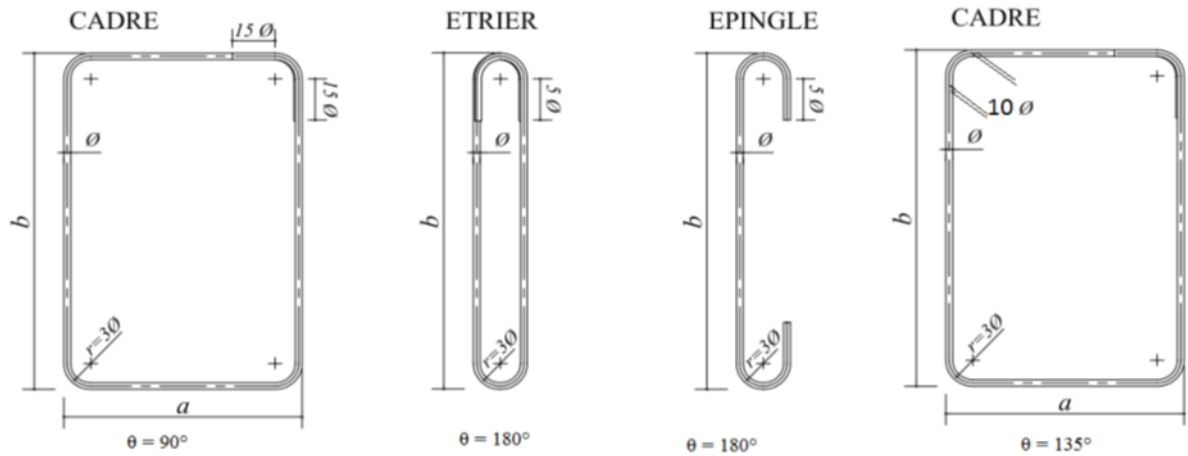


Figure V 2. Ancrage des armatures transversales

V.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel ETABS2016, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V 2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
Sous-sol	-2235,11	7,418	3,3944	3,3821	-51,1316	-1505,339	-58,2779
RDC	-2184,19	-39,1911	1,3343	13,4365	111,7855	834,0576	-57,6495
Etage 1+2	1930,052	7,8882	-172,185	5,2447	-54,937	-1094,571	58,2617
Etages 3 et 4	-1440,883	5,5397	-105,121	5,5625	-51,6226	-976,3747	-66,2001
Etages 5 et 6	-977,651	7,554	-3,9479	1,9193	48,276	-636,228	-50,0304
Etages 7	-531,856	8,6673	-2,0649	20,2286	-50,9839	-308,4232	-56,972
Etage 8	-312,079	5,3753	-0,7979	4,2389	-52,8669	-109,7589	-43,7752

V.2.3. Calcul du ferrailage

V.2.3.1. Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3\text{cm}$)
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL91 mod.99

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste du résultat de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

a) Calcul sous $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

Données :

Soit : $N_{\min} = 1,3343 \text{ KN}$; $M_{\text{corrs}} = 13,4365 \text{ KN.m}$ (0,8G + Ey)

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$; Situation accidentale: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 10,07\text{m} > \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est en dehors de la section

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 13,7967 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{13,7967 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,6 \times 0,57^2} = 0,00382$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} ; A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,048 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,559\text{m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,61 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,577 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$$N_{\max} = -2184,19 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = -39,1911 \text{ KN.m} \dots\dots (\text{ELU})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,017 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,30 \text{ m}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$N_u(d - d') - M_{\text{UA}} \geq (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{\text{bu}} \dots\dots\dots (\text{I})$$

$$M_{\text{ua}} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 628,92 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{\text{UA}} = 550,54 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{\text{bu}} = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,03) \times 0,6 \times 0,6 \times 18,47 \\ = 1,18 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\text{Alors : } \mu_{\text{bu}} = 0,174$$

$$\mu_{\text{bu}} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A ; } A' = 0 ; f_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}] = 0,240 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,515 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{\text{ua}}}{z \times f_{\text{st}}} = 35,09 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{\text{st}}} = 27,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c) Calculs $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}} \dots\dots\dots (G+Q+EY_{\min})$

$$M_{\max} = 111,7855 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}} = 834,0576 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,134 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton,

On doit donc vérifier la condition (I) citée précédemment.

$-0,829 < 1,18$ la section est partiellement comprimée, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

Avec :

$$M_{UA} = 336,98 \text{ MN.m} , \mu_{bu} = 0,093 < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{pivot A} \rightarrow \alpha = 0,122 ; z = 0,542 \text{ m} ; A_1 = 17,86 \text{ cm}^2 \text{ et } A = 6,10 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux différents niveaux.

Tableau V 3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol+RDC	60×60	S.P.C	27,67	28,8	30,29	4HA14+12HA16
Etages 1 et 2	55×60	S.P.C	17,3	26,4	28,65	4HA12+12HA16
Etages 3 et 4	55×55	S.P.C	20,257	24,2	24,63	16HA14
Etages 5 et 6	50×55	S.P.C	13,76	22	22,99	4HA12+12HA14
Etage 7	50×50	S.P.C	8,87	20	22,99	4HA12+12HA14
Etage 8	45×45	S.P.C	5,26	16,2	18,10	16HA12

Tableau V 5.Vérification au flambement des différent poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	Br ^{calc}	
S-sol	2235,11	0,1599	12,36	0,829	0,3364	0,122	Vérifiée
RDC	2184,19	0,1599	12,36	0,829	0,3364	0,122	Vérifiée
Etage 1 et 2	1930,052	0,1442	13,70	0,824	0,3074	0,106	Vérifiée
Etage 3 et 4	1440,883	0,1442	12,23	0,829	0,2809	0,079	Vérifiée
Etage 5 et 6	977,651	0,1223	13,45	0,825	0,2544	0,053	Vérifiée
Etage 7	531,856	0,1223	14,80	0,820	0,2304	0,029	Vérifiée
Etage 8	312,079	0,1223	16,46	0,813	0,1849	0,0174	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement

V.2.4.2. Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau. $\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

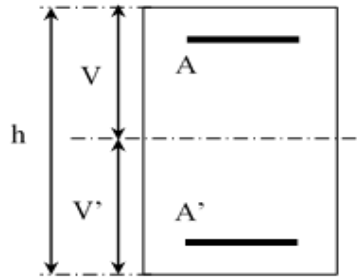


Figure V 3. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V 6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Sous-sol	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7	Etages 8
Sections	60×60	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×45
d (cm)	57	57	57	52	52	47	42
A (cm ²)	30,29	30,29	28,8	25,32	22,24	22,24	18,47
V (cm)	33,665	33,665	33,125	32,88	30,150	27,394	24,846
V' (cm)	26,335	26,335	26,875	22,12	24,85	22,606	20,154
I_{yy} (m ⁴)	1,0534	0,0102	0,8002	0,7381	0,0068	0,6602	0,0038
N_{ser} (MN)	1,622103	1,398	1,3985	1,00441	0,70860	0,38578	0,22669
M_{ser} (MN.m)	$5,39 \times 10^{-3}$	0,03483	0,00557	0,004054	0,00551	0,006305	0,00387
M_{serG} (MN.m)	0,0647	0,0997	0,0492	0,0580	0,0242	0,00722	0,00918
σ_{bc1} (MPa)	4,52	5,25	4,182	3,255	3,51	2,52	0,64
σ_{bc2} (MPa)	4,48	7,15	6,19	6,14	5,12	4,12	3,08
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.2.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2) la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V 7.Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _r (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol	60×60	238	3,57	0,04	57	58,277	0,143	1,00	Vérifiée
RDC	60×60	238	3,57	0,04	57	57,649	0,145	1,00	Vérifiée
Etages 1et 2	55×60	214,2	3,96	0,04	57	58,261	0,185	1,00	Vérifiée
Etages 3 et 4	55×55	214,2	3,89	0,04	52	66,200	0,231	1,00	Vérifiée
Etages 5et 6	50×55	214,2	3,89	0,04	52	50,030	0,192	1,00	Vérifiée
Etage 7	50×50	214,2	4,28	0,04	47	56,972	0,242	1,00	Vérifiée
Etage 8	45×45	214,2	4,76	0,04	42	43,775	0,231	1,00	Vérifiée

Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau V 8.Dimensions de la zone nodale

Niveaux	Sous-sol	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3et 4	Etages 5 et 6	Etage 7	8
Sections	60 60	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×45
L' (cm)	P.P	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70
h' (cm)	60	60	60	60	60	60	60

Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25 cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1,2 = 12cm$.
- Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16mm \rightarrow l_r = 40 \times 1,6 = 64cm$

Pour $\phi = 14mm \rightarrow l_r = 40 \times 1,4 = 56cm$

Pour $\phi = 12mm \rightarrow l_r = 40 \times 1,2 = 48cm$

Schémas de ferrailage

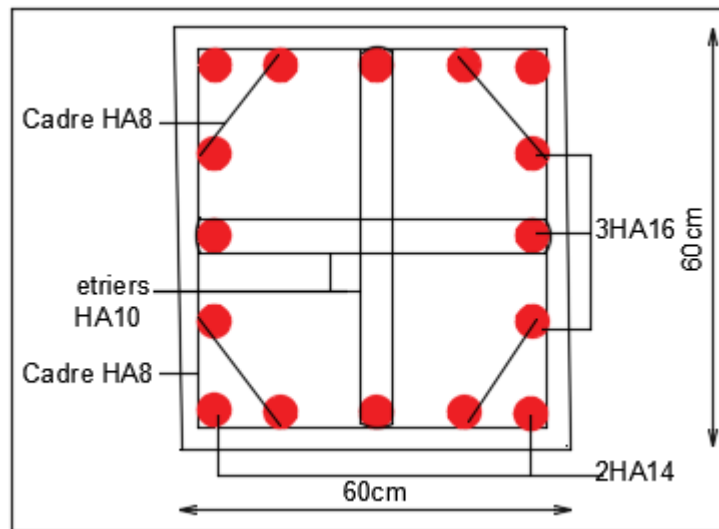


Figure V 4. Schéma de ferrailage des poteaux Sous-sol + rdc

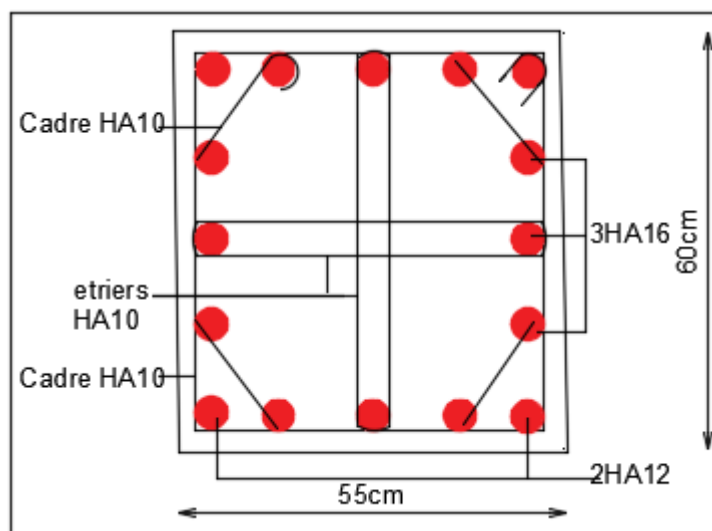


Figure V 5. Schéma de ferrailage des poteaux 1^{er} étage et 2^{ème} étage

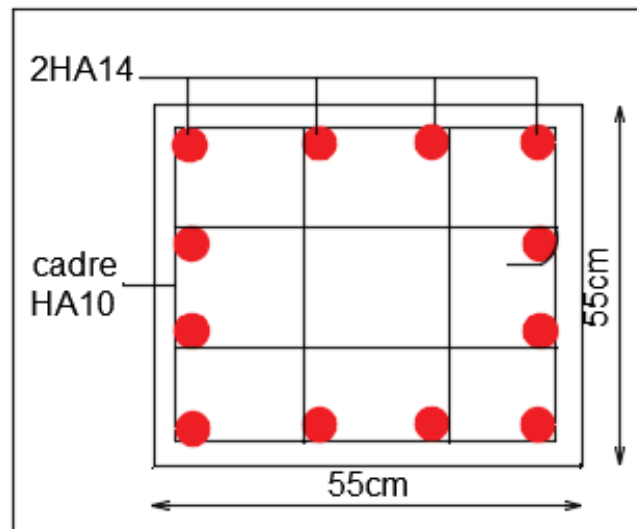


Figure V 6. Schéma de ferrailage des poteaux 3eme et 4eme étage

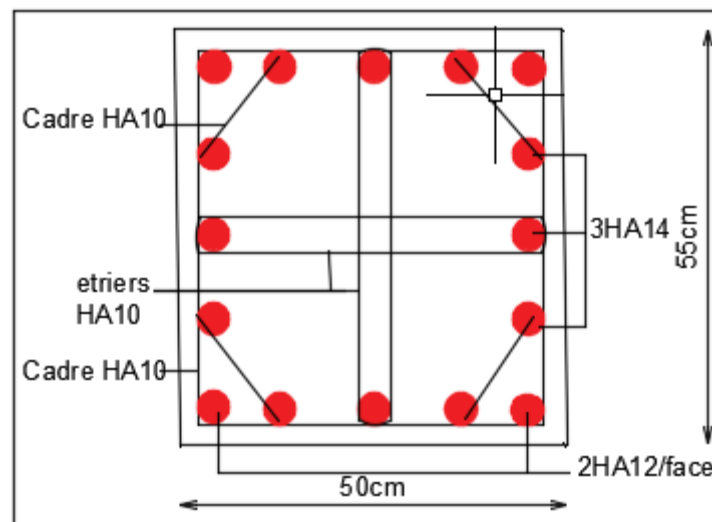


Figure V 7. Schéma de ferrailage des poteaux 5eme, -6me et 7eme étage

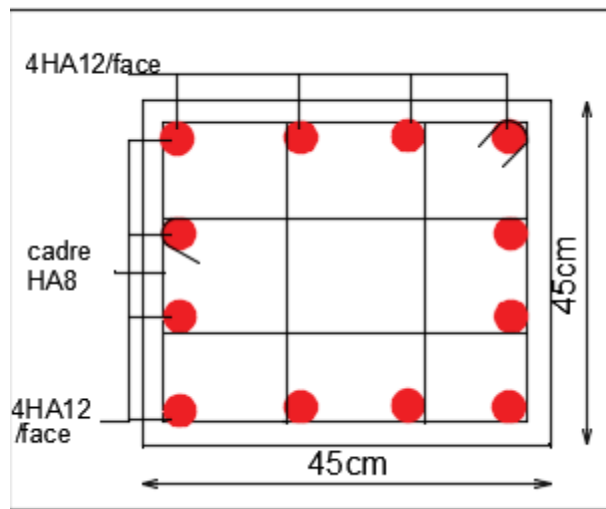


Figure V 8.Schéma de ferrailage poteau 8 étage

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l’action des sollicitations les plus défavorables (moment fléchissant et effort tranchant) résultat des combinaisons suivant :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots .ELU \\ G + Q \dots\dots\dots .ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \dots\dots\dots Accidentelles \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{cases}$$

V.3.1. Recommandations

V.3.1.1. Armatures longitudinales : RPA99/2003(Art7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6 % de la section du béton en zone de recouvrement
- La longueur minimale du recouvrement est de 40Ø en zone IIa
- Les poutres supportent 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.

V3.1.2. Armatures transversales : RPA99/2003(Art7.5.2.2)

- la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0,3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$st \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales ζ prendre est le plus petit diamètre utilisé.

Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit de l'acier comprimé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS V16

Tableau V 9.Ferraillage des poutres principales (30×40) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous-sol	Travée	47.8524	9,84	10,68	6	4HA14+4HA12
	Appui	-56.3124	11,68	11,68	6	8HA14
RDC	Travée	46.4891	9.55	10,68	6	4HA14+4HA12
	Appui	-62.8136	13,12	14,2	6	4HA16+4HA14
Etages 1	Travée	46.4891	12 .63	14,2	6	4HA16+4HA14
	Appui	-62.8136	9.73	10,68	6	4HA14+4HA12
Etages 2	Travée	47.5374	9.66	10,68	6	4HA14+4HA12
	Appui	-64,9632	13.39	14,2	6	6HA16+1HA14
Etages 3	Travée	47,8782	9.70	10,68	6	4HA14+4HA12
	Appui	-68,1081	14.07	14,2	6	4HA16+4HA14
Etages 4	Travée	48,1588	9.80	11,18	6	4HA16+4HA10
	Appui	-69,6142	14.39	16,08	6	8HA16
Etages 5	Travée	48,4753	9.87	11,18	6	4HA16+4HA10
	Appui	72.2284	14.69	16,08	6	8HA16
Etages 6	Travée	48,56609	10.03	11,18	6	4HA16+4HA10
	Appui	-72,7114	15.07	16,08	6	8HA16
Etages 7	Travée	49,2573	10.03	11,18	6	4HA14+4HA10
	Appui	-71,4353	14.97	16,08	6	8HA16
Etage 8	Travée	47,9872	9.87	11,18	6	4HA16+4HA10
	Appui	-72,238	15.07	16,08	6	8HA16

Tableau V 10. Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous-sol	Travée	18.4252	3.70	5,75	5,25	3HA14+1HA12
	Appui	-27.7905	5.65	5,75	5,25	3HA14+1HA12
RDC	Travée	47.6403	9.94	10,68	5,25	4HA14+4HA12
	Appui	-59.428	12.58	14,2	5,25	4HA16+4HA14
Etages 1	Travée	63.6497	13.31	14,2	5,25	4HA16+4HA14
	Appui	-78.6557	16.66	17,65	5,25	8HA16+2HA10
Etages 2	Travée	66.8662	14.03	14,2	5,25	4HA16+4HA14
	Appui	-83.9086	17.60	17,65	5,25	8HA16+2HA10
Etages 3	Travée	64.2605	13.44	14,2	5,25	4HA16+4HA14
	Appui	-83.6644	17.72	18,34	5,25	8HA16+2HA12
Etages 4	Travée	58.0931	12.08	12,32	5,25	8HA14
	Appui	-79.3458	16.8	17,65	5,25	8HA16+2HA10
Etages 5	Travée	51.2931	10.59	11,18	5,25	4HA16+4HA10
	Appui	-72.7321	15.40	16,08	5,25	8HA16
Etages 6	Travée	45.4389	9.32	10,68	5,25	4HA14+4HA12
	Appui	-65.7137	13.75	14,2	5,25	4HA16+4HA14
Etages 7	Travée	41.1641	8.41	10,68	5,25	4HA14+4HA12
	Appui	-60.02	12.49	14,2	5,25	4HA16+4HA14
Etage 8	Travée	32.5761	6.67	6,79	5.25	6HA14
	Appui	-49.1965	10.25	10,65	5.25	3HA16+3HA14

V3.2.1. Armatures transversales

Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 10 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

Calcul des espacements St

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des sections d'armatures transversales minimales

$$\text{On a } A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,53 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Calcul des longueurs de recouvrement

$$\text{Pour } \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 65 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm.}$$

Vérifications nécessaires

Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 4\%(b \times h)$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 6\%(b \times h)$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,16 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V 11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V ^{max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	119,4006	1,08	3,33	Vérifiée
Secondaires	84,1844	0,88	3,33	Vérifiée

V3.2.2. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V 12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V ^{max} (KN)	M _a (KN.m)	Al (cm ²)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	119,4006	-72,7114	16,08	3,43	-2.84	Vérifiée
Secondaires	84,1844	-79,3458	18,34	2,42	-5,50	Vérifiée

Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

Tableau V 13.Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (m)	I (m)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	35,5681	11,18	0.2183	0.002183	1,31	15	Vérifiée
	Appui	-52.160	16,08	0.2434	0.002567	1.97	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	12,7724	14,2	0.2085	0.001810	1.47	15	Vérifiée
	Appui	-20,838	18,34	0.2320	0.002177	2.22	15	Vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.3 = 3 \text{ KN/m}$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$2) L < 8 \text{ m}$$

$$\text{Poutres principales : } \begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 28,125\text{cm} \\ A = 15.14\text{cm}^2 > A_f = 11.66 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Remarque : la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

$$\text{Poutres secondaires : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 30,63 \text{ cm} \\ A = 18.22\text{cm}^2 < A_f = 10,08 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Remarque : la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche

Tableau V 14.Vérification de la flèche

Localisation	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
Poutre principale	1,65	0.61	0.79	0.65	$1.18 \leq 9$	vérifiée
Poutre secondaire	3.17	1.19	1.50	1.26	$2.22 \leq 9.8$	vérifiée

Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

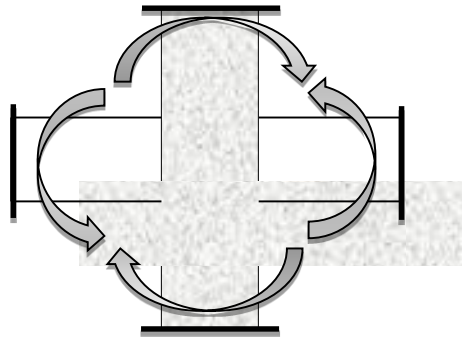


Figure V 9. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

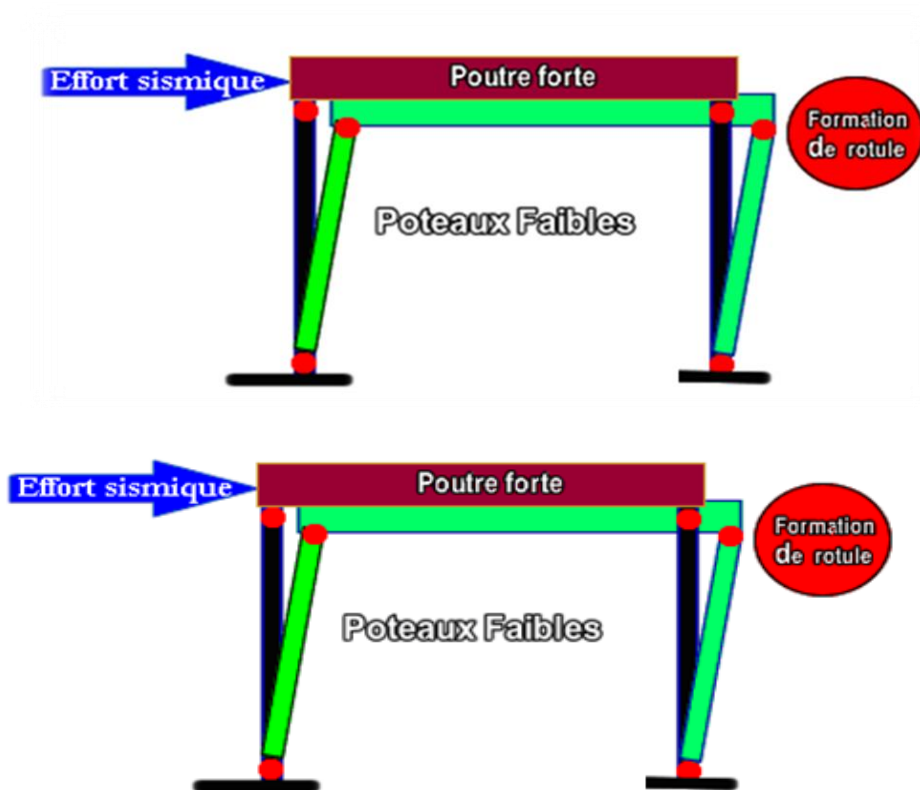


Figure V 10. Formation de rotules plastique

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section du béton ;
- Quantité d'armatures dans la section ;
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V 15. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Sous-sol	0,6	0,54	37,7	348	7084,584
RDC	0,6	0,54	37,7	348	7084,584
Etages 1	0,6	0,54	28,8	348	5412,09
Etages 2	0,6	0,54	28,8	348	5412,09
Etages 3	0,55	0,495	25,32	348	4361,62
Etages 4	0,55	0,495	25,32	348	4361,62
Etages 5	0,55	0,495	22,24	348	3831,06
Etages 6	0,55	0,495	22,24	348	3831,06
Etages 7	0,5	0,45	20,36	348	3188,38
Etage 8	0,45	0,405	18,47	348	2603,16

Tableau V 16. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Sous-sol	0,4	0,36	11,68	348	1463,27
RDC	0,4	0,36	14,2	348	1778,976
Etages 1	0,4	0,36	10,68	348	1337,99
Etages 2	0,4	0,36	14,2	348	1778,976
Etages 3	0,4	0,36	14,2	348	1778,976
Etages 4	0,4	0,36	16,08	348	2014,50
Etages 5	0,4	0,36	16,08	348	2014,50
Etages 6	0,4	0,36	16,08	348	2014,50
Etages 7	0,4	0,36	16,08	348	2014,50
Etage 8	0,4	0,36	16,08	348	2014,50

Tableau V 17. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Sous-sol	0,35	0,315	5,75	348	630,315
RDC	0,35	0,315	14,2	348	1556,604
Etages 1	0,35	0,315	17,65	348	1945,755
Etages 2	0,35	0,315	17,65	348	1945,755
Etages 3	0,35	0,315	18,34	348	1945,755
Etages 4	0,35	0,315	17,65	348	1945,755
Etages 5	0,35	0,315	16,08	348	1762,689
Etages 6	0,35	0,315	14,2	348	1556,604
Etages 7	0,35	0,315	14,2	348	1556,604
Etage 8	0,35	0,315	10,65	348	1167,453

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau V 18.Vérification des zones nodales selon le sens principal

Niveaux	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
Sous-sol	7084,584	7084,584	14169,17	1463,27	1463,27	3658,175	Vérifiée
R.D.C	7084,584	7084,584	14169,17	1778,976	1778,976	4259,52	Vérifiée
Etage1	5412,09	5412,09	10824,18	1337,99	1337,99	3376,3	Vérifiée
Etage2	5412,09	5412,09	10824,18	1778,976	1778,976	4259,52	Vérifiée
Etage3	4361,62	4361,62	8723,24	1778,976	1778,976	4741,85	Vérifiée
Etage4	4361,62	4361,62	8723,24	2014,50	2014,50	4741,85	Vérifiée
Etage5	3831,06	3831,06	7662,12	2014,50	2014,50	4741,85	Vérifiée
Etage6	3831,06	3831,06	7662,12	2014,50	2014,50	4741,85	Vérifiée
Etage7	3188,38	3188,38	6376,76	2014,50	2014,50	4741,85	Vérifiée
Etage8	2603,16	2603,16	6376,76	2014,50	2014,50	4741,85	Vérifiée

Tableau V 19.Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
Sous-sol	7084,584	7084,584	14169,17	1463,27	1463,27	1548,38	Vérifiée
R.D.C	7084,584	7084,584	14169,17	1778,976	1778,976	3469,47	Vérifiée
Etage1	5412,09	5412,09	10824,18	1337,99	1337,99	4571,15	Vérifiée
Etage2	5412,09	5412,09	10824,18	1778,976	1778,976	4993,2	Vérifiée
Etage3	4361,62	4361,62	8723,24	1778,976	1778,976	4993,2	Vérifiée
Etage4	4361,62	4361,62	8723,24	2014,50	2014,50	4993,2	Vérifiée
Etage5	3831,06	3831,06	7662,12	2014,50	2014,50	4699,95	Vérifiée
Etage6	3831,06	3831,06	7662,12	2014,50	2014,50	4277,92	Vérifiée
Etage7	3188,38	3188,38	6376,76	2014,50	2014,50	3891,5	Vérifiée
Etage 8	2603,16	2603,16	6376,76	2014,50	2014,50	3598,27	Vérifiée

Remarque :

Les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans toutes les poutres, alors on aura la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Schémas de ferrailage des poutres

1 – poutre principale

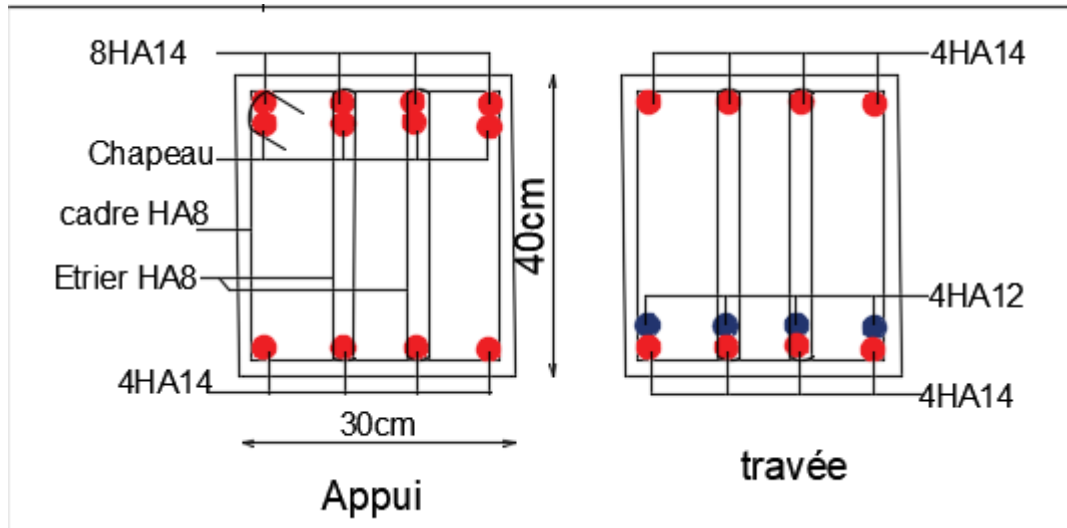


Figure V 11. Schéma de ferrailage de la poutre principale sous-sol

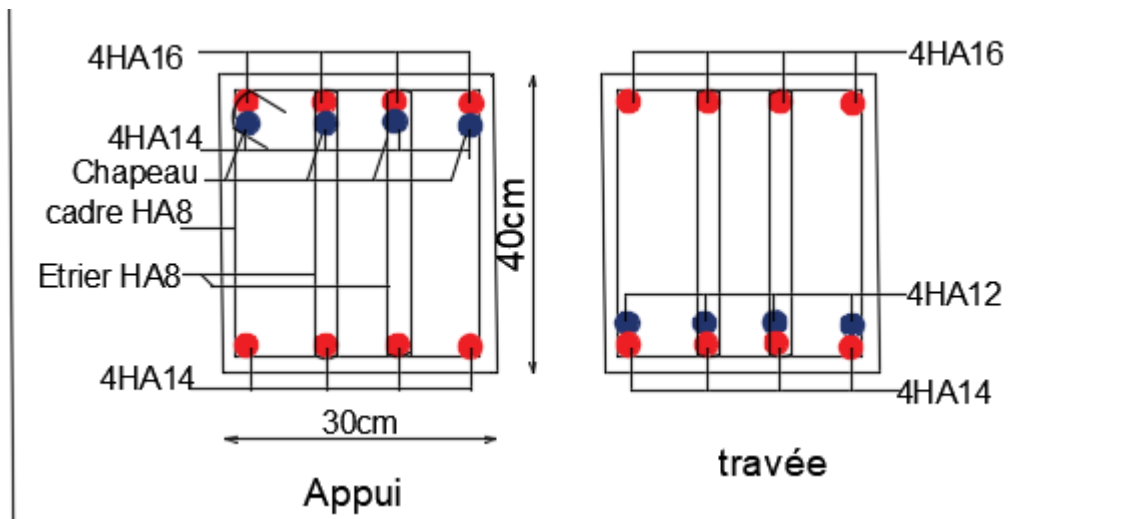


Figure V 12. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC

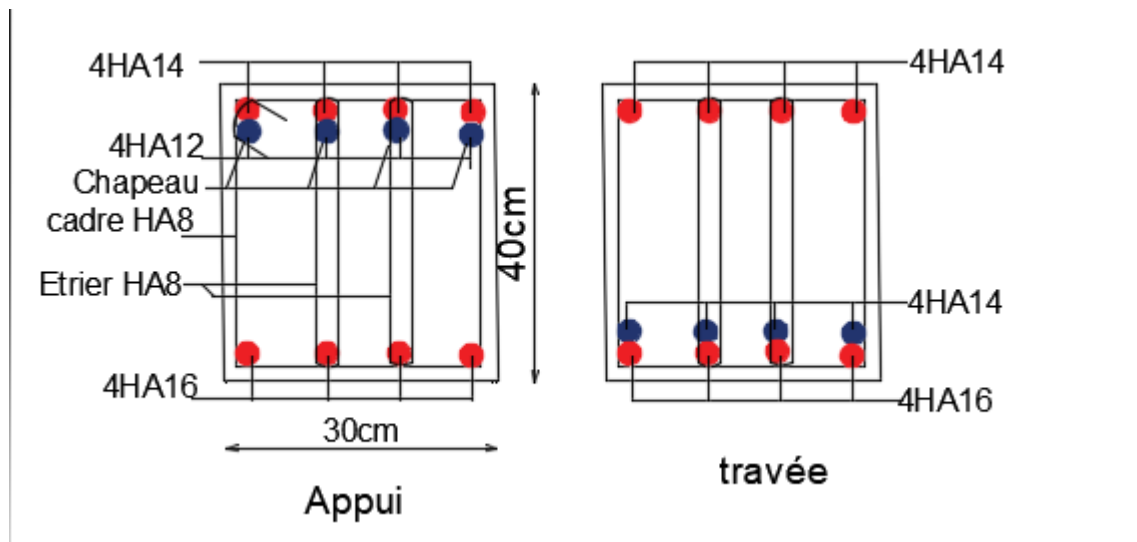


Figure V 13. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher étage 1

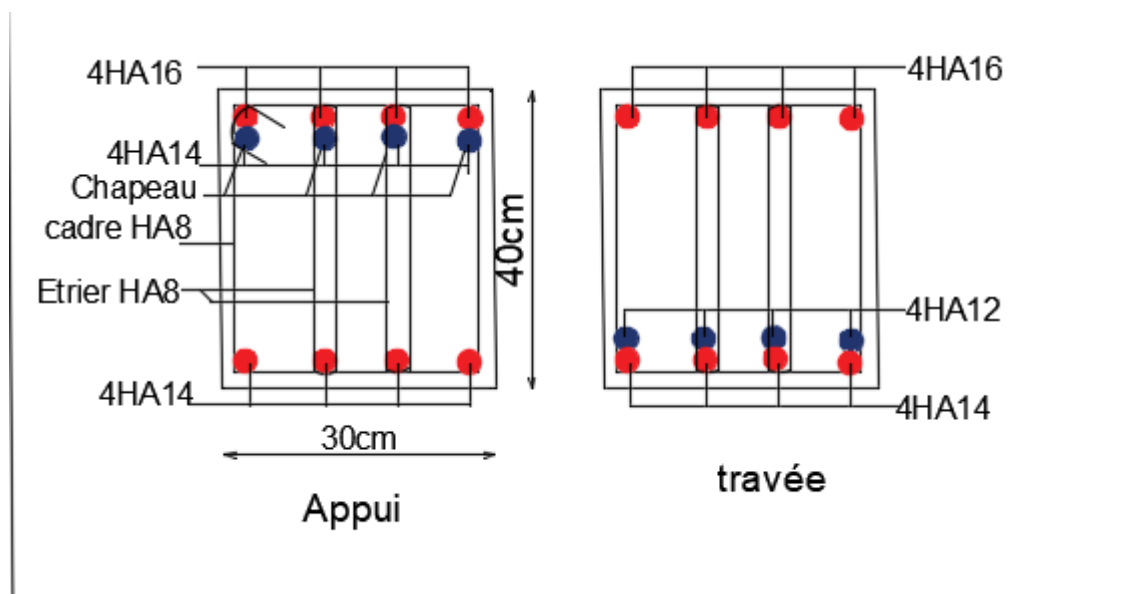


Figure V 14. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher étage 2

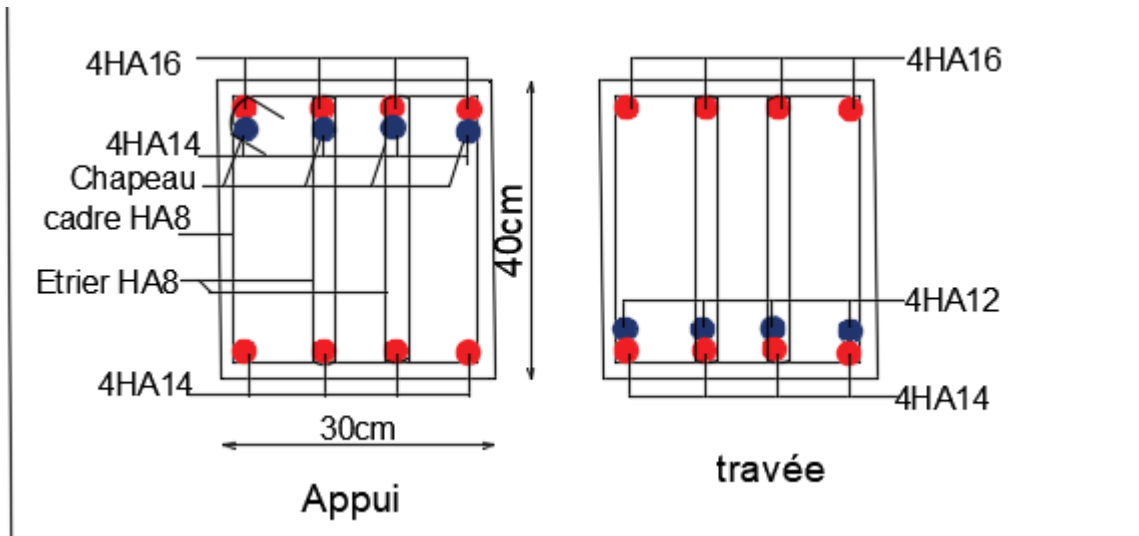


Figure V 15. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher étage 3

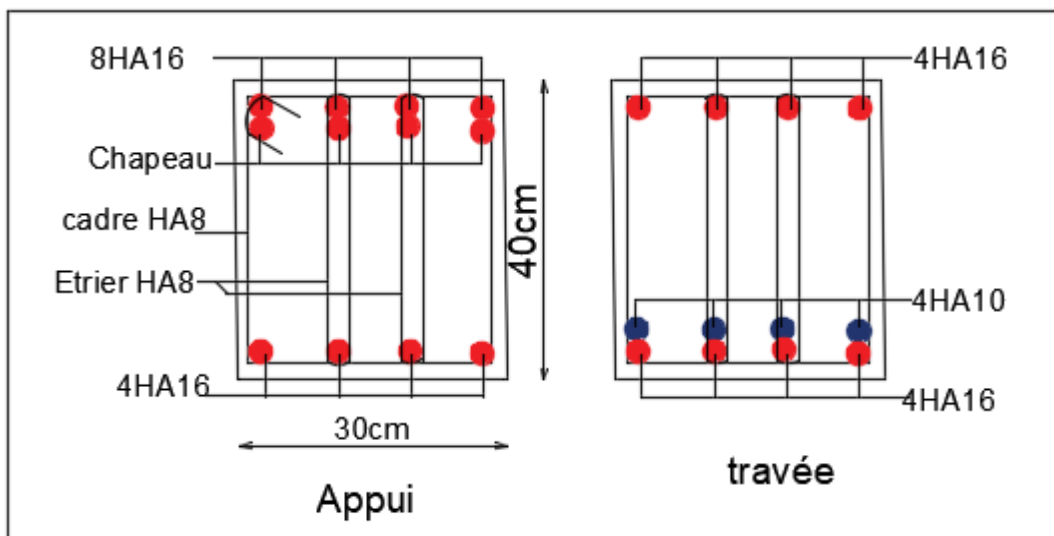


Figure V 16. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher étage 4, 5 ;
6,7 et 8

2-poutres secondaires

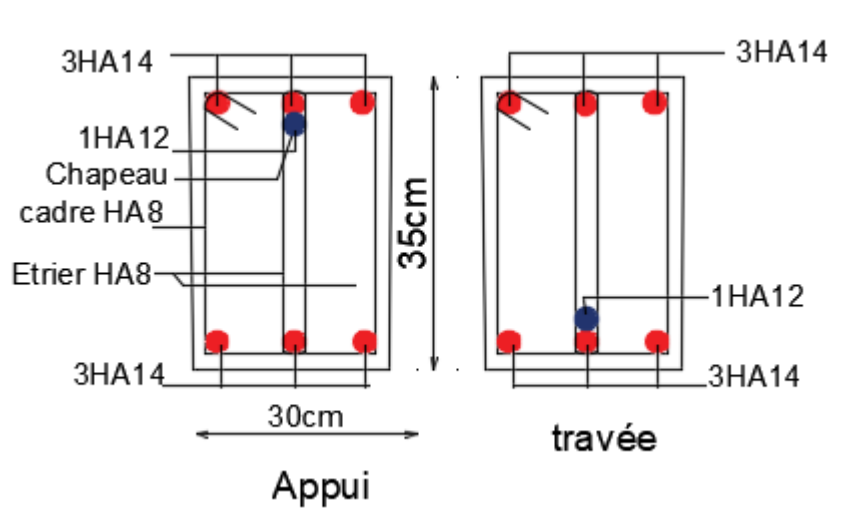


Figure V 17. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire sous-sol

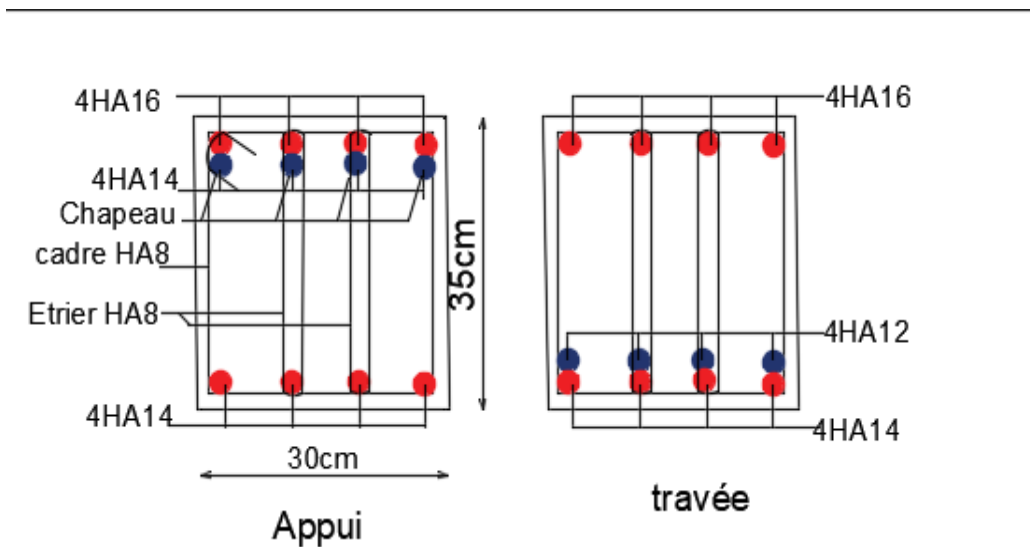


Figure V 18. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher RDC

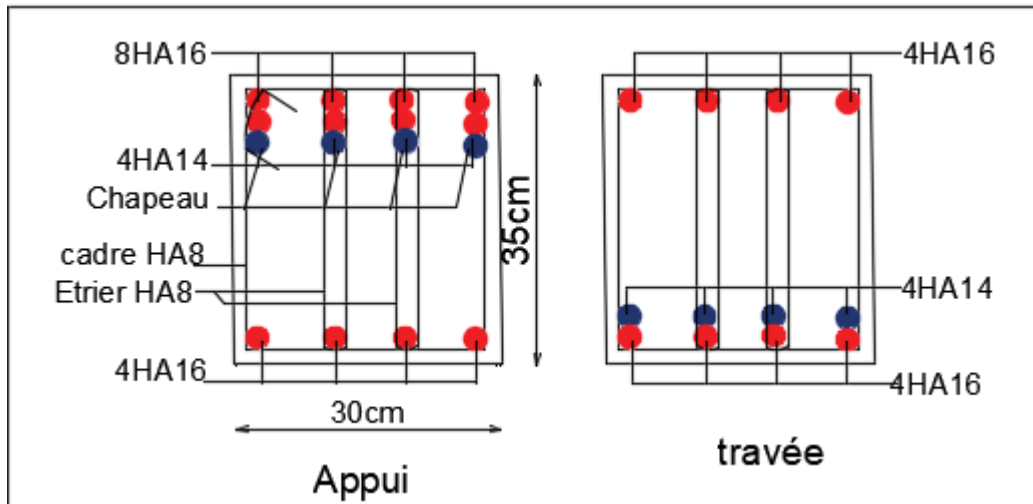


Figure V 19. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 1

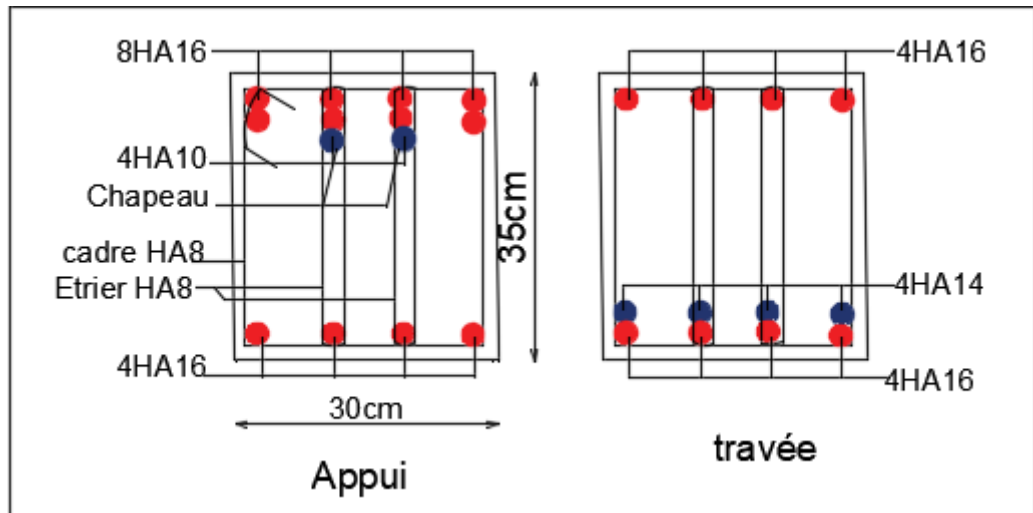


Figure V 20. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 2

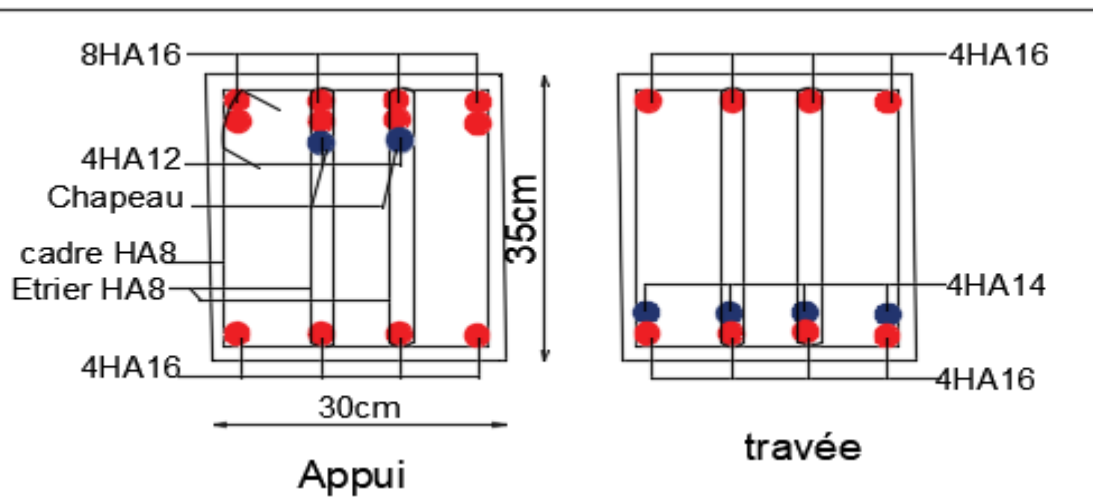


Figure V 21. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 3

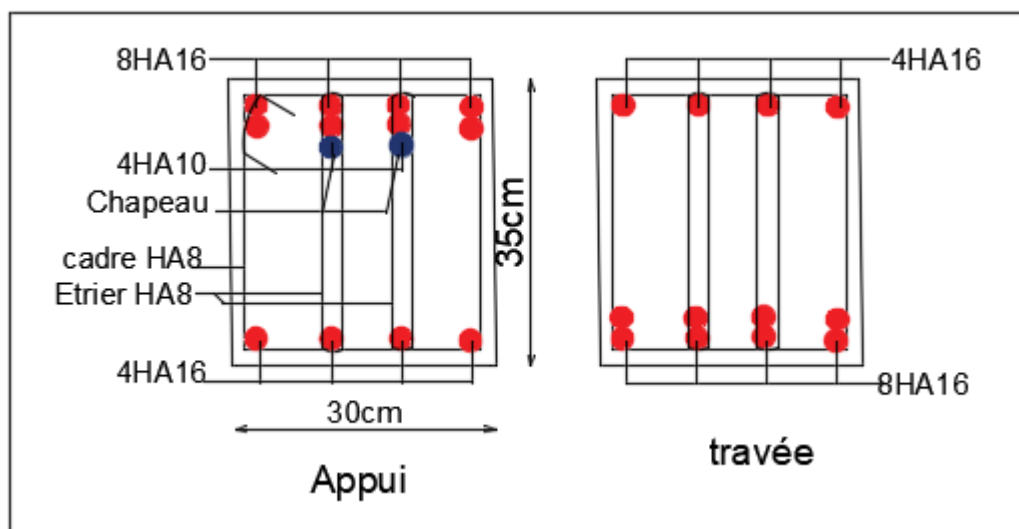


Figure V 22. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 4

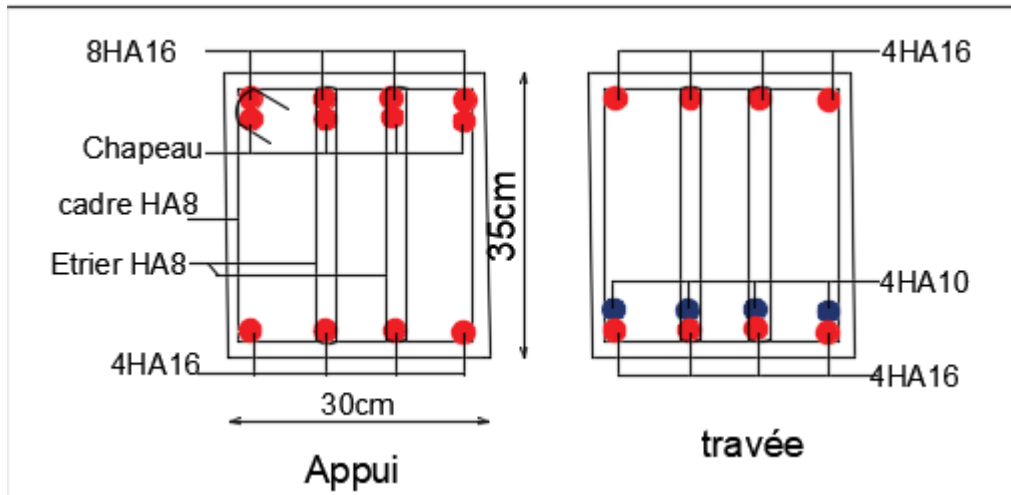


Figure V 23. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 5

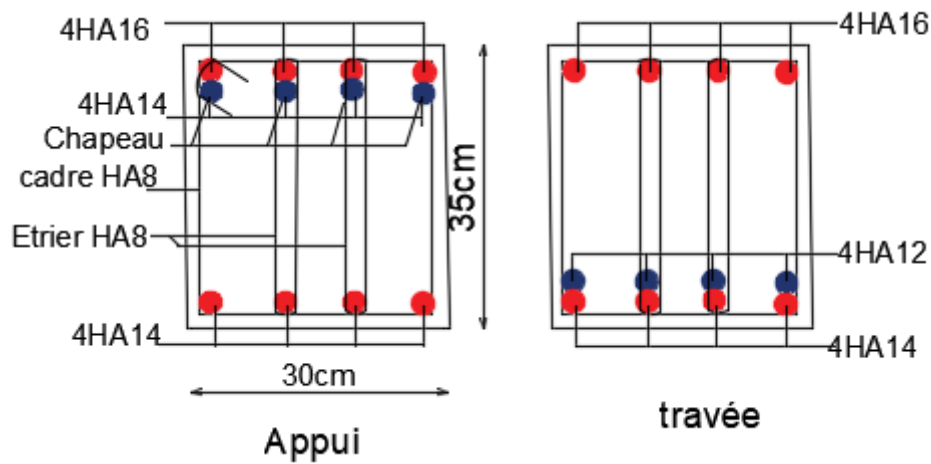


Figure V 24. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 6

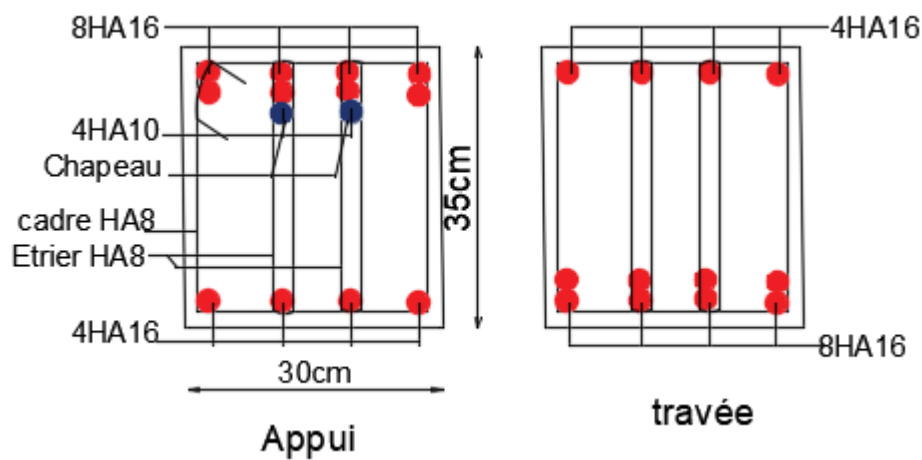


Figure V 25. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher étage 7

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

V.4.2.1. Armatures verticales

La section d'armature à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0,2% de la section du béton $A_{min} = 0,2\% \times l_t \times e$
Avec : l_t : longueur de la zone tendue
 e : épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.4.2.2. Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales

V.4.2.3. Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égal au minimum à 4 barres/m²

Règles communes (RPAver2003 ART7.7.4.3)

•Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 1) 40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 2) 20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

√ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS2006, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V 20. Sollicitations maximales dans le voile V_{X1}// à X-X'

Étage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	-1978,3243	-543,9562	-543,9562	-1084,620	420,4469	513,9785	-209,856

V4.3.1. Ferrailages

Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor} (dans ce cas il est de même pour M_{min} et N_{cor})

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99

$$L = 2 \text{ m}, d = 1,95 \text{ m}; e = 0,2 \text{ m}.$$

$$N_{max} = -1678,3243 \text{ KN}; M_{corr} = -543,9562 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 3,24 \text{ m} > \frac{l}{2} = 2,20 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 543,9562 + 1678,3243 \times (1,95 - 1) = 2423,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2423,36 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,95^2 \times 18,47} = 0,052$$

$$\mu_{bu} = 0,172 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,237$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,95(1 - 0,4 \times 0,237) = 1,76 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} = \frac{2423,36 \times 10^{-3}}{1,76 \times 400} = 34,42 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 34,42 \times 10^{-4} - \frac{16778,3243 \times 10^{-3}}{400} = 15,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 20,07 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile

$$\text{Selon RPA99/2003 on a : } A_{\min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 4,4 = 13,2 \text{ cm}^2$$

Longueur de la partie tendue L_t

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% b \times l_t$$

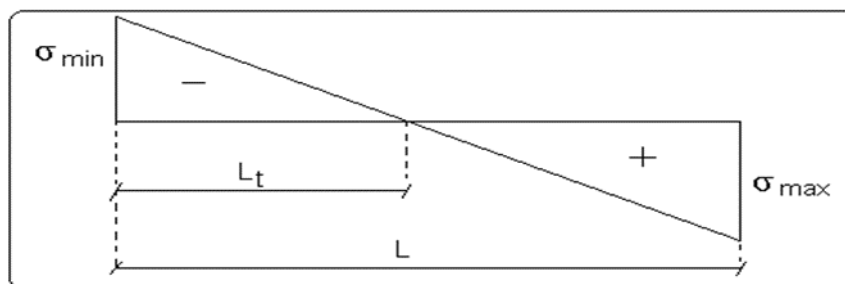


Figure V 27. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{-1978,3243 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2} + \frac{543,9562 \times 10^{-3}}{1,419} 1 = -0,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{-1678,3243 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2} - \frac{543,9562 \times 10^{-3}}{1,419} 1 = -3,58 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{0,59 \times 4,4}{-3,58 + 0,59} = 1,16 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% \times 0,2 \times 1,16 = 4,63 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 4,4 - 2 \times 0,56 = 2,8$$

$$l_c = 2,8 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% \times 0,2 \times 2,8 = 3,28$$

✓ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec

$$S_t = 9 \text{ cm sur une longueur de } L/10 \text{ du voile}$$

$$S_t = 18 \text{ cm en dehors de } L/10 \text{ du voile}$$

Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = -626,7273 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 209,8568 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,95} = 0,81 \text{ MPa}$$

✓ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{1,1 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,12 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des barres

Armatures verticales

En zone tendu $A^{ZT} = 4HA14 + 8HA12 = 15,21 \text{ cm}^2$ En zone comprimée $A^{Zc} = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Choix des armatures horizontales

$$A_h = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V 21. Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2	0,2×2	0,2×2	0,2×2	0,2×2
N(KN)	-1978,3243	-1569,044	-759,1698	-666,4185	-498,564
M(KN.m)	-543,9562	-471,9999	-167,8972	-72,1178	-78,3543
V(KN)	-209,8568	-284,9663	-178,0415	-103,893	-45,5062
τ (MPa)	0,81	0,99	0,73	0,61	0,2
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	15,03	11,97	7,15	7,09	5,24
A_{min} (cm ²)	6	6	6	6	6
L_t	1,16	0,69	0,54	1	0,9
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,63	2,08	1,62	3	2,7
$N^{barre/face}$	4HA14+ 8HA12	4HA10+ 8HA12	4HA10+ 8HA8	4HA10+ 8HA8	12HA8
$A_{z,tendu}$	15,21	12,19	7,16	7,16	6,03
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	3,28	1,74	2,21	0,83	1,13
$A_{z,compr}$	4,52	2,26	2,26	1,57	1,57
$N^{barre/face}$	4HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10
A_h^{cal} (cm ²)	1,12	0,92	0,68	0,57	0,19
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V 22. Sollicitations et ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} Etage
Section	0,2×2	0,2×2	0,2×2	0,2×2	0,2×2	0,2×2
N(KN)	-1961,413	-1562,4879	-790,8708	-683,8922	-459,3388	-269,1658
M(KN.m)	-506,07	-455,6122	13,5434	-80,5667	-92,5477	-94,8431
V(KN)	211,203	293,3569	190,1855	116,7672	52,225	-66,8025
τ (MPa)	0,82	0,54	0,44	0,48	0,20	0,25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	15,18	12,12	9,66	7,14	4,41	2,14
A_{min} (cm ²)	6	6	6	6	6	6
L_t	0,22	1,73	1,77	1,78	0,39	0,05
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0,88	0,71	0,71	0,5	1,56	0,2
$A_{z,tendu}$	15,21	12,19	12,19	7,16	6,03	6,03
$N^{barre}/face$	4HA14+ 8HA12	4HA10+ 8HA12	4HA10+ 8HA12	4HA10+ 8HA8	12HA8	12HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	3,08	2,12	2,07	1,72	2,24	0,033
$A_{z,compr}$	4,52	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N^{barre}/face$	4HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	1,25	0,67	0,55	0,60	0,25	0,03
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
N^{barre}	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V 23.Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,4	0,2×1,4	0,2×1,4	0,2×1,4	0,2×1,4
N(KN)	-1296,1749	-1079,350	-695,8877	-464,1624	-205,0361
M(KN.m)	-223,2897	-170,6379	-77,5286	3,0946	-15,2617
V(KN)	-91,5495	-99,2342	-77,0568	-57,2858	-60,0646
τ (MPa)	0,50	0,55	0,44	0,48	0,33
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	11,86	10,8	7,13	5,78	2,42
A_{min} (cm ²)	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
L_t	0,18	0,22	1,77	1,78	0,47
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0,72	0,88	0,71	7,12	1,8
$A_{z.tendu}$	12,19	12,19	8,29	8,29	8,29
$N^{barre}/face$	4HA10+8HA12	4HA10+8HA12	4HA8+8HA10	4HA8+8HA10	4HA8+8HA10
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,06	1,88	2,07	1,72	0,88
$A_{z.compr}$	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0,625	0,68	0,42	0,60	0,41
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V 24. Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,4	0,2×1,4	0,2×1,4	0,2×1,4	0,2×1,4	0,2×1,4
N(KN)	-1167,645	-1034,4001	-827,3563	-602,1077	-346,8308	-219,9505
M(KN.m)	-206,792	12,5844	13,0205	12,7897	9,3502	14,2459
V(KN)	92,4007	101,4655	80,9862	61,8637	43,0057	47,1432
τ (MPa)	0,51	0,56	0,44	0,434	0,23	0,039
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	9,73	12,38	10,02	7,28	4,23	2,52
A_{min} (cm ²)	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
L_t	0,16	0,66	0,65	0,63	0,61	0,5
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0,64	0,134	2,6	2,52	2,44	2
$A_{z,tendu}$	12,19	12,19	12,19	8,29	8,29	8,29
$N^{barre}/face$	4HA10+ 8HA12	4HA10+ 8HA12	4HA10+ 8HA12	4HA8+ 8HA10	4HA8+ 8HA10	4HA8+ 8HA10
S_t (cm)	18	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,12	0,14	0,18	0,25	0,32	0,76
$A_{z,compr}$	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{cal} (cm ²)	0,637	0,7	0,55	0,54	0,28	0,048
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V 25.Sollicitations et ferrailage du voile Vx5 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,8	0,2×1,8	0,2×1,8	0,2×1,8	0,2×1,8
N(KN)	-1150,237	-783,7657	-559,1412	-387,3355	-169,3967
M(KN.m)	-507,1018	-292,6822	15,7397	-49,2286	-56,2098
V(KN)	227,0639	146,0292	86,5504	57,291	46,715
τ (MPa)	0,98	0,63	0,37	0,24	0,2
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	5,84	5,24	6,18	4,14	1,46
A_{min} (cm ²)	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4
L_t	0,31	0,17	0,81	0,51	0,086
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,24	0,68	3,24	2,04	3,44
$A_{z.tendu}$	6,28	6,28	6,28	5,15	5,15
$N^{barre}/face$	8HA10	8HA10	8HA10	4HA10 4HA8	4HA10 4HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,12	2,12	3,2	1,52	3,24
$A_{z.compr}$	2,26	2,26	4,52	2,26	4,52
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	4HA12	2HA12	4HA12
A_h^{cal} (cm ²)	1,22	0,675	0,42	0,3	0,25
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,46	0,45	0,45
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V 26.Sollicitations et ferrailage du voile Vx 6 dans tous les niveaux

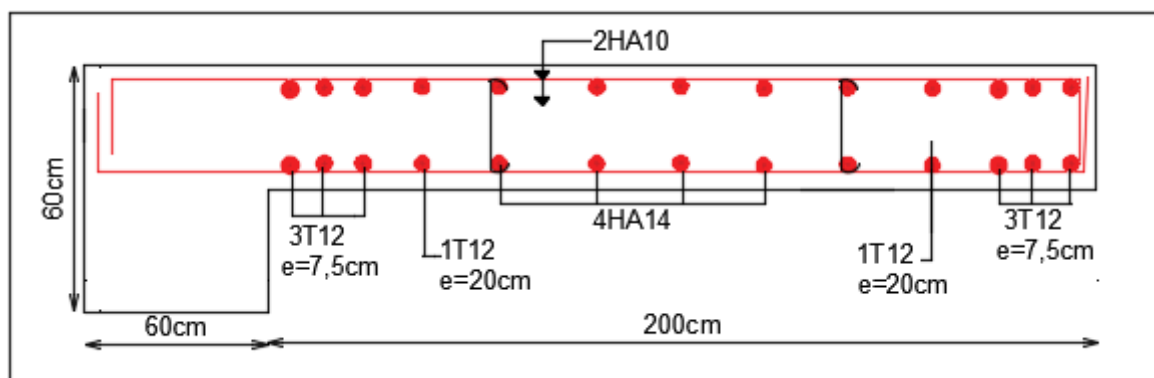
Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} Etage
Section	0,2×1,8	0,2×1,8	0,2×1,8	0,2×1,8	0,2×1,8	0,2×1,8
N(KN)	-1198,909	-879,9588	-690,6963u	-499,9557	-304,9327	-191,7031
M(KN.m)	-605,442	5,519	5,7527	-53,3875	-45,3789	-66,2765
V(KN)	-226,5328	-148,3237	-89,1985	-57,9823	-32,0261	-63,7101
τ (MPa)	0,009	0,0056	0,38	0,25	0,13	0,27
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	4,75	4,66	4,2	2,8	2,26	1,48
A_{min} (cm ²)	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4
L_t	0,36	0,88	0,87	0,57	0,85	0,11
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,44	3,52	3,48	2,28	3,4	4,4
$A_{z,tendu}$	5,15	5,15	5,15	5,15	5,15	5,15
$N^{barre}/face$	4HA10+ 4HA8	4HA10+ 4HA8	4HA10+ 4HA8	4HA10+ 4HA8	4HA10+ 4HA8	4HA10+ 4HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,12	0,074	0,08	1,28	0,16	2,088
$A_{z,compr}$	2,26	1,01	1,01	2,26	1,01	2,26
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA8	2HA8	2HA12	2HA8	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0,96	0,7	0,6	0,31	0,63	0,33
A_h^{min} (cm ²)	0,011	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V 27. Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage
Section	0,2×4,4	0,2×4,4	0,2×4,4	0,2×4,4
N(KN)	-1215,5316	-1143,6137	-790,7842	-415,767
M(KN.m)	-106,962	-102,3902	-59,7029	-30,1059
V(KN)	438,1149	-603,3273	-420,0877	-248,5991
τ (MPa)	0,77	1,066	0,10	0,43
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	14,42	13,8	7,12	5,04
A_{min} (cm ²)	13,2	13,2	13,2	13,2
L_t	1,93	1,91	1,97	1,98
A_{min}^{tendu} (cm ²)	7,72	7,64	7,88	7,92
$A_{z.tendu}$	15,21	15,21	7,16	7,16
$N^{barre}/face$	4HA14+ 8HA12	4HA14+ 8HA12	4HA10+ 8HA8	4HA10+ 8HA8
S_t (cm)	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,04	1,06	0,9	0,86
$A_{z.compr}$	2,26	2,26	2,26	2,26
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0,96	1,33	0,125	0,53
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V 28.Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} 2 ^e Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} Etage
Section	0,2×4,4	0,2×4,4	0,2×4,4	0,2×4,4	0,2×4,4	0,2×4,4
N(KN)	-1670,4575	-1604,1529	-1248,334	-860,0127	-438,0577	-223,9184
M(KN.m)	79,722	99,9719	108,5065	104,3194	86,5921	70,396
V(KN)	-626,7273	-770,4551	-575,0841	-388,3559	-146,642	102,6252
τ (MPa)	1,10	0,61	0,0021	0,68	0,25	0,18
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	20,7	18,61	16,17	5,66	4,03	2,41
A_{min} (cm ²)	13,2	13,2	13,2	13,2	13,2	13,2
L_t	2,05	0,69	1,73	1,83	1,6	1,25
A_{min}^{tendu} (cm ²)	8,2	2,76	6,92	7,32	6,4	5
$A_{z.tendu}$	20,79	19,11	17,74	11	11	11
$N_{barre/face}$	8HA16+ 6HA10	8HA14+ 6HA12	4HA14+ 10HA12	14HA10	14HA10	14HA10
S_t (cm)	18	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,56	0,52	1,04	1,44	2,32	2,16
$A_{z.compr}$	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
$N_{barre/face}$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
A_h^{cal} (cm ²)	1,37	0,76	0,026	0,85	0,62	0,22
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$N_{barre/face}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Figure V 28.Schéma de ferrailage du voile VX₁ (niveau RDC)

V.5. Conclusion

les enseignement à relever au terme de ce chapitre , montrent à quel point cela a permis de procéder non seulement à la mise à jour et la réévaluation du large spectre des connaissances théoriques acquises mais aussi de le fortifier.

Il nous a aussi été donné l'occasion d'opérer à des choix conceptuels et pratiques pour la structure, favorisant l'aspect sécuritaire, l'on peut citer à titre d'exemple :

- La disposition et la configuration des voiles, qui devraient rester dans un cadre réglementaire et sécuritaire, tout en encombrant le moins possible l'architecture intérieure de la structure.
- Il est à noter que dans la plupart des cas, les éléments structuraux sont ferrailés par la section minimale préconisée par le RPA99.

Force est de reconnaître toutefois, qu'un intérêt majeur du travail est de constater la prédominance de l'aspect sécuritaire, par rapport à l'économie préconisé par le RPA99



CHAPITRE VI

Etude des fondations

Chapitre VI : L'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elle assurant ainsi la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de la superstructure vers le sol sur lequel elles reposent.

Elles servent à :

- Réaliser l'encastrement de la structure
- La bonne répartition des charges
- Limiter les tassements des sols

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

VI.3. 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 1,5 bar pour une profondeur d'ancrage de 3,4 m.

VI.4. Choix du type de fondation

VI.4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel ETABSv20016 $N = 1427,7743KN$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \frac{1427,7743}{150} \Rightarrow B \geq 9,51 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,80m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

V1.4.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

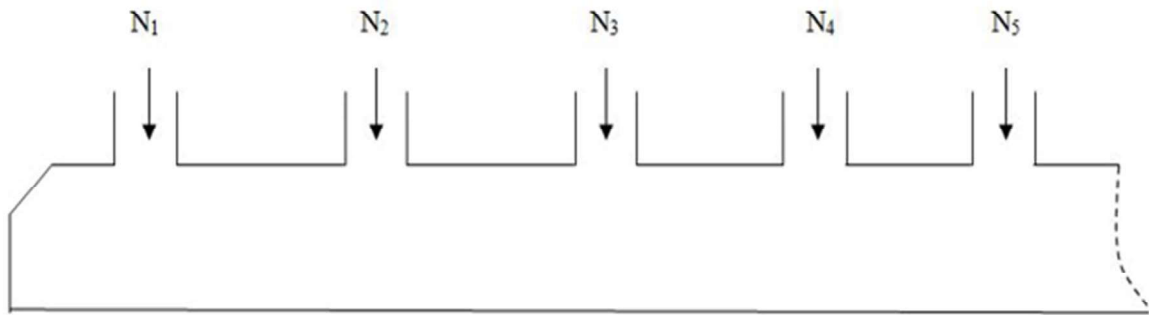


Figure VI 1.Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = -955,0055 \text{ KN} ; \quad N_5 = -963,6875 \text{ KN}$$

$$N_2 = -903,2798 \text{ KN} ; \quad N_6 = -501,8707 \text{ KN}$$

$$N_3 = -1427,7743 \text{ KN} ; \quad N_7 = -1097,0858 \text{ KN}$$

$$N_4 = -993,7818 \text{ KN} ; \quad N_8 = -448,9756 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 7291,461 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{7291,461}{150 \times 25,2} = 1,93 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,80 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

V1.4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

V1.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen) ;

E : module d'élasticité du béton : $E=3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,00^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 73 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 73 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,75^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,26 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,55 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,12 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{39146,5433}{150} = 260,98 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = l_x \times l_y = 20,95 \times 25,50 = 534,225$$

$$\text{Donc, on peut prendre } S_{rad} = S_{bat} = 534,225 \text{ m}^2$$

Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$;

Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 534,225 \text{ m}^2$

V1.4.3.2. Vérifications nécessaires

Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 13031,3 \text{ m}^4 \quad \text{Et} \quad X_G = 12,7836 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 6773,61 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 10,6219 \text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

Données :

$$M_x = N \times e_y \quad ; \quad e_x = X_t - X_g$$

$$e_x = 13,0842 - 12,7836 = 0,3006 \text{ m}$$

$$M_y = N \times e_x \quad ; \quad e_y = Y_t - Y_g$$

$$e_y = 10,6219 - 10,3094 = 0,3125 \text{ m}$$

$$N = 39,146 \text{ MN} \quad ; \quad M_x = 12,233 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 13031,3 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{39,146}{534,225} + \frac{12,233}{13031,3} 10,6219 = 0,08 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{39,146}{534,225} - \frac{12,233}{13031,3} 10,6219 = 0,06 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,08 + 0,06}{4} = 0,075 < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y

Données :

$$N = 39,146 \quad ; \quad M_y = 11,78 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 6773,61 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{39,146}{534,225} + \frac{11,78}{6773,61} \times 12,7836 = 0,09 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{39,146}{534,225} - \frac{11,78}{6773,61} \times 12,7836 = 0,05 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,09 + 0,05}{4} = 0,080 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 39146,5433 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{39146,5433 \times 4,8}{2 \times 534,225} = 175,86 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{175,86 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,07 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,60 + 0,75 = 1,35 \\ B = b + h_t = 0,60 + 0,75 = 1,35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow N_d &= 2,235 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,4 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} \\ &= 3,04 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 534,225 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 3,4 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 39146,54 \text{ KN} > 1,15 \times 3,4 \times 534,225 \times 10 = 20888,19 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

V1.5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 2235,12 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 1622,10 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 49834,3959 + 2235,12 + 1622,10 = 53691,61 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{53691,6159}{534,225} = 100,50 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4,65 - 0,60 = 4,05 \text{ m} ; L_y = 5,2 - 0,60 = 4,6 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0476 \times 100,50 \times 4,05^2 \\ M_{0y} = 0,7438 \times 78,47 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 78,47 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 58,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 66,70 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 49,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -39,23 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section ($b \times h$) = (1 × 0,3) m²

Tableau VI. 1.Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)
Travée	X-X	66,70	7,06	2,54	7,92	7HA12	15
	Y-Y	49,61	5,21	2,40	5,65	5HA12	20
Appui		39,23	4,10	2,40	5,65	5HA12	18

Condition de non fragilité

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,74 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,88}{2} \right) \times 0,3 = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 39146,54 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{39146,54}{534,225} = 73,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 65,64 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 53,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$M_{tx} = 55,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 45,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -32,81 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

Tableau VI. 2.Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	55,79	7,05	63822	6.18 < 15	Vérifiée	274.65 > 201,63	N.Vérifiée
	y-y	45,8	6.09	60935.56	5.79 < 15	Vérifiée	312,18 > 201,63	N.Vérifiée
Appui		32,81	6.09	60935.56	4,14 < 15	Vérifiée	223,67 > 201,63	N.Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 3.Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	55,79	0,42	0,351	15,93	16,08	8HA16	12
	y-y	45,8	0,35	0,291	9,83	10,78	7HA14	14
Appui		32,81	0,33	0,28	9,12	9,24	6HA14	17

Vérification des espacements

$$\text{Selon x-x: } S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Selon y-y: } S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Schéma de Ferrailage du radier

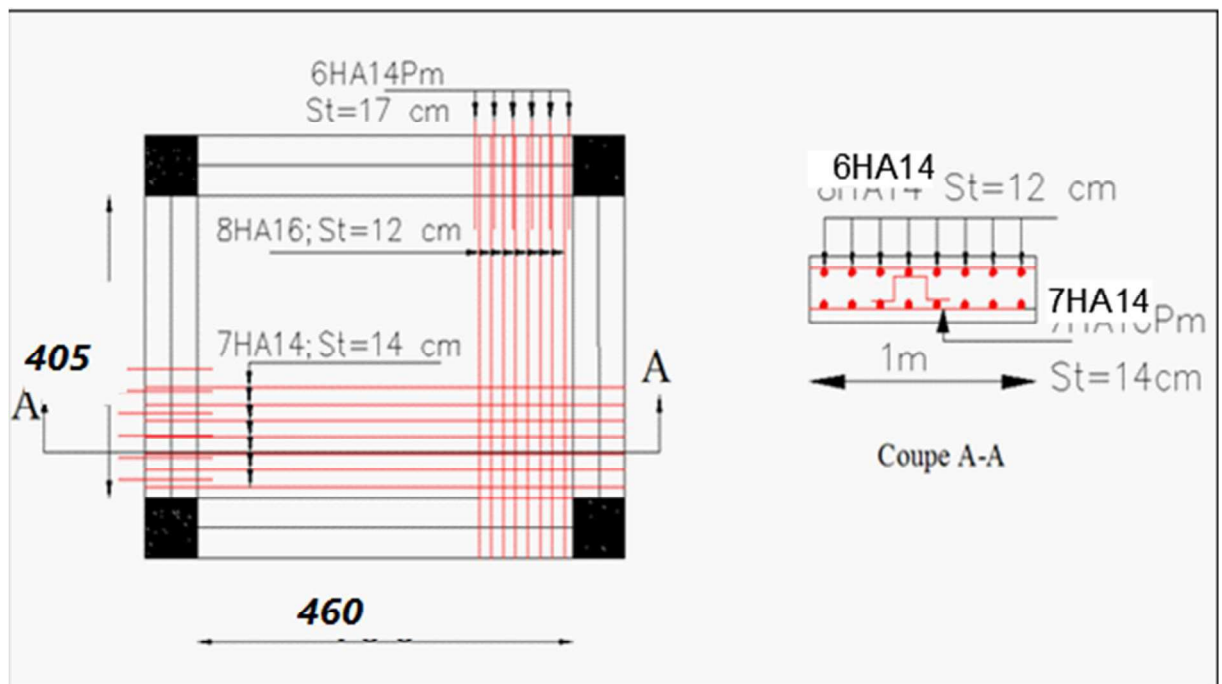


Figure VI 2.Schéma de ferrailage du radier

V1.6. Etude des nervures

Définition des charges qui reviennent sur les nervures :

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

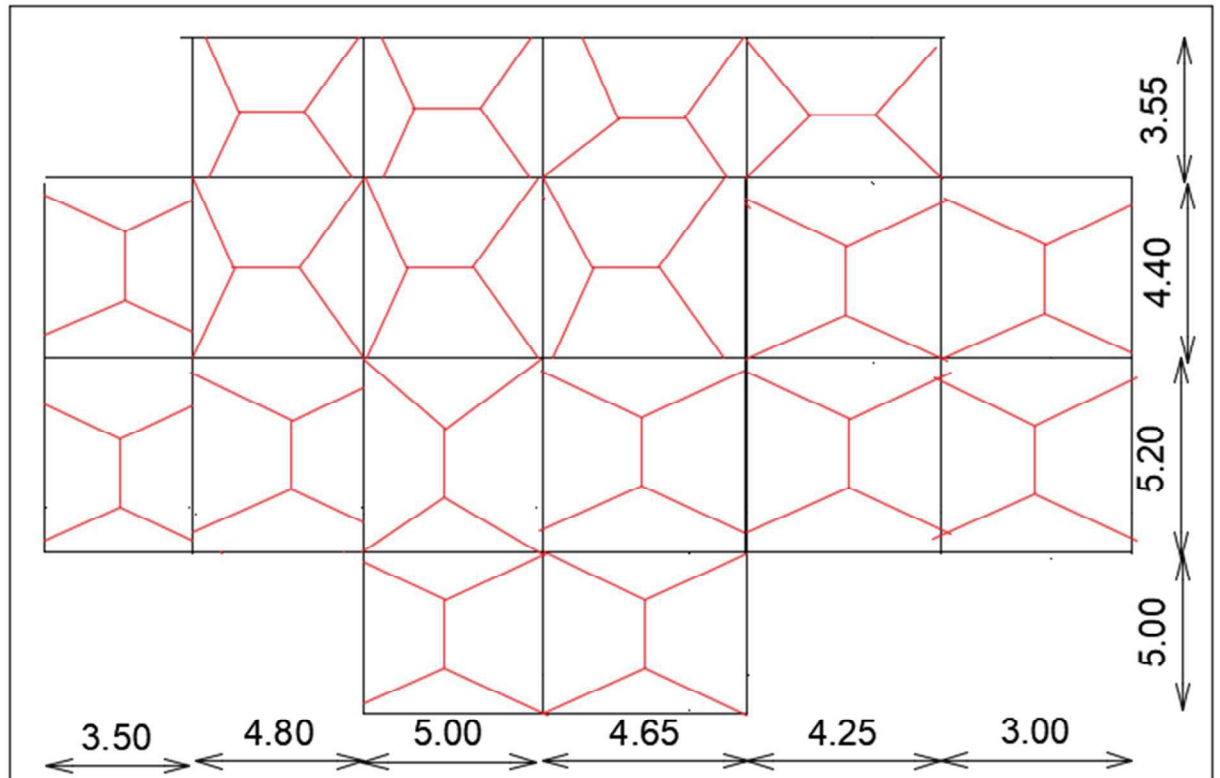


Figure VI 3. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Charges triangulaires

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

Calcul des sollicitations

- ✓ Le rapport $\rho > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable. $Lx = 5m$

Calcul des sollicitations : le calcul des nervures se fait de la même manière que les poutrelles (ferrailé en flexion simple).

Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \\ 0,8 \times l & \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0,15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moments en travée

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

$$\text{Avec ; } M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l-x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicitée.

- **Sens y-y**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Travée	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X ₀ (m)	M _t (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	450,876	0	-816,07	1,58	561,43
B-C	474,918	-816,07	-604,02	2,4	548,35
C-D	419,119	-604,02	-536,79	1,84	108,98
D-E	419,119	-536,79	0	2,16	437,10

- ✓ **Sens x-x**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4.Section d'armateur du radier à l'ELS

Travée	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	341,62	0	-435,59	1,264	272,74
B-C	398,557	-435,59	-362,1161	1,95	321,01
C-D	341,62	-362,116	-634,2994	1,409	-23,22
D-E	482,808	-634,2949	-634,2949	2,45	814,73
E-F	341,62	-634,2949	-362,1161	1.89	-23,22
F-G	398,557	-362,1126	-420,9489	1,86	328,16
G-H	375,782	-420,9489	-731,1269	1,4	-52,75
H-I	455,493	-731,1269	0	2,52	718,93

Moments défavorable A L'ELS :

Tableau VI. 5. Sollicitations à l'ELS

Sens	Localisation	M (KN.m)
X-X	Travée	410,236
	Appui	-681,034
Y-Y	Travée	491,187
	Appui	-610,147

Ferraillage

On a :

$$h = 0,75 \text{ m} ; h_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,55 \text{ m} ; d = 0,70 \text{ m}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq$$

$$\min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b-0,55}{2} \leq \min(1,475 \text{ m} ; 0,255 \text{ m})$$

$$\text{Donc, } b = 1,05 \text{ m.}$$

Sens Y-Y

On a :

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(2,00 \text{ m} ; 0,275 \text{ m})$$

$$\text{Donc, } b = 1,10 \text{ m}$$

Remarque : Le ferraillage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h).

Mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants :

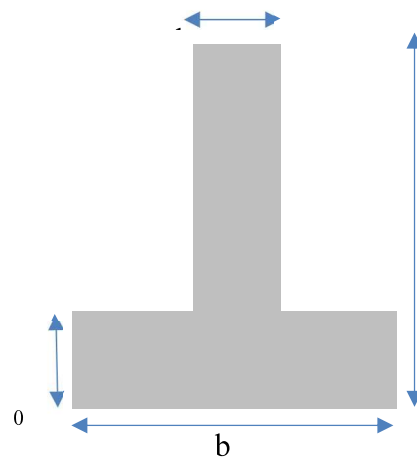


Figure VI 4. Schéma des nervures

Tableau VI. 6.Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	814,73	35,00	11,83	37,70	12HA20
	Appui	-731,13	33,24	5,07	35,44	10HA20+2HA16
Y-Y	Travée	561,43	24,08	8,45	26,39	2HA20+10HA16
	Appui	-816,07	37,64	5,07	37,70	12HA20

Les Vérifications

Vérification de l'effort tranchant

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 0,3758MN; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 0,754MN$$

$$V = \max(V_1, V_2) \Rightarrow V = 0,7545MN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 1,478MPa < 2.5MPa.$$

Armatures transversales

$$\Phi \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min (6 \text{ mm} ; 2,41\text{mm} ; 16 \text{ mm})=6 \text{ mm} \quad \text{On adopte a un étrier } \Phi 10.$$

Espacement des aciers transversaux

$$\text{Soit : } A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$$

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St = \min(76,5; 40cm) = 40cm$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 60} = 52,33 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 19,75 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures de peau :

D'après le CBA(Article A.7.3), on doit mettre des armateurs de peau de section

$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 75\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0.75 = 2,25\text{cm}^2$. On adopte

2HA14=3,08cm²/face.

Vérification des contraintes

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7.Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	410,236	4,61	15	171,89	201,63	Vérifiée
	Appui	681,034	13,59	15	315,79	201,63	Non vérifiée
Y-Y	Travée	491,187	7,79	15	293,77	201,63	Non vérifiée
	Appui	610,147	11,94	15	266,94	201,63	Non vérifiée

Recalcule à **L'ELS** :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 8.Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M_{ser} KN.m	A_{ELU} (cm ² /ml)	A_{SER} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
En travée	Selon y	491,187	26,39	39,20	2HA25+10HA20=41,24
En appui	Selon x	681,034	35,44	57,25	12HA25=58,9
	Selon y	610,147	37,70	50,9	8HA25+4HA20=51,84

➤ **Schémas de ferrailage des nervures**

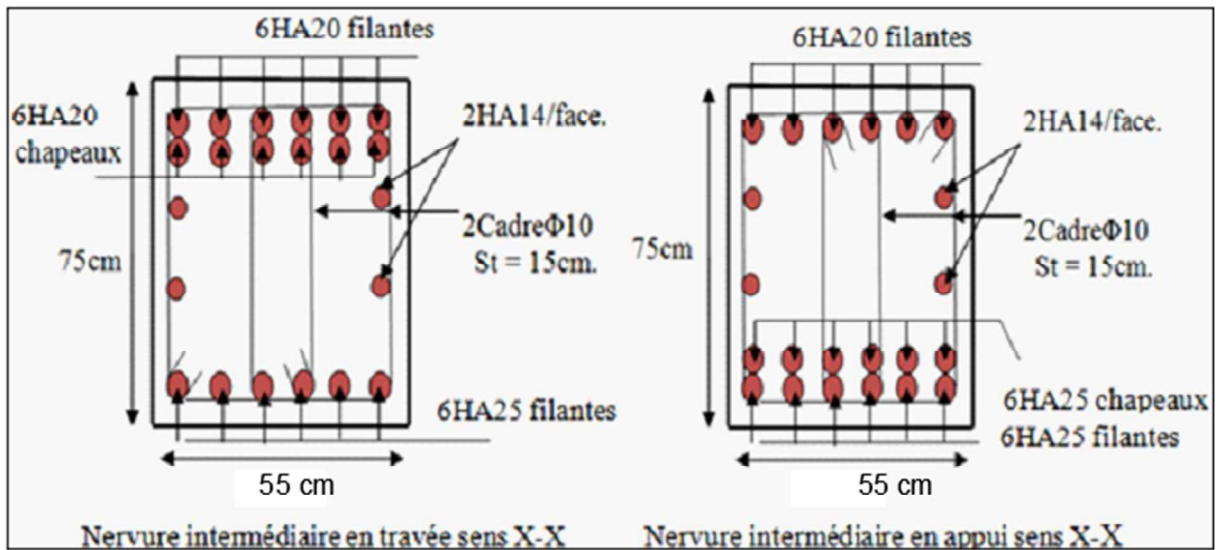


Figure VI 5. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

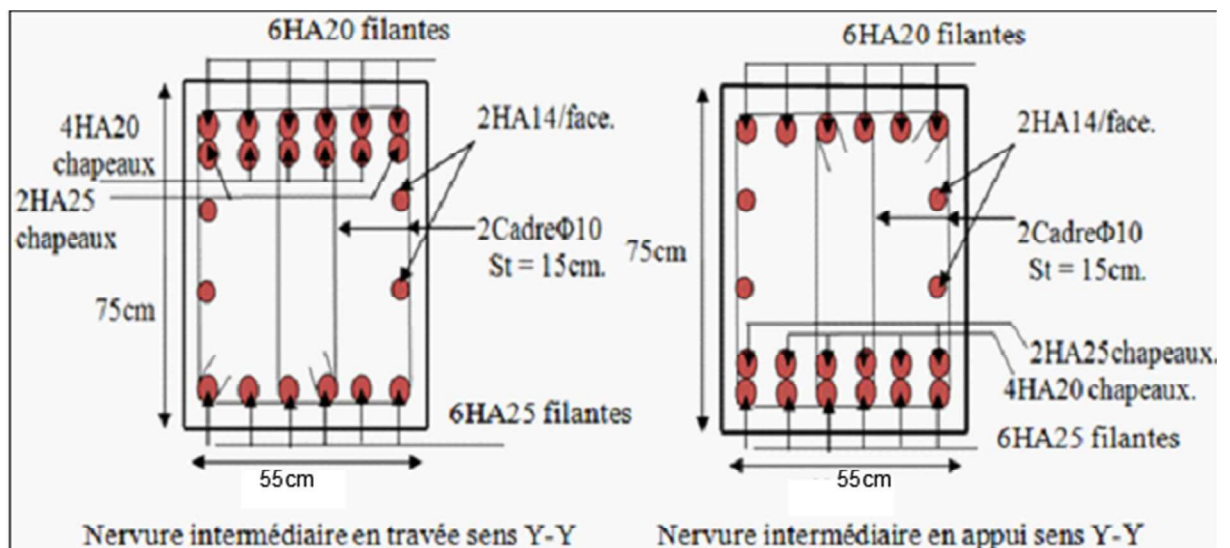


Figure VI 6. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

VI.7. Etude du voile Périphérique

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V1.7.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=3.40$ m
- Longueur $L=4$ m
- Épaisseur $e=20$ cm

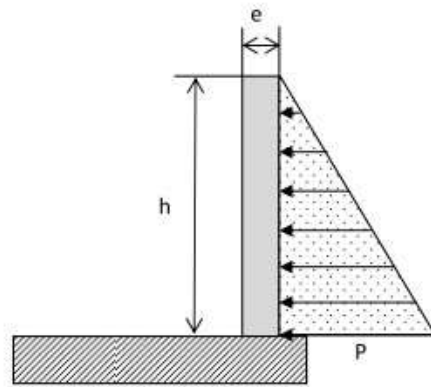


Figure VI 7. Poussée des terres sur les voiles périphériques

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma_h = 19,90 \text{ KN}/\text{m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0 \text{ bar}$
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée (Sable limoneux peu argileux), L'angle de frottement se situe dans l'intervalle suivant :
 $\varphi \in [10^\circ - 20^\circ] = 12^\circ$

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3,40 \times 19,90 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2}\right) = 44,37 \text{ KN}/\text{m}^2$$

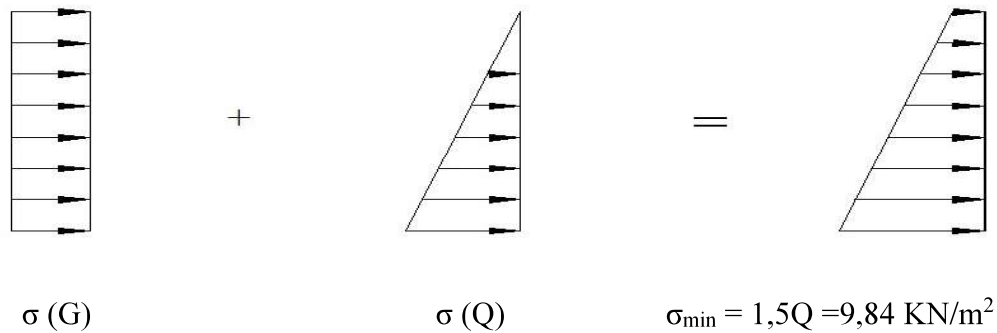
Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 6,56 \text{ KN}/\text{m}^2$$

V1.7.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 69,74 + 9,84}{4} = 54,765 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 54,765 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 4,65 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 5,20 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 4.65/5.2 = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,89 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0466 \times 54,765 \times 4,65^2 = 55,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7635 \times M_{0x} = 42,13 \text{ KN.m}$$

Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 46,90 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 31,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -22,07 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{\text{min}} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau VI. 9.Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	27,23	0,0229	0.029	0.375	3,59	2	4HA12 = 4,52
	Y-Y	16,47	0.017	0.022	0,376	2,73	2	4HA10= 3,14
Appui		- 12,81	0,017	0,013	0,378	1,70	2	4HA10=3,14

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,89 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,89) 100 \times 20 = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{54,765 \times 4,65}{2} \times \frac{5,2^4}{4,65^4 + 5,2^4} = 77,67 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{54,765 \times 5,2}{2} \times \frac{4,65^4}{4,65^4 + 5,2^4} = 55,54 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,204 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

$$\rho = 0,89 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_x = 0,8502 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 50,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 50,93 + 6,56}{4} = 39,84 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 39,84 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0528 \times 39,84 \times 4,65^2 = 45,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,8502 \times M_{0x} = 38,67 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 38,66 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 29,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -18,19 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Tableau VI. 10. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	38,66	6,53	65322.5	6,35 < 15	Vérifiée	201,8 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	29,00	5,53	5529.5	5,51 < 15	Vérifiée	370,11 > 201.63	N. Vérifiée
Appui		-18,19	4.51	4529.5	3,77 < 15	Vérifiée	204,86 > 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau VI. 11. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	Nbre de barres
Travée	x-x	38,66	0,39	0,301	7,31	7,7	5HA14
	y-y	29,00	0,27	0,257	4,94	5,65	5HA12
Appui		-18,19	0,18	0,214	3,33	4,52	4HA12

Schéma de ferrailage du voile périphérique

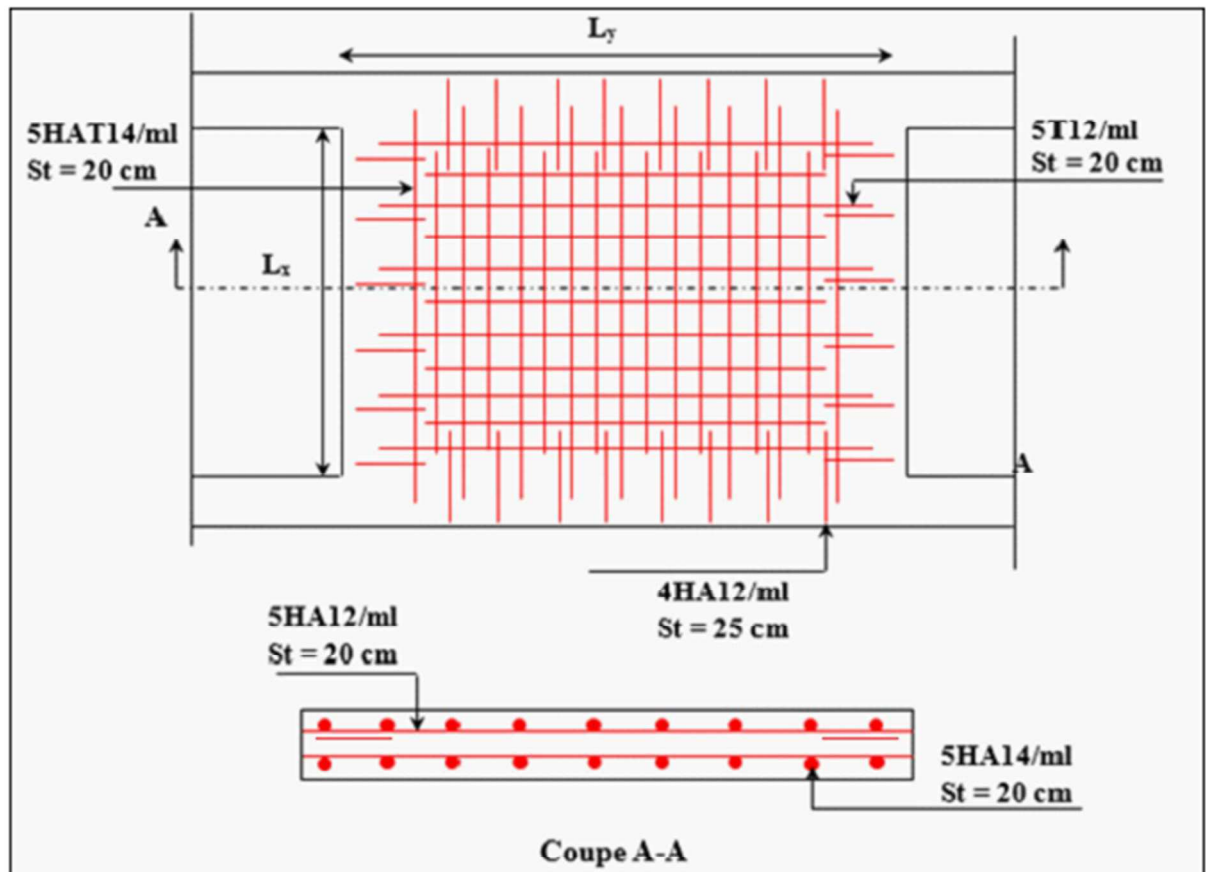


Figure VI 8. Schéma de ferrailage du voile périphérique

V1.8.conclusion

Enfin, en ce chapitre VI, une étude de l'infrastructure a été menée. Cette dernière constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrages. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place, ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons été amenés à choisir un radier nervuré, car c'est le type de fondation qui convient le mieux à notre structure.



Conclusion

Conclusion général

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de master c'est la meilleure occasion pour mettre en évidence nos connaissances théorique acquise durant plusieurs années.

Le parcours que nous avant fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une construction avec :

- L'application des nouvelles règles de calcul à savoir BAEL91, RPA99 version 2003,
- L'utilisation des logiciels de calculs et de dessins importants tell que ETABSV2016 Et AUTOCAD.

Au cours de cette étude, nous sommes parvenus à certains nombre de conclusions dont les plus importants sont :

- Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.
- Un pré-dimensionnement au début facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures.
- La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbé par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.
- La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.
- Le modèle construit par le logiciel ETABSV2016 doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.
- Logiciel ETABSV2016 nous a permet d'économiser beaucoup de temps, et la maitrise de ce dernier exige un bagage théorique.
- Pour l'infrastructure, le meilleur type de fondation et le plus adéquat pour cette structure est le radier nervuré.
- Et on peut répondre à notre question posé(pourquoi on se limite toujours à des R+n max R+14 au lieu des grattes-ciels) dont les raisons principaux qu'on peut citer :

-
- Il est indispensable d'équilibrer entre deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.
 - Manque des moyens techniques en Algérie.

A la fin, nous souhaiterons que ce projet de fin d'étude soit réalisé de manière appropriée, et sera un point de départ pour d'autres prochains travaux.

Bibliographie

- **BAEL 91 révisées99** : règlement de conception et de calcul des ouvrages et de construction en béton armé suivant la méthode des états limites
- **CBA91** : règles de conception et de calcul de la structure en béton armé
- **RPA99** : « règles parasismique algériennes Edition CGS, version 2003.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique règlementaires, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, octobre1988.
- **DTR B.C.2331** : Règles de calcul des fondations superficielles, Editions CGS octobre 1991.
- **BELAZOUGUI, calcul des ouvrages en béton armé**, office des publications universitaires.
- **Pratique du calcul sismique**, Guide d'application de l'Eurocode8, sous la directions de Victor Davidovici , avec Dominique Corvez Alain Capra ? Ghavamian Véronique le Corvec et claude Sainjean , Edition Afnor.
- **Notes de cours de béton armé** Master I et Master II



ANNEXES

Annexe (I) :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe (II)

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe (III)

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_c, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_c}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c}$$

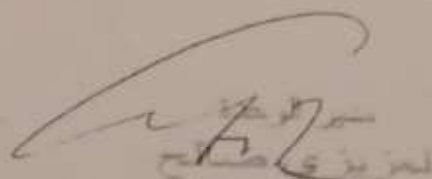
VI- Conclusions :

Le terrain réservé pour la réalisation d'une promotion immobilière à Ihaddaden (Ex -Jute) est essentiellement constitué d'une couche de terre végétale allant jusqu'à 0.80 m reposant sur une couche de limon marneux plastique à compact ; puis on retrouve une couche de marne plastique sableuse assez compacte de couleur grise .Le tout repose sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise .

Le sol en place présente des résistances de pointe élevées aux deux mètres .Au -delà de cette profondeur , le il détient un bon pouvoir portant .

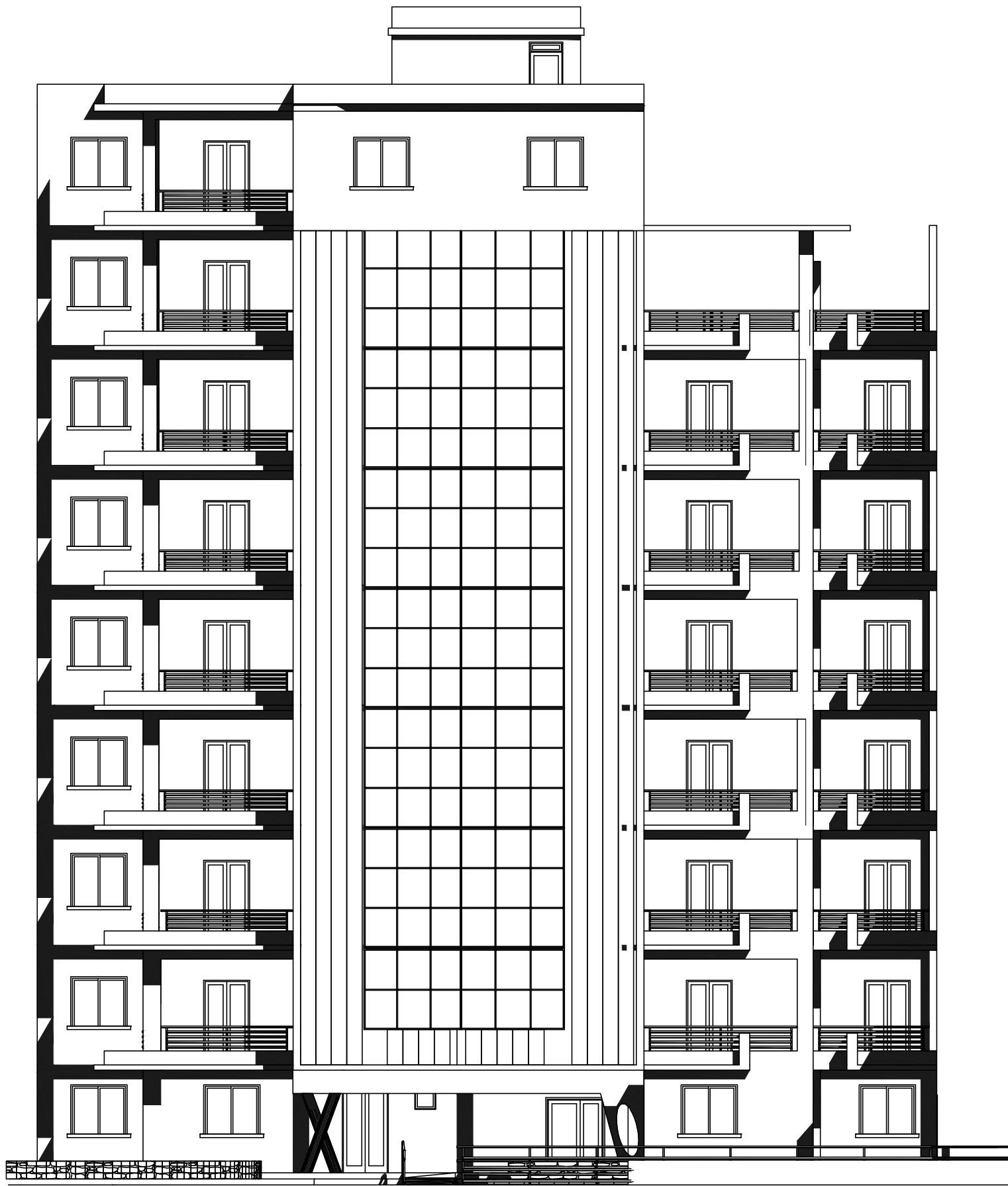
A cet effet , on suggère :

- L'emploi de fondations superficielles de type semelles filantes .
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 1.5 bar .
- La sous face des fondations devrait être à au moins 2.00 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel .
- Les analyses chimiques effectuées montrent un environnement d'agressivité nulle ; aucune mesure particulière de protection n'est recommandée néanmoins le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques .
- Les tassements calculés sous une semelle filante ancrée à 2.00 m de profondeur , de 1.00 m de largeur , soumise à une charge de 1.80 bar ; s'élèvent à 4.00 cm .

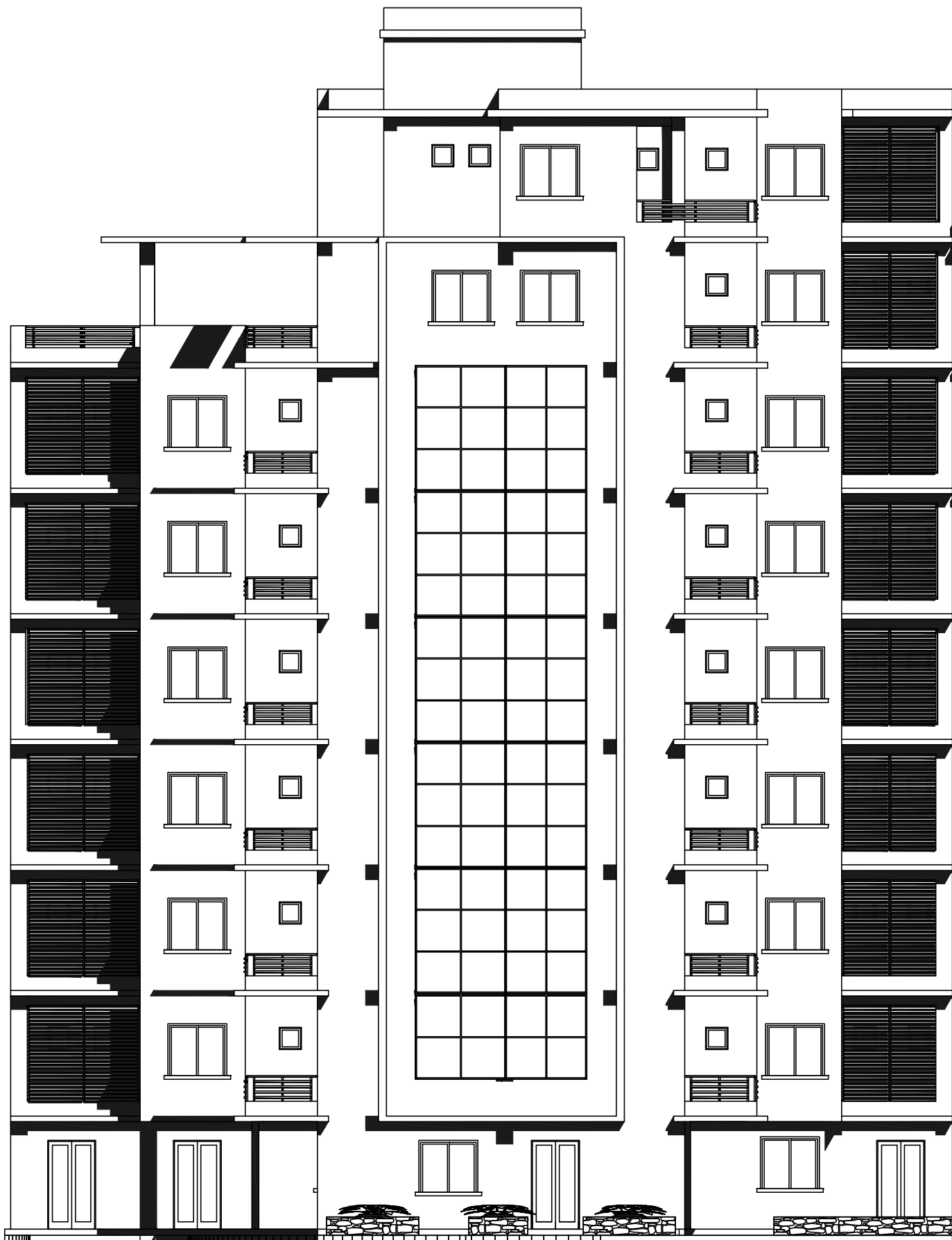




Plans de la structure



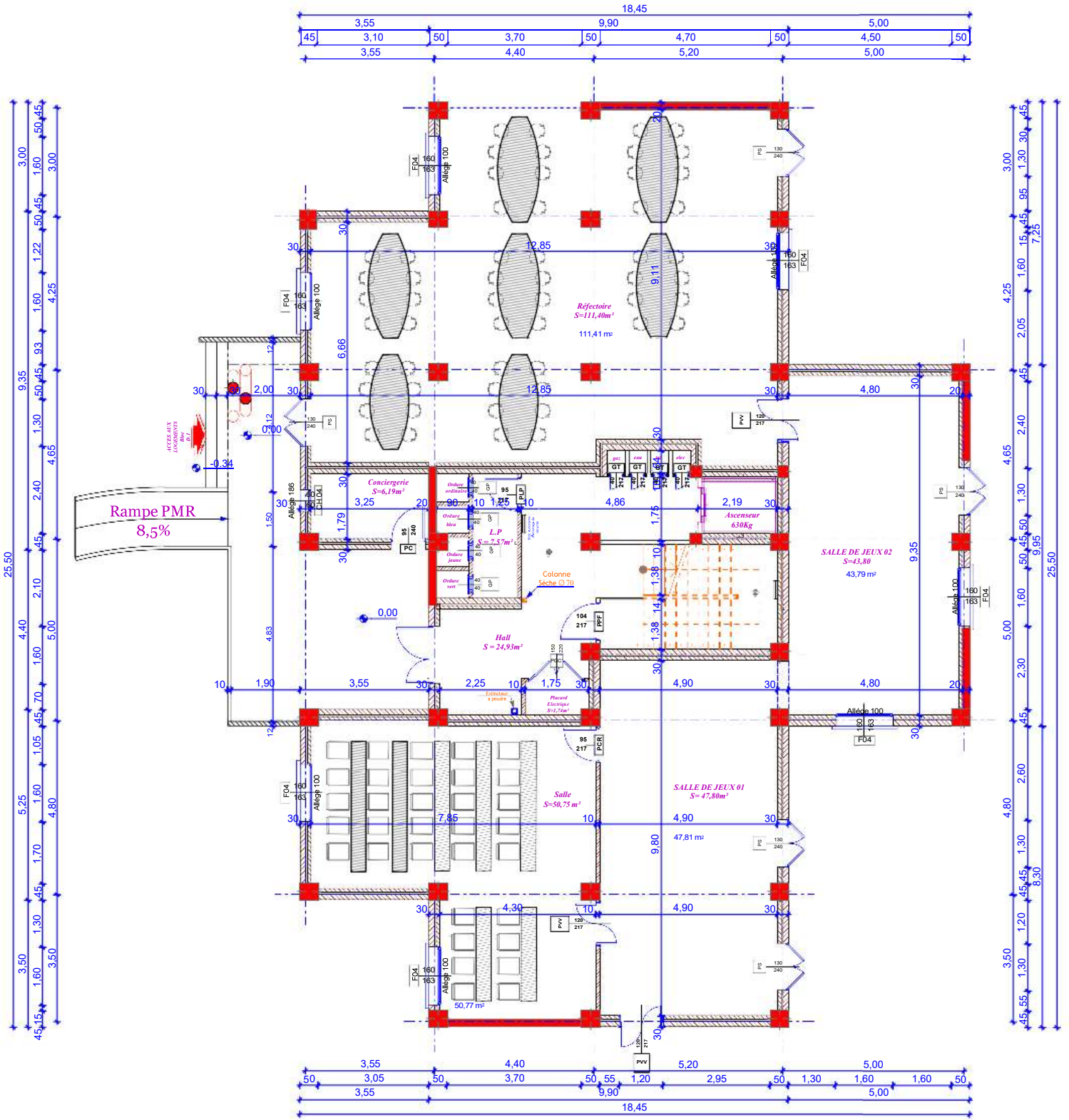
FACADE PRINCIPALE



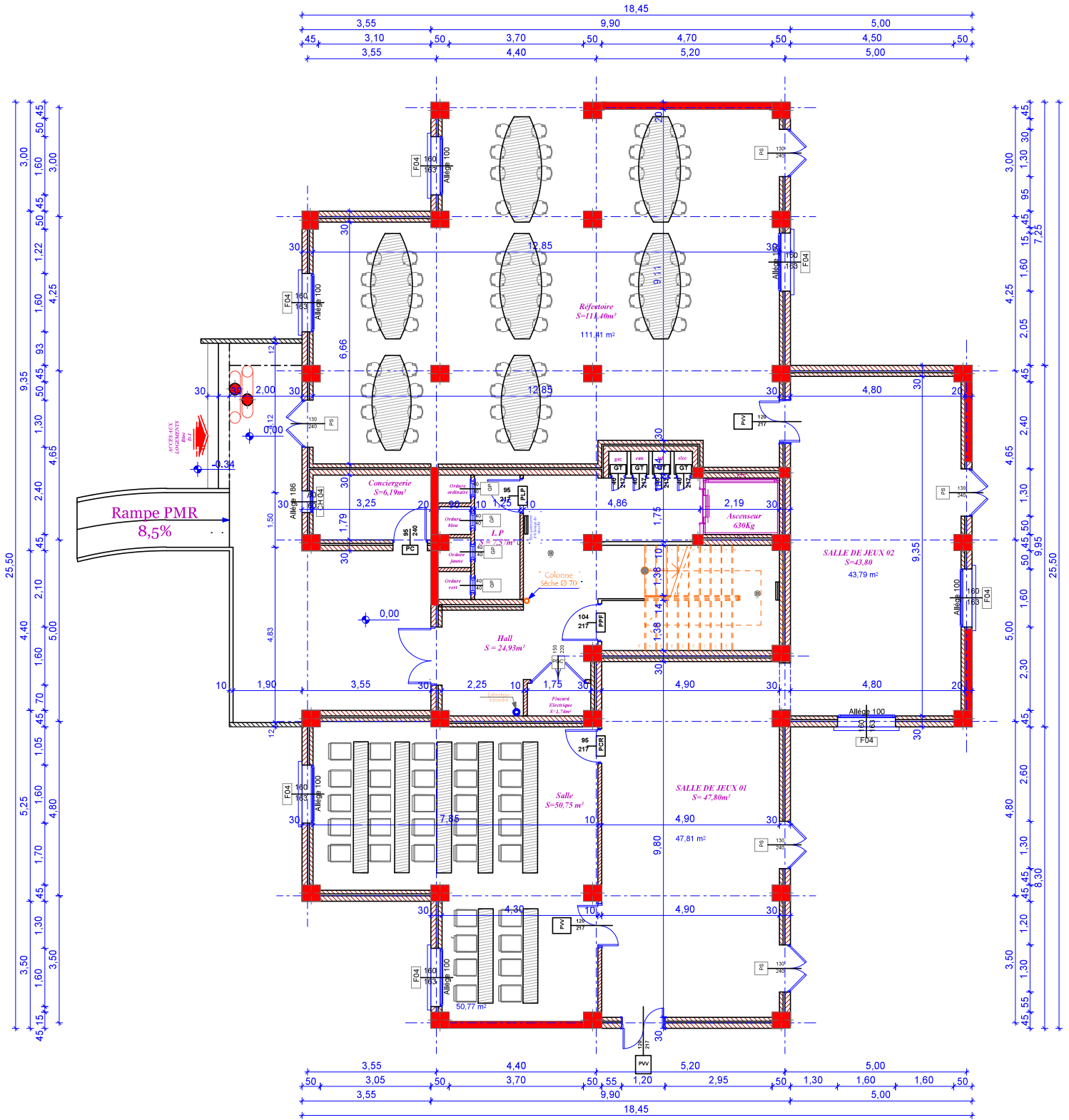
FACADE POSTERIEURE



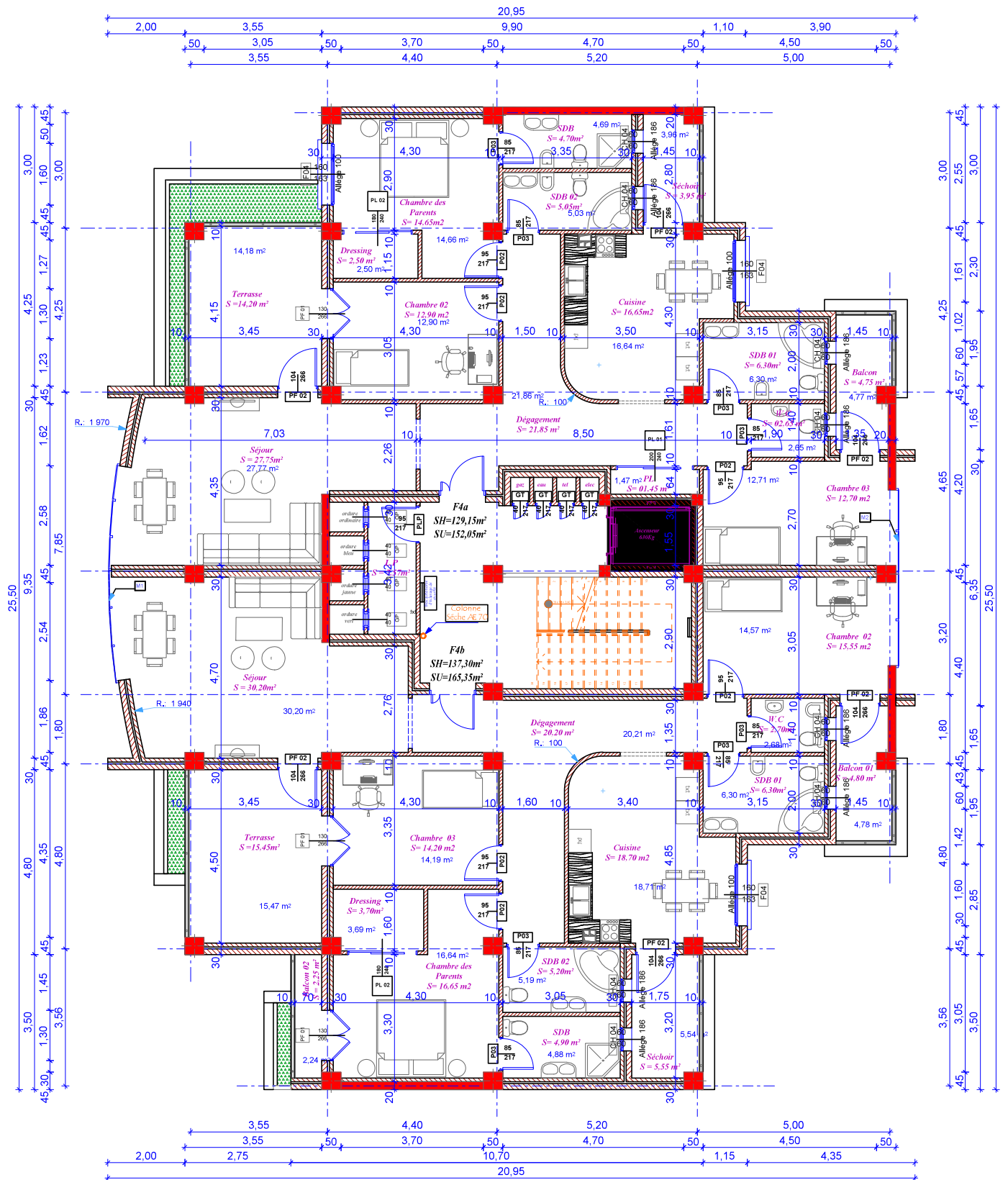
Coupe



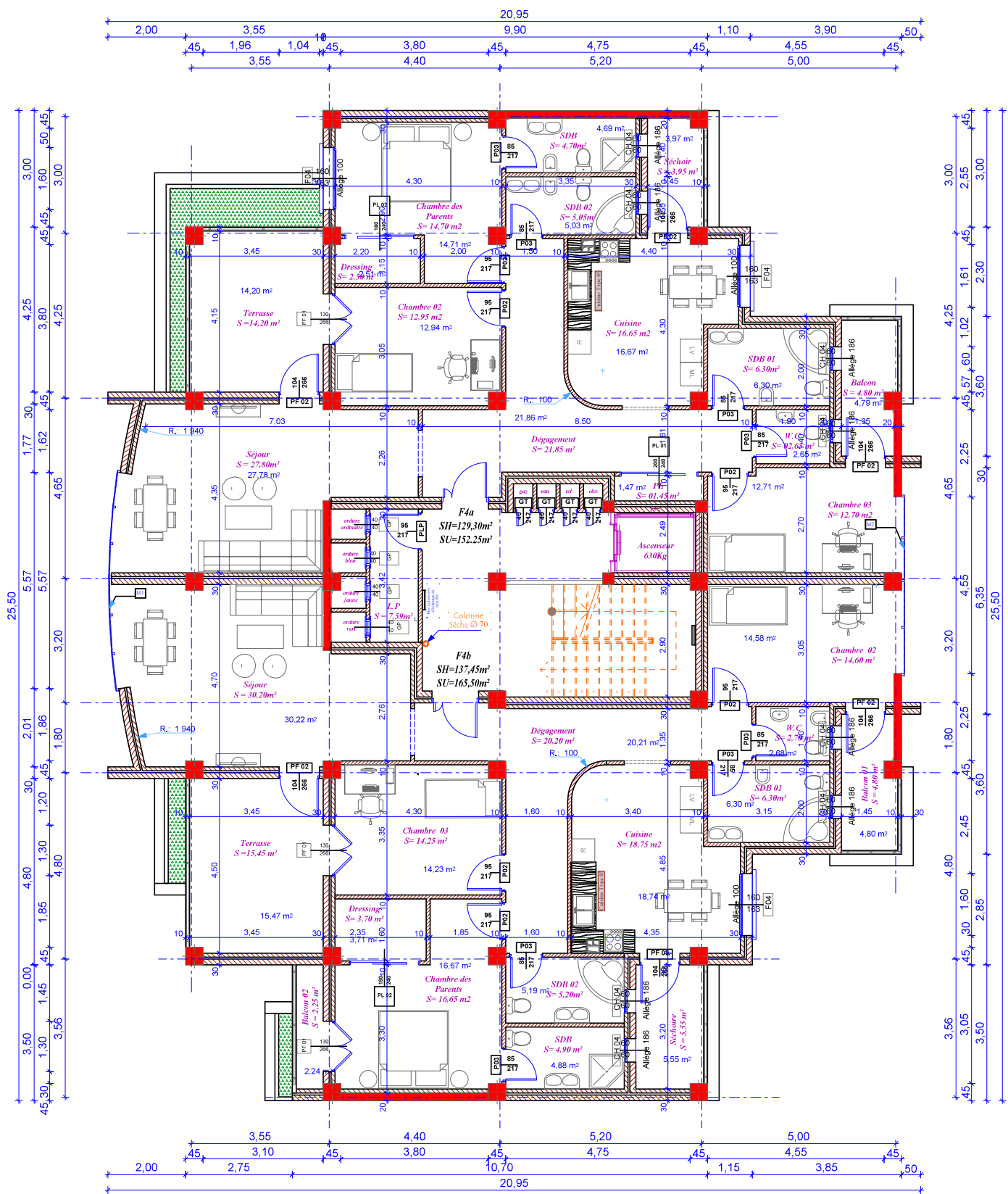
Sous-sol



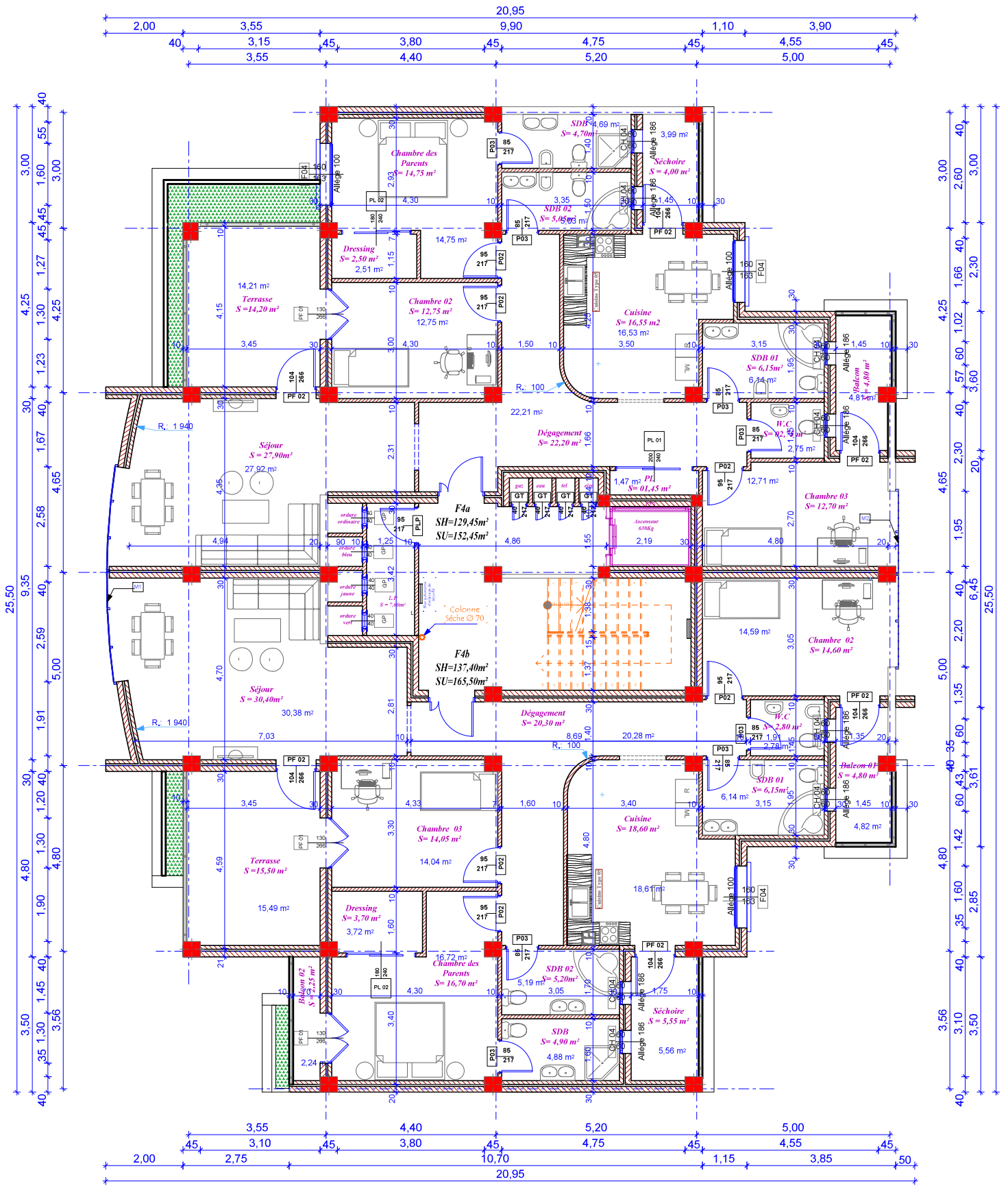
Niveau RDC



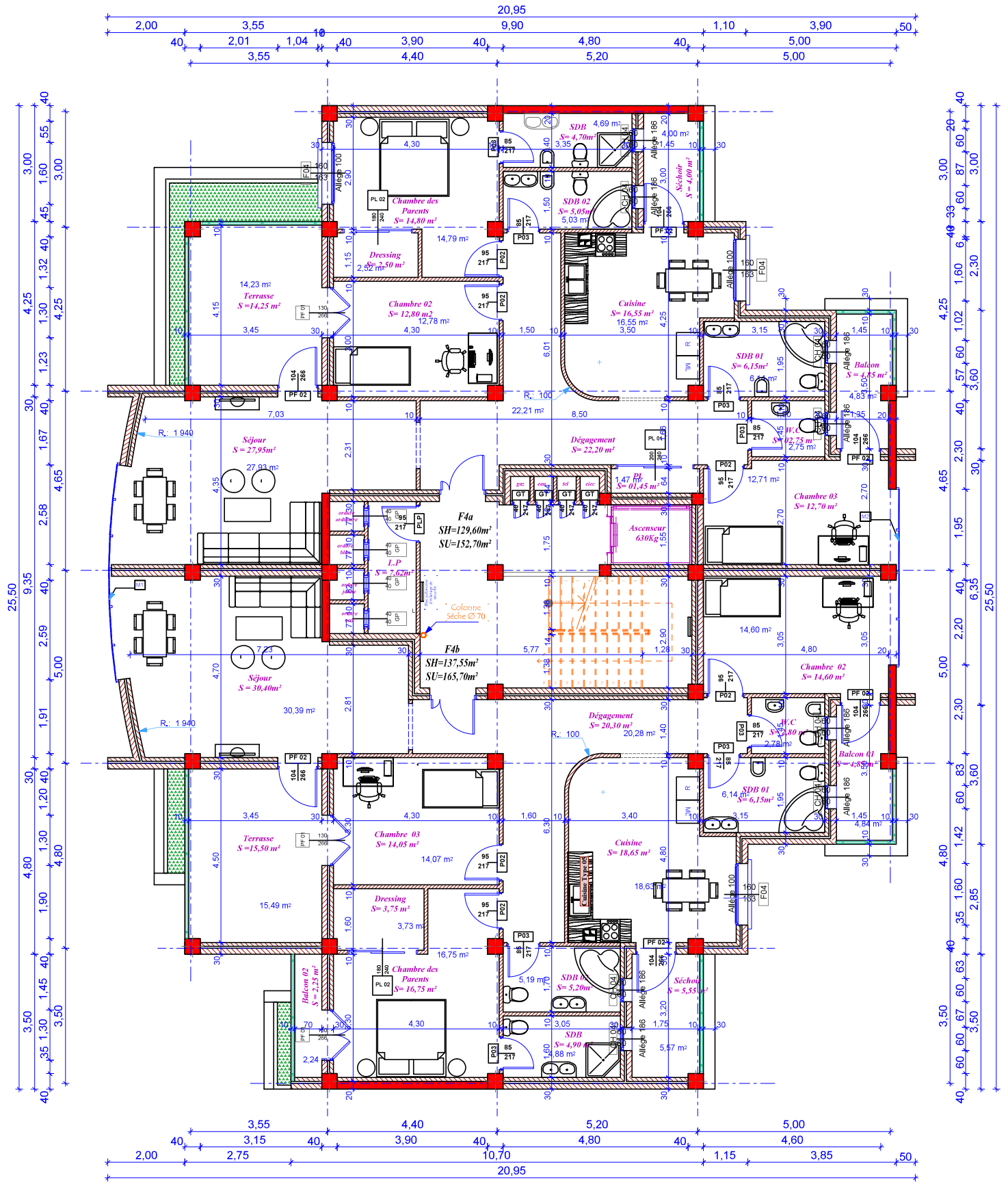
Etage 01



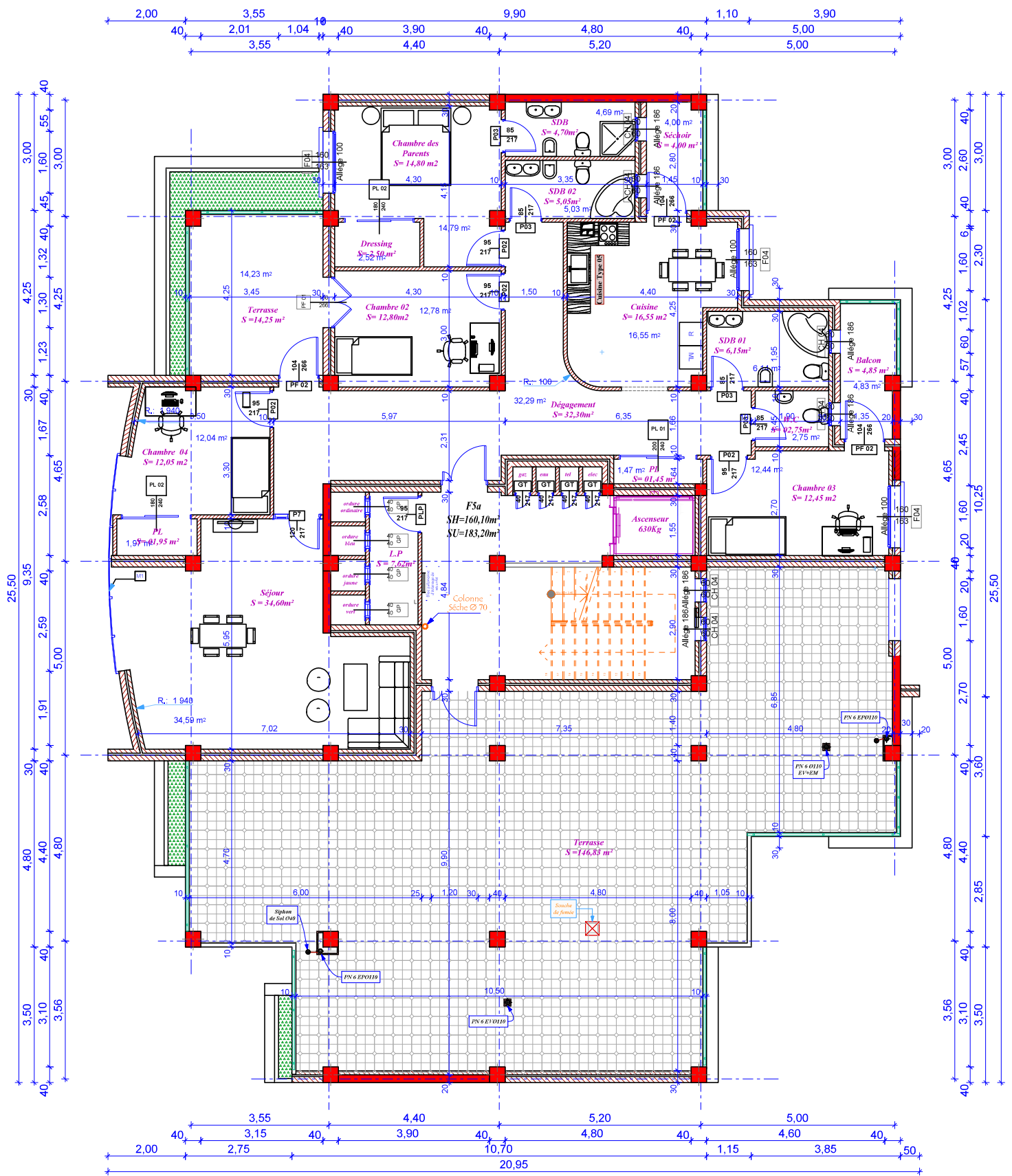
Etage 02 et 03



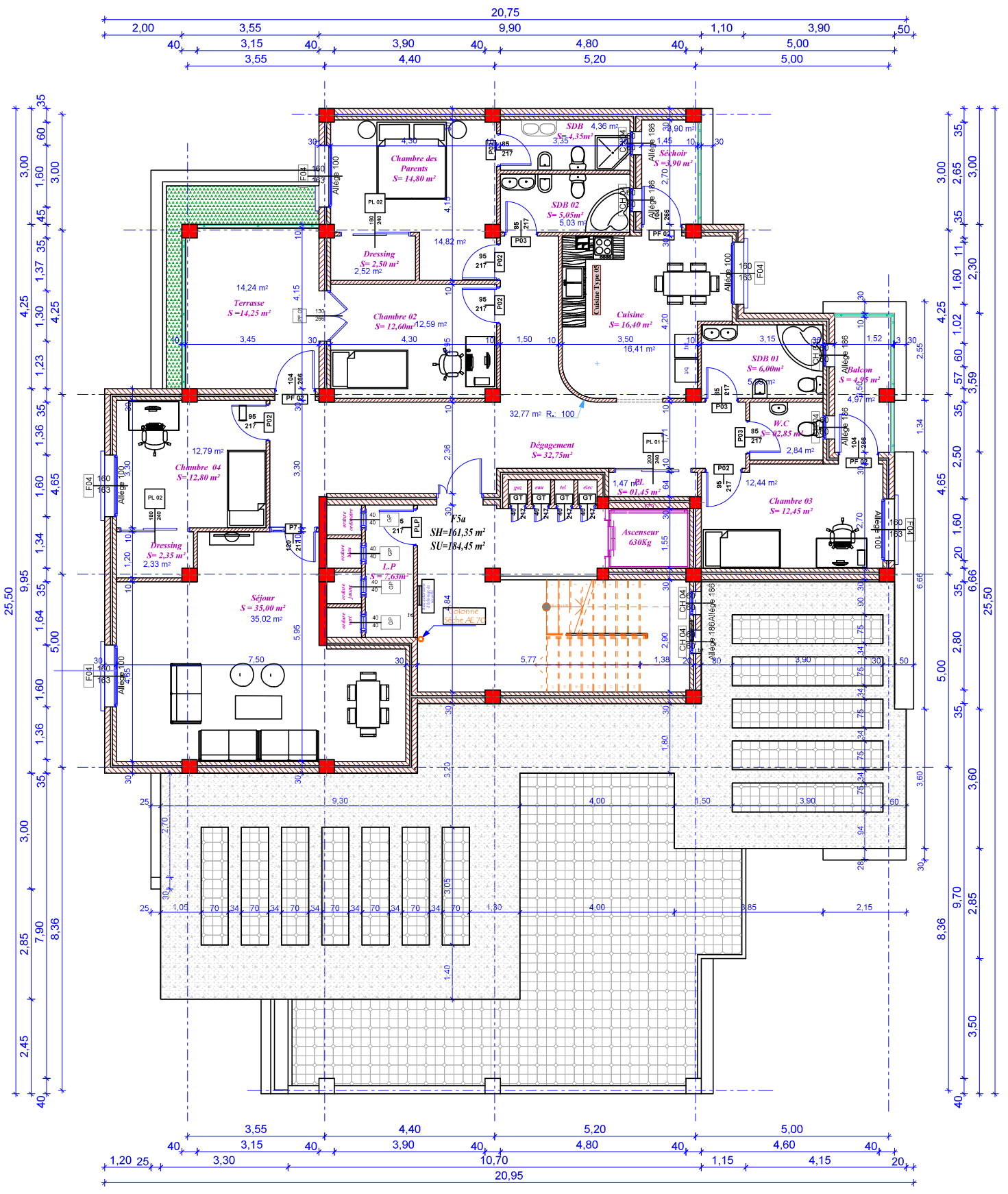
Etage 04 et 05



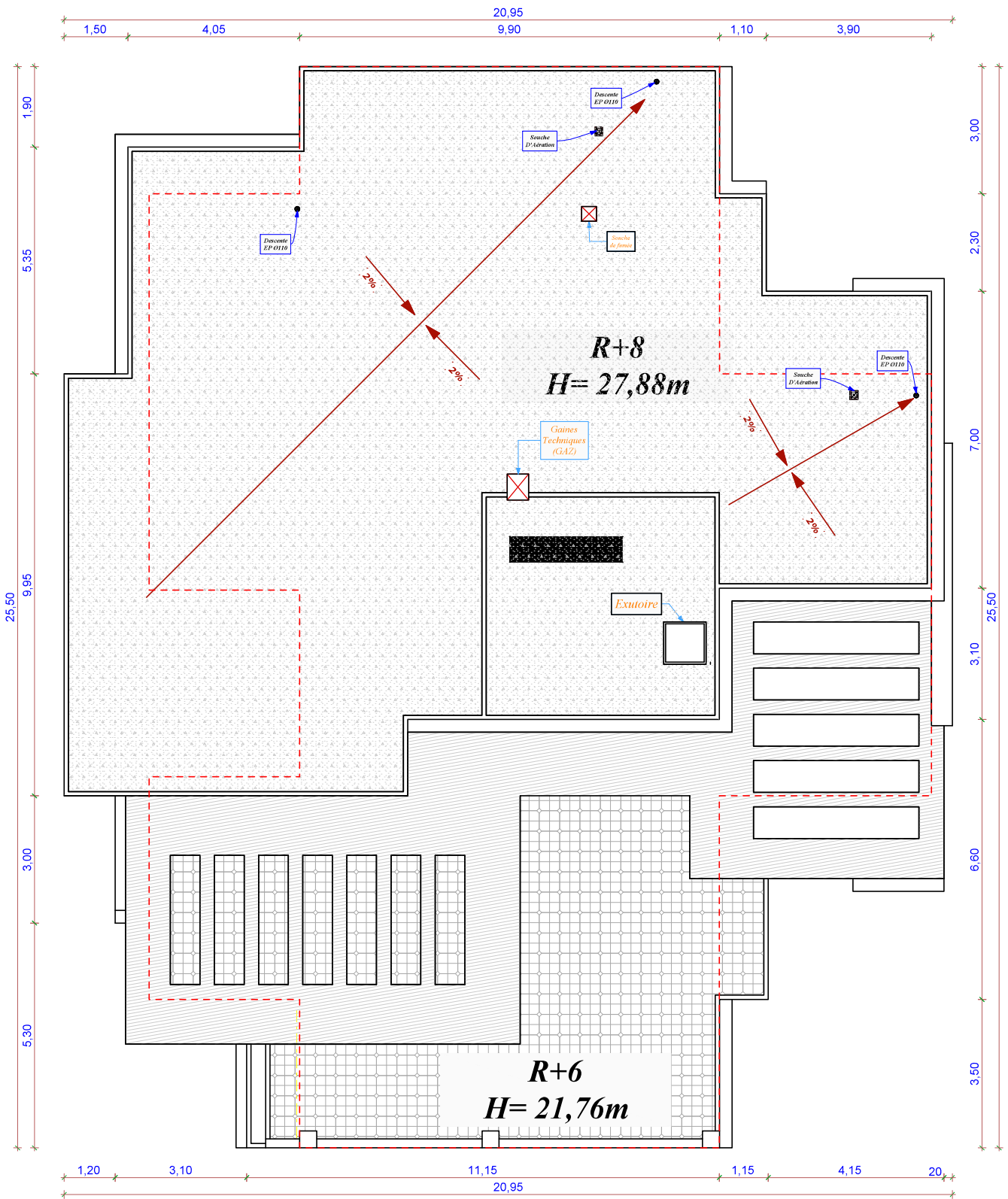
Etage 06



Etage 07



Etage 08



Toiture

COFFRAGE FONDATIONS NIV -3.40

ech:1/50

