جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

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

Option : Matériaux et Structures

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT (R+8+E-SOL+S.Sol) A USAGE MULTIPLE (COMMERCIAL ET HABITATION)

Réalisé par :

- BOUDJEMLINE kocaila
- DAIRI Abderrahmane

Promoteur :

Mme H. CHIKH AMER.

Membres de jury :

Mdme. BOUKHZAR

Mr. LABIOUADH

	Promotion : 2016-2017	

Remerciement

Tout d'abord, on remercie DIEU pour la force et la patience qu'il nous a accordé pour réaliser ce modeste travail.

Nos sincères remerciements s'adressent du fond du coeur à notre promotrice Mme CHIKH AMER qui nous a orientés durant toute la préparation de ce projet et qui nous a fourni toutes les informations et conseils nécessaires.

On tient à remercier profondément les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger ce travail.

On remercie également toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'études.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labour. Qu'on dédie du fond du cœur à cœur qu'on aime. Et qu'on remercie en exprimant la gratitude Et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon très chers frères Sofiane et Lyes.

A ma petite sœur Hanane.

A mon ami et mon binôme kocaila.

Un spécial remerciement à tous mes amis (es) en particulier et en premier lieu Samira, Fatiha, Binouche, Sonia, Taous, Bibita, Houssem, Nacer, djidji, Youcef, Ferhat, Loucif et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A mon encadreur bien sûr : " Mme CHIKH AMER" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

A tout la promotion de Génie Civil 2017.

DAIRI
Abderrahmane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

***A** mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

***A** mes très chers frères et sœurs.*

***A** mes meilleur amis en particuliers Abderrahmane, Houssem, Smail , sans oublié djidji et lynda et à tous ceux qui me sont chère sans exception.*

***A** mon promotrice bien sur : " Mme CHIEKH AMER" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.*

A tout la promotion de Génie Civil 2017.

BOUDJMELINE
Kociela

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : GENERALITE

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II.1. *Disposition des poutrelles* *15*
Tableau II.2. *Le pré dimensionnent des panneaux de dalle pleine* **19**
Tableau II.3. *Le pré dimensionnement des voiles* **21**
Tableau II.4. *Dimensionnement du premier type d'escalier* **23**
Tableau II.5. *Dimensionnement du deuxième escalier.* **23**
Tableau II.6. *Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.* **23**
Tableau II.7. *Evaluation des charges du plancher terrasse accessible* **24**
Tableau II.8. *Evaluation des charges du plancher étage courant.* **24**
Tableau II.9. *Evaluation des charges des dalles pleines.* **25**
Tableau II.10. *Evaluation des charges de l'acrotère* **25**
Tableau II.11. *Evaluation des charges des murs double cloisons* **26**
Tableau II.12. *Evaluation des charges du palier* **26**
Tableau II.13. *Evaluation des charges des la volées:* **26**
Tableau II.14. *Evaluation des poids propre des poteaux* **27**
Tableau II.15. *Evaluation des charges G pour le poteau p1* **29**
Tableau II.16. *Evaluation des charges G pour le poteau p2 .* **32**
Tableau II.17. *Evaluation des charges G pour le poteau p3 .* *35*
Tableau II.18. *Vérification à la compression simple des poteaux* **36**
Tableau II.19 *Vérification au flambement pour le poteau (P2)* **38**
Tableau II.20 *Dimensions des poteaux* **39**

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1. *Différents types de poutrelles dans le plancher* **42**
Tableau III.2 *Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles..* **42**
Tableau III.3. *Charges qui reviennent sur le plancher* **43**
Tableau III.4. *Les moments isostatiques de la poutrelle type 3* **43**
Tableau III.5 *Charges qui reviennent sur le plancher d'actions* **45**
Tableau III.6. *Sollicitations maximales dans les poutrelles terrasse inaccessible* **46**
Tableau III.7. *Sollicitations maximales dans les poutrelles terrasse accessible* **46**
Tableau III.8. *Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher T.A* **47**
Tableau III.9. *Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher Etage courant* **47**
Tableau III.10. *Sollicitations maximaux dans la poutrelle type 6* **47**
Tableau.III.11. *Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher RDC.* **48**
Tableau III.12. *Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher Entre sol* **48**
Tableau III.13. *Sollicitation les plus défavorables.* **48**
Tableau III.14. *Vérification de la flèche de poutrelle type 7* **55**
Tableau III.15. *Calcul du ferraillage à l'ELU des différents niveaux* **56**
Tableau III.16. *Vérifications nécessaires à l'ELU* **56**
Tableau III.17. *Vérification des contraintes a l'ELS* **57**
Tableau III.18. *Vérifications de la flèche a l'ELS* **57**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.19. *Vérification de la flèche pour les étages courant et la terrasse accessible* 58
Tableau III.20. *Schémas de ferraillage des poutrelles par niveaux* 58
Tableau III.21. *Données des différents types de dalle pleine.* 60
Tableau III.22. *Sollicitations maximales dans les dalles pleines* 64
Tableau III.23. *Vérification de l'effort tranchant* *64*
Tableau III.24. *Calcul du ferraillage a l'ELU* 65
Tableau III.25. *Vérifications des contraintes à l'ELS.* 65
Tableau III.26.*Evaluation de la flèche* 66
Tableau III.27. *Ferraillage de la dalle d'ascenseur* 70
Tableau III.28. *Vérifications des contraintes à l'ELS.* 71
Tableau III.29. *Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur* 73
Tableau III.30. *Vérification des contraintes à l'ELS* 73
Tableau III.31. *Moments et ferraillages correspondant* 75
Tableau III.32. *Vérifications des contraintes* 76
Tableau III.33. *Combinaisons d'action de l'acrotère* 79
Tableau III.34. *Sollicitations dans le deuxième type d'escalier* 84
Tableau III.35. *Ferraillage de l'escalier Type 2* 84
Tableau III.36. *Vérifications des contraintes à l'ELS* 85
Tableau III.37. *Vérification de la flèches* 86
Tableau III.38. *Résultats de ferraillage de la poutre palière* 88
Tableau III.39. *Vérification des contraintes à l'ELS* 89

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMYQUE

Tableau IV.1. *Valeurs des pénalités sens x-x* 93
Tableau IV.2. *Valeurs des pénalités sens y-y* 93
Tableau IV.3. *Périodes et taux de participation massique de la structure* 97
Tableau IV.4 .*Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales* 99
Tableau IV.5. .*Vérification de la résultante des forces sismiques à la base* 99
Tableau IV.6. *Vérifications des déplacements de niveau* 100
Tableau IV.7. *Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ* 101
Tableau IV.8. *Vérification de l'effort normal réduit* 100
Tableau IV.9. *Dimensions finales des éléments structuraux* 102

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1. *Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux* 105
Tableau V.2. *Sollicitations dans les différents poteaux* *107*
Tableau V.3. *Ferraillage longitudinal des poteaux* 108
Tableaux V.4. *Ferraillage transversales des poteaux* 108
Tableau V.5. *Vérification au flambement des différents poteaux* 109
Tableau V.6. *Vérification des contraintes de cisaillement* 110
Tableau V.7.*Vérification des contraintes de béton* 110
Tableau V.8. *Dimensions de la zone nodale* 111
Tableau V.9. *Ferraillage des poutres principales (30×40) cm²* 112
Tableau V.10. *Ferraillage des poutres secondaires (30×35) cm²* 113

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.11. *Vérification des contraintes tangentielles* 115
Tableau V.12. *Vérification de l'état limite de compression du béton* 115
Tableau V.13. *Moments résistants dans les poteaux*.....117
Tableau V.14. *Moments résistants dans les poutres principales* 117
Tableau V.15. *Vérification des zones nodales selon le sens principale.* 118
Tableau V.16. *Ferraillage longitudinal final* 118
Tableau V.17. *Revérification des zones nodales selon le sens principale.* 118
Tableau V.18. *Sollicitations maximales dans le voile V_{y5}// à Y-Y'* 121
Tableau V.19. *Sollicitations et ferraillage du voile dans tous les niveaux dans le sens X-X'*……...123
Tableau V.20. *Sollicitations et ferraillage du voile V_{y5} et V_{y6} dans tous les niveaux*……..124
Tableau V.21. *Sollicitations et ferraillage du voile V_{y1} , V_{y2},V_{y3}et V_{y4} dans tous les niveaux*……..…..125

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1. *Section d'armateur du radier*.....130
Tableau VI.2. *Vérifications des contraintes à l'ELS*.....131
Tableau VI.3.*Section d'armateur du radier à l'ELS*.....131
Tableaux VI.4. *Sollicitation maximal dans les nervures à l'ELU et à l'ELS selon les deux sens* 134
Tableau VI.5. *Résultats de ferraillage des nervures*.....132
Tableau VI.6. *Vérification des contraintes à l'ELS* 135
Tableau VI.7.*Ferraillage des voiles périphérique* 138
Tableau VI.8. *Vérifications des contraintes à l'ELS*.....139
Tableau VI.9 *Ferraillage* du voile Périphérique *à l'ELS* 139

TABLE DE MATIERE

INTRODUCTIION GENERALE 1

CHAPITRE I : GENERALITES

1. INTRODUCTION 2

2. PRESENTATION DE PROJET 2

3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 4

4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE 4

5. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES 6

6. LES ETATS LIMITES : 6

7. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX 7

8. ACTIONS ET SOLLICITATIONS 12

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS 14

2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES 19

3. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES (RPA 99 VERSION2003ART: 7.5.1) 21

4. PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS 21

6. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 26

7. CONCLUSION 38

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. INTRODUCTION 39

2. CALCUL DES PLANCHERS 39

3. ETUDE DE L'ASCENSEUR 66

4. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE 73

6. ETUDE DES ESCALIERS 81

7. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE 87

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

1. INTRODUCTION 91

2. MODELISATION 91

3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 92

4. PRESENTATION DE LA METHODE MODALE SPECTRALE 92

5. VERIFICATION DES RESULTATS OBTENUS VIS-A-VIS DES EXIGENCES DU RPA99/2003..... 99

6. CONCLUSION 103

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. INTRODUCTION..... 104

2. ETUDE DES POTEAUX 104

3. ETUDE DES POUTRES..... 111

4. ÉTUDE DES VOILES 119

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. INTRODUCTION..... 126

2. COMBINAISONS DE CALCUL 126

3. RECONNAISSANCE DU SOL 126

4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION..... 126

5. FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL..... 130

6. ETUDE DES NERVURES..... 132

7. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE..... 133

CONCLUSION GENERALE……..... 141

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : GENERALITE

Figure I.1. *Plan masse du projet* **08**
Figure I.2. *Façade principal* **08**
Figure I.3. *Diagramme de contrainte du béton à l'ELU* **09**
Figure I.4. *Diagramme contrainte déformation de l'acier* **12**
Figure I.5. *Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.* **13**

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II.1.*Coupe transversale sur un plancher à corps creux* **14**
Figure II.2.*Plan de disposions des poutrelles de l'entre sol* **16**
Figure II.3.*Plan de disposions des poutrelles de RDC* **16**
Figure II.4.*Plan de disposions des poutrelles de l'étage courant* **17**
Figure II.5.*Plan de disposions des poutrelles de la terrasse inaccessible* **17**
Figure II.6.*coupe transversale des poutrelles* **18**
Figure II.7.*coupe transversale d'un voile.* **19**
Figure II.8.*Vue en plan d'un escalier droit à double volées* **22**
Figure II.9.*schéma statique de l'acrotère* **20**
Figure II.10. *La surface afférente du poteau P1* **29**
Figure II.11.*La surface afférente de la terrasse inaccessible* **30**
Figure II.12. *La surface afférente étage courant du poteau 8 éme étage* **31**
Figure II.13.*La surface afférente du poteau 1-8 émé* **33**
Figure II.14.*La surface afférente RDC* **33**
Figure II.15.*La surface afférente du poteau du sous sol 1* **34**

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1. *Schéma statique de la poutrelle type 3* **43**
Figure III.2.*Diagramme des moments d'une poutre a 2 travées* **44**
Figure III.3.*Schéma statique de la poutrelle type 7* **45**
Figure III.4.*La coupe des poutrelles* **49**
Figure III.5.*Schéma de ferraillage de la dalle D3* **67**
Figure III.6.*Coupe de la dalle D3* **67**
Figure III.7.*Schéma statique et concept d'ascenseur* **67**
Figure III.8.*Coupe transversale d'ascenseur* **68**
Figure III.9.*Schéma représentant la surface d'impact* **68**
FigureIII.10 *Schéma de ferraillage du local machine* **72**
Figure III.11.*Schéma de ferraillage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur* **74**
Figure III.12.*Schéma statique de la poutre de chainage* **74**
Figure III.13.*Schéma de ferraillage de la poutre de chainage* **77**
Figure III.14.*Coupe transversale de l'acrotère.* **78**
Figure III.15.*Schéma des sollicitations dans l'acrotère* **78**
Figure III.16. *Section de l'acrotère à ferrailler* **80**
Figure III.17.*Schéma de ferraillage de l'acrotère* **82**
Figure III.18.*Schéma statique de l'escalier* **83**
Figure III.19.*Vue en plan d'un escalier droit à deux volées* **86**

LISTE DES FIGURES

Figure III.20.*Plan de ferraillage un escalier droit à deux volées* **87**
Figure III.21.*Schéma statique de la poutre palière* **87**
Figure III.22.*Schéma de ferraillage de la poutre palière* ***90***

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMYQUE

Figure IV.1. *Spectre de réponse* **95**
Figure IV.2. *Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000V15* ***95***
Figure IV.3.*Sens de la disposition des voiles* **96**
Figure IV.4.*Mode 1 Translation suivant l'axe x-x* **98**
Figure IV.5.*Mode 1 Translation suivant l'axe y-y* **98**
Figure IV.6.*Mode 3 Rotation selon l'axe z-z* **99**

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1. *Zone nodale* **105**
Figure V.2. *Ancrage des armatures transversales* **106**
Figure V.3. *Répartition des moments dans les zones nodales* **116**
Figure V.4. *Formation de rotules plastique* **116**
FigureV.5.*Schéma des contraintes.* **122**
FigureV.5.*Schéma de ferraillage du voile RDC* **125**

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1. *Schéma de ferraillage du radier* **132**
Figure VI.2. *Schéma des lignes de rupture du radier* **132**
Figure VI.3. *Schéma des lignes de rupture de la nervure selon* x-x **133**
Figure VI.4. *Schéma des lignes de rupture de la nervure selon le sens y-y* **134**
Figure VI.5. *Schéma des nervures* **134**
Figure VI.6 *Schéma de ferraillage des nervures* **136**
Figure VI.7.*Poussée des terres sur les voiles périphériques* **136**
Figure VI.8.*Schéma de ferraillage du voile périphérique* **140**

Symboles et Notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
C	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.

I^f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
St	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec Entre sol + sous-sol, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

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

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Cette étude se compose de six chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferraillés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel SAP 2000 V14 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.

En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

Chapitre I : Généralités

1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

2. Présentation de projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8 avec Entresol et Sous-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- *Du 1er au 8ème étage à usage d'habitation (chaque étage contient 4 logements de type F3 d'une surface variable entre 68,62m² et 72,38m²).*
- *Le RDC à usage d'habitation : 4 logements de type F3 avec une terrasse accessible S=89,38m².*
- *L'entresol à usage commercial S= 123,91m² avec une galerie S= 46,575 m² et un poste transformateur S=13,63m².*
- *Le sous-sol sert de dépôt S=72,63m².*

2.1. Les différents acteurs du projet

- Maitre de l'ouvrage : Promoteur SARL CARF Immobiliers.
- Maitre de l'œuvre : Société Civile Professionnelle d'Architecte CASA.TEC.
- Ingénieur agrée en génie civil : Akli MEKLAT
- Ingénieur chargé de l'étude du sol : T. GHANEM.
  Vérifier et approuver par directeur de laboratoire Mr A. DJOUDER.
- Contrôle technique : C.T.C de Bejaïa.

2.2. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage appartient au projet des 300 logements promotionnels, du bloc A8, projetés au village M'LIHA de Sidi Ali village d'Akbou wilaya **Bejaïa**, est situé sur un terrain initialement en pente. Il est limité au Nord, à l'Ouest et à l'Est par des terrains nus, au Sud par un château d'eau. Son plan de masse est représenté sur la figure I.1 ci-dessous :

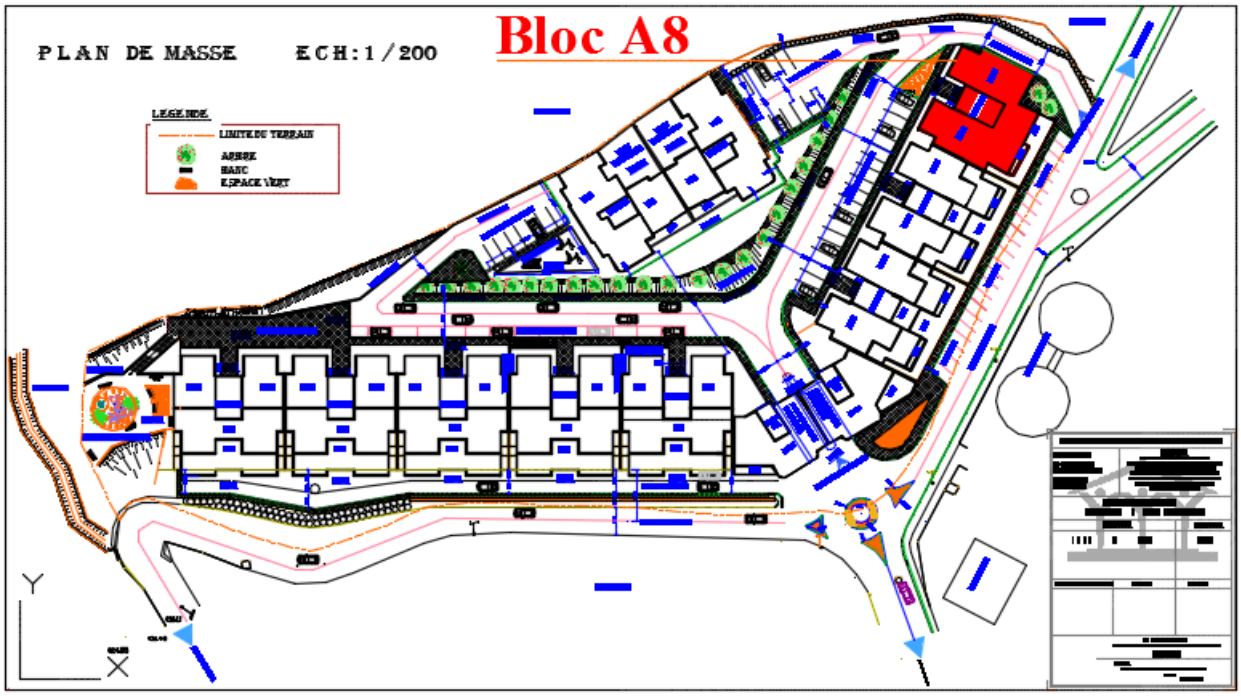


Figure I.1. *Plan masse du projet.*

3. Caractéristiques géologiques

A la demande de SARL CARF Immobiliers, le laboratoire Soummam d'Analyse de la Qualité des Matériaux de Constructions Bâtiment, Routes et Travaux Publics (SNC BOUNIA Samir et frères) sur la route de l'hôpital Amizour, a effectué l'étude géologique et géotechnique du site le 26 juin 2011.

Le terrain étudié est constitué essentiellement par des argiles graveleuses (beige à jaunâtres), une couche d'argile marneuse produit d'altération, reposant sur des marnes schisteuses à des marnes compactes.

En se basant sur la nature du sous-sol du site ainsi que les résultats obtenus par le bureau d'étude technique (des essais pénétrometriques et géotechniques) chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- *Des fondations superficielles d'une contrainte de sol de 1,6 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 1,5 m après terrassement.*
- *Le site est situé sur un terrain en pente, il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales.*
- *Le sol est classé en catégorie S3 (site meuble) selon sa nature géotechnique.*
- *Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.*

3. Description de l'ouvrage

Ce projet est un ouvrage courant (habitation + commerce) ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieur 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 et le classer d'une moyenne sismicité en zone IIa d'après aussi le document technique réglementaire DTR BC 2-48.

4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

4.1. Description architecturale

✓ **Dimensions en plan :**

La structure présente une forme d'un rectangle dont les dimensions maximales sont :

- Dimension projetée selon l'axe x-x' ..... Lx=22,10 m
- Dimension projetée selon l'axe y-y'…..... Ly=24,80 m

✓ **L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :**

- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère ....34,89 m
- Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère .....34,19 m
- Hauteur des étages à usage d'habitation ……. 2,90 m
- Hauteur du rez-de-chaussée …..... ... 2,90 m
- Hauteur d'entresol ….....5.44 m
- Hauteur du sous-sol ….....2.48 m

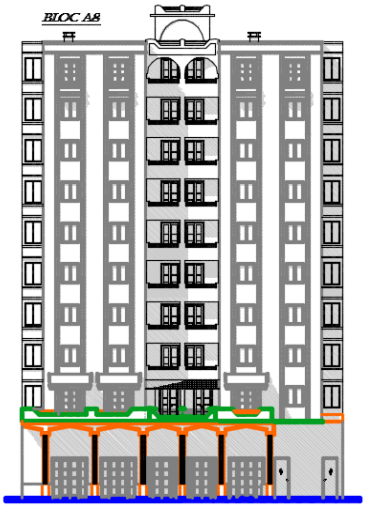


Figure.I.2. *Facade principal*

4.2. Description structurale

❖ **Les planchers**

Dans ce bâtiment, nous avons deux types de planchers ; les planchers à corps creux qui sont utilisés à tous les niveaux et les planchers à dalles pleines qui sont utilisés au niveau des balcons, séchoir, ascenseur.

❖ **Les escaliers**

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. La cage d'escalier permet l'accès du l'étage RDC jusqu'à la terrasse. Elle est constituée à chaque niveau de type droit à doubles volées.

❖ **Les maçonneries**

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est celle en brique creuses, pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

- ✓ *Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 25 cm séparées par une âme d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.*
- ✓ *Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.*

❖ **L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse. Dans notre bâtiment, nous avons deux terrasses :

- ✓ *la terrasse inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de h=65 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.*
- ✓ *la terrasse accessible, l'avant dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de h=70 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.*

L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

❖ **Balcons**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine (sauf les portes à faux).

❖ **L'infrastructure**

Le choix d'un mode de fondation est lié à 2 choses : l'importance de l'ouvrage (ou des surcharge) et la nature du sol. Donc il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations par rapport à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de fournir les données nécessaires au choix et au dimensionnement des fondations.

L'infrastructure assure les fonctions suivantes :

- *Transmission des charges verticales et horizontales au sol.*
- *Limitation des tassements différentiels.*

4.3. Choix du contreventement

Le bâtiment étudié présente une hauteur totale de 34,89m, ce qui nécessite selon RPA l'utilisation d'un système de contreventement autre que les portiques autostables. Le système

le plus adopté sera choisi ultérieurement en fonction des caractéristiques de l'ouvrage et de son environnement.

5. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisé en 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles de Calculs des Fondations Superficielles).

6. Les états limites

L'état limite est l'état où toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance.

6.1. États Limites Ultimes (ELU)

Sont ceux qui mettent en cause la **sécurité** de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue :

- *L'équilibre statique*
- *La résistance d'un élément de la construction*
- *La stabilité de forme (flambement)*
- *La fatigue*

6.2. États Limites de Service (ELS)

Ce sont ceux qui mettent en cause le **comportement** de la construction en exploitation, on distingue deux cas :

- *Ouverture des fissures.*
- *Déformation des éléments.*

➢ **Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites**

À l'ELU

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELU sont les suivantes :

1. *Conservation des sections planes.*
2. *Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.*
3. *Le béton tendu est négligé dans les calculs.*
4. *L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.*
5. *Le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation de Calcul.*
6. *Pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié (Cas où la section n'est que partiellement comprimée).*
7. *L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.*
8. *Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.*

À l'ELS

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELS sont les suivantes :

1. *Les sections planes restent planes après déformation.*
2. *Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.*
3. *Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.*
4. *Le béton tendu est négligé.*
5. *L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.*
6. *L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.*
7. *Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à 15.*

7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

- **Concept du Béton Armé**

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, néanmoins sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, de l'ordre de 500 MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture.

7.1. Le béton

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

❖ **Résistance du béton**

a) Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton fcj à "j" jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes16 × 32 cm. Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante:

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15} \qquad (\mathbf{ArtA.\ 2.\ 1,\ 11CBA93})$$

Où $\boldsymbol{\sigma_j}$ est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité $fc28$.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de$fc28$, par :

➢ Pour des résistances $\boldsymbol{fc28 \leq 40MPa}$

$f_{cj} = \dfrac{j}{4.76 + 0.83j}$	$si\ j < 60\ jours$
$f_{cj} = 1.1\ f_{c28}$	$si\ j > 60\ jours$

➢ Pour des résistances $\boldsymbol{fc28 > 40MPa}$

$f_{cj} = \dfrac{j}{1.40 + 0.95j}$	$si\ j < 28\ jours$
$f_{cj} = f_{c28}$	$si\ j > 28\ jours$

La résistance caractéristique $fc28$ à 28 jours sera prise à $\boldsymbol{25MPa}$.

a).1. La résistance limites de béton f_{bu} (MPa) :

❖ **Calcul à l'ELU**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme de contraintes déformations donné sur la Figure I.2.

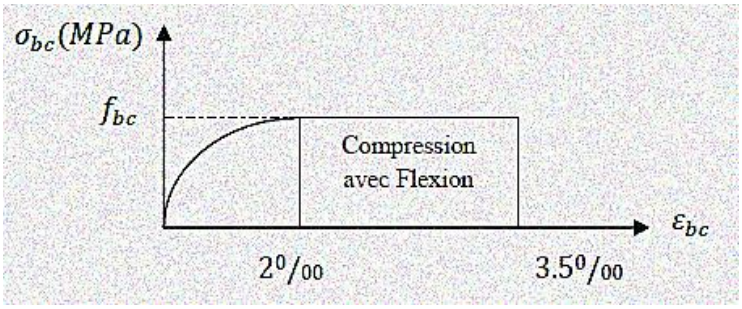


Figure I.3 *Diagramme contrainte-déformation du béton*

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton fbu est donnée par :

$$\begin{cases} \boldsymbol{f_{bu}} = \dfrac{0{,}85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad Section\ regtangulaire \\ \\ \boldsymbol{f_{bu}} = \dfrac{0{,}8 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad Section\ \ circulaire \end{cases}$$

CBA 93 (Article A. 4. 3. 4. 1)

Le coefficient de sécurité partiel $\boldsymbol{\gamma b}$: $\begin{cases} \boldsymbol{\gamma_b} = 1.5 \ \rightarrow Situation\ durable \\ \boldsymbol{\gamma_b} = 1.15 \rightarrow Situation\ accidentelle \end{cases}$

Le coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges est $\boldsymbol{\theta}$:

$$\begin{cases} \boldsymbol{\theta} = 1 \ \rightarrow \ si\ la\ durée\ est\ supérieure\ à\ 24h \\ \boldsymbol{\theta} = 0.9 \rightarrow \ si\ la\ durée\ est\ comprise\ entre\ 1h\ et\ 24h. \\ \qquad\qquad Sinon \rightarrow \ \boldsymbol{\theta} = 0.85 \end{cases}$$

❖ **Calcul à ELS :**

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton $\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ à l'ELS est donnée par :

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{0,6} \times f_{cj}$

Pour $\boldsymbol{j}$ = $\mathbf{28}\boldsymbol{jours} \rightarrow \boldsymbol{fc}\mathbf{28}$ = $25MPa \rightarrow \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 15MPa$

b) Résistance caractéristique à la traction$\boldsymbol{f_{tj}}$ (MPa)

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

$\boldsymbol{f_{tj}} = 0.60 + 0.06 f_{cj}$	$si\boldsymbol{fcj} \leq 60MPa$ (A. 2.1, 12 BAEL91)
$\boldsymbol{f_{tj}} = 0.275 f_{cj}^{2/3}$	$si\boldsymbol{fcj} > 60MPa$ (Annexe F BAEL91)

Pour $\boldsymbol{j}$ = $\mathbf{28}\boldsymbol{jours} \rightarrow \boldsymbol{fc}\mathbf{28}$ = $25MPa \rightarrow \boldsymbol{ft}\mathbf{28}$ = $2.1MPa$

❖ **Module de déformation longitudinale du béton**

On distingue les modules de Young :

- Module de Young instantané $\boldsymbol{Eij}$
- Module de Young différé $\boldsymbol{Evj}$

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$\boldsymbol{E_{vj}} = 3700 f_{cj}^{1/3} (ArtA.\ 2.1.2.1\ CBA93)$

$\boldsymbol{E_{vj}} = 11000 f_{cj}^{1/3} (ArtA.\ 2.1.2.2\ CBA93)$

❖ **Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\boldsymbol{v} = \mathbf{0}$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\boldsymbol{v} = \mathbf{0}$, pour un calcul de déformations à l'ELS (Art A.2.1, 3 BAEL91).

❖ **Module d'élasticité transversal**

Il est donné par :

$$G = \frac{E}{2(v+1)}$$

$\boldsymbol{G} = \mathbf{0.4}\boldsymbol{E}$→ Pour le béton non fissuré (ELS).

$\boldsymbol{G} = \mathbf{0.5}\boldsymbol{E}$→ Pour le béton fissuré (ELU).

❖ **Modèle de calcul à l'ELS**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte alors la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS.

La résistance mécanique du béton tendu est négligé (Art A.4.5,1 BAEL91). De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($Eb \approx 13333MPa$).

6.2. L'acier

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

1) Les treillis soudés (TR)

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

2) Les ronds lisses (RL)

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

3) Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\ MPa$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être $\geq 5\%$.

Les nuances des aciers utilisées sont :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de $FeE400$ de limite élastique de $400MPa$.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance $FeE235\ Mpa$ avec $\emptyset 6$.

a. Etat limite ultime (ELU)

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ → Pour $\varepsilon_{sc} < \varepsilon_s < 10‰$ Tel que : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \ \rightarrow Situation\ durable \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow Situation\ accidentelle \\ \varepsilon_s : Allongement\ relatif \\ E_s = 2.10^5\ MPa \end{cases}$

Avec : $\varepsilon_s = {f_e}/{\gamma_s} \times E_S$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma s = 348\ MPa \rightarrow Situation\ durable \\ \sigma s = 400\ MPa \rightarrow Situation\ accidentelle \end{cases}$$

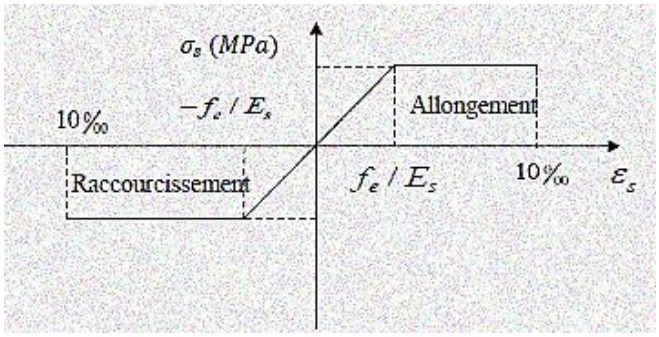


Figure I.4. *Diagramme contraintes déformations.*

b. Etat limite de service (ELS)

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de $\boldsymbol{\sigma s}$ est donnée en fonction de type de la fissuration.

- Fissuration peu nuisible (FPN) → aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible (FN)

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries :

$\sigma_s \leq \min[(\frac{2}{3} f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}]$ ……**CBA93 (A.4.5.3.3)**

- Fissuration très nuisible (ouvrage en mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$\sigma_s \leq \min[(\frac{1}{2} f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}]$ ……...**CBA93 (A4.5.3.4)**

Avec η coefficient de fissuration :

η=1…….. Pour les ronds lisses.

η= 1.6…. pour les HA.

7. Actions et sollicitations

7.1 Les actions

On appelle actions, les forces et les couples de forces dûs aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

Les actions permanentes notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- *Le poids propre de la structure*
- *La poussée des terres et liquides.*

Les actions variables notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps et on distingue :

- *Les charges d'exploitation.*
- *Les charges climatiques (neige, vent).*
- *Les charges dues à l'effet de température.*
- *Les charges appliquées en cours d'exécution*.

Les actions accidentelles, notées F_A provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs.

7.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable $\begin{cases} \textbf{ELU} : 1.35\mathrm{G} + 1.5\mathrm{Q} \\ \textbf{ELS} : \mathrm{G} + \mathrm{Q} \end{cases}$

- Situation accidentelle $\begin{cases} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0.8\, G \pm E_x \\ 0.8\, G \pm E_y \end{cases}$

Chapitre II: Pré Dimensionnement Des Eléments

1. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges 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.

1.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale (figure 1).

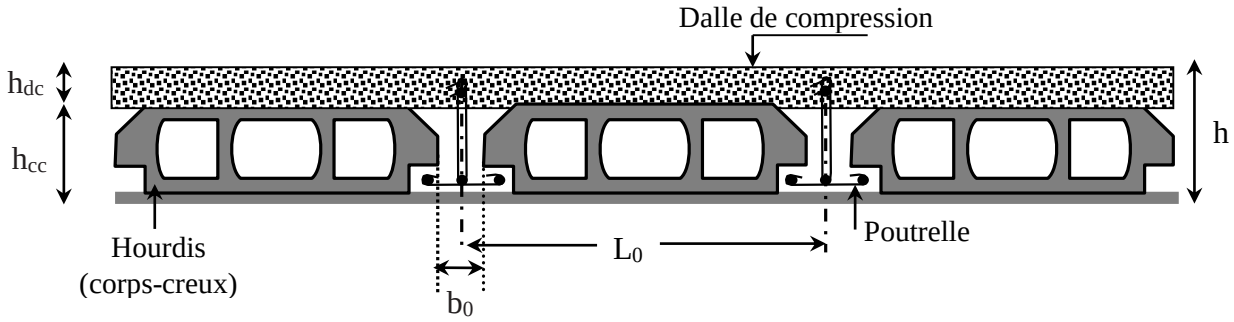


Figure II.1. *Coupe transversale d'un plancher à corps creux.*

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 des poutrelles.

D'après le CBA 93 **(Art B.6.8.4.2.4)**:

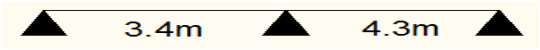
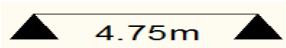
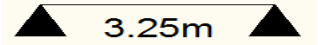
$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

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

Disposition des poutrelles :

Tableau II.1. *Disposition des poutrelles***.**

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	3.4m 3.35m 0.95m 4.45m 3.35m 3.4m
Type 2	3.4m 4.3m 4.45m 3.35m 3.4m
Type 3	3.4m 2.9m

Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	

On suppose des poutres de largeur b=30 cm

- **RDC et Entre Sol**

$L_{max} = 4{,}75 - 0{,}3 = 4{,}45\ m$

$\Longrightarrow \ h \geq \frac{445}{22{,}5} \Longrightarrow h \geq 19{,}78$ cm

On prend $h = 20$ cm soit un plancher (16+4) cm

- **Etage courant**

$L_{max} = 4{,}45 - 0{,}3 = 4{,}15\ m$

$\Longrightarrow \ h \geq \frac{415}{22{,}5} \Longrightarrow h \geq 18{,}44$ cm

On prend $h = 20$ cm soit un plancher (16+4) cm

Remarque

Pour le porte à faux de 1m45, on va le calculée par rapport aux travées 5m.

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

$\Longrightarrow \ h \geq \frac{470}{22{,}5} \Longrightarrow h \geq 20{,}89$ cm

On prend $h = 21$ cm ; soit un plancher (16+5) cm

- **Terrasse inaccessible**

$L_{max} = 3{,}50 - 0{,}3 = 3{,}20\ m$

$\Longrightarrow \ h \geq \frac{320}{22{,}5} \Longrightarrow h \geq 14{,}22$ cm

On prend $h = 16$ cm , soit un plancher (12+4) cm

1.1.1. 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*

Plan Entre sol :

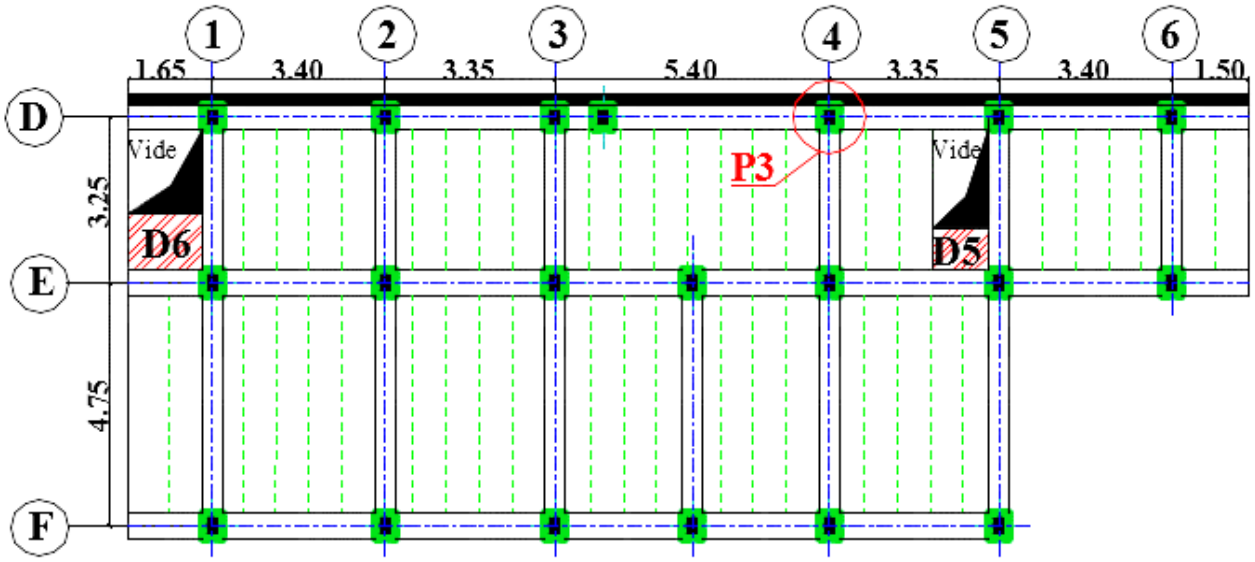


Figure II.2. *Plan de disposition des poutrelles de l'entre sol.*

Plan RDC :

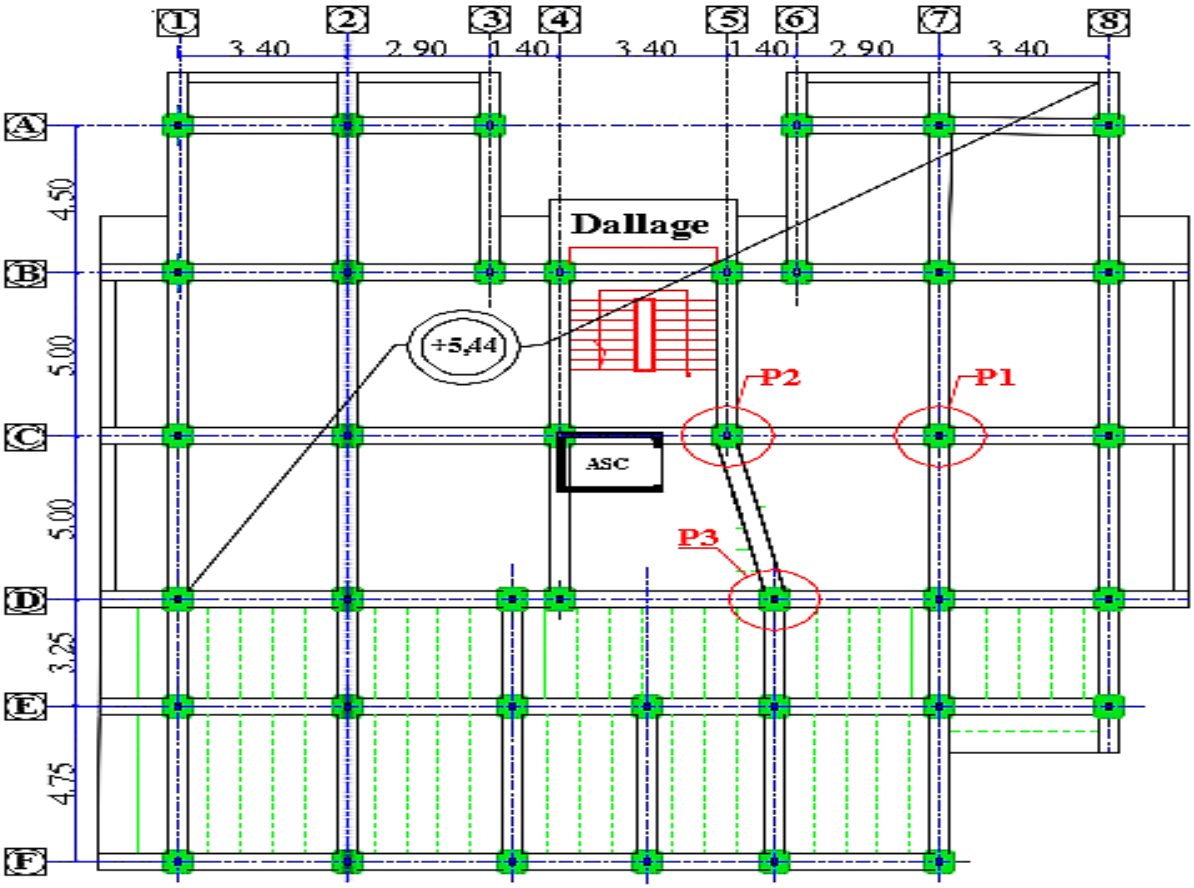


Figure II.3. *Plan de disposition des poutrelles de RDC.*

Etage courant :

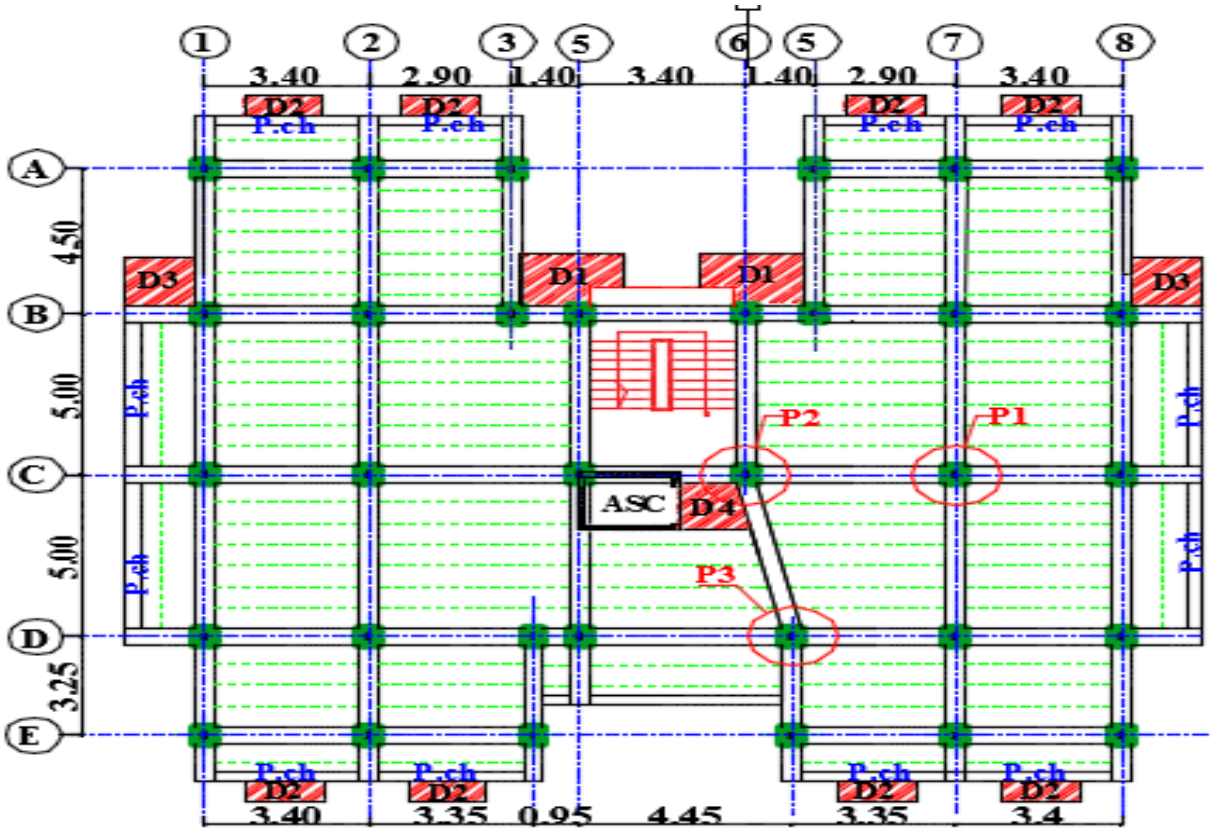


Figure II.4. *Plan de disposition des poutrelles de l'étage courant.*

Terrasse inaccessible :

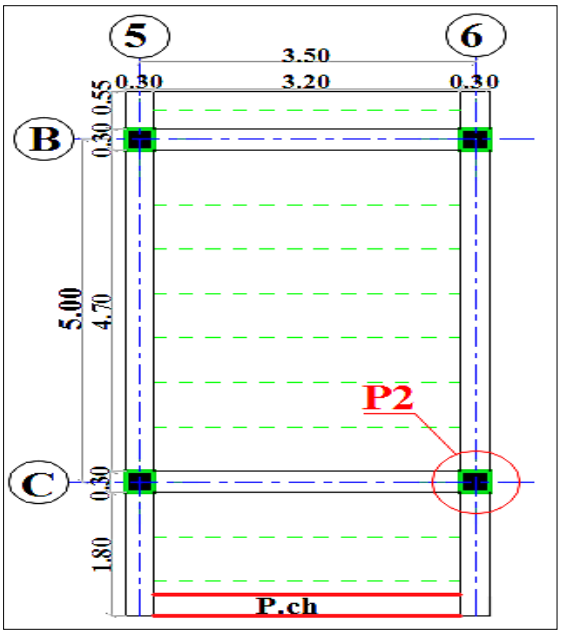


Figure II.5. *Plan de disposition des poutrelles de la terrasse inaccessible.*

1.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T

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

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \ldots\ldots (\mathbf{CBA93.\ Art\ 4.1.3})$$

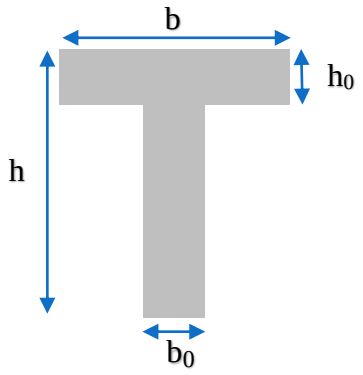


Figure 6. *Coupe transversale des poutrelles.*

Avec :

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 :

- **Entre- Sol et RDC :**

$h = 16\ cm$; $h_0 = 4\ cm$; $b_0 = 12\ cm$

$L_x = 65 - 10 = 55\ cm$; $L_y^{min} = 325 - 30 = 295\ cm$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27{,}5\ cm\ ; 29{,}5\ cm)$$

Ce qui donne $b = 67$ cm

- **Etage courant :**

$h = 16cm$; $h_0 = 4\ cm$; $b_0 = 10\ cm$

$L_x = 65 - 10 = 55\ cm$; $L_y^{min} = 95 - 30 = 65\ cm$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27{,}5\ cm\ ; 6{,}5\ cm)$$

Ce qui donne $b = 23$ cm

- **Pour la partie du plancher qui sort en porte à faux :**

$h = 16cm$; $h_0 = 5\ cm$; $b_0 = 10\ cm$

$L_x = 65 - 10 = 55\ cm$; $L_y^{min} = 500 - 30 = 470\ cm$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27{,}5\ cm\ ; 47\ cm)$$

Ce qui donne $b = 65$ cm

❖ **Terrasse inaccessible :**

$h = 16\ cm$; $h_0 = 4\ cm$; $b_0 = 10\ cm$

$L_x = 65 - 10 = 55\ cm$; $L_y^{min} = 350 - 30 = 320\ cm$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27{,}5\ cm\ ; 32\ cm)$$

Ce qui donne $b = 65$ cm

1.2. Plancher à dalle pleine

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquels repose cette dernière.

1.2.1. Types de dalles pleines :

Dans notre projet, nous disposons de six (06) panneaux de dalles pleines (Figure 4). Les résultats de calcul des épaisseurs des différents panneaux sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau II.2. *Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine.*

Panneaux	***Appuis***	***Lx (m)***	***Ly (m)***	$\boldsymbol{\rho = Lx/Ly}$	***e cal (cm)***	***e cal (cm)***
D1 : séchoir	2	1	1,46	0.66	Lx/45≤ e ≤ Lx/40	**2,5**
D2 : Balcon 7 à 8éme Etage	1	0,4	1,6	/	e ≥ Lx/20	**2**
D3 : Balcon	2	1,45	1,45	1	Lx/45≤ e ≤ Lx/40	**3,5**
D4	2	1,15	1,5	0,61	Lx/45≤ e ≤ Lx/40	**2,5**
D5	2	1,10	1,2	0,92	Lx/45≤ e ≤ Lx/40	**2,5**
D6	2	1,15	1,45	0,79	Lx/45≤ e ≤ Lx/40	**2,5**

➢ **Critère de résistance au feu**

$$\begin{cases} e \geq 07\ cm \ldots\ldots\ldots \text{pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11\ cm \ldots\ldots\ldots \text{pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14\ cm \ldots\ldots\ldots \text{pour trois heures de coupe feu} \end{cases}$$ **…….. (BAEL91/99)**

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines (balcons) l'épaisseur **e=12cm.**

2. Pré dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (Condition\ de\ flèche).$$

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

2.1. Poutres Principales (PP)

$L_{max} = 5{,}0 - 0{,}30 = 4{,}70\ m$ (Pour des poteaux de (30*30) cm^2)

Donc $31.33\ cm \leq h \leq 47\ cm$

On prend $h = 35\ cm \quad et \quad b = 30\ cm$

Donc On adopte une poutre d'une section ***(b × h) = (30 × 35) cm²***

- **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 35\ cm > 30\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ b = 30\ cm > 20\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ h/b = 1{,}33 < 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

2.2. Poutres Secondaires (PS)

$L_{max} = 4{,}45 - 0{,}3 = 4{,}15$ m

$27{,}67\ cm \leq h \leq 41{,}50\ cm$

Soit : $h = 35\ cm \quad et \quad b = 30\ cm$

Donc On adopte une poutre d'une section ***(b × h) = (30 × 35) cm²***

- **Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 30\ cm \geq 30\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ b = 30\ cm > 20\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ \frac{b}{h} = 1.33 < 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

On voit bien que les dimensions choisies vérifier les conditions de RPA.

2.3. La poutres de chainage (P.ch)

- **Au niveau des étages courant :**

On a fait une poutre de chainage au niveau de la travée de 4.45m (séchoir) et cela pour tenir les deux consoles et rigidifier le plancher.

$L_{max} = 4{,}45 - 0{,}3 = 4{,}15$ m

$27{,}67\ cm \leq h \leq 41{,}50\ cm$

Soit : $h = 30cm \quad et \quad b = 30\ cm$

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

- **Au niveau de la terrasse inaccessible :**

On a fait une poutre de chainage au niveau de la terrasse inaccessible pour la travée de 3,5m.

$L_{max} = 3{,}5 - 0{,}3 = 3{,}2$ m

$21{,}33\ cm \leq h \leq 32\ cm$

Soit : $h = 30\ cm \quad et \quad b = 30\ cm$

On adopte pour une section ***(b × h) = (30 × 30) cm²***

3. Pré dimensionnement des voiles (RPA 99 version2003Art: 7.5.1)

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

$e = \max\left(\frac{h_e}{20}\,;15\ cm\right)$ $\qquad$ $L \geq 4 * e$

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile

  (Hauteur d'étage – épaisseur de la poutre)

- e : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons des hauteurs d'étages différents

Des résultats de calcul sont résumes dans le tableau II.3.

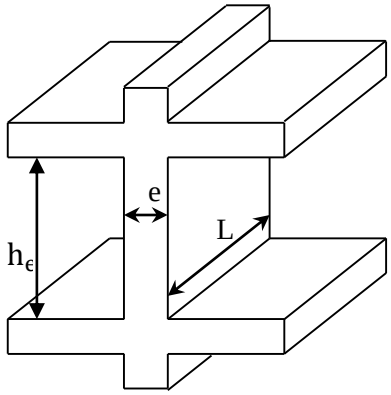


Figure 7. *Coupe transversale d'un voile.*

Tableau II.3. *Le pré dimensionnement des voiles.*

Etage	Hauteur (m)	hp (cm)	He (m)	e (cm)	L(m)
Sous-sol	2,48	35	2,13	***15***	60
RDC	5,44	35	5,09	***25,2***	100,9
Etage courant	2,90	35	2,55	***15***	60

Remarque :

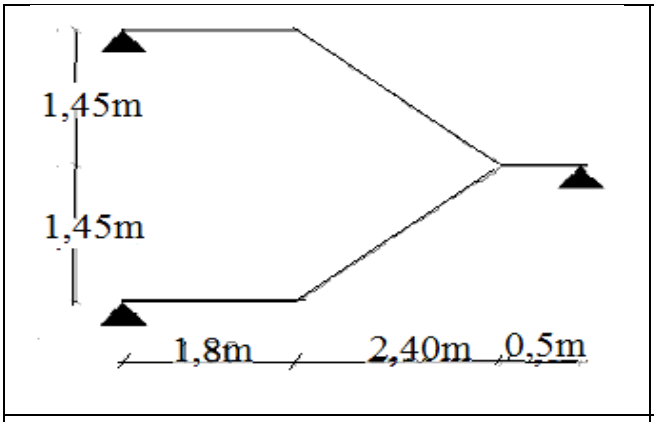
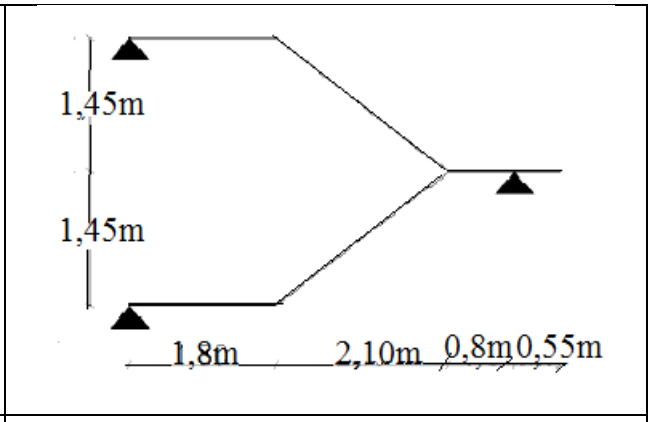
Pour les voiles qui descend au sous-sol (à partir de entre-sol auront une épaisseur e = 26 cm et les restes sont de e = 20cm).

Pour les voiles qui s'arrêtent aux RDC auront une épaisseur e= 15 cm.

4. Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre.

Nous avons dans notre projet, un seul type d'escaliers : Escalier droit à double volées (figure 8)

	
Escalier de RDC	***Escalier des étages courants***

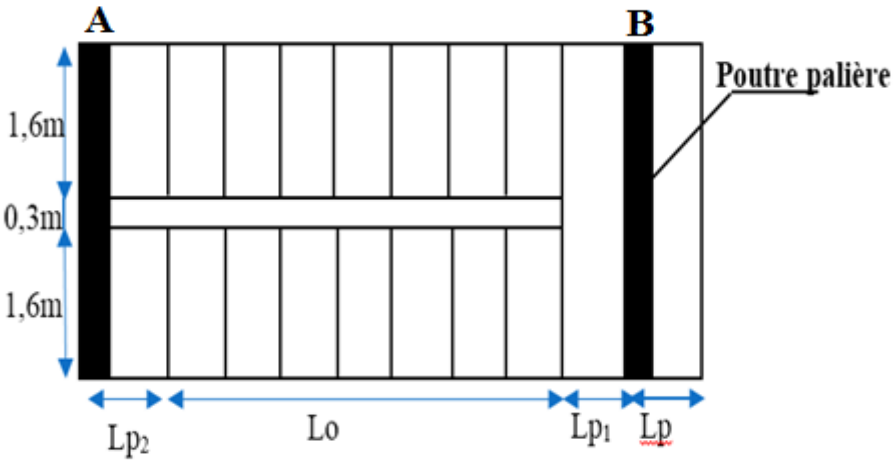


Figure III.4. *Vue en plan d'un escalier droit à deux volées*

H : la hauteur du palier ;

L_0 : longueur projetée de la volée ;

L_v : longueur de la volée ;

Lp : longueur du palier de repos ;

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- **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 :

$$60\ cm \leq 2h + g \leq 64\ cm \ (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donne par $n = H/h$

On fixe la hauteur des contres marches h à 16 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 145/17 = 9.06$ contre marches.

On choisit alors une 1ere marche à 17cm et les autre à 16 cm

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\ cm$$

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

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{g}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{16}{30}\right) = 28.07°$$

- **Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow \quad 17\text{cm} \leq e \leq 25{,}5\ \text{cm} \\ e \geq 11\ \text{cm} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ \text{pour 2 heurs de coupe feu} \end{cases}$$

Avec $L = L_v + L_{p1} + L_{p2}$: la longueur développée entre nus d'appuis

Soit $e = 18\ cm$

Tableau II.4. *Dimensionnement du premier type d'escalier RDC (volée 1 et 2)*

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L_0(m)	L_{p1}(m)	L_{p2}(m)	L_v(m)	L(m)	α	E (cm)
1,45	17	9	30	2,40	1.80	0.50	2,80	5.1	28,07°	18

Tableau II.5. *Dimensionnement du deuxième escalier les étages courant (volée 1 et 2)*

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L_0(m)	L_{p1}(m)	L_{p2}(m)	L_v(m)	L(m)	α	E (cm)
1,45	18	8	30	2,10	1.80	0.80	2,80	5.4	30.96°	18

5. Evaluation des charges et des surcharges

5.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.6. *Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.*

N	*Désignation des éléments*	*Epaisseur (m)*	*Densité (KN/m³)*	*Poids (KN/m²)*
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
3	Isolation thermique	0.040	0.25	0.01
4	Forme de pente (1%)	0.10	22	2.2
5	Plancher à corps creux (12+4)	0.20	14	2.6
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente total				$G_{terrasse}$ **=6**
Surcharge d'exploitation				**Q = 1**

5.2. Plancher terrasse accessible

Tableau II.7. *Evaluation des charge du plancher terrasse accessible.*

N	*Désignation des éléments*	*Epaisseur (m)*	*Densité (KN/m³)*	*Poids (KN/m²)*
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Mortier de pose	0.02	20	0.4
5	Forme de pente (1%)	0.10	22	2.2
6	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.85
7	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale				$G_{terrasse} = 6.6$
Surcharge d'exploitation				***Q = 1.50***

5.3. Plancher étage courant

Tableau II.8. *Evaluation des charges du plancher étage courant*

N	*Désignation des éléments*	*Epaisseur (m)*	*Densité (KN/m³)*	*Poids (KN /m²)*
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux (16+4)	0.20	14	2.85
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
6	Enduit de plâtre	1.5	0.1	0.15
7	Cloison de séparation	10	0.1	1
Charge permanente totale				***G =5.43***
Surcharge d'exploitation				***Q = 1.50***

Remarque

La surcharge d'exploitation de l'entre-sol est de Q=5 KN/m² et la charge permanente est G=5,43 KN/m².

5.4. Balcon (Dalle pleine)

Tableau II.9. *Evaluation des charges des dalles pleines*

N	*Désignation des éléments*	*épaisseur (m)*	*Densité (KN/m³)*	*Poids (KN/m²)*
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit de ciment	0.02	14	0.28
6	Cloison de réparation	10	0.1	1
Charge permanente totale				***G = 5,44***
Surcharge d'exploitation				***Q = 3,50***

6. Acrotères

Les dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture où on relève une hauteur h_1=65cm pour la terrasse inaccessible est une hauteur pour la terrasse accessible h_2=70cm. Le tableau suivant représente les caractéristiques des deux acrotères.

Tableau II.10. *Evaluation des charges de l'acrotère.*

Désignation des éléments	*Epaisseur (m)*	*Surface d'Acrotère (m²)*		*Densité (KN/m³)*	*Poids (KN/ml)*	
		1	**2**		**1**	**2**
Acrotère	0.10	0,0725	0.0785	25	1.81	1.96
Enduit de ciment	0.015	/		18	0,27	0.27
Charge permanente totale G					**2.08**	**2.23**
Surcharge d'exploitation Q					**1**	

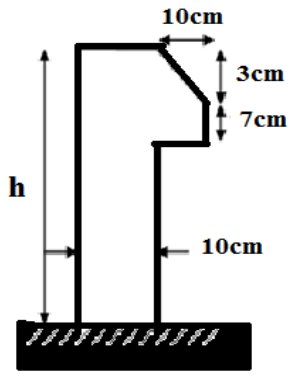


Figure II.9. *Schéma statique de l'acrotère*

7. Murs double cloisons

Tableau II.11. *Evaluation des charges des murs double cloisons*

N	*Désignation des éléments*	*Epaisseur (m)*	*Densité (KN/m³)*	*Poids (KN/m²)*
1	Brique creuse	0.10	9	0.9
2	Lame d'aire	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
5	Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
Charge permanente totale				***G = 2,48***

8. Les escaliers

8.1. Palier

Tableau II.12. *Evaluation des charges du palier*

N	*Désignation des éléments*	*Epaisseur (m)*	*Densité (KN/m³)*	*Poids (KN/m²)*
1	Carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Palier	0.18	25	4,5
5	Enduit plâtre	0.015	18	0.27
Charge permanente totale				***G = 5.93***
Surcharge d'exploitation				***Q = 2,50***

8.2. La Volée

Nous avons opté pour une épaisseur de la volée de **18cm** sur tous les niveaux.

Les résultats obtenus sont calculés en se basant sur les formules suivantes :

- ✓ Poids de la volée **:** $\boldsymbol{G_{volée}} = 25 \times e'_{volée}$
- ✓ Poids d'une marche : $\boldsymbol{G_{marche}} = \rho_{marche} \times h/2$
- ✓ Poids du mortier horizontal sur la marche: $\boldsymbol{G_{mortier}H} = \rho_{mortier} \times e_{mortier}$
- ✓ Poids du mortier vertical sur la marche : $\boldsymbol{G_{mortier}V} = \rho_{mortier} \times e_{mortier} \times h/g$
- ✓ Poids de l'enduit : $\boldsymbol{G_{enduit}} = \rho_{enduit} \times (e_{enduit}/cos\alpha)$
- ✓ Poids du revêtement horizontal sur la marche: $\boldsymbol{G_{rev}H} = \rho_{rev} \times e_{rev}$
- ✓ Poids du revêtement vertical : $\boldsymbol{G_{rev}V} = \rho_{rev} \times e_{rev} \times h/g$

Les résultats obtenus sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau II.13. *Evaluation des charges de la volée:*

N°	Désignation des éléments		Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Type	
					Volée(Etage) Lo=2.1m α=30.96°	Volée(RDC) Lo=2.4m α=28.06°
1	Paillasse (dalle pleine)		25	0,18/cos(α)	5,27	5.10
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,24	0,26
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,24	0,23
4	Enduit de plâtre		18	0,015/cos(α)	0,31	0,30
5	poids des marches		22	h/2	1,98	1,87
Charge permanent G_{vi} (KN/m^2)					**8.81**	**8.53**
Surcharge d'exploitation Q (KN/m^2)					**2.50**	

6. 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 selon leur surfaces afférentes, la charge permanente et la surcharge d'exploitation les plus grandes :

P1 : poteau au niveau de RDC jusque au $8^{éme}$ étage.
P2 : poteau au niveau de la cage d'escaliers.
P3 : poteau au niveau de Entre sol

On suppose les dimensions suivantes des poteaux (Tableau II.14).

Tableau II.14. *Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.*

Niveau	Dimensions (b × h) cm^2	poids propre g (KN) $g = h\ b\ H_e \gamma_c$
Sous-sol	**55× 55**	**18.755**
Entre sol		**41.14**
RDC et Etages 1	**45 × 45**	**14.68**
Etages 2, 3 et 4	**40 × 40**	**11.6**
Etages 5 et 6	**35 × 35**	**8.88**
Etages 7 et 8	**30 × 30**	**6.525**
Terrasse		**6,075**

Avec : $\gamma_b = 25\ KN/m^3$: poids volumique du béton.

H_e: Hauteur du poteau $\begin{cases} H_e = 2{,}48\ m \quad \text{pour le sous} - \text{sol} \\ H_e = 5{,}44\ m \text{ pour l'entre sol} \\ H_e = 2.9\ m \text{ pour les autre étage} \\ H_e = 2{,}70m \text{ pour la terrasse} \end{cases}$

6.1. Pré dimensionnement du Poteau (P1)

6.1.1. Surfaces afférentes

➢ **Niveau (terrasse accessible jusqu'au RDC)**

$$\begin{cases} S1 = 4{,}70\ m^2 \\ S2 = 3{,}75\ m^2 \\ S3 = 3{,}64\ m^2 \\ S4 = 4.42m^2 \end{cases}$$

$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4{,}7m \\ L_{ps} = 3{,}55\ m \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0{,}3 * 0{,}35 * 4{,}7 = 12{,}33\ KN \\ G_{ps} = 25 * 0{,}3 * 0{,}3 * 3{,}55 = 7{,}98\ \ KN \end{cases}$$

$\Rightarrow g_{poutres} = 20{,}31\ KN$

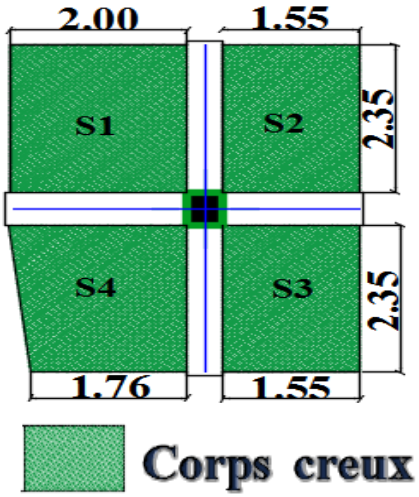


Figure II.10.*Surface afférente du poteau p1*

❖ **Poids du mur**

S =14.06 m² G=2.48Kn/m² ⇒ P = 34.88KN

❖ **La loi de dégression des charges d'exploitations**

Soit Q0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, ……..Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2,3, ---n,

-Pour n≥5 :.....Q_0+ (3+n/2n) × (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+…..+Q_n)

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

- Sous l'étage 8 :.....Q_0=24,6 KN
- Sous l'étage 7 :.....Q_0+Q_1=49,2 KN
- Sous l'étage 6 :.....Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 71.34KN
- Sous l'étage 5:.....Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 91.02KN
- Sous l'étage 4:.....Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4)= 108.24KN
- Sous l'étage 3:.....Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+ Q_5)= 123KN
- Sous l'étage 2 :.....Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)= 135,3KN
- Sous l'étage 1 :.....Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7)= 146,862KN
- Sous l'étage RDC:.....Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8)= 159,802KN

❖ **Evaluation des charges G pour le poteau p1 :**

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P1 sont dans le tableau II.15 suivant :

Tableau II.15. *Evaluation des charges G pour le poteau p1.*

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	Surcharges Q(KN)	Nu
étage 8	0	Plancher	108.24	24.6	**219.251**
		Poutres	20.31		
		Poteau	6.525		
	SOMME		**135.08**	24.6	
étage 7	1	venant de 8	135.08	24.6	**465.416**
		Plancher	89.052		
		Poutres	20.31		
		Poteaux	6.525		
		Murs	34.88		
	SOMME		**290.09**	49.2	
étage 6	2	venant de 7	290.09	24.6	**717.066**
		Plancher	89.052		
		Poutres	20.31		
		Poteaux	8.881		
		Murs	34.88		
	SOMME		**451.89**	71.34	
étage 5	3	venant de 6	451.89	24.6	**959.032**
		Plancher	89.052		
		Poutres	20.31		
		Poteaux	8.881		
		Murs	34.88		
	SOMME		**609.26**	91.02	
étage 4	4	venant de 5	609.26	24.6	**1200.98**
		Plancher	89.05		
		Poutres	20.31		
		Poteaux	11.6		
		Murs	34.88		
	SOMME		**769.35**	108.24	
étage 3	5	venant de 4	769.35	24.6	**1439.23**
		Plancher	89.05		
		Poutres	20.31		
		Poteaux	11.6		
		Murs	34.88		
	SOMME		**929.43**	123	
étage 2	6	venant de 3	929.43	24.6	**1673.8**
		Plancher	89.05		
		Poutres	20.31		
		Poteaux	11.6		
		Murs	34.88		
	SOMME		**1089.5**	135.3	
étage 1	7	venant de 2	1089.5	24.6	**1911.42**
		Plancher	89.05		
		Poutres	20.31		
		Poteaux	14.68		
		Murs	34.88		

	SOMME		**1252.7**	146.86	
RDC	8	venant de 1	1252.7	24.6	**2151.16**
		Plancher	89.05		
		Poutres	20.31		
		Poteaux	14.68		
		Murs	34.88		
	SOMME		**1415.9**	159.8	
ELU			1,35G =1911,46	1,5Q = 239,7	**Nu=2151,16**
Effort normal à la base du poteau P1			**N_u' =Nu* 1,1= 2366,276 KN**		

6.2. Pré dimensionnement du Poteau (P2)

6.2.1. Les surfaces afférentes

a. Terrasse inaccessible Niv+34.24

$$\begin{cases} S1 = 2.35 * 1.6 = 3.76\ \mathrm{m}^2 \\ S2 = 1.8 * 1.6 = 2.88\mathrm{m}^2 \end{cases} \Rightarrow \sum Scc = 6.64\ \mathrm{m}^2$$

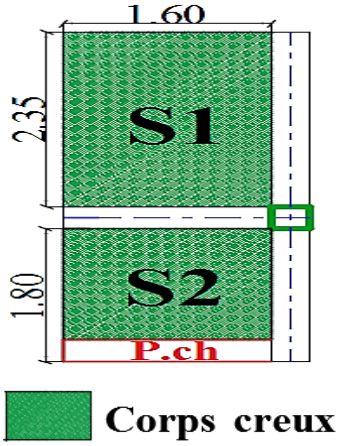


Figure II.11. *La surface afférente de la terrasse inaccessible*

❖ **Poids des poutres :**

$$\begin{cases} L_{pp} = 4{,}15\ m \\ L_{ps} = 1{,}6\ m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 10{,}89 KN \\ g_{ps} = 3.6\ KN \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 14{,}49\mathrm{KN}$$

❖ **Poids la poutre chainage (30*30) :**

G= 25 *0.30*0.30*1.60=3.6 KN

$$\Rightarrow \mathbf{g_{poutres\ TOTAL}} = 18.09\ \mathrm{KN}$$

❖ **Surface de mur** :

S =15.776 m^2 G=2.48Kn/m² ⇒ P = 39.124KN

❖ **Poids de l'acrotère:**

G=2.08 KN/ml L=6.25 m ⇒ P= 13.016 KN

b. Etage 1er au 8éme :

$$\begin{cases} S1 = 4.7\ m^2 \\ S2 = 4{,}42 m^2 \\ S3 = 1{,}26\ m^2 \\ S4 = 2{,}32\ m^2 \\ S5 = 2.88 m^2 \\ S6 = 0.8 m^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4{,}75\ m \\ L_{ps} = 3{,}60\ m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 12.47 KN \\ g_{ps} = 8{,}1\ KN \end{cases}$$

$$\Rightarrow \quad g_{poutres} = 20{,}57\ KN$$

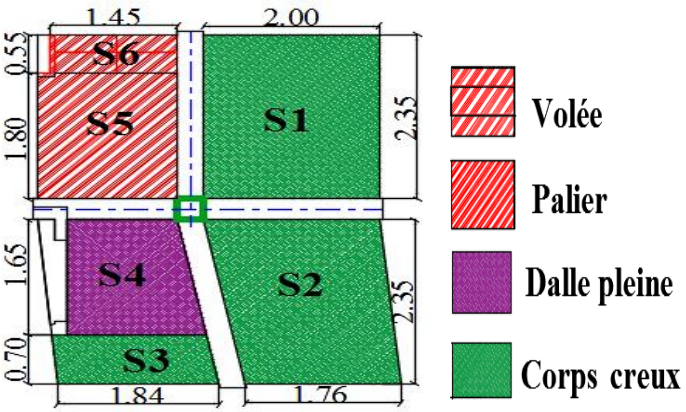


Figure II.12. *La surface afférente des étages courant*

❖ **Poids de l'escalier**

$G_{Escaliers}$= S5*G5 +S6*G6

= 2.88*5.93+0.8*8.75

⇒ $G_{Escalier}$= 24.08 KN.

❖ **Poids de la dalle pleine**

G_{DP}= S4*G4 =2.32*5.44

⇒ G_{DP}= 12.62 KN

❖ **Surface de mur**

S =7.656 m² G=2.48Kn/m² ⇒ P = 18.98KN

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P2) sont illustrés dans le tableau II.16.

Tableau II.16. *Evaluation des charges pour le poteau P2*

Niveau	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	Surcharges Q(KN)	Nu (KN)
Terrasse	0	plancher	41.5	6.64	**116.179**
		poutres	18.09		
		poteau	6.075		
		Acrotère	8.5		
	SOMME		**78.681**	6.64	
étage 8	1	venant de 8	78.681	30.57	**366.375**
		plancher	68.508		
		poutres	20.57		
		poteaux	6.525		
		murs	19.06		
		Dalle plein	12.6208		
		Escalier	24.08		
	SOMME		**230.04**	37.21	
étage 7	2	venant de 7	230.04	30.57	
		plancher	56.3634		

		poutres	20.57		**598.772**
		poteaux	8.881		
		murs	19.06		
		Dalle plein	12.6208		
		Escalier	24.08		
	SOMME		**371.62**	64.723	
étage 6	3	venant de 6	371.62	30.57	**826.583**
		plancher	56.3634		
		poutres	20.57		
		poteaux	8.881		
		murs	19.06		
		Dalle plein	12.6208		
		Escalier	24.08		
	SOMME		**513.2**	89.179	
étage 5	4	venant de 5	513.2	30.57	**1053.48**
		plancher	56.3634		
		poutres	20.57		
		poteaux	11.6		
		murs	19.06		
		Dalle plein	12.6208		
		Escalier	24.08		
	SOMME		**657.49**	110.578	
étage 4	5	venant de 4	657.49	30.57	**1275.79**
		plancher	56.3634		
		poutres	20.57		
		Poteaux	11.6		
		murs	19.06		
		Dalle plein	12.6208		
		Escalier	24.08		
	SOMME		**801.78**	128.92	
étage 3	6	venant de 3	801.78	30.57	**1493.51**
		plancher	56.3634		
		poutres	20.57		
		poteaux	11.6		
		murs	19.06		
		Dalle plein	12.6208		
		Escalier	24.08		
	SOMME		**946.08**	144.205	
étage 2	7	venant de 2	946.08	30.57	**1714.02**
		plancher	56.3634		
		poutres	20.57		
		poteaux	14.681		
		murs	19.06		
		Dalle plein	12.6208		
		Escalier	24.08		
	SOMME		**1093.5**	158.573	
étage 1	8	venant de 1	1093.5	30.57	**1937.1**
		plancher	56.3634		
		poutres	20.57		
		poteaux	14.681		
		murs	19.06		
		Dalle plein	12.6208		
		Escalier	24.08		

	SOMME		**1240.8**	174.653	
RDC	9	venant de 1	1240.8	30.57	**2181.86**
		plancher	56.3634		
		poutres	20.57		
		poteaux	14.681		
		murs	19.06		
		Dalle plein	12.6208		
		Escalier	24.08		
	SOMME		**1388.17**	**205.22**	
ELU			1,35G =1874,03	1,5Q = 307,83	**Nu=2181,86**
Effort normal à la base du poteau P2			**N_u' =Nu* 1,1= 2400,046 KN**		

6.3. Pré dimensionnement du Poteau (P3) venu du 8éme étage jusqu'un RDC

3.1. Calcul de la surface afférente :(1er - 8éme)

$$\begin{cases} s1 = 4.68m^2 \\ s2 = 3.81m^2 \\ s3 = 2.26m^2 \\ s4 = 3.08m^2 \end{cases}$$

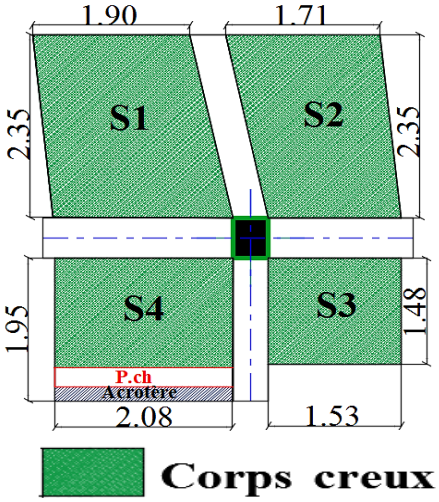


Figure II.13. *La surface afférente 1er -8éme*

❖ **Poids des poutres :**

$$\begin{cases} L_{pp} = 4{,}7\ m \\ L_{ps} = 3{,}55\ m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 12{,}34KN \\ g_{ps} = 7.99\ KN \end{cases}$$

$$\Rightarrow\ g_{\text{poutres}} = 20{,}33\ \text{KN}$$

❖ **Poids la poutre chainage (30*35) :**

G= 25 *0,3*0,3*2,025=4.56 KN

$$\Rightarrow\ g_{\text{poutres TOTAL}} = 24{,}89\ \text{KN}$$

❖ **Surface de mur :**

S= 1.215 $m2$ G=2.48Kn/m² ⇒ P = 3.01KN

❖ **Poids de l'acrotère:** (h=70 cm)

L=2.18m G=2.23 KN/ml ⇒ P= 4.8832 KN

3.2. Calcul de la surface afférente RDC :

$$\begin{cases} S1 = 1.625m2 \\ S2 = 2.096m2 \\ S3 = 1.825m2 \end{cases}$$

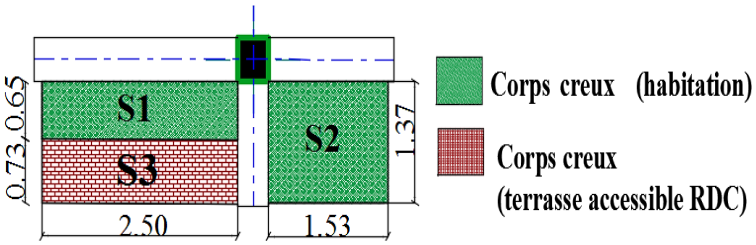


Figure II.14. *La surface afférente de RDC.*

❖ **Poids des poutres :**

$$\begin{cases} L_{pp} = 4{,}03\ m \\ L_{ps} = 1{,}37\ m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 10{,}58KN \\ g_{ps} = 3.08\ KN \end{cases}$$

$$\Rightarrow\ g_{poutres1} = 13{,}66\ \text{KN}$$

❖ **Surface des murs :**

S= 0.965 $m2$ G=2.48Kn/m² ⇒ P = 2.39KN

3.3. Calcul de la surface afférente Entre sol :

$$\begin{cases} s1 = 3.08m^2 \\ s2 = 2.26m^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Scc} = 5.34\text{m}^2$$

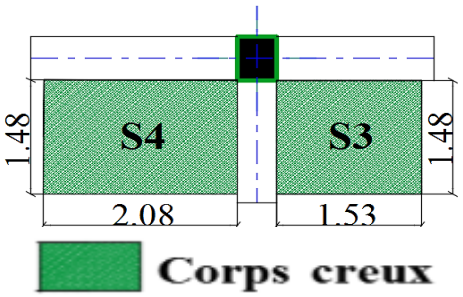


Figure II.15. *La surface afférente de l'Entre Sol.*

❖ **Poids des poutres**

$$\begin{cases} L_{pp} = 3{,}61\ m \\ L_{ps} = 1{,}48\ m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 10{,}92KN \\ g_{ps} = 4.44\ KN \end{cases}$$

$$\Rightarrow\ g_{poutres1} = 12{,}81\ \text{KN}$$

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P3) sont illustrés dans le tableau II.17.

Tableau II.17. Evaluation des charges pour le poteau P3.

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	Surcharges Q(KN)	Nu
étage 8	0	plancher	91.28	20.75	**203.35**
		Poutres	24.89		
		Acrotère	4.883		
		Poteau	6.525		
	SOMME		**127.58**	20.75	
étage 7	1	venant de 8	127.58	20.75	**401.03**
		planchers	75.1		
		Poutres	24.89		
		poteaux	6.525		
		Murs	16.87		
	SOMME		**250.96**	41.49	
étage 6	2	venant de 7	250.96	20.75	**598.78**
		plancher	75.1		
		Poutres	24.89		
		poteaux	8.881		
		Murs	16.87		
	SOMME		**376.69**	60.16	
étage 5	3	venant de 6	376.69	20.75	**793.42**
		plancher	75.1		
		Poutres	24.89		
		poteaux	8.881		
		Murs	16.87		
	SOMME		**502.43**	76.76	

étage 4	4	venant de 5	502.43	20.75	**988.61**
		plancher	75.1		
		Poutres	24.89		
		poteaux	11.6		
		Murs	16.87		
	SOMME		**630.89**	91.28	
étage 3	5	venant de 4	630.89	20.745	**1180.7**
		plancher	75.1		
		Poutres	24.89		
		Poteaux	11.6		
		Murs	16.87		
	SOMME		**759.34**	103.73	
étage 2	6	venant de 3	759.34	20.75	**1369.67**
		plancher	75.1		
		Poutres	24.89		
		poteaux	11.6		
		Murs	16.87		
	SOMME		**887.8**	114.1	
étage 1	7	venant de 2	887.8	20.745	**1561.87**
		plancher	75.1		
		Poutres	24.89		
		poteaux	14.68		
		Murs	16.865		
	SOMME		**1019.3**	123.85	
RDC	8	venant de 1	1019.3	20.75	**1755.81**
		plancher	75.1		
		Poutres	24.89		
		poteaux	14.681		
		Murs	16.865		
	SOMME		**1150.9**	134,76	
Entre-Sol	9	venant de l'entresol	1150.9	8.32	**1900.23**
		plancher	32.25		
		Poutres	13.66		
		poteaux	41.14		
		Murs	16.87		
	SOMME		**1254.8**	137.51	
Sous-Sol	10	venant de RDC	1254.8	26.7	**2022.16**
		plancher	29.01		
		Poutres	12.89		
		poteaux	18.76		
	SOMME		G = **1315.4**	Q = **164.21**	
ELU			1,35G =1775.79	1,5Q = 246.32	**Nu=2022.16**
Effort normal à la base du poteau P3			**N_u' =Nu*1,1= 2224.376 KN**		

En résume :

N_u (P1) = 2151,1 KN
N_u (P2) = 2181.86 KN
N_u (P3) = 2022,16 KN

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P2) au niveau de la cage d'escalier.

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA **(Art B.8.1.1)** nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

$$\begin{cases} 10\ \%\ \ldots\ \text{poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un batiment comportant au moins 3 travées.} \\ 15\ \%\ \ldots\ \text{poteaux centreaux dans le cas d'un batiment à 2 travées.} \end{cases}$$

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

N_u= 1,1 N'_u= 1,1× 2181.86

N_u = 2400.046 KN.

6.2.3. Vérifications à faire :

- **Vérification à la compression simple**

Exemple de calcul

- **Vérification du poteau à étage 8 (30*30) cm²**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0{,}85 \times 25}{1{,}5 \times 1} = 14{,}2\ MPa$$

$$\Longrightarrow\ B\ \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{2400{,}046\ \times 10^{-3}}{14{,}2}$$

$$\Longrightarrow B \geq 0{,}169\ \text{m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

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

Or, pour le poteau à la base $B = 0{,}45 \times 0{,}45 = 0{,}2025\ \text{m}^2$

Donc $B = 0{,}2025\ \text{m}^2 \geq 0{,}169\ \text{m}^2$ …… *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 II.14**.** Ci-après.

Tableau II.18. *Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités.*

Niveaux	Nu	Nu*1.1	Comparaison ($B \geq B^{cal}$)		Observation
			B cal (m²)	B(m²)	
Terrasse	116.179	127,797	0,0090	0,09	Vérifiée
8éme	366.375	403,013	0,0284	0,09	Vérifiée
7éme	598.772	658,649	0,0464	0,123	Vérifiée
6eme	826.583	909,241	0,0641	0,123	Vérifiée

5eme	1053.48	1158,83	0,0817	0,16	Vérifiée
4éme	1275.79	1403,37	0,0990	0,16	Vérifiée
3eme	1485.68	1634,25	0,1153	0,203	Vérifiée
2eme	1714.02	1885,42	0,1330	0,203	Vérifiée
1ére	1937.1	2130,81	0,1504	0,203	Vérifiée
RDC	2186.86	2400.046	0,1694	0,303	Vérifiée

6.3.3. Vérification au flambement

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

$$N_u \leq \alpha\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0{,}9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ \ldots\ldots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b-2) \times (h-2) cm^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement (λ)
- A_s: section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1{,}15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- f_e= 400 MPa

On a

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

$\lambda = l_f / i$

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)

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

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

Exemple de calcul

❖ **Vérification du poteau à entre sol :**

On a : $L_0 = 5{,}44 - 0{,}3 = 5.14\ m \Longrightarrow l_f = 3{,}598\ m$

$$i = \sqrt{\frac{0{,}55^2}{12}} = 0{,}159\ m$$

Ce qui donne : $\lambda = 3{,}598/0{,}159 = 22{,}629\ < 50$

donc $\alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2(\lambda/35)^2} = 0{,}817$

Selon le BAEL :

$A_s \in [0{,}8\ \%B_r\ ;\ 1{,}2\ \%\ B_r]$

On prend $A_s = 1\%\ B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0{,}9 \times \gamma_b\,) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Or dans notre cas, $B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0{,}2809 m^2 > 0{,}121942\ m^2$…….*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.19. *Vérification au flambement pour le poteau (P2) le plus sollicité.*

Niveaux	Nu*1.1	B (m^2)	I(m^4)	ɟ		α	$Br^{cal} \leq Br$		Observation
							Br^{cal}	Br	
Terrasse	127,79	0,09	0,000675	18,591	ɟ≤50	0,804	0,00726	0,0784	Vérifiée
8eme	403,01	0,09	0,000675	20,207		0,797	0,02299	0,0784	Vérifiée
7éme	658,65	0,1225	0,001251	17,320		0,810	0,03695	0,1089	Vérifiée
6eme	909,24	0,1225	0,001251	17,320		0,810	0,05101	0,1089	Vérifiée
5eme	1158,83	0,16	0,002133	15,155		0,819	0,06430	0,1444	Vérifiée
4éme	1403,37	0,16	0,002133	15,155		0,819	0,07787	0,1444	Vérifiée
3eme	1642,87	0,16	0,002133	15,155		0,819	0,09068	0,1444	Vérifiée
2eme	1885,42	0,2025	0,003417	13,472		0,825	0,10382	0,1849	Vérifiée
1er	2130,81	0,2025	0,003417	13,472		0,825	0,11734	0,1849	Vérifiée
RDC	2400,05	0,3025	0,000675	18,591		0,833	0,27441	0,2809	Vérifiée

6.2.3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

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

$$\begin{cases} \min(b,h) = 30\ cm > 25\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ \min(b,h) = 30\ cm > \dfrac{h_e}{20} = 27{,}2\ cm \ldots\ldots vérifiée \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

7. Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (12+4) *cm (Plancher terrasse inaccessible).*
- Plancher à corps creux (16+4) *cm (Plancher étages courants).*
- Plancher à corps creux (16+5) *cm (Partie qui sort en porte à faux).*
- Dalle pleine $\begin{cases} e = 12\ cm \text{ pour la dalle d'ascenseur} \\ \text{et} \\ \text{pour le reste des dalles pleines} \end{cases}$
- Epaisseur des paillasses $e = 18\ cm$
- Epaisseur des Voiles
  - ✓ Pour les voiles qui descend au sous-sol (à partir de entre-sol auront une épaisseur de e = 26 cm et le reste auront e = 20cm).
  - ✓ Pour les voiles qui s'arrêtent aux RDC auront une épaisseur de e= 15 cm.
- Poutres Principales (30×35) cm^2
- Poutres Secondaires (30×30) cm^2
- Poutres de chainage (30×30) cm^2 pour la porte à faux de terrasse inaccessible et les étages courants.
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.20. *Dimensions des poteaux.*

Niveaux	**Sous-sol Entre sol**	**RDC Étages 1**	**Étages 2, 3 et 4**	**Étages 5 et 6**	**Étages 7, 8 et Terrasse**
Dimensions	55 × 55	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Dans ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ *les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;*
- ✓ *la dalle d'ascenseur ;*
- ✓ *les poutres de chainage ;*
- ✓ *l'acrotère ;*
- ✓ *les escaliers.*

2. Calcul des planchers

2.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

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

2.1.1.Méthode forfaitaire

- **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* $Q \leq min\ (5KN/m2\ ;\ 2G)$ *;*
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 = Constant).*

- **Application de la méthode**
- **Moments aux appuis (Ma < 0)**

$$M_a = \begin{cases} -0{,}6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0{,}5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0{,}4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec ;

- M_0: moment isostatique maximal dans la travée (adjacente àl'appui) la plus longue.
- $M_0=ql^2/8$.

Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes :

$$M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1+0{,}3\alpha); 1{,}05]M_{0i} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} \left[\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\right] M_{0i} \ldots \textit{travée de rive} \\ \left[\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right] M_{0i} \ldots\ldots \textit{travée intremédiaire} \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Avec :

- $\alpha = \frac{Q}{(Q+G)}$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.
- M_0 : moment isostatique max dans la travée considérée.

Efforts 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 :

$$V = \begin{cases} 1{,}15\ V_0 \ldots\ldots\ldots \textit{pour une poutre à deux travées.} \\ 1{,}10\ V_0 \ldots\ldots\ldots \textit{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

2.1.2Méthode de Caquot

Condition d'application

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée (Q > min ($5KN/m^2$; 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 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.
- $l' = \begin{cases} 0{,}8l. \ldots\ldots\ldots\ldots \text{travée intermédiaire} \\ l \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{travée de rive.} \end{cases}$
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

Moment en travée

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

- M_d: Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l : Portée de la travée.

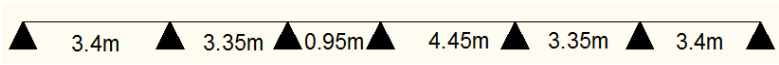
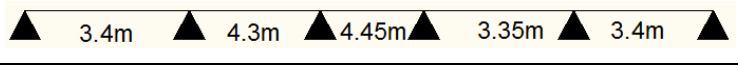
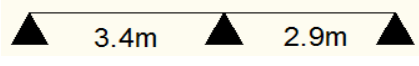
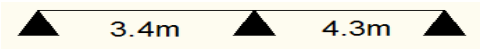
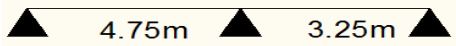
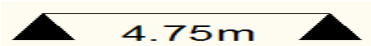
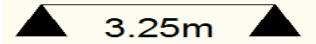
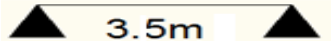
Remarque

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 dix types de poutrelles dans notre plancher montrés dans le tableau III.1.

Tableau III.1. *Différents types de poutrelles dans le plancher.*

Type	Schémas statiques des poutrelles	Plancher
Type 1		*-Etage courant* *-Terrasse accessible*
Type 2		*-Etage courant* *-Terrasse accessible*
Type 3		*-Etage courant* *-Terrasse accessible*
Type 4		*-Etage courant* *-Terrasse accessible*
Type 5		*-Etage courant* *-Terrasse accessible*
Type 6		*-Etage courant* *-Terrasse accessible*
Type 7		*-RDC* *-Entre sol*
Type 8		*-Entre sol*
Type 9		*-RDC*
Type10		*-Terrasse inaccesessible*

❖ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableauIII.2 suivant :

Tableau III.2. *Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.*

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Observation	Méthode adoptée
Types 3, 5 et 6	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2\,;\,2G) \\ F.P.N \\ \quad 0{,}8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1{,}25 \\ I = constant \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Types 1,2, 4 et 7	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0{,}8\,;1{,}25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 8, 9 et 10	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Remarque

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 3 du plancher étage courant et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée type 7 du plancher commercial.

2.1.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 3 (plancher étage courant).

❖ **Schéma statique**

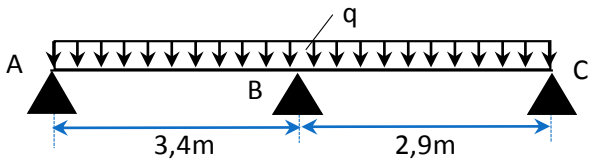


Figure III.1. *Schéma statique de la poutrelle type 3*

Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

TableauIII.3. *Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.*

Désignation	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	l_0 (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Planchers Etage Courant	5,43	1,5	0,65	ELU	9,58	6,23
				ELS	6,93	4,50

➢ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

1) Calcul des moments

Les moments isostatiques de la poutrelle type 3 sont donnés dans le tableau III.4 qui suit :

Tableau III.4. *Les moments isostatiques de la poutrelle type 3.*

Travée	L(m)	M_0 (KN/m)	
		ELU	ELS
AB	3,4	9	6,5
BC	2,9	6,55	4,73

2) Moments aux appuis

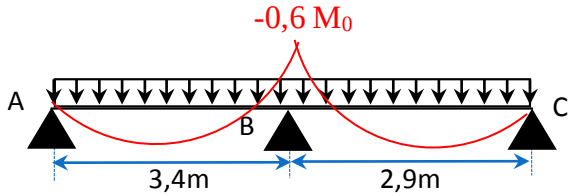


Figure III.2. *Diagramme des moments d'une poutre à 2 travées.*

- **appui intermédiaire**

$$M_B = -0{,}6\ M_0 \Longrightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = -\ 5.4\ KN.m \\ \text{ELS: } M_s^{int} = -\ 3{,}9\ KN.m \end{cases}$$

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB}\ ;\ M_0^{BC})$

- **appuis de rives**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant ***le BAEL,*** nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis. Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{rive} = -0{,}15\ M_0$Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB}\ ;\ M_0^{BC})$

Donc, $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = -\ 1{,}35\ \ KN.m \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = -\ 0{,}9825\ \ KN.m \end{cases}$

- **Moments en travées**

$\alpha = 0{,}216$

$$\begin{cases} (1 + 0{,}3\alpha) = 1{,}065 \\ \dfrac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2} = 0{,}623 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_t \geq 1{,}065\ M_0 - 0.6M_0/2 \ldots\ldots..(1) \\ M_t \geq 0{,}623\ M_0 \ldots\ldots\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots.\ldots(2) \end{cases}$$

D'où, $M_t = 0.765\ M_0 \Longrightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 6{,}885\ KN.m \\ \text{ELS: } M_t^s = 04{,}973\ KN.m \end{cases}$

3) Evaluation des efforts tranchants

Travée AB : $\begin{cases} V_A = V_0 = 10{,}59\ KN \\ V_B = -1{,}15V_0 = -12{,}18\ KN \end{cases}$ Travée BC : $\begin{cases} V_B = 1{,}15V_0 = 10.39\ \ \ KN \\ V_C = -V_0 = -9{,}033\ KN \end{cases}$

2.1.3Calcul des sollicitations poutrelle type 7 (Etage commercial)

Charges sur le plancher et sur la poutrelle

Le tableau III.5 résume les résultats de calcul des charges sur la poutrelle de type 7.

Tableau III.5. *Charges qui reviennent sur le plancher d'actions.*

Désignation	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	l_0 (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Entre-Sol	5,43	5	0,65	ELU	14,83	9,64
				ELS	10,43	6,78

❖ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 7 (Entre-sol) :**

On applique la méthode de Caquot minorée.

❖ **Calcul des moments**

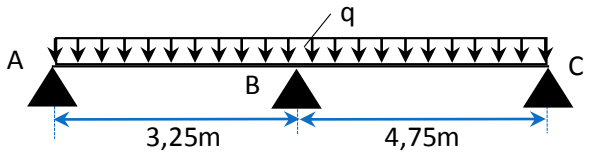


Figure III.3. *Schéma statique de la poutrelle type 7*

Moments aux appuis

G' = 2/3G = 3, 62 KN/m²

$$q' = \begin{cases} ELU: q' = 8.05\ KN/m \\ ELS: q' = \ \ 5.61\ KN.m \end{cases}$$

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'^3_g + q'_d \times l'^3_d}{8{,}5(l'_g + l'_d)}$$

$$M_B = -2{,}081q' \Longrightarrow \begin{cases} ELU: M_B = -16{,}75\ KN.m \\ ELS: M_B = -11{,}67 KN.m \end{cases}$$

Moments en travées

$$q = \begin{cases} ELU: q = 9.64\ KN/m \\ ELS: q = 6.78\ KN.m \end{cases}$$

Travée AB

$x_0 = 1{,}09\ m$

$$M_0(x_0) = 1{,}177\ q \Longrightarrow \begin{cases} ELU: M_0(x_0) = \ 11.35 KN.m \\ ELS: M_0(x_0) = 7{,}98\ KN.m \end{cases}$$

Travée BC

$x_0 = 2\ m$

$$M_0(x_0) = 2{,}75\ q = \begin{cases} ELU: M_0(x_0) = 26{,}51 KN.m \\ ELS: M_0(x_0) = 18{,}645\ KN.m \end{cases}$$

$$M_t(x_0) = M_t^{max} = 2{,}75q - 0{,}88q' \Longrightarrow \begin{cases} ELU: \ M_t(x_0) = 19{,}47\ KN.m \\ ELS: M_t(x_0) = 13{,}74\ KN.m \end{cases}$$

- **Evaluation des efforts tranchants**

Travée AB: $\begin{cases} V_A = \dfrac{9.64 \times 3.25}{2} - \dfrac{16.755}{3.25} = 10.51\ KN \\ V_B = -\dfrac{9.64 \times 3{,}25}{2} - \dfrac{16.755}{3.25} = -20.82 KN \end{cases}$

Travée BC: $\begin{cases} V_B = \dfrac{9.64 \times 4.75}{2} + \dfrac{16.755}{4.75} = 26.42\ KN \\ V_C = -\dfrac{9.64 \times 4.75}{2} + \dfrac{16.755}{4.75} = -19.37\ KN \end{cases}$

Conclusion

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.6. *Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher terrasse inaccessible G=6.25KN/m², Q=1KN/m².*

Types	Méthode	Lmax	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort Tranchant max 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)
T3	RDM	3.50	***-1.48***	/	***9.89***	***11.30***	***-1.08***	/	***7.22***

Tableau III.7. *Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher terrasse accessible G=6.6KN/m², Q=1.5 KN/m².*

Types	Méthode	Lmax (m)	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort Tranchant max 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	Caquot minoré	4.45	-1.57	-6.61	11.42	16.17	-1.14	-4.76	8.33
T2		4.45	-1.57	-7.68	10.89	16.42	-1.14	-5.53	7.94
T4		4.3	-2.51	-9.67	12.28	17.84	-1.83	-6.96	8.94
T3	Forfaitaire	3.4	-1.57	-6.02	7.61	13.581	-1.14	-4.37	5.52
T5		3.4	-1.57	-6.02	7.61	13.581	-1.14	-4.37	5.52
Max			***-2.51***	***-9.67***	***12.28***	***17.84***	***-1.83***	***-6.96***	***8.94***

Tableau III.8. *Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher T.A avec : G=5.85KN/m², Q=1.5KN/m².*

Types	Méthode	Lmax (m)	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort Tranchant max 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)
T6	Forfaitaire	5	***-3.50***	***-14.01***	***17.61***	***21.49***	***-2.54***	***-10.18***	***12.79***

Remarque :

Pour la partie du plancher en corps creux qui soit en porte à faux de 1m45, (les travées sont de 5m), le plancher est de 16+5 soit G_0=3,1 KN/m², soit une charge total de G= 6,85KN/m². Ses sollicitations sont dans le tableau III.8.

Tableau III.9. *Sollicitations maximal dans les poutrelles du plancher Etage courant avec G=5.43KN/m², Q=1.5KN/m²*

Types	Méthode	Lmax	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort Tranchant max 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	Caquot minoré	4.45	-1.35	-5.75	9.72	13.88	-0.98	-4.13	7.07
T2		4.45	-1.35	-6.7	9.26	14.10	-0.98	-4.8	6.74
T4		4.3	-2.16	-8.42	10.49	15.35	-1.56	-6.04	7.61
T3	Forfaitaire	3.4	-1.35	-5.4	6.88	12.17	-0.98	-3.91	4.98
T5		3.4	-1.35	-5.4	6.88	12.17	-0.98	-3.91	4.98
Max			***-2.16***	***-8.42***	***10.49***	***15.35***	***-1.56***	***-6.04***	***7.61***

Tableau III.10. *Sollicitations maximal dans la poutrelle type 6*

Types	Méthode	Lmax (m)	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort Tranchant max 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)
T6	Forfaitaire	5	***-3,02***	***-12.09***	***15.37***	***18.34***	***-2.19***	***-8.75***	***11.12***

Remarque :

Pour la partie du plancher en corps creux qui soit en porte à faux de 1m45, (les travées sont de 5m), le plancher est de 16+5 soit G_0=3,1 KN/m², soit une charge total de G = 5.68 KN/m².Soit une charge permanente total de G = 5.68 KN/m² et charge d'exploitation Q=1,5 KN/ml. Ses sollicitations sont dans le tableau III.10.

Tableau III.11.*Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher RDC avec G=5.43KN/m², Q=1.5 KN/m².*

Types	Méthode	Lmax	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort Tranchant max 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)
T8	C.M	4.75	-2.65	-11.08	15.29	19.56	-2.23	-7.98	11.13
T9	RDM	3.25	-1.44	/	9.58	11.79	-1.04	/	6.95
Max		***4.75***	***-2.65***	***-11.08***	***15.29***	***19.56***	***-2.23***	***-7.98***	***11.13***

Tableau III.12.*Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher Entre sol G=5.43KN/m², Q=5 KN/m².*

Types	Méthode	Lmax	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)
T8	C.M	4.75	-3.4	-16.75	19.47	26.42	-2.37	-11.66	13.74
T10	RDM	4.75	-4.08	/	27.19	22.90	-2.87	/	19.12
Max		***4.75***	***-4.08***	***-16.75***	***27.19***	***22.90***	***-2.87***	***-11.66***	***19.12***

Les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans le tableau III.13

Tableau III.13. *Sollicitation les plus défavorables.*

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 Inaccessible (T3)	-1.48	/	9.89	11.30	-1.08	/	7.22
Terrasse Accessible (T4)	-2.51	-9.67	12.28	17.84	-1.83	-6.96	8.94
Porte à faux (T6) (Terrasse accessible)	-3.50	-14.01	17.61	21.49	-2.54	-10.18	12.79
Etages courant (T4)	-2.16	-8.42	10.49	15.35	-1.56	-6.04	7.61
Porte à faux (T6) (Etages courant)	-3,02	-12.09	15.37	18.34	-2.19	-8.75	11.12
RDC (T8)	-2.65	-11.08	15.29	19.56	-2.23	-7.98	11.13
Entre-Sol (T10)	-4.08	-16.75	27.19	22.90	-2.87	-11.66	19.12

- **Ferraillage longitudinal**

Le calcul des armatures se fait pour une section en T à la F.S. Un exemple de calcul est donné ci–après. Les résultats des autres poutrelles seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul

On reprend la poutrelle Type 7 du plancher commerce (entre-sol).

Données :

$$ELU\begin{cases} M_t = 19{,}47\ KN.m \\ M_a^{inter} = -16{,}75\ \text{KN.m} \\ M_a^{rive} = -3{,}4\ \text{KN.m} \\ V = 26{,}42\ KN \end{cases} \quad ; \quad ELS\begin{cases} M_t = 13{,}74\ KN.m \\ M_a^{inter} = -11{,}66\text{KN.m} \\ M_a^{rive} = -2{,}37\ \text{KN.m} \end{cases}$$

La largeur efficace de la table b :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}\ ;\ \frac{L_y^{min}}{10}\right) \leq \min\left(\frac{55}{2}\ ;\ \frac{295}{10}\right)$$

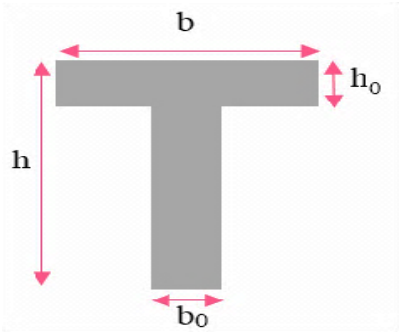


Figure III.4 : *la coupe des poutrelles.*

Données :

$$\begin{cases} b = 67\text{cm} \\ b_0 = 12\ \text{cm} \\ h = 20\ \text{cm} \\ h_0 = 4\ \text{cm} \\ fe = 400\ \text{MPa} \\ f_{c28} = 25\ \text{MPa} \end{cases}$$

- **Ferraillage en travée**

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

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14{,}2 \times 0{,}67 \times 0{,}04\left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right)$$

$M_{Tu} = 0{,}0608\ MN.m > \text{M}_{\text{tu}} = 0{,}01947\ MN.m \Longrightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire (b×h).

$$\mu_{bu} = \frac{\text{M}_{\text{tu}}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0{,}01947}{14{,}2 \times 0{,}67 \times 0{,}18^2} = 0{,}065 < 0{,}186 \quad \Longrightarrow \quad \text{pivot } A$$

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

Ce qui donne: $A_t = \dfrac{\text{M}_{\text{tu}}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1{,}25\left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 1{,}25\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}063}\right] = 0{,}081$$

$$z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}18(1 - 0{,}4 \times 0{,}081) = 0{,}174m \Longrightarrow \quad A_t = \frac{0{,}01947}{0{,}174 \times 348} = 3{,}21cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$A_t^{min} = 0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$ Avec $f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 2{,}1\ MPa$

$\Longrightarrow \mathbf{A_t^{min} = 0{,}26\ cm^2 < A_t = 3.21 cm^2}$……*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$(b_0 \times h)$.

1) Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{16{,}75 \times 10^{-3}}{14{,}2 \times 0{,}12 \times 0{,}18^2} = 0{,}303 > 0{,}186 \quad \Longrightarrow \text{PivotB}$$

On a, $f_e = 400\ MPa$ $\Longrightarrow$ $\begin{cases} \mu_l = 0{,}391 \\ \alpha_l = 0{,}668 \\ \varepsilon_l = 1{,}74 \times 10^{-3} \end{cases}$

$\mu_{bu} = 0{,}303 < \mu_l = 0{,}391 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$

$A_a^{inter} = \dfrac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}}$ *avec* $\begin{cases} \alpha = 1{,}25\left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0{,}465 \\ z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}146m \end{cases}$

$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1{,}15 = 348\ MPa \Longrightarrow \mathbf{A_a^{inter} = 3{,}29 cm^2}$

2) Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{3{,}4 \times 10^{-3}}{14{,}2 \times 0{,}12 \times 0{,}18^2} = 0{,}061 < 0{,}186 \quad \Longrightarrow \text{Pivot A}$$

$A' = 0$; $f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1{,}15 = 348\ MPa$

$\begin{cases} \alpha = 1{,}25\left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0{,}078 \\ z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}174\ m \end{cases}$

$A_a^{rive} = \dfrac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \dfrac{3{,}4 \times 10^{-3}}{0{,}174 \times 348} \Longrightarrow \quad \mathbf{A_a^{rive} = 0{,}56 cm^2}$

3) Vérification de la condition de non fragilité

$A_a^{min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \dfrac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}26 cm^2$

$A_a^{min} = 0{,}26 cm^2 < A_a^{inter} = 3{,}29 cm^2$……*Condition vérifiée*

4) Choix des barres (Annexe 1)

En travée :……A = 3,21 cm^2→ soit 3HA12 = 3,39 cm^2

En appui intermédiaire :…….A = 3,29 cm^2 → soit 1HA14+1HA16 =3,53cm^2

En appui de rive :…….....A = 0,56cm^2 → soit 1HA14 = 1,54 cm^2

5) Ferraillage transversal

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{min}\,;\frac{h}{35}\,;\frac{b_0}{10}\right) \quad \Longrightarrow \quad \phi_t \geq \min(10mm\,;5{,}71mm\,;10mm)$$

On prend $\phi_t = 6\ mm$

D'où, $A_t = 2\phi 6 = 0{,}57\ cm^2$

6) Les Vérifications nécessaires :

6.1) Vérifications à l'ELU

1) Vérification de rupture par cisaillement

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

$\tau_u = 26{,}42 \times 10^{-3}/(0{,}12 \times 0{,}18) = 1{,}22\ MPa$

$FPN \quad \Longrightarrow \quad \overline{\tau} = 3{,}33\ MPa$

Donc, $\tau_u < \overline{\tau} \Longrightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

2) Espacement (St)

L'espacement des armatures transversales St est définit par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

1) $St \leq \min(0{,}9d\,;40\ cm) \quad \Longrightarrow \quad St \leq 16{,}2\ cm$

2) $St \leq \dfrac{A_t \times f_e}{0{,}4 \times b_0} \quad \Longrightarrow \quad St \leq 47{,}5\ cm$

3) $St \leq \dfrac{0{,}8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28})} \quad \Longrightarrow \quad St \leq 25{,}76\ cm$

D'où, **St = 15 cm**

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

- **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Longrightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1{,}15}{400} \times 26{,}42 \times 10^{-3} \quad \Longrightarrow \quad A_l^{min} \geq 0{,}76\ cm^2$$

Or A_l = 3HA12 = 3,39 cm^2> $0{,}76cm^2$ ……..*condition vérifiée*

- **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0{,}9\,d}\right) \quad \Longrightarrow \quad A_l \geq \frac{1{,}15}{400}\left(26{,}42 \times 10^{-3} - \frac{16{,}75 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 0{,}18}\right)$$

$A_l = -2{,}213 < 0 \Longrightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire.

4) Vérification de la bielle

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc}$avec$a = \min(0{,}9d\,;(30-4)cm) = 16{,}2cm$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow\ 26{,}42KN < 129{,}762KN$……*vérifiée*

5) Vérification de la jonction table nervure

$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0{,}9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3{,}33\ MPa$

avec$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27{,}5\ cm$

$\tau_1^u = 1{,}06\ MPa < \bar{\tau} = 3{,}33\ MPa$ … … … … … … … … condition vérifiée

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

6.2) Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes
- ✓ Vérification de la flèche

Vérification des contraintes

a).1 En travée

- **Position de l'axe neutre (H)**

$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -175{,}9\ cm^3 < 0$

$\Longrightarrow$ L'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section T.

Donc :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\ MPa$

- **Calcul de y et I**

$\frac{b_0}{2} y^2 + [15.A + (b + b_0)h_0]y - 15(A.d) - \frac{(b + b_0)h_0^2}{2} = 0$

$\Leftrightarrow \quad 6y^2 + 270{,}85\ y - 1355{,}3 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 325{,}4 \quad \Longrightarrow \quad y = \mathbf{4{,}54\ cm}$

$I = \frac{b}{3} y^3 + (b + b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{67 \times (4{,}52)^3}{3} + 15 \times 3{,}39(18 - 4{,}54)^2$

$I = \mathbf{11302{,}45\ cm^4}$

$$\sigma_{bc} = \frac{13{,}74 \times 10^{-3}}{11302{,}45 \times 10^{-8}} \times 4{,}54 \times 10^{-2}$$

Donc $\begin{cases} \sigma_{bc} = 5{,}52\ MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\ \ MPa \end{cases} \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ ……*condition vérifiée*

a).2 En appui intermédiaire

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

- **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \qquad \Leftrightarrow \qquad 6\,y^2 + 52{,}95\,y - 915{,}1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 160{,}24 \quad \Longrightarrow \quad y = 8{,}94cm$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d-y)^2 = \frac{12 \times (8{,}94)^3}{3} + 15 \times 3{,}39(18 - 8{,}94)^2$$

$$I = 7205{,}5\ cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11{,}66 \times 10^{-3}}{7205{,}5 \times 10^{-8}} \times 8{,}94 \times 10^{-2}$$

Donc, $\begin{cases} \sigma_{bc} = 14{,}46\ MPa \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15\ \ MPa \end{cases} \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ ……*condition vérifiée*

- **Vérification de la flèche**

  - **Conditions de la vérification de la flèche**

Données :

$l = 4{,}75\ m$; $M_{0s} = 19{,}12\ KN.m$; $M_{ts} = 13{,}74\ KN.m$

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

1) $h \geq \frac{M_{ts}}{15\ M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow$ h=20 cm <22.76 cm ……*non vérifiée.*

2) $A \leq \frac{3{,}6.b_0.d}{f_e}$ ⇔A=3,39cm^2>1,94cm^2 ……*non vérifiée*

3) L < 8 m ⇔ 4,75m< 8m…… *vérifiée.*

Remarque

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \overline{f} \quad ; \quad l < 5m \quad \Longrightarrow \quad \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 9.5\ mm$$

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

$$\Delta \boldsymbol{f} = (\boldsymbol{f_{gv}} - \boldsymbol{f_{ji}}) + (\boldsymbol{f_{pi}} - \boldsymbol{f_{gi}}) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{BAEL91} \textbf{ révisé } \boldsymbol{99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de : $M_{ser} = 2.75q - 0.88q'$ …… (***page* 45)**

$$\begin{cases} M_{ser}^{g} = 7{,}63\ KN.m \\ M_{ser}^{j} = 5{,}41\ KN.m \\ M_{ser}^{p} = 13{,}74\ KN.m \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} G = 5{,}43 KN/m^2 \\ j = G - G^{revêtement} \\ \quad = 5{,}43 - (0{,}4 + 0{,}4 + 0{,}36 + 0{,}27 + 0.15) \\ j = 3{,}85\ KN/m^2 \\ P = G + Q = 10{,}43\ KN/m^2 \end{cases}$$

- **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}86\ MPa \\ E_i = 3 \times\ E_v = 32456{,}60\ MPa \end{cases}$$

- **Coefficients $\boldsymbol{\lambda}, \boldsymbol{\mu}$**

Les coefficients $\lambda\ et\ \mu$ sont définit par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2{,}41 \\ \lambda_v = \dfrac{2}{5} \times\ \lambda_i = 0{,}96 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3{,}39}{12 \times 18} = 1.57\ \%$$

- **Calcul des $\boldsymbol{\sigma_{st}}$**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^{g} = 15 \times M_{ser}^{g} \dfrac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^{j} = 15 \times M_{ser}^{j} \dfrac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^{p} = 15 \times M_{ser}^{p} \dfrac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^{g} = 313{,}34\ MPa \\ \sigma_{st}^{j} = 222{,}13\ \ MPa \\ \sigma_{st}^{p} = 366{,}40\ MPa \end{cases} \quad avec: \begin{cases} \mathrm{I} = 8000{,}4 cm^4 \\ y = 3{,}77\ cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0\,;1 - \dfrac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^{g} + f_{t28}}\right) = 0{,}78 \\ \mu_j = \max\left(0\,;1 - \dfrac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^{j} + f_{t28}}\right) = 0{,}71 \\ \mu_p = \max\left(0\,;1 - \dfrac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^{p} + f_{t28}}\right) = 0{,}81 \end{cases}$$

- **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b\nu^3}{3} + \frac{b_0(h-\nu)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(\nu-h_0)^3}{3} + 15A(d-\nu)^2$$

D'où, $I_0 = 20019\ cm^4$

- **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{fgi} = \dfrac{1{,}1\ I_0}{1+\lambda_i \times \mu_g} = 5964cm^4 \\ I_{fji} = \dfrac{1{,}1\ I_0}{1+\lambda_i \times \mu_j} = 6397{,}3cm^4 \\ I_{fpi} = \dfrac{1{,}1\ I_0}{1+\lambda_i \times \mu_p} = 5815{,}5cm^4 \\ I_{fgv} = \dfrac{1{,}1\ I_0}{1+\lambda_v \times \mu_g} = 10603cm^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \dfrac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 24{,}89\ mm \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \dfrac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 9{,}75\ mm \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \dfrac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 17{,}69\ mm \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \dfrac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 14{,}75\ mm \end{cases}$$

$$\Delta \boldsymbol{f} = (\boldsymbol{f_{gv}} - \boldsymbol{f_{ji}}) + (\boldsymbol{f_{pi}} - \boldsymbol{f_{gi}})$$

$\Delta f = 18{,}08\ mm > \bar{f} = 9.5\ mm$ ... ... la flèche n'est pas vérifiée

Remarque :

La condition de la flèche n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la hauteur du plancher à 24cm et les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

La section d'armature : **A=3,87cm²** et **A'=1,13cm²**

Tableau III.14. *Vérification de la flèche de poutrelle type 7*

Travée (m)	G	J	P	M_{ser}^g	M_{ser}^j	M_{ser}^p	σ_{st}^g	σ_{st}^j	σ_{st}^p	f	$\bar{f}$
4,75	5,88	4,3	10,88	8,4	6,1	15,5	119,46	87,21	124,2	**8,2**	**9,5**

Remarque

On procède au ferraillage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 7 de l'entresol), les résultats sont présentés dans le tableau III.15.

Tableau III.15. *Calcul du ferraillage à l'ELU des différents niveaux*

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
Entre Sol	Travée	27.19	4.56	1,46	3HA14 = 4,62
	Appui Inter	16.75	3.51	0,26	1HA14+1HA16=3,53
	appui de rive	4.08	0.68	/	1HA14 = 1,54
RDC + Etages courants	Travée	15.29	2.51	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	Appui Inter	5.75	0.98	0.22	2HA10 = 1,57
	appui de rive	1.35	0.22	/	1HA10 = 0,79
Porte à faux T6 (Etage courants)	Travée	15,37	2,50	1,49	2HA12+1HA10=3.05
	Appui Inter	12,09	1,96	0,23	2HA12=2,26
	appui de rive	3,02	0,49	/	1HA12=1,13
Terrasse Accessible	Travée	12.28	2	1.41	3HA10=2,36
	Appui Inter	6.61	1.15	0.22	2HA10 = 1,57
	appui de rive	1.57	0.26	/	1HA10 = 0,79
Porte à faux T6 (Etage courants)	Travée	17,61	2,86	1,49	3HA12=3,39
	Appui Inter	14,01	2,28	0,23	1HA12+1HA14=2,67
	appui de rive	3,50	0,57	/	1HA12=1,13
Terrasse inaccessible	Travée	9.89	1.61	1.41	3HA10=1,80
	appui de rive	1.48	0.24	0.22	1HA10 = 0,79

Remarque

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

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

✓ **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.16. *Vérifications nécessaires à l'ELU.*

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \overline{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267.\alpha.b_0.f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \overline{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e}V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0{,}9\ d}\right)$		
Entre sol	1,47<3,33	0,76	-2,213	26,42<108,135	1,06<3,33
Etages courants	0,85<3,33	0,44	0,316	15,35 <108,135	0,65<3,33
Obs	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*

Tableau III.17. *Vérification des contraintes à l'ELS*

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes σ(MPa)	Observation
Entre- Sol	Travée	19.12	2.95	4.31	10028	8.22	*Vérifiée*
	Appui	11.66	1.83	3.49	6700.3	6.07	*Vérifiée*
RDC	Travée	11.13	1.76	3.44	6478.6	5.9	*Vérifiée*
	Appui	7.98	1.26	2.95	4837.1	4.86	*Vérifiée*
Etages courant, TA+ T.I	Travée	8.94	1.41	3.11	5340.9	5.20	*Vérifiée*
	Appui	6.96	1.10	2.27	4287.7	4.38	*Vérifiée*

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

Niveaux	E .S	RDC	Etages courants + Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
L (m)	4.75	4.75	4.45	3,50
$q_{j\,ser}$(KN/m)	3.85	3.85	5,05	5,05
$q_{g\,ser}$(KN/m)	5.43	5.43	6.6	6.25
$q_{p\,ser}$(KN/m)	10.43	6.93	8.1	7.25
$M_{j\,ser}$ (KN.m)	6.03	6.1	7.03	4,35
$M_{g\,ser}$ (KN.m)	8.3	8.61	9.18	5.39
$M_{p\,ser}$ (KN.m)	14.81	10.99	11.27	6.24
I (cm^4)	20000	14400	13305	8024
$I_0(cm^4)$	40000	22505	21772	16979
λ_i	2.14	1.66	1.83	4.89
λ_v	0.96	0.66	0.73	1,96
σ_{st}^j (MPa)	87.21	81.305	103	163.83
σ_{st}^g (MPa)	119.46	114.67	134.62	202.76
σ_{st}^p (MPa)	214.18	146.35	165.21	165.27
μ_j	0.54	0.65	0.685	0,53
μ_g	0.64	0.73	0748	0,6
μ_p	0.78	0.78	0.789	0,64
$I_{fji}(cm^4)$	2	11917	10000	5200,9
$I_{fgi}(cm^4)$	2	11143	10000	4750,5
$I_{fpi}(cm^4)$	1	10000	9775	4504

$I_{fgv}(cm^4)$	3	16600	15158	8596,5
f_{ji} **(mm)**	2.47	3.56	4.04	3,17
f_{gi} **(mm)**	3.7	5.37	5.55	5,23
f_{pi} **(mm)**	7.6	7.11	7.039	4,28
f_{gv} **(mm)**	6.9	10.8	10.88	7,09
$\Delta f\ (mm)$	**8.2**	**8.98**	**8.31**	**4,89**
$f_{adm}\ (mm)$	**9.5**	**9.5**	**8.9**	**7**
Observation	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*

Remarque

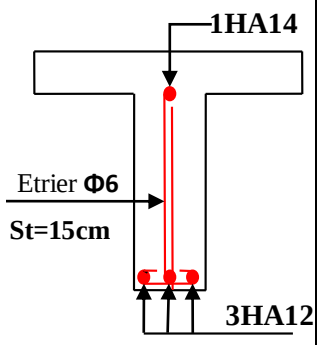
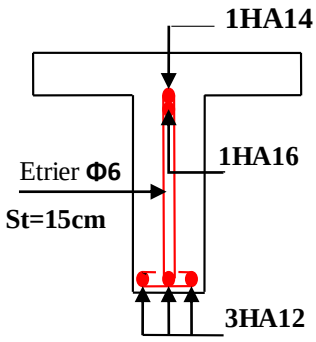
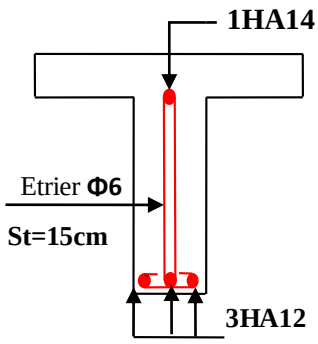
Pour la partie du plancher en corps creux qui soit en porte à faux de 1m45, (les travées sont de 5m), 1m45 les résultats de la flèche aux étages courants et à la terrasse accessible (type T6) sont présentés dans le tableau suivant :

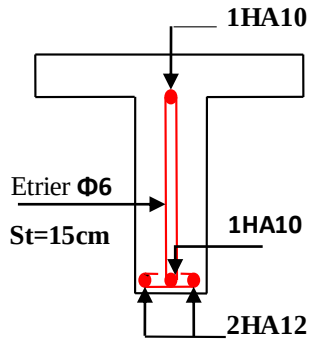
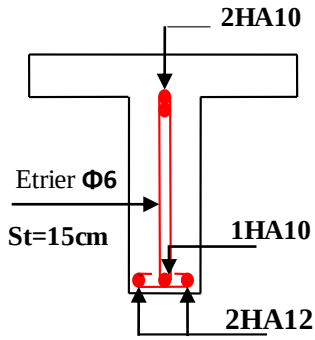
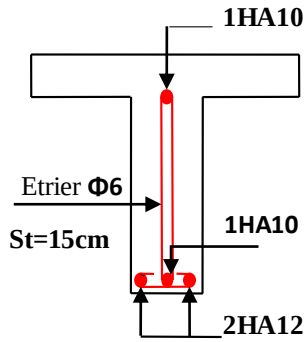
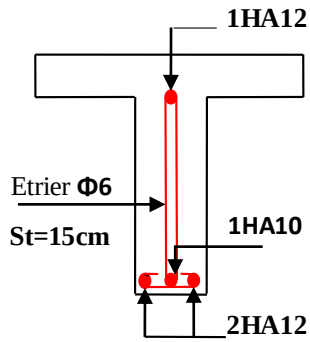
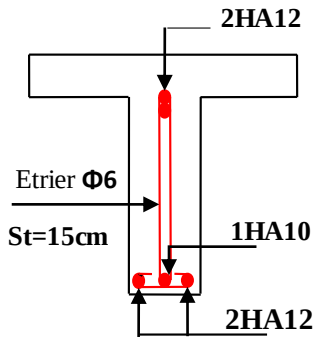
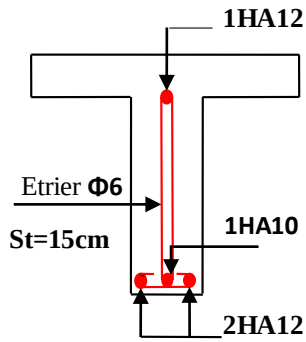
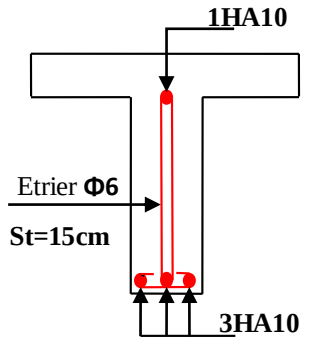
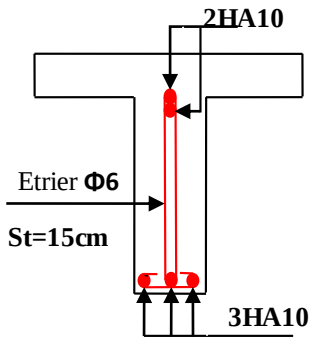
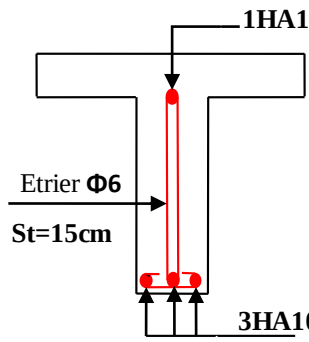
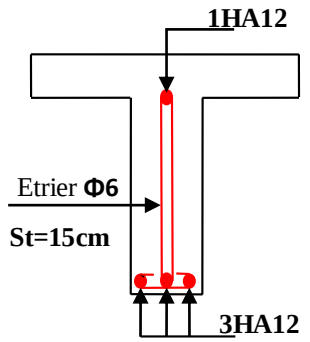
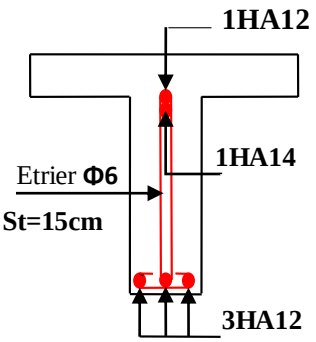
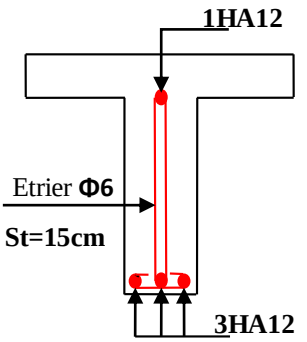
Tableau.III.19. *Vérification de la flèche pour les étages courant et la terrasse accessible.*

Niv	Travée	G	J	p	M^g_{ser}	M^j_{ser}	M^p_{ser}	σ^g_{st}	σ^j_{st}	σ^p_{st}	f	f_{adm}
E .C	5m	5,68	4,1	7,18	9	6,23	11,3	152,56	106,19	191,76	**9,9**	**10**
T.A	5m	6,85	6,85	8,35	10,4	10,4	12,7	177,83	177,83	216,74	**9,3**	**10**

Remarque : La flèche est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait.

Tableau.III.20. *Schémas de ferraillage des poutrelles par niveaux.*

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Entre sol			

R D C **+** **Étages courants**			
Porte à faux T6 **(Etages courants)**			
Terrasse Accessible **+** **Terrasse inaccessible**			
Porte à faux T6 **(Terrasse accessible)**			

✓ **Etude de la dalle de compression**

La dalle de compression est ferraillé dans les 2 sens $A_{\perp}$ et A_{ll}.

- Armatures perpendiculaires aux sens de disposition des poutrelles ($A_{\perp}$)

On a $50 \leq L_0 \leq 80$ avec : L_0: distance entre axe des poutrelles (L_0=65cm)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 0{,}65}{235} \times 100 = 1{,}11 cm^2/ml$$

- Armatures parallèle aux sens de disposition des poutrelles (A_{ll})

$$A_{ll} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}56\ cm^2/ml$$

Espacement des barres

On utilise des barres de type rond lisses de nuance f_e=235 MPa

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- 30cm dans le sens parallèle aux poutrelles.

Donc on adopte un treillis soudé de $\emptyset 6$ mailles TS $(150 \times 150) mm^2$.

$A_{\perp} = 6\emptyset 6/ml$
$A_{ll} = 6\emptyset 6/ml$

2.2. Calcul des dalles pleines

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

2.2.1. Données de différentes dalles (Annexe 2)

Tableau III.21. *Données des différents types de dalle pleine*

Types	Nombre d'appuis	L_x (m)	L_y (m)	ρ	E L U		ELS	
					μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1	2	1	1.5	0.66	0.0737	0.3753	0.0792	
D2	1	0.4	/	/	/	/	/	/
D3	2	1.45	1.45	1	0.0368	1	0.0441	1
D4	2	1.15	1.5	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
D5	2	1.10	1.2	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
D6	2	1.15	1.45	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978

2.2.2. Calcul des sollicitations

Dalle D3 :

Dalle D3 est sur deux appuis perpendiculaires :

$\rho = \frac{lx}{ly} \Longrightarrow \rho = 1$: la dalle travaille dans les deux sens.

G = 5,44 KN/m^2 ; Q=3,5KN/m^2

- **Calcul à l'ELU**

  - **Calcul de chargement.**

$q_U = (1{,}35G + 1{,}5Q) \times 1ml = 12{,}594\ KN/m$

$$Lx=1{,}45\ m \Longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x P_u L_x^2 = 0{,}974 KN/m \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0{,}974\ KN/m \end{cases}$$

  - **Calcul des moments corrigés (réel)**

Moments en travées : $M_x^t = M_y^t = 0{,}85 M_x = 0{,}828 KN.m$

Moments en appuis : $M_x^a = M_y^a = -0{,}4 \times M_x = -0{,}389 KN.m$

- **Calcul à l'ELS**

  - **Calcul de chargement**

$q_s = (G + Q) \times 1ml = 8{,}94\ KN/m$

$Lx=1{,}45\ m \Longrightarrow M_{0x} = M_{0y} = 0{,}829\ KN/m$

  - **Calcul des moments corrigés (réel)**

Moments en travées : $M_x^t = M_y^t = 0{,}85 M_x = 0{,}705 KN.m$

Moments en appuis : $M_x^a = M_y^a = -0{,}4 \times M_x = -0{,}332 KN.$

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

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

a) Calcul du ferraillage en travée

F.N $\Longrightarrow$ c ≥ 3cm soit c =3cm ce qui donne $d = e - c = 12 - 3 = 9cm$

$$\mu_{bu} = \frac{0{,}828 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}09^2 \times 14{,}2} = 0{,}007 < \mu_\ell = 0{,}393 \Longrightarrow A' = 0$$

$\alpha = 0{,}0087$; $z = 0{,}089m$

$$A_t^x = A_t^y = \frac{0.828 \times 10^{-3}}{0{,}089 \times 348} = 0{,}27\ cm^2/ml$$

Condition non fragilité

Pour $\rho = 1 \geq 0{,}4$:

Sens x : $A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$ Avec ρ_0=0,0008 ….. FeE400

Sens y : $A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$

$A_x^{min} = A_y^{min} = 0{,}96cm^2$

Soit : $As < A_x^{min}$ donc on ferraille avec $As = 0{,}96cm^2/ml$.

On choisit 5HA8=2,51cm²/ml.

L'espacement

$S_t = 100/5 = 25\ cm \leq \min(2\ e\ , 25\ cm)$

Soit $S_t = 20cm$

b) Calcul du ferraillage en appuis

$c = 3cm$

$$\mu_{bu} = \frac{0{,}389 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}09^2 \times 14{,}2} = 0{,}003 < \mu_\ell = 0{,}393 \Longrightarrow A' = 0$$

$\alpha = 0{,}002$; $z = 0{,}1198m$

$$A_a^x = A_a^y = \frac{0.389 \times 10^{-3}}{0{,}1198 \times 348} = 0{,}0935cm^2/ml$$

On choisit 5HA8=2,51cm²/ml, St=20cm

L'espacement

$S_t = 100/5 = 25\ cm \leq \min(2\ e\ , 25\ cm)$

Soit $S_t = 20cm$

- **Vérification**

a) Vérification à l'effort tranchant

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle :

La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} \leq \frac{0{,}07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage……..…. Condition vérifiée.

$$V_u^x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$V_u^x = \frac{12,59 * 1,45}{2} * \frac{1,45^4}{1,45^4 + 1,45^4} \Longrightarrow V_u^x = 4,56KN.$

$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{4,56}{1 \times 0.09} \Longrightarrow \tau_u = 0,051MPa$…….... (1)

$\frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1,17MPa$ …… ……...…..(2)

$\tau_u \leq \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28}$… …….…...…. Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) La vérification de la compression dans le béton et dans l'acier

- **La contrainte dans le béton**

  Calcul de y

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times Y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 2,01y - 15 \times 2,01 \times 12 = 0$$

$$y = 2,04cm$$

$$I = b\frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 1743,49cm^4$$

$\sigma_{bc} = 0,83MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ……..….. Pas de risque de fissuration du béton.

- **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \rightarrow \sigma_{st} = 83,94MPa$$

$\sigma_{st} = 42,17MPa > \bar{\sigma}_{st} = 201,63MPa$ ……..….Condition vérifiée.

c) Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$e \geq \max[\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0}] \times l_x$$

$$A_s < \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

Sens X-X

$e = 0.12m \geq 0,062m$……...…condition vérifiée.

$A_s = 2,51 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 4,5cm/ml$ ……...condition vérifiée.

Donc : la condition vérifiées le calcul de la flèche est nécessaire

Sens Y-Y

$e = 0.12 \geq 0{,}062$……..……...condition vérifiée.

$A_s = 2{,}51 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 4{,}5 cm/ml$ ……...condition vérifiée.

Donc : la condition vérifiées le calcul de la flèche est nécessaire.

Conclusion

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

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

Tableau III.22.*Sollicitations maximales dans les dalles pleines*

Types	Sollicitations						
	ELU				ELS		
	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
D1	0,79	0,30	0,37	4,20	0,60	0,32	0,28
D2	1.01	/	/	5,04	0,71	/	/
D3	0,83	0,83	0,39	6,87	0,70	0,70	0,33
D4	0,76	0,40	0,36	4,25	0,6	0,39	0,28
D5	0,59	0,49	0,39	5,44	0,48	0,38	0,32
D6	0,96	0,55	0,45	5,69	0,75	0,52	0 ,36

Tableau III.23. *Vérification de l'effort tranchant.*

Type	V_{ux} (KN)	τ_{ux} (MPA)	$\frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28}$	Observation	
D1	4,198	0,046	1,17	*Condition Vérifiée*	*Armature transversale non nécessaire*
D2	5,04	0,056	1,17	*Vérifiée*	
D3	6,087	0,0676	1,17	*Vérifiée*	
D4	4,253	0,0425	1,17	*Vérifiée*	
D5	5,443	0,0544	1,17	*Vérifiée*	
D6	5,690	0,065	1,17	*Vérifiée*	

Tableau III.24. *Calcul du ferraillage à l'ELU.*

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	Z (cm)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
D1	X-X	0,789	0,0038	0,1197	0,1894	1,4	5HA8 = 2,51
	Y-Y	0,296	0,0014	0,1199	0,0709	1,2	5HA8 = 2,51
	Appui	0,371	0,0018	0,1199	0,0890	/	5HA8 = 2,51
D2	X-X	1	0,0049	0,1197	0,2419	1,45	5HA8 = 2,51
D3	X-X	0,828	0,0040	0,1197	0,1988	1,2	5HA8 = 2,51
	Y-Y	0,828	0,0040	0,1197	0,1988	1,2	5HA8 = 2,51
	appui	0,389	0,0019	0,1198	0,0935	/	5HA8 = 2,51
D4	X-X	0.759	0.0066	0,0897	0,2434	1,07	5HA8 = 2,51
	Y-Y	0,400	0,0034	0,0898	0,1281	0,96	5HA8 = 2,51
	appui	0,506	0,0044	0,0898	0,1621	/	5HA8 = 2,51
D5	X-X	0,588	0,0042	0,0997	0,1696	1	5HA8 = 2,51
	Y-Y	0,381	0,0034	0,0998	0,1399	0,96	5HA8 = 2,51
	Appui	0,321	0.0027	0,0998	0,113	/	5HA8 = 2,51
D6	X-X	0,7499	0,0083	0,0896	0,306	1,06	5HA8 = 2,51
	Y-Y	0,5233	0,0048	0,0897	0,1772	0,96	5HA8 = 2,51
	Appui	0,3523	0,0039	0,0898	0,1440	/	5HA8 = 2,51

Tableau III.25. *Vérifications des contraintes à l'ELS.*

Types de La Dalle		M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
D1	x-x	0,602	2,04	1743,5	0,34	*Vérifiée*	36,01<201,63	*Vérifiée*
	y-y	0,322	2,04	56572	0,18	*Vérifiée*	7,50<201,63	*Vérifiée*
	appui	0,283	2,04	22675	0,16	*Vérifiée*	6,59<201,63	*Vérifiée*
D2	x-x	0,715	2,04	56457	0,83	*Vérifiée*	42,47<201,63	*Vérifiée*
D3	x-x	0,704	2,04	56572	0,40	*Vérifiée*	16,41<201,63	*Vérifiée*
	y-y	0,704	2,04	56572	0,40	*Vérifiée*	16,41<201,63	*Vérifiée*
	appui	0,332	2,04	56572	0,19	*Vérifiée*	7,72<201,63	*Vérifiée*
D4	x-x	0,596	2,72	29957	0,54	*Vérifiée*	/	*Aucune Vérification*
	y-y	0,392	2,72	29957	0,35	*Vérifiée*	/	*Aucune Vérification*
	appui	0,397	2,72	29957	0,36	*Vérifiée*	/	*Aucune Vérification*

D5	x-x	0,4822	2,89	37846	0,37	*Vérifiée*	/	*Aucune Vérification*
	y-y	0,381	2,89	37846	0,29	*Vérifiée*	/	*Aucune Vérification*
	appui	0,321	2,89	37846	0,24	*Vérifiée*	/	*Aucune Vérification*
D6	x-x	0,750	2,72	29957	0,68	*Vérifiée*	23,58< 201,63	*Vérifiée*
	y-y	0,523	2,72	29957	0,48	*Vérifiée*	16,45< 201,63	*Vérifiée*
	appui	0,352	2,72	29957	0,32	*Vérifiée*	11,09< 201,63	*Vérifiée*

d) Evaluation de la flèche

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

Tableau III.26. *Evaluation de la flèche.*

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque

Type	**e (cm)**	$\max(\frac{3}{80};\frac{M_x^t}{20M_0^x})l_x$ **(cm)**	**Obs.**	A_t **(cm²)**	$\frac{2bd_x}{f_e}$ (cm^2)	**Obs.**
D1	12	4,25	*Vérifiée*	2,51	*4,5*	*Vérifiée*
D2	12	2	*Vérifiée*	2,51	*4,5*	*Vérifiée*
D3	12	6,15	*Vérifiée*	2,51	*4,5*	*Vérifiée*
D4	12	4,31	*Vérifiée*	2,51	*5*	*Vérifiée*
D5	12	4,12	*Vérifiée*	2,51	*5*	*Vérifiée*
D6	12	4,88	*Vérifiée*	2,51	*4,5*	*Vérifiée*

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max\begin{cases}\left(l_a;\frac{l}{4}\right)\ldots travée\ de\ rive\\ \left(l_a;\frac{l}{5}\right)\ldots travée\ intermédiaire\end{cases}$$

Avec, $l \parallel L_1$

$$l_a = \begin{cases}0{,}4\ l_s\ \ si\ barres\ HA\\ 0{,}6\ l_s\ si\ barres\ \ RL\end{cases}$$

l_s: $Longueur\ de\ scellement = 40\emptyset$

Donc, $\begin{cases} L_1 = 1\text{m pour les travéesde rives}\\ L1 = 0{,}70cm\ pour\ les\ travée\ intéermédiaires\end{cases}$

2.2.3. Schémas de ferraillages

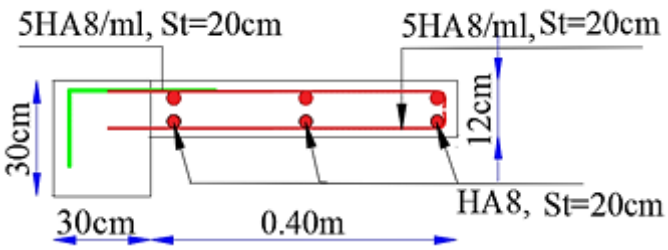


Figure. III.5. *Schéma de ferraillage de la dalle D2* (un seul appui)

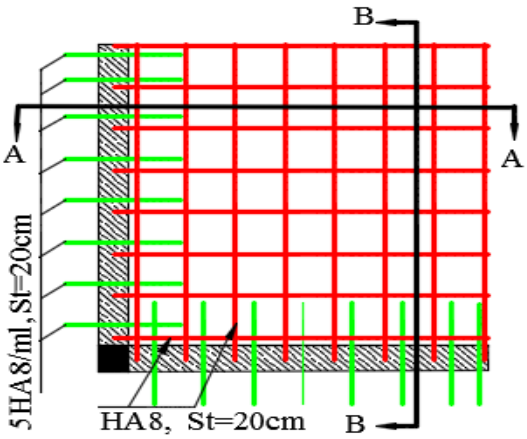


Figure. III.6. *Schéma de ferraillage de la dalle D3*

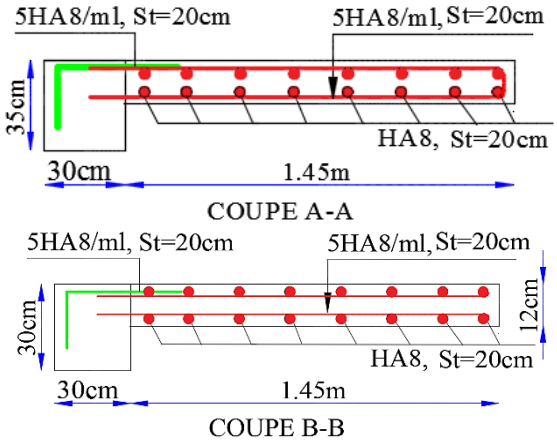


Figure III.7. *Coupe de la dalle D3*

3. Etude de l'ascenseur

3.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

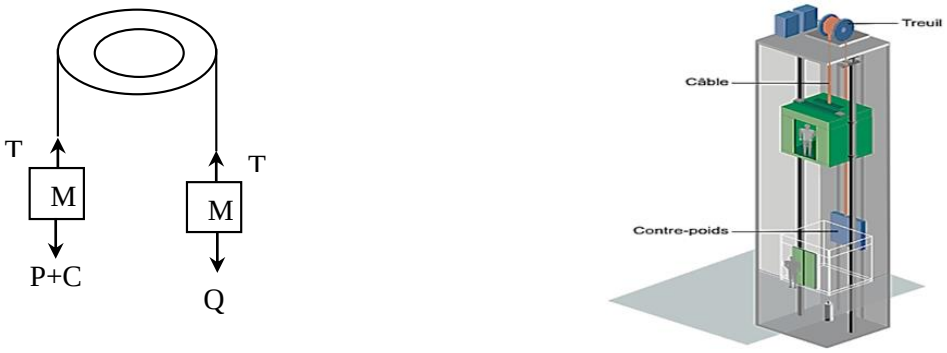


Figure III.8. *Schéma statique et concept d'ascenseur*

3.2. Les caractéristiques

-V= 0,63 m /s : Vitesse de levage.

-P_m =15KN : Charge due à la salle de machine.

-D_m = 43 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.

-F_c = 120 KN : Charge due à la rupture des câbles.

-Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

1)- Dalle de salle machine (locale).

2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$Pc.p = P_m + Q/2$=15+6,3/2=18,15KN

$G = P_m + D_m + Pc.p = 15 + 43 + 18{,}15 = 76{,}15\ KN$

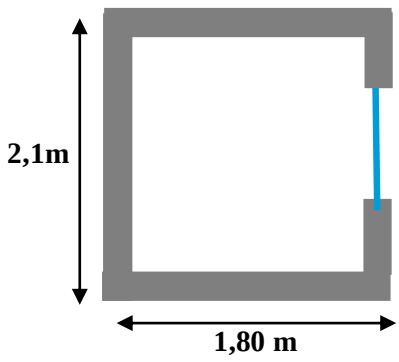


Figure III.9 *Coupe transversale d'ascenseur.*

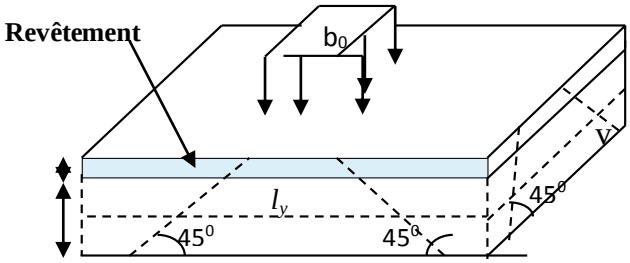
3.3. Dalle de salle machine (local).

Cette dalle est soumise à l'effet de :

- Charges concentrés dues à la machine.

- Charges répartie dues au poids propre et la charge d'exploitation.

➢ **Charge concentrés :**



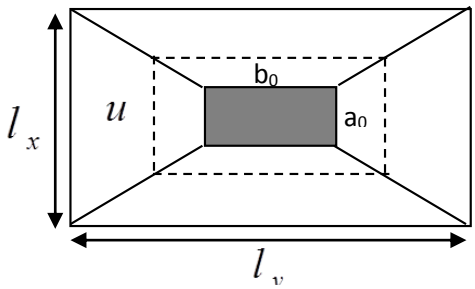


Figure III.10. *Schéma représentant la surface d'impact.*

$$\begin{cases} U = a_0 + h + 2\xi \times h_0 \\ U = a0 + h \quad + 2\xi \times h_0 \\ V = \ b_0 + h \quad + 2\xi \times h_0 \end{cases}$$

- h_0: épaisseur de la dalle

- h:épaisseur de revêtement

- a_0 et U sont ∥ à l_x

- b_0 et V sont ∥ à l_y

ξ: $coef\ qui\ dépend\ du\ type\ de\ revétement\ (\xi = 1,\ valeur\ max)$.

$$\begin{cases} U = 80 + 14 + 2 * 1 * 5 = 104\ cm \\ V = 80 + 14 + 2 * 1 * 5 = 104cm \end{cases}$$

- **Calcul des moments**

<u>Sous charge concentré</u>

q_u=1,35(P_m +$P_{machine}$ + $P_{c.p}$) + 1,5Q =1,35(15+43+18,15)+1,5 * 6,3

q_u=112,25KN

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \upsilon * M_2)\, q \\ M_1^y = (M_2 + \upsilon * M_1)\, q \end{cases}$$

En utilisant les tables **BAEL** (Annexe 3), on tire les coefficients $M_1\ et\ M_2$ en fonction de U/l_x, V/l_y et ρ:

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}86$; $U/l_x = 104/180 = 0{,}57$; $V/l_y = 104/210 = 0{,}49$

Soit : $M_1 = 0{,}089$

$M_2 = 0{,}073$

Avec $\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0{,}2$ à l'ELS

$q_u = 1{,}35\, G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times 76{,}15 + 1{,}5 \times 6{,}3$=112,25 KN

$q_s = G + Q = 76{,}15 + 6{,}3 = 82{,}45\ KN$

Donc :

$M_1^x = 10\ KN.m$

$M_1^y = 8{,}19 KN.m$

M_2^x et M_2^y Dûs à la charge répartie de la dalle

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}86 > 0{,}4 \Longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0{,}0496$

$\mu_y = 0{,}7052$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$G = 4{,}6\ \mathrm{KN/m^2}$

$Q = 1\mathrm{KN/m^2}$

$q_u = 1{,}35 \times 4{,}6 + 1{,}5 \times 1 = 7{,}711\mathrm{KN}/ml$

$M_2^x = 0{,}0496 \times 7{,}711 \times 1{,}8^2$

M_2^x=1,24 KN.m

$M_2^y = 0{,}7052 \times 1{,}24$ KN.m

M_2^y =0,87KN.m

La superposition des moments donnés :

$M_x = M_1^x + M_2^x = 10 + 1{,}24 = 11{,}24$KN.m

$M_y = M_1^y + M_2^y = 8{,}19 + 0{,}87 = 9{,}06$KN.m

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$M_{tx} = 0{,}85\ M_x = 9{,}55$KN.m

$M_{ty} = 0{,}85\ M_y =$ 7,70 KN.m

$M_{ax} = -0{,}4\ M_x = -4{,}49$KN.m

$M_{ay} = -0{,}4\ M_y = -3{,}62\ KN.m$

Tableau III.27. *Ferraillage de la dalle d'ascenseur.*

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Travée	X-X	9,55	0,10	0,139	0,075	3,63	0,966	2HA12+2HA10 = 3,83
Appui	X-X	7,70	0,084	0,111	0,076	2,89	0,966	3HA12= 3,39
Travée	Y-Y	-4,49	0,049	0,06	0,077	1,65	0,966	3HA12= 3,39
Appui	Y-Y	-3,62	0,039	0,05	0,078	1,32	0,966	3HA12= 3,39

- **Vérification au poinçonnement :**

$q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times {}^{f_{c28}}/_{\gamma_b}$

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (104 + 104) = 416\ cm$

$112{,}25 \leq \dfrac{0{,}045 \times 4{,}16 \times 0{,}14 \times 25 \times 10^3}{1{,}5}$

$q_u = 112{,}25 \leq 436{,}8$ … … … … … . . Condition vérifiée.

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), U=V

$T_U = T_v = \dfrac{q_u}{3 \times U} = \dfrac{112{,}25}{3 \times 1{,}04} = 35{,}97\ KN$

$\tau_U = \dfrac{T_U}{b \times d} = \dfrac{35{,}97 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}12} = 0{,}3\ MPa$ … … … … … … … … … … ….…..(1)

$\bar{\tau}_U = 0{,}07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}17\ MPa$ ……..…(2)

$\tau_U < \bar{\tau}_U$ …….. Condition vérifiée

- **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

q_{ser} =82,45 KN/ml

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \upsilon \times M_2)\, q \\ M_1^y = (M_2 + \upsilon \times M_1)\, q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0{,}089 + 0{,}2 \times 0{,}073) \times 82{,}45 \\ M_1^y = (0{,}073 + 0{,}2 \times 0{,}089) \times 82{,}45 \end{cases}$$

$M_1^x = 8{,}54$ KN.m

$M_1^y = 7{,}48$KN.m

Moment dû au poids propre de la dalle :

$q_s = 4{,}6 + 1 = 5{,}6$ KN$/ml$

$M_2^x = 0{,}0566 \times 5{,}6 \times 1{,}8^{\,2}$

$M_2^x = 1{,}03$KN.m

$M_2^y = 0{,}7933 \times 1{,}03$

$M_2^y = 0{,}82$ KN.m

La Superposition des Moments:

$M_x = M_1^x + M_2^x = 8{,}54 + 1{,}03 = 9{,}57$KN.m

$M_y = M_1^y + M_2^y = 7{,}48 + 0{,}82 = 8{,}3$KN.m

- **Vérification des contraintes dans le béton**

$M_{tx} = 0{,}85\, M_x = 8{,}13 KN.$m

M_{ty}=0,85 M_y=7,055$KN.$m

$M_{ax} = -0{,}4\, M_x = -3{,}82$KN.m

$M_{ay} = -0{,}4\, M_y$= 3,32KN.m

Tableau III.28. *Vérifications des contraintes à l'ELS*

Position	**sens**	M_x **(KN.m)**	A_s cm^2	y **(cm)**	**I** (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ **(MPA)**	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ **(MPA)**	Obs.
Travée	X-X	8,13	3,83	2,05	1540,4	10,83< 15	149 < 201,63	*Vérifiée*
Appui	X-X	7,055	3,83	2,05	1540,4	9,39< 15	81,4 < 201,63	*Vérifiée*
Travée	Y-Y	3,82	3,83	2,05	1540,4	5,08< 15	198 < 201,63	*Vérifiée*
Appui	Y-Y	3,32	3,83	2,05	1540,4	4,42< 15	71,2 < 201,63	*Vérifiée*

➢ **Schémas de ferraillage**

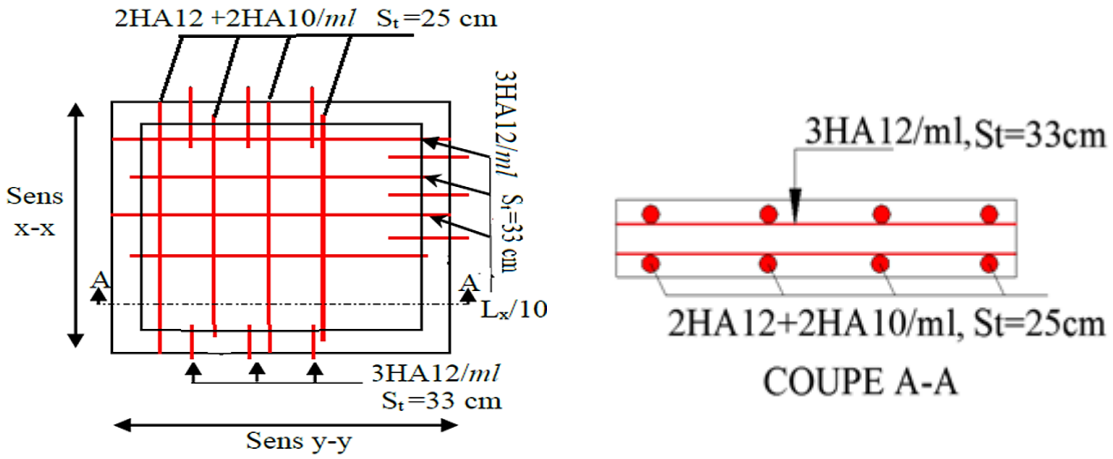


Figure III.11. *Schéma de ferraillage du local machine.*

3.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (210×180 et e=14cm).

- Poids propre de la dalle : $G_1 = 25 * 0{,}14 = 3{,}5\ \mathrm{KN/m^2}$.
- Poids propre du revêtement(e=5cm) : $G_2 = 25*0{,}05 = 1{,}1\mathrm{kn/m^2}$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_3 = \frac{F_c}{S} = \frac{120}{1{,}80\times 2{,}10} = 31{,}75\ \mathrm{KN/m^2}$.
- $G^{total} = G_1 + G_2 + G_3 = 36{,}35\ \mathrm{KN/m^2}$
- $Q = 1\mathrm{KN/m^2}$

$P_u = 1{,}35 \times G^{total} + 1.5 \times Q = 50{,}57\ \mathrm{KN/m^2}$

$\rho = l_x / l_y = 0.86 > 0{,}4 \Longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0{,}0496\ ;\ \mu_y = 0{,}7052$

➢ **Calcul des moments à l'ELU**

$M_{0x} = 0{,}0496 \times 50{,}57 \times 1{,}8^2 = 8{,}12\mathrm{kn.m}$

$M_{0y} = 0{,}7052 \times 8{,}12 = 5{,}73\mathrm{kN.m}$

➢ **Calcul des moments Corrigées**

$M_{tx} = 0{,}85\ M_{0x} = 6{,}90\ \mathrm{KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 4{,}87\ \mathrm{KN.m}$

$M_{ax} = -0{,}4\ M_{0x} = -3{,}25\ \mathrm{KN.m}$

$M_{ay} = -0{,}4\ M_y = 2{,}29\ KN.m$

- **Ferraillage**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.29. *Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.*

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Travée	X-X	6,90	0,034	0,043	0,117	1,70	1,2	3HA10 = 2,36
	Y-Y	4,87	0.023	0.03	0.118	1.18	1.12	3HA10 = 2,36
Appui	X-X	- 3,25	0,016	0,020	0,119	0,79	1,2	3HA10 = 2,36
	Y-Y	2,29	0,011	0,014	0,119	0,55	1.12	3HA10 = 2,36

- **Calcul des moments à l'ELS**

P_s =G+Q= 36,35+1=37,35KN/m ^{2}

$M_x = 0{,}0566 \times 37{,}35 \times 1{,}8^{\,2}$

$M_x = \ 6{,}85 KN.m$

$M_Y = \ 0{,}7932 * M_x = 5{,}43 KN.m$

- **Calcul des moments Corrigées**

$M_{tx} = 0{,}85\ M_x = 5{,}82$KN. m

$M_{ty} = 0{,}85\ M_y$= 4,61 KN.m

$M_{ax} = -0{,}4\ M_x = -2{,}74$KN. m

$M_{ay} = -0{,}4\ M_y = 2{,}17\ KN.m$

- **Vérification des contraintes**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.30. *Vérification des contraintes.*

Position	Sens	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Travée	X-X	5,82	2,36	0,02	1540,4	8,67< 15	*Vérifiée*
	Y-Y	4,61	2,36	0,02	1540,04	7,5< 15	*Vérifiée*
Appui	X-X	-2,74	2,36	0,02	1540,04	4,07 < 15	*Vérifiée*
	Y-Y	2,17	2,36	0,02	1540,04	3,53<15	*Vérifiée*

- **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} e \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x})l_x \\ \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 14\ cm > 7{,}65 \text{ cm} \ \ldots\ldots Vérifiée \\ \\ A_t = 2{,}36\ cm^2 < 7\ cm^2 \ldots\ldots Vérifiée \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➢ **Schémas de ferraillage**

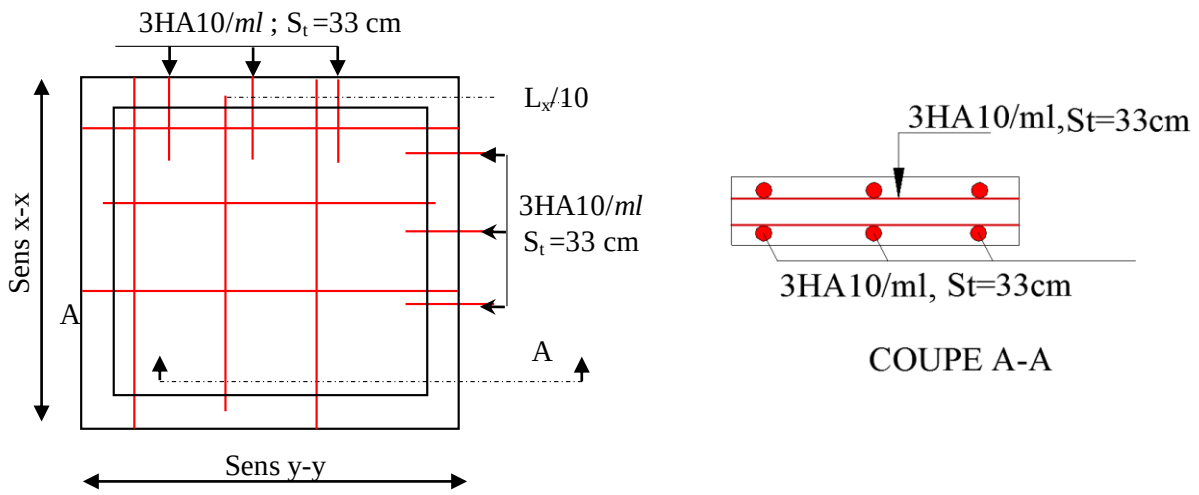


Figure III.12. *Schéma de ferraillage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.*

4. Etude de la poutre de chainage

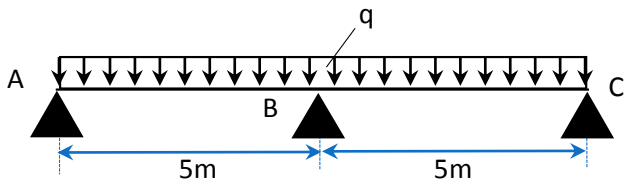


Figure III.13.*Schéma statique de la poutre de chainage*

4.1. Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3),** la dimension minimale de la poutre de chainage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, nous avons créé des poutres de chainage pour reprendre les poids des doubles cloisons, et on choisit de chainage de 30*30 et on vérifier ces dimensions à la flèche.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20\ cm\ ; 15cm\right) \Longrightarrow h \geq 15\ cm$$

➢ **Calcul des sollicitations**

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

- Poids propre **:** $G_p = 25 \times 0.30 \times 0{,}30 = 2{,}25 KN/ml$
- Poids murs double cloison **:** $G_{D.M} = 2{,}48 \times (2{,}9 - 0{,}3) = 6{,}45 KN/ml$

$$\begin{cases} ELU:\ q_u = 1{,}35(G_p + G_{D.M}) = 11{,}75\ KN/m \\ ELS:\ q_s = G_p + G_{D.M} = 8{,}7\ KN/m \end{cases}$$

$\alpha = 0$

$$\begin{cases} (1+0{,}3\alpha) = 1 \\ \dfrac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} = 0{,}6 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_t \geq M_0 - \dfrac{0.6M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots (1) \\ M_t \geq 0{,}6\, M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2) \end{cases}$$

D'où, $M_t = 0.7M_0 \Longrightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 25{,}70 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 19{,}03 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Ferraillage à l'ELU**

Tableau III.31. *Moments et ferraillages correspondant*.

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Travée	25,70	A	0,082	0,107	0,258	2,85	0,97	3HA12 = 3,39
Appui	22,03		0,070	0,092	0,260	2,43		3HA12 = 3,39

- **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A5.1.1)**

$V_u = q_u \times \dfrac{l}{2} = 29{,}37\ KN \quad \Longrightarrow \quad \tau_u = \dfrac{V_u}{b \times d} = 0{,}362\ MPa$

F.N $\Longrightarrow \overline{\tau} < \min(0{,}15 f_{c28}/\gamma_b\ ; 4\ MPa) = 2{,}5\ MPa$

$\tau_u < \overline{\tau} \quad \Longrightarrow$ *vérifiée* , donc pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Armatures transversales**

On fixe St = 15 cm puis on calcul A_{trans}

$a)\ A_{trans} \geq \dfrac{0{,}4 \times b \times St}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad A_{trans} \geq 0{,}45\ cm^2$

$b)\ A_{trans} \geq \dfrac{b \times St(\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0{,}9\ f_e} < 0$

Soit un cadre $\phi 6$ + un étrier$\phi 6 \quad \longrightarrow A_t = 4\phi 6 = 1{,}13\ cm^2$

- **Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.32. *Vérification des contraintes*

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
En travée	19,03	8,02	23477	6,80≤ 15	7,77≤ 201,63	*Vérifiée*
En appui	16,31	8,02	23477	5,56≤ 15	2,53≤ 201,63	*Vérifiée*

- **Vérification de la flèche**

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10\,M_0}\right) \times l$ ⇔ h=30 cm <35 cm …… *non vérifiée*

2) $A \leq \frac{4{,}2.b.d}{f_e}$ ⇔ $3{,}39\ cm^2 < 8{,}5\ cm^2$ …… *vérifiée*

3) $\mathrm{L} = 5\ m < 8m$ …… *vérifiée*

Remarque

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées donc on va vérifier la flèche

$$.\begin{cases} M_{ser}^{g} = 19{,}03 KN.m \\ M_{ser}^{j} = 19{,}03\ KN.m \\ M_{ser}^{p} = 19{,}03\ KN.m \end{cases}$$

- **Coefficients λ, μ**

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0{,}05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b\ \ )\rho} = 0{,}05 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times\ \lambda_i = 0{,}02 \end{cases} \quad \text{Avec,} \quad \rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{3{,}39}{30 \times 27} = 0{,}42\ \%$$

- **Calcul des σ_{st}**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^{g} = 15 \times M_{ser}^{g} \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^{j} = 15 \times M_{ser}^{j} \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^{p} = 15 \times M_{ser}^{p} \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^{g} = 77{,}90\ MPa \\ \sigma_{st}^{j} = 77{,}90\ \ MPa \\ \sigma_{st}^{p} = 77{,}90\ MPa \end{cases} \quad avec: \begin{cases} \mathrm{I} = 42835 cm^4 \\ y = 15{,}31\ cm \end{cases}$$

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

- **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$\Longrightarrow\ I_0 = 21800\ cm^4$

- **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

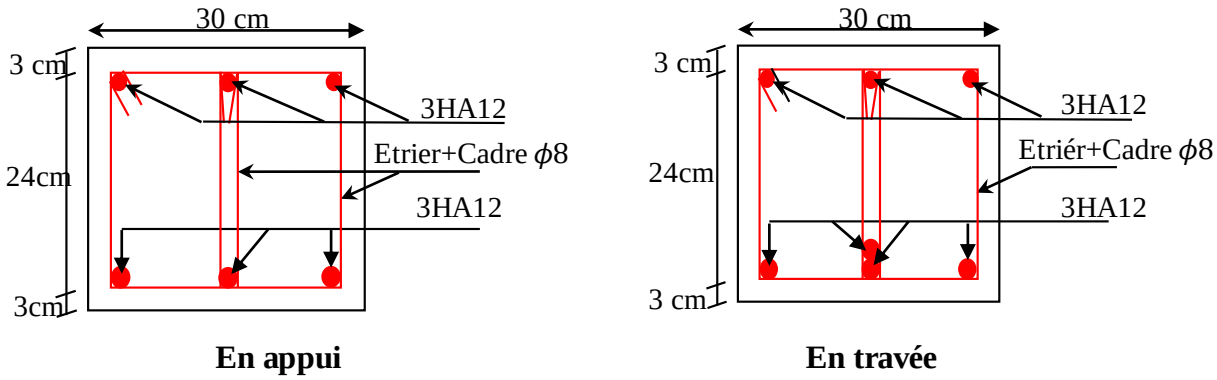
$$\begin{cases} I_{fgi} = \dfrac{1{,}1\ I_0}{1+\lambda_i\times\mu_g} = 23980cm^4 \\ I_{fji} = \dfrac{1{,}1\ I_0}{1+\lambda_i\times\mu_j} = 23980cm^4 \\ I_{fpi} = \dfrac{1{,}1\ I_0}{1+\lambda_i\times\mu_p} = 23980cm^4 \\ I_{fgv} = \dfrac{1{,}1\ I_0}{1+\lambda_v\times\mu_g} = 23980cm^4 \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^{g}\times\dfrac{l^2}{10\times E_v\times I_{fgv}} = 16{,}3\ mm \\ f_{ji} = M_{ser}^{j}\times\dfrac{l^2}{10\times E_i\times I_{fji}} = 6{,}11\ mm \\ f_{pi} = M_{ser}^{p}\times\dfrac{l^2}{10\times E_i\times I_{fpi}} = 6{,}11\ mm \\ f_{gi} = M_{ser}^{g}\times\dfrac{l^2}{10\times E_i\times I_{fgi}} = 6{,}11\ mm \end{cases}$$

$$\Delta \boldsymbol{f} = (\boldsymbol{f_{gv}} - \boldsymbol{f_{ji}}) + (\boldsymbol{f_{pi}} - \boldsymbol{f_{gi}}) = \mathbf{12{,}22\ mm} > \bar{\boldsymbol{f}}\ \ \mathbf{10\ mm}$$

La flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section des armatures jusqu'à A=4.52cm². Donc, la flèche est vérifiée.

- **Schémas de ferraillage**



En appui **En travée**

Figure III.14. *Schéma de ferraillage de la poutre de chainage.*

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 encastrée 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.14).

NB : Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 70 Cm, pour l'autre on adoptera le même ferraillage.

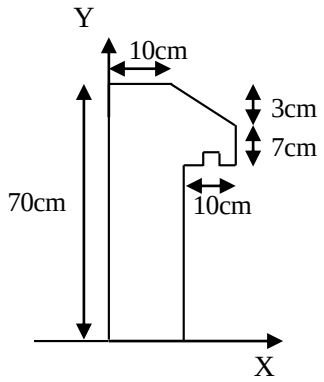


Figure III.15. *Coupe transversale de l'acrotère.*

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.

5.2 Evaluation des charges et surcharges +

❖ **Poids propre :**

$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0.0785 = 1{,}96\ KN/\text{ml}$

$G^{rev} = 0{,}27\ KN/\text{ml}$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 2{,}23\ KN/\text{ml}$

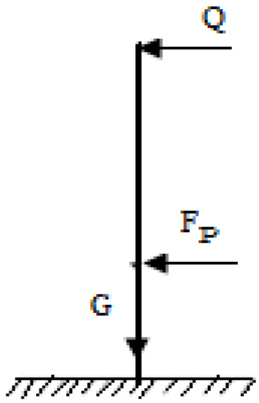


Figure III.16. *Schéma des sollicitations dans l'acrotère.*

❖ **Charge d'exploitation**

$Q = 1\ KN/\text{ml}$

❖ **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times Cp \times W_p$……**RPA99 (Art 6.2.3)**

$$Avec \begin{cases} A = 0{,}15\ (zone\ IIa) : coefficient\ d'accelérationde\ de\ la\ zone\ ; \\ C_p = 0{,}8 : facteur\ de\ force\ horizontale\ ; \\ W_p = 2{,}23\ KN : poids\ propre\ de\ l'acrotère. \end{cases}$$

Donc, $F_p = 1{,}07\ KN$

- **Calcul des sollicitations**

  - **Calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow \quad \boldsymbol{X_G} = 6{,}05 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow \quad \boldsymbol{Y_G} = 38{,}17\text{cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2{,}23\ KN \\ N_Q = 0\ KN \\ N_{Fp} = 0\ KN \end{cases} \qquad \begin{cases} M_G = 0\ KN.m \\ M_Q = Q \times h = 0{,}7KN.m \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0{,}41\ KNm \end{cases}$$

Tableau III.33. *Combinaisons d'action de l'acrotère.*

Combinaisons / Sollicitations	ELU Accidentelle	E L U	E L S
	G + Q + E	**1.35G + 1.5Q**	**G + Q**
N (KN)	2,23	4,51	2,23
M (KN.m)	1,11	1,05	0,7
V(KN)	2,07	1,5	/

- **Ferraillage**

On présente le ferraillage obtenu à l'ELU (situation courante) car il donne une section d'acier plus différente que la situation accidentel.

- **Calcul de l'excentricité**

$$\begin{cases} e_0 = \dfrac{M_{u\ acc}}{N_{u\ acc}} = \dfrac{1{,}11}{2{,}23} \times 10^2 = 49{,}77cm \\ \dfrac{h}{6} = 11.67\ cm \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u$ x e.

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2: Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

e_a = max (2 cm ; h/250) = 2 cm.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

$\emptyset$: Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,4\ m$: Longueur de flambement (h =10cm : hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,4^3 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.0553m$$

D'où : e = 49,77 + 2 + 1,65 = 53.42 cm

Les sollicitations de calcul deviennent :

N_u= 4,51 KN.

$$Mu = Nu \times e = 4,51\ x\ 0.5342 = 2,41\ KN.m$$

5.3. Ferraillage de l'acrotère

- **Calcul à l'ELU :**

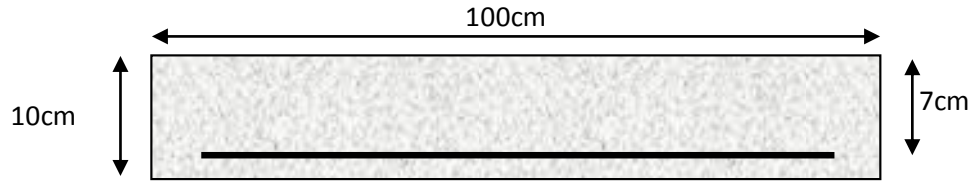


Figure III.17.*Section de l'acrotère à ferrailler*

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

(h/6 <e_0) ⟹La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 2,5\ KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2,5 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,07^2} = 0,0359 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1{,}25\left[1-\sqrt{1-2\mu_{bu}}\right] = 0{,}045 \\ z = d(1-0{,}4\alpha) = 0{,}069\ m \end{cases} \Longrightarrow A_1 = \frac{\mathrm{M_{ua}}}{z \times f_{st}} = 0{,}94\ cm^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0{,}93\ cm^2/ml$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0{,}36\ cm^2/ml$$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal : A = 1,36 cm²/ml On prend 4HA8 = 2,01 cm²/ml
Sens secondaire : $A_r = 0{,}36$ cm2/ml On prend 4HA8 = 2,01 cm²/ml

❖ **Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\mathrm{A_t^{min}} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}84\ cm^2/ml$$

$\mathrm{A_t^{min}} = 0{,}84\ cm^2 < A = 0{,}94 cm^2/ml$……*Condition vérifiée*

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si $\tau_u < \overline{\tau}$

ELU : $V_u = 1{,}5Q = 1{,}5 \times 1 = 1{,}5\ KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1{,}5 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}07} = 0{,}021\ MPa \quad ; \overline{\tau} < \min(0{,}1 f_{c28}\ ; 4MPa) = 2{,}5\ MPa$$

Donc $\tau_u < \overline{\tau}$……*Condition vérifiée*

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1{,}07 = 2{,}07 KN$

$\Longrightarrow \tau_u = 0{,}029 MPa < \overline{\tau} = 2{,}5 MPa$ … … … … … … … … … … … … *Condition vérifiée*

➢ **Vérifications à l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

$$F.N \Longrightarrow \overline{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e\ ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$
$$= 201{,}63\ MPa \text{ avec } \eta = 1{,}6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$(y = y_c + C)$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0{,}3139 - 0{,}05 = 0{,}2639\ m \quad (avec \quad C < 0\ et\ y_c > 0)$$

$y_c^3 + p\ y_c + q = 0$.....(1)

$$\begin{cases} p = -3\ C^2 - \dfrac{90A'}{b}(c - d') + \dfrac{90A}{b}(d - c) = -0{,}210\ m^2 \\ q = -2C^3 - \dfrac{90A'}{b}(c - d')^2 - \dfrac{90A}{b}(d - c)^2 = 0{,}036\ m^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -2{,}05 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$-C \leq y_c \leq h - C \quad \Leftrightarrow \quad 0{,}2639 \leq y_c \leq 0{,}3717$

$$\begin{cases} y_{c1} = a\cos(\emptyset/3) = 0{,}3 \\ y_{c2} = a\cos(\emptyset/3 + 120°) = -0{,}53 \\ y_{c3} = a\cos(\emptyset/3 + 240°) = 0{,}2278 \end{cases} \qquad avec: \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0{,}53 \\ \emptyset = cos^{-1}\left(\dfrac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 166{,}39° \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 0{,}3 \quad \Rightarrow y = 0{,}0361\ m$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 6{,}45 \times 10^{-4}$$

d'où $\quad \sigma_{bc} = \dfrac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \dfrac{2.23 \times 10^{-3}}{6{,}45 \times 10^{-4}} \times 0{,}0361 = 0{,}125\ MPa < \overline{\sigma}$ ... ... *vérifiée*

- **Schémas de ferraillage**

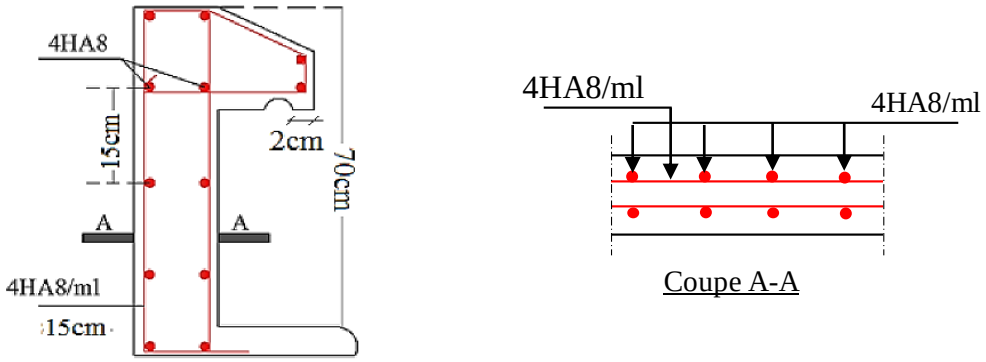


Figure III.18. *Schéma de l'acrotère*

6. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferraillage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose un seule type d'escalier.

6.1. Escalier (Etage courant)

On va étudier la partie AB et les résultats obtenus sont dans le tableau (tableau II.5)

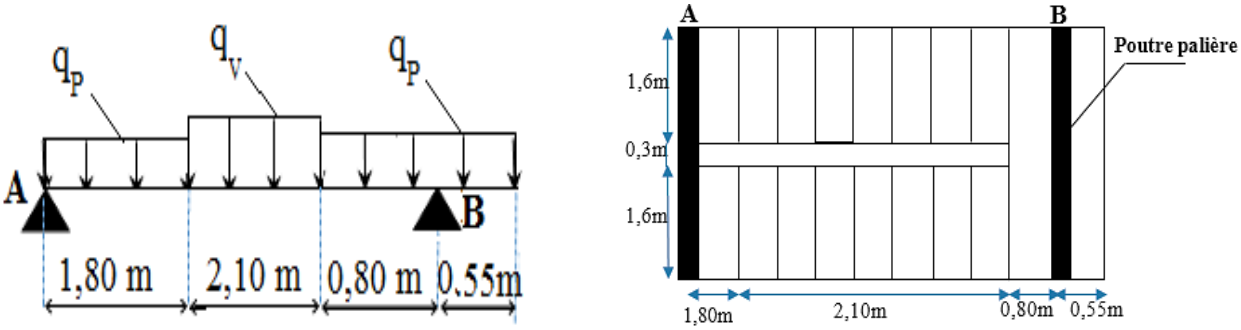


Figure III.19. *Schéma statique de l'escalier d'étage courants et sa vue en plan*

Remarque

D'après notre cas on a négligé la présence de la console (petit portée) car son moment ne soulage que très légèrement la travée.

volée $\begin{cases} G_v = 8{,}72 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2{,}5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$ palier $\begin{cases} G_p = 5{,}93 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2{,}5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

- **Calcul du chargement qui revient sur l'escalier**

ELU $\begin{cases} q_{uv} = (1{,}35G_v + 1{,}5Q_v)\times 1 = 15{,}522 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1{,}35G_p + 1{,}5Q_p)\times 1 = 11{,}75 \text{ KN/m} \end{cases}$ ELS $\begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v)\times 1 = 11{,}22 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p)\times 1 = 8{,}43 \text{ KN/m} \end{cases}$

- **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/_x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v .2{,}1 + q_p .2{,}6$$

$$\sum M/_A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} ELU: 32{,}41\ KN \\ ELS: 23{,}36\ KN \end{cases} ; \sum M/_B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} ELU: 30{,}73\ KN \\ ELS: 22{,}12\ KN \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.34. *Sollicitations dans le deuxième type d'escalier (Type 2)*

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	V^{max} (KN)	M_{0max}	
	ELU	ELS			ELU	ELS
A	30,73	22,12	30.73	32,41	39,24	28,30
B	32,41	23.36	32.41			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0{,}75 M_{0u} = 29{,}43 \quad KN.m \\ M_{au} = -0{,}5\, M_{0u} = -19{,}62 \quad KN.m \end{cases} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(*)$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section (b × h) = (1ml × e) ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec M_a^{max}.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.35. *Ferraillage de l'escalier Type 2*

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{calculé}$ (cm^2/ml)	A^{min} (cm^2/ml)	$A^{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	29,43	0,081	0,106	0,153	5,52	1,93	5HA12 = 5,65	20
appui	19,62	0,0541	0,069	0,155	3,62	1,93	4HA12 = 4,52	25

- **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Longrightarrow A_{repartition} = \dfrac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 0{,}785\ cm^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2{,}01 cm^2/ml$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 0{,}502\ cm^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2{,}01 cm^2/ml$; St = 25 cm

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 32{,}41\ KN \quad \Longrightarrow \quad \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0{,}216 MPa < 0{,}07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}17 MPa$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

- **Calcul à l'ELS**

- **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \dfrac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 28.30 KN.m \Longrightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0{,}75\, M_s^{max} = 24{,}05\, KN.m \\ M_{as} = -\,0{,}5\, M_s^{max} = -14.15\, KN.m \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.36. *Vérification des contraintes à l'ELS.*

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	24,05	3,43	8787	9,41	15	*Vérifiée*
En appui	-14,15	2,81	5985	6,66	15	*Vérifiée*

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20\, M_0}\right) \times l$ $\Leftrightarrow$ e=18 cm < 29,37 cm ……. *non vérifiée*

2) $A \leq \frac{4{,}2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 5{,}56\, cm^2 < 15{,}75\, cm^2$ …… *vérifiée*

2) $L = 4{,}7\, m < 8m$ …… *vérifiée*

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :$f_{adm} = 4{,}70/500$

- **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous g : $\begin{cases} q_v^g = 8{,}72\, KN/m \\ q_p^g = 5{,}93\ KN/m \end{cases} \Longrightarrow M_{st}^g = 0{,}75 \times 24{,}25 = 18{,}19\, KN.m$

Sous j : $\begin{cases} q_v^j = 7{,}14 KN/m \\ q_p^j = 4{,}5\, KN/m \end{cases} \Longrightarrow M_{st}^j = 0{,}75 \times 19{,}48 = 14{,}61\, KN.m$

Sous p : $\begin{cases} q_v^p = 11{,}22\, KN/m \\ q_p^p = 8{,}43\, KN/m \end{cases} \Longrightarrow M_{st}^p = 0{,}75 \times 28{,}30 = 21{,}22\, KN.m$

$$\rho = 0{,}0035; \begin{cases} \lambda_i = 5{,}94 \\ \lambda_v = 2{,}37 \end{cases}; I_0 = 52752.8\, cm^4 \Longrightarrow \begin{cases} E_v = 10818{,}86\, MPa \\ E_i = 32456{,}60\, MPa \end{cases}$$

Calcul des σ_{st}

$\sigma_{st}^{g} = 221.73\ MPa$; $\sigma_{st}^{j} = 178.07\ MPa$; $\sigma_{st}^{p} = 293.15\ MPa$

- ✓ **Calcul des μ**

μ_g =0.29 ; $\mu_j = 0.20$; $\mu_p = 0{,}41$

- ✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{fgi} = 20951 cm^4 \\ I_{fji} = 26237\ cm^4 \\ I_{fpi} = 16844\ cm^4 \\ I_{fgv} = 33977\ cm^4 \end{cases} ; \quad \begin{cases} f_{gv} = 10{,}93\ mm \\ f_{ji} = 3{,}79\ mm \\ f_{pi} = 9{,}72 mm \\ f_{gi} = 5{,}91\ mm \end{cases}$$

$$\Delta \boldsymbol{f} = (\boldsymbol{f_{gv}} - \boldsymbol{f_{ji}}) + (\boldsymbol{f_{pi}} - \boldsymbol{f_{gi}}) = \mathbf{10{,}95} > \bar{\boldsymbol{f}} = \frac{\mathbf{4{,}7}}{\mathbf{500}} = \mathbf{9{,}4}\ \boldsymbol{mm}$$

La flèche n'est pas vérifiée. On a augmenté épaisseur à 20cm et la flèche est vérifiée, les résultats sont dans le tableau suivant :

Pour la Travée L=4,7m $\begin{cases} Mj = 15{,}90\ kn.m \\ \mathrm{Mg} = 19{,}49\ \mathrm{kn.m} \\ \mathrm{Mg} = 25{,}35 \mathrm{kn.m} \end{cases}$

Tableau III.37. *Vérification de la flèche*

Y	I	I0	*σstj*	*σstg*	*σstp*	*fgi*	*fpi*	*fji*	*fgv*	*f*	*f'*
(cm)	**(cm⁴)**		**(Mpa)**			**(mm)**					
4,74	18451	72090,7	171,47	210,08	273,27	4,18	7,06	2,60	8,03	8,30	9,4

- ➢ **Schéma de ferraillage**

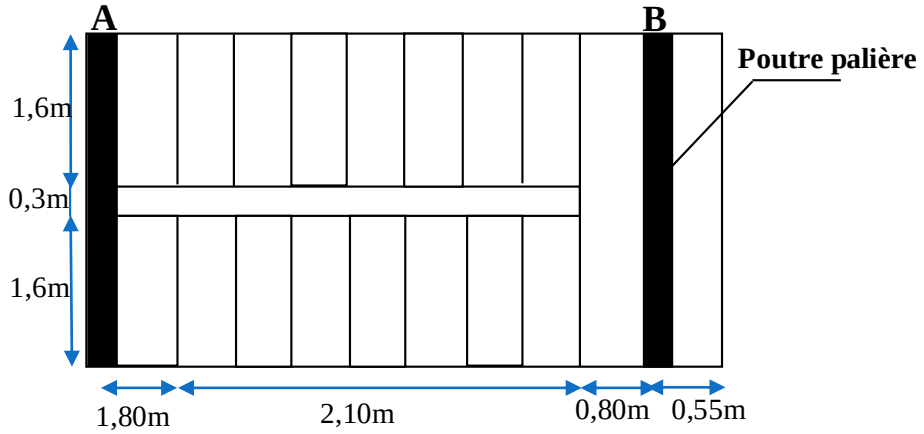


Figure III.20. *Vue en plan d'un escalier droit à deux volées*

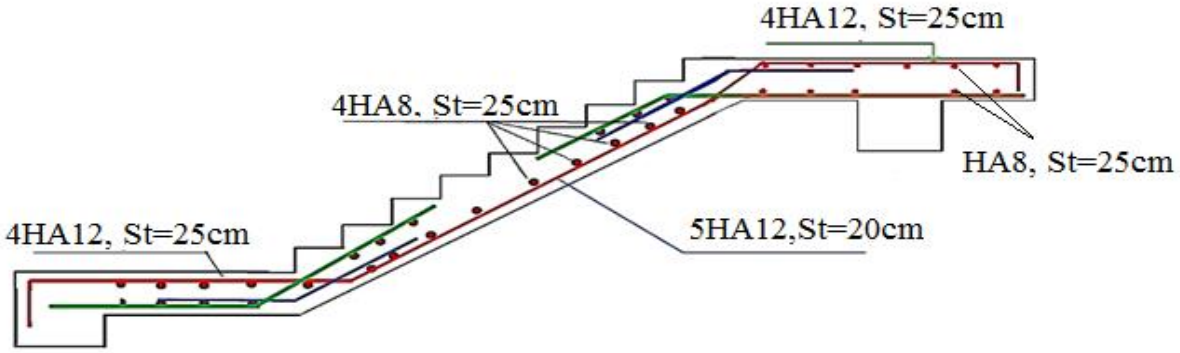


Figure III.21. *Plan de ferraillage un escalier droit à deux volées*

7. Etude de la poutre palière

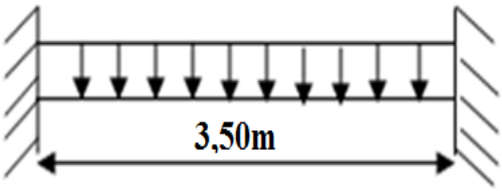


Figure III.22. *Schéma statique de la poutre palière*

- **Dimensionnement**

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91** :

$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 23{,}33\ cm \leq h \leq 35cm$

- **Exigences du RPA99/2003**

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

- **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0{,}30 \times 0{,}30 = 2{,}25\ KN/m$
- Charge transmise de la paillasse: $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 32{,}41\ KN/m \\ ELS: R_{Bs} = 23{,}36\ KN/m \end{cases}$
- 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

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1{,}35\, g_0 + R_{Bu} = 35{,}45 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 25{,}61 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments : $M_t = \frac{q_u\, l^2}{24} = 18{,}1 \text{ KN.m}$

$M_a = \frac{q_u l^2}{12} = 36{,}18 \text{KN.m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t = 18{,}1 \text{ KN.m} \\ M_a = -36{,}18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant: $V_u = q_u \frac{l}{2} = 62{,}04 \text{ KN}$

- **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.38. *Résultats de ferraillage 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	18,1	A	0,058	0,075	0,262	1,98	1.01	*Vérifiée*
Appui	36,18		0,108	0,143	0,254	4,1		

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{62{,}04 \times 10^{-3}}{0{,}30 \times 0{,}28} = 0{,}7385\ MPa$$

- **Armatures transversales**

On fixe St = 15 cm et on calcul A_{trans}

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

$$b)\ A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0{,}9\ f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{trans} \geq 0{,}136\ cm^2$$

$A_{trans} = \max(0{,}45 cm^2; 0{,}136 cm^2)$, donc on prend $A_{trans}^{f.s} = 0{,}45\ cm^2$

- **Calcul à la torsion**

Moment de torsion

$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -19{,}62 \times \frac{3.5}{2} = -34{,}34 \text{ KN.m}$ ……. (*) page 84

Avec :

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

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

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

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

$\mathrm{U} = 2(\mathrm{b} + \mathrm{h}) = 120$ cm : Périmètre de la section de la poutre palière.

- **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times \mathrm{f_{st}}} = \frac{34{,}34 \times 10^{-3} \times 1{,}2}{2 \times 0{,}0625 \times 348} = 9{,}47\ cm^2$$

- **Armatures transversales**

on fixe $St = 15\ cm \quad \Longrightarrow A_l^{tor} = \dfrac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times \mathrm{f_{st}}} = 1{,}18\ cm^2$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\ \Omega\ \mathrm{e}} = \frac{34{,}34 \times 10^{-3}}{2 \times 0{,}0625 \times 0{,}05} = 5{,}49\ MPa$$

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

Avec : $\tau_{total} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0{,}7385^2 + 1{,}18^2} = 1{,}39 Mpa$

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

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

- **Ferraillage globale**

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \dfrac{A_l^{tor}}{2} = 1{,}98 + \dfrac{9{,}47}{2} = 6{,}72 cm^2$

Soit 3HA16 + 1HA14 = 7,57cm^2

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \dfrac{A_l^{tor}}{2} = 4{,}1 + \dfrac{9{,}47}{2} = 8{,}84\ cm^2$

Soit 3HA16 + 2HA14 = 9,11cm^2

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0{,}45 + 0{,}67 = 1{,}12\ cm^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm^2 (un cadre + un étrier Ø8) chaque 15cm (St=15cm).

- **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

Les contraintes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.39. *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	13,07	17,8	105429	2,21	15	*Vérifiée*
En appui	26,14	19,70	124825	4,12	15	*Vérifiée*

✓ **La vérification des Vérification de la flèche**

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

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10\ M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad$ h = 30 cm >21 cm ... ... *Vérifiée*

2) $A \leq \frac{4{,}2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 8.01\ cm^2 < 8{,}82\ cm^2$ ... ... *Vérifiée*

3) $L = 3{,}5\ m < 8\ m$ ... ... *Vérifiée*

La vérification de la flèche est inutile

- **Schéma de ferraillage**

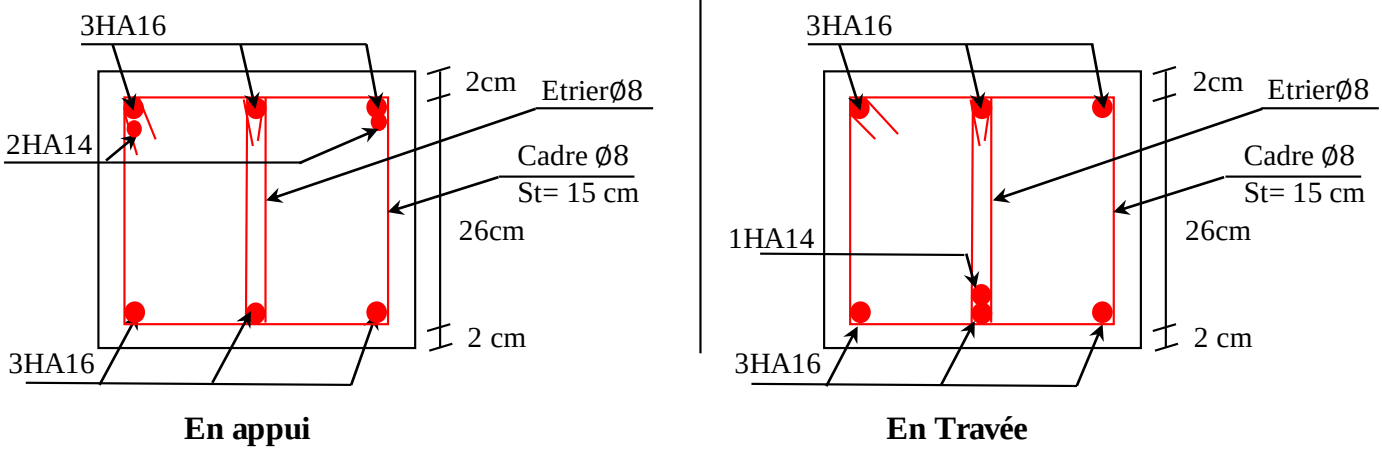


Figure.III.23. *Schéma de ferraillage de la poutre palière.*

Chapitre IV:

Etude dynamique

1. Introduction

Le séisme est un phénomène violent qui peut provoquer l'endommagement voir même l'effondrement des bâtiments.

Les sollicitations provoquées par le séisme sont dangereuses car :

-*Elles sont horizontales (déstabilisantes).*

- *Elles sont dynamiques.*

- *Elles sont cycliques.*

Pour résister à ce type de sollicitations, le bâtiment doit posséder un système de stabilisation latérale performant et bien dimensionné.

L'étude dynamique du bâtiment permet ainsi de prévoir son comportement, vis-à-vis d'un séisme, en fonction du système de contreventement choisi et de son environnement.

2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation existantes, on trouve la modélisation par éléments finis qui consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments en déterminant les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations, on balaie tout élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable et appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type« Shell » avec un maillage de (0,5m*0,5m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (Vx_{dyn} et Vy_{dyn}).

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 :

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.)

3.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ *Méthode d'analyse modale spectrale ;*
- ✓ *Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.*

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, elle est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable **(RPA99 Art 4.1.2)**.

La méthode d'analyse dynamique paraccélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

4. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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 vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0{,}8\, V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de ($0{,}8\, V_{st}/V_{dyn}$).

Avec, V_{dyn}: l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$$: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

W : Poids total de la structure ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de notre structure:

- ✓ $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Longrightarrow$ **A**=0,15
- ✓ Dans le cas de notre projet, on opte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc on prendra R = 5 dans les calculs.
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. *Valeurs des pénalités sens x-x*

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	*Non Vérifié*	0.05
02	Redondance en plan	*Non vérifié*	0.05
03	Régularité en plan	*Non vérifié*	0.05
04	Régularité en élévation	*Non Vérifié*	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	*Vérifié*	0
06	Contrôles d'exécution	*Vérifié*	0

Tableau IV.2. *Valeurs des pénalités sens y-y*

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	*Non Vérifié*	0.05
02	Redondance en plan	*Non vérifié*	0.05
03	Régularité en plan	*Non vérifié*	0.05
04	Régularité en élévation	*Non Vérifié*	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	*Vérifié*	0
06	Contrôles d'exécution	*Vérifié*	0

Remarque :

On a considéré que les deux derniers critères sont vérifiés.

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : W = 34225,1KN

✓ $$D=\begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3}\left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3.0 \text{ s} \end{cases}$$ **RPA99/2003 (Formule 4.2)**

✓ $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0{,}7$ **RPA99/2003 (Formule 4.3)**

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

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

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8{,}5\%$$

D'où, η =0,816

On a un site meuble S3 $\Longrightarrow$ $\begin{cases} T_1 = 0{,}15\ s \\ T_2 = 0{,}50\ s \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles / portique)

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \ldots\ldots\ldots (1) \\ T = \dfrac{0{,}09H}{\sqrt{L}} \ldots\ldots\ldots\ldots (2) \end{cases}$$

$H = 34{,}19\ m$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

C_T= 0,05 : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé **(Tableau 4.6 du RPA99/2003)**

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 22.10\ m \\ L_y = 24.60\ m \end{cases}$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0{,}71\ s\ ,\ 0{,}66s\ ) = 0{,}66\ s \\ T_y = \min(0{,}71\ s\ ,0{,}62\ \ s\ ) = 0{,}62\ s \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} D_x = 1{,}70 \\ D_y = 1{,}77 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 2309{,}75KN \\ V_{yst} = 2404{,}86\ KN \end{cases}$$

4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases} 1.25\times A\times\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1 \\ 2.5\times\eta\times(1.25A)\times\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2 \\ 2.5\times\eta\times(1.25A)\times\left(\frac{Q}{R}\right)\times\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0\ \text{s} \\ 2.5\times\eta\times(1.25A)\times\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\times\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\times\left(\frac{Q}{R}\right) & T>3.0\ \text{s} \end{cases}$$

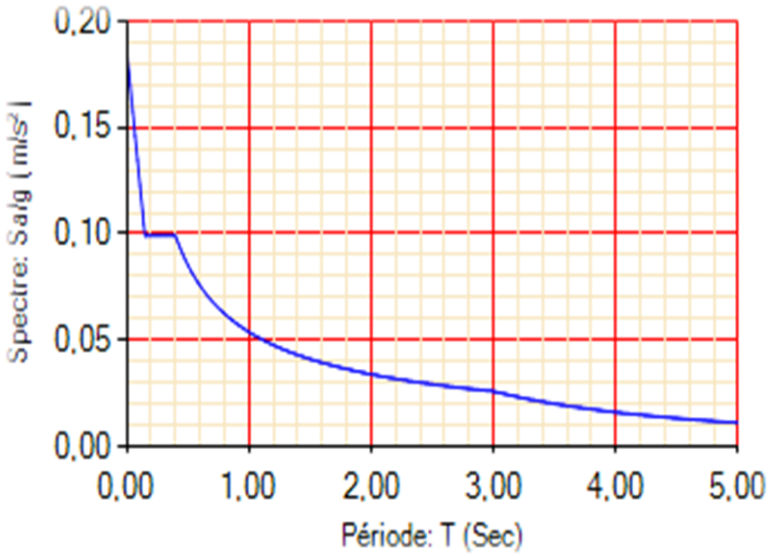


Figure IV.1. *Spectre de réponse*

4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V19, nous avons obtenus les résultats suivants :

4.3. Disposition des voiles de contreventement :

La structure en 3D du bâtiment est donnée par la figure IV.2.

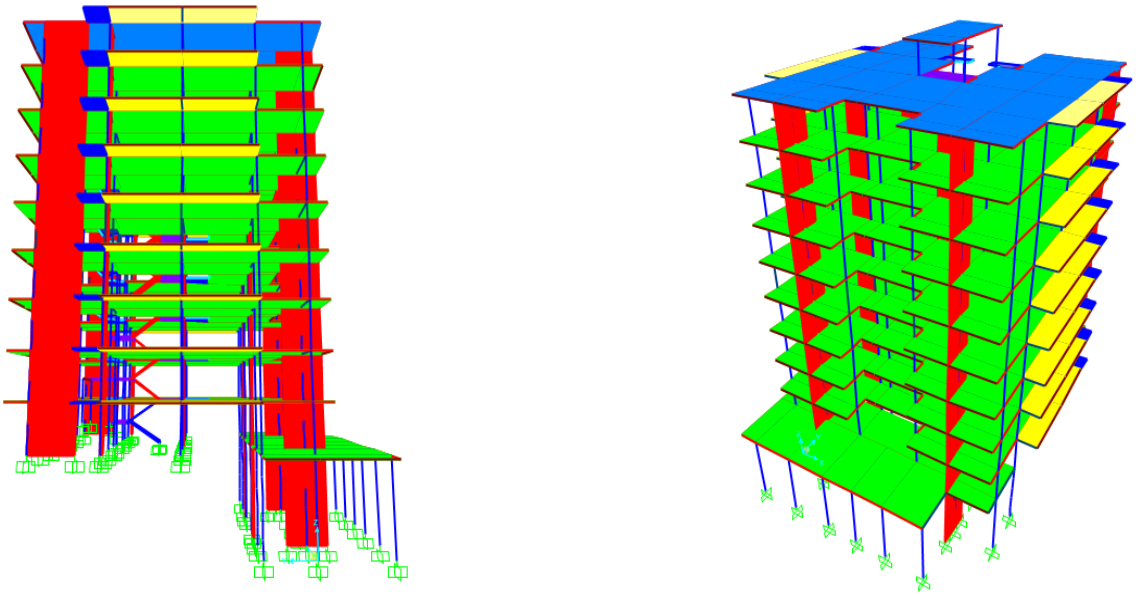


Figure IV.2. *Vue en 3D du modèle obtenu par le logiciel SAP2000V14.*

La disposition des voiles en plan est montrée sur la figure IV.3

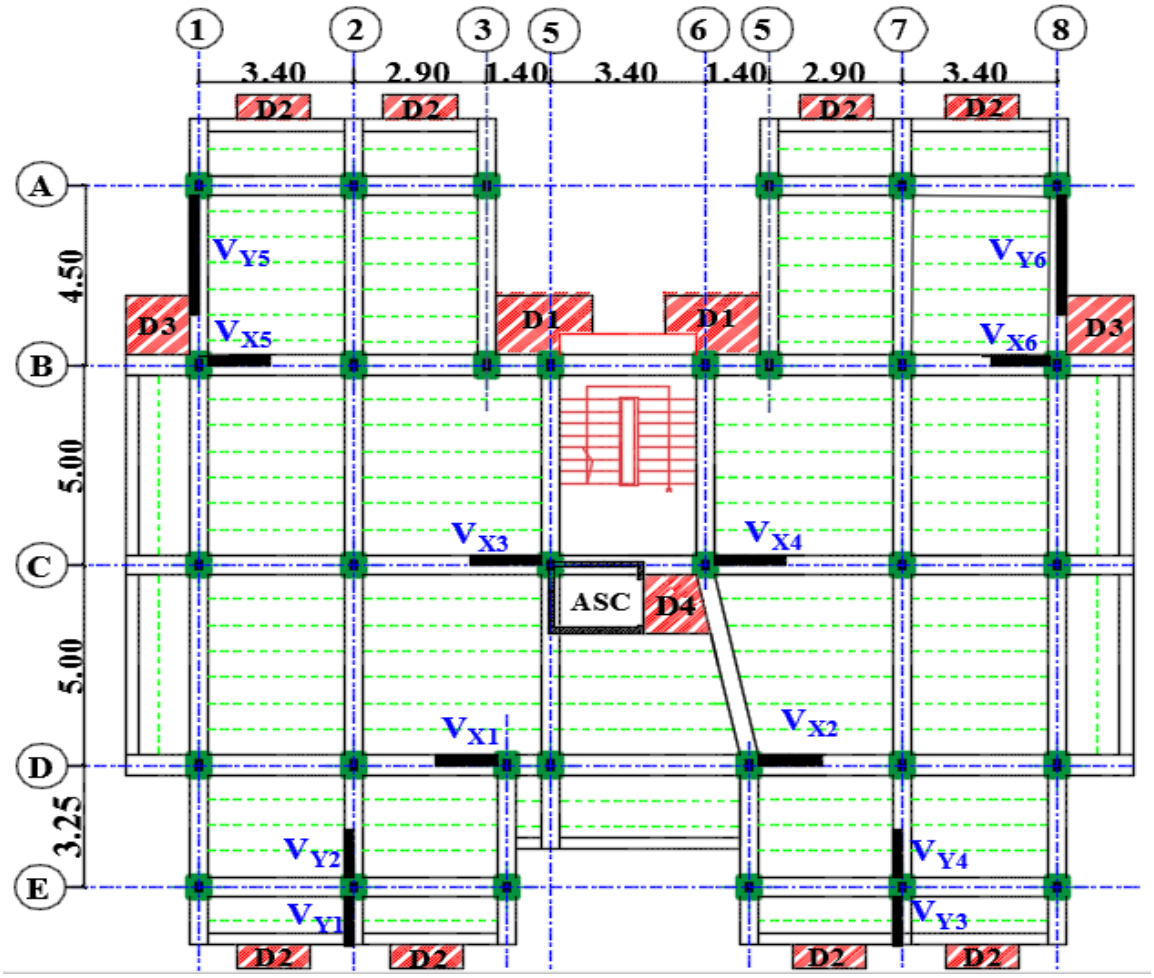


Figure IV.3. *Sens de la disposition des voiles.*

4.4. Périodes de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au i^{ème} mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

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. *Périodes et taux de participation massique de la structure.*

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	***0,735623***	***0,71885***	0,00008739	0,71885	0,00008739
2	***0,670331***	0,00007565	***0,68482***	0,71892	0,6849
3	0,657599	***0,00135***	***0,00044***	0,72027	0,68534
4	0,235508	0,12698	0,00000315	0,84725	0,68534
5	0,205205	0,000001342	0,14814	0,84725	0,83349
6	0,199512	0,00136	0,00142	0,84861	0,83491
7	0,19744	0,00001277	0,00016	0,84863	0,83507
8	0,135586	0,01504	0,000002989	0,86366	0,83507
9	0,132779	7,471E-07	0,00603	0,86366	0,8411
10	0,117781	0,04501	0,000002381	*0,90867*	0,8411
11	0,100953	0,00001578	0,00033	0,90869	0,84143
12	0,097694	0,00022	0,05707	0,90891	0,8985
13	0,096691	0,00289	0,00726	***0,9118***	***0,90576***

Interprétation des résultats obtenus

- ✓ Les périodes obtenues par le logiciel SAP2000V14 (méthode numérique) dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées par la méthode empirique majorée de 30% **(RPA99/2003 Art 4.2.4)**

Période majorée de 30% $\begin{cases} T_x = 0{,}86\ s \\ T_y = 0{,}81\ s \end{cases}$

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X (figure IV.4).

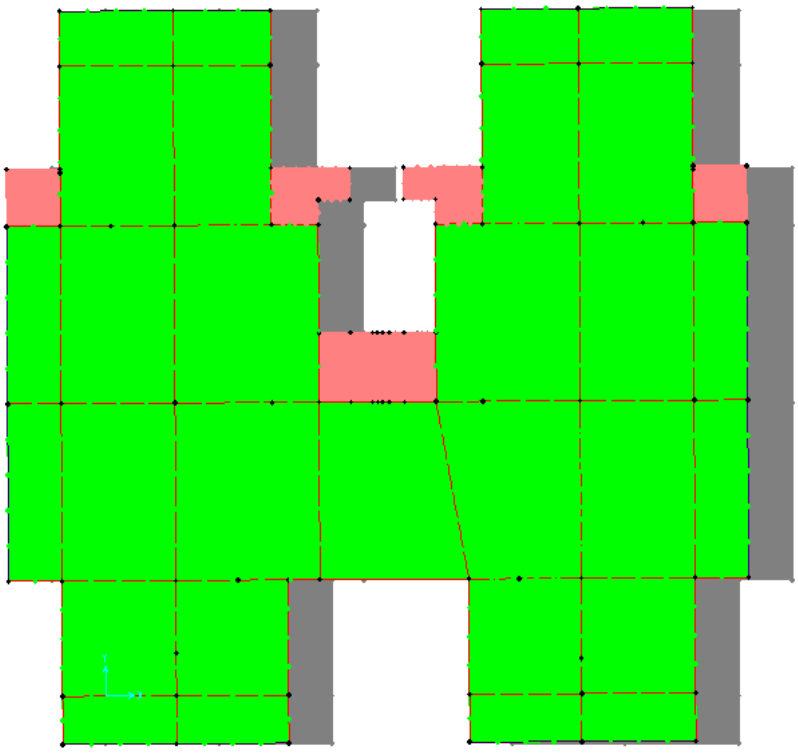
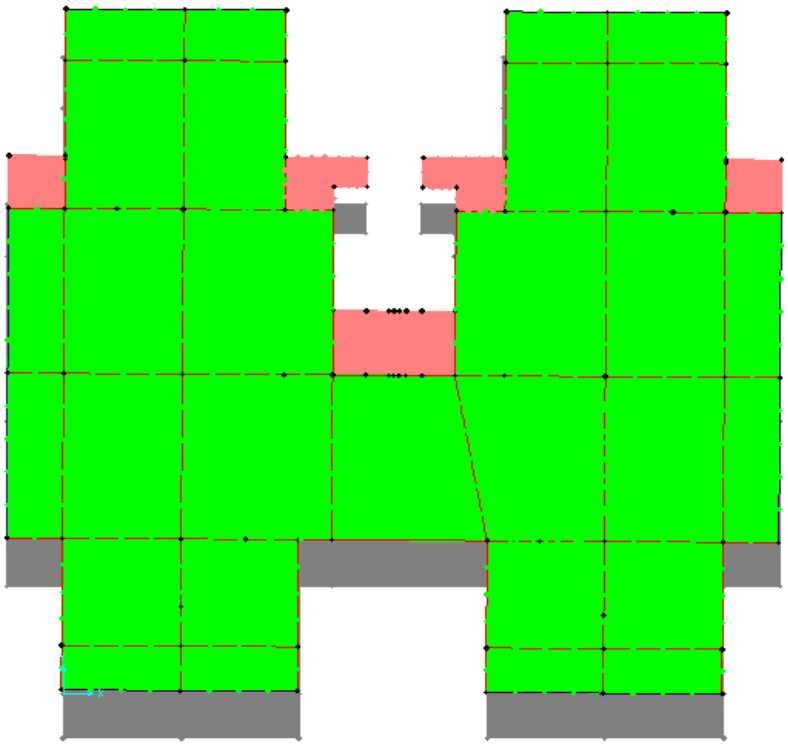


Figure IV.4. *Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)*

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y (figure.IV.5).



FigureIV.5. *Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)*

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

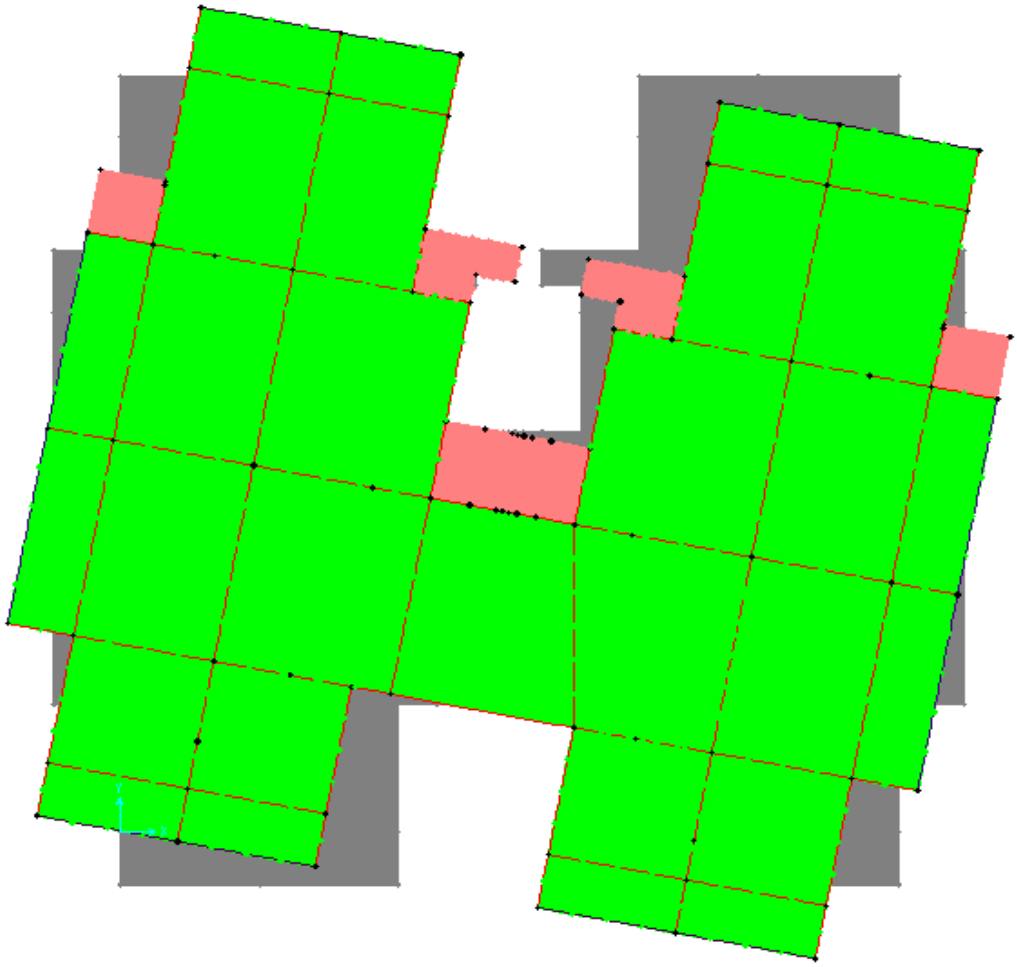


Figure IV.6. *Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).*

5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.

5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ **Sous charges verticales**

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations dues aux charges verticales

- ✓ **Sous charges horizontales**

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations dues aux charges horizontales à chaque niveau.

Sous charges verticales : le portique reprend à la base ***83,54 (%)*** et les voiles ***16,46 (%)*** des charges verticales.

Sous charges horizontales : les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. *Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.*

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E. sol + RDC	1494,803	579,256	72,0713827	27,9286	1328,086	816,034	61,940842	38,0591
1	920,499	983,166	48,3540433	51,6459	624,893	1365,85	31,3897964	68,6102
2	1054,624	724,612	59,2739805	40,7260	905,335	955,063	48,6635117	51,3364
3	887,065	742,068	54,4501277	45,5498	787,589	923,632	46,0249728	53,9750
4	900,903	555,24	61,8691296	38,1308	837,722	700,498	54,4604803	45,5395
5	708,543	537,639	56,8571043	43,1428	695,614	629,392	52,4989320	47,5010
6	513,598	499,698	50,6858805	49,3141	523,884	560,515	48,3109999	51,6890
7	457,631	296,005	60,7230811	39,2769	501,099	322,611	60,8343956	39,1656
8	254,231	164,344	60,7372633	39,2627	337,644	172,158	66,2304188	33,7695

5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0{,}8\, V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

TableauIV.5. *Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.*

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0{,}8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2085,864	1847,8	*Vérifiée*
Suivant Y-Y	2155,637	1923,88	*Vérifiée*

5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), 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 :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δK : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 **(Art4.43).**

δ_{ek}: Déplacement dû aux forces sismiques *Fi* (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. *Vérifications des déplacements de niveaux*

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek}(m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
RDC	2,90	0,13	0,0065	0,0025	0,40	0,138	0,08	0,004	0,01	0,39	0,134
01	2,90	0,29	0,0145	0,0065	0,80	0,276	0,2	0,01	0,004	0,60	0,207
02	2,90	0,47	0,0235	0,0145	0,90	0,310	0,36	0,018	0,01	0,80	0,276
03	2,90	0,67	0,0335	0,0235	1,00	0,345	0,53	0,0265	0,018	0,85	0,293
04	2,90	0,85	0,0425	0,0335	0,90	0,310	0,7	0,035	0,0265	0,85	0,293
05	2,90	1,03	0,0515	0,0425	0,90	0,310	0,87	0,0435	0,035	0,85	0,293
06	2,90	1,18	0,059	0,0515	0,75	0,259	1,03	0,0515	0,0435	0,80	0,276
07	2,90	1,31	0,0655	0,059	0,65	0,224	1,18	0,059	0,0515	0,75	0,259
08	2,90	1,42	0,071	0,0655	0,55	0,190	1,31	0,0655	0,059	0,65	0,224

Remarque

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2ième ordre **(ou 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 :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0{,}1 \qquad (4.1)$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=K}^{n} (W_{Gi} + \beta\, W_{qi})$$

$V_K = \sum_{i=K}^{n} F_i$: 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 $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, 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 1erordre par le facteur $1/(1-\theta_K)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. *Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.*

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k(KN)	θ_K	Δ_k	V_k(KN)	θ_K
RDC	2,90	34225,1	0,4	2074,059	0,023	0,39	2144,12	0,021
01	2,90	30169,6	0,8	1903,665	0,044	0,6	1990,752	0,031
02	2,90	26284,9	0,9	1779,236	0,046	0,8	1860,398	0,039
03	2,90	22406,2	1	1629,133	0,047	0,85	1711,221	0,038
04	2,90	18654,8	0,9	1456,143	0,040	0,85	1538,22	0,036
05	2,90	14901,9	0,9	1246,182	0,037	0,85	1325,006	0,033
06	2,90	11262,7	0,75	1013,296	0,029	0,8	1084,399	0,029
07	2,90	7726,3	0,65	753,636	0,023	0,75	823,71	0,024
08	2,90	4011,0	0,55	418,575	0,018	0,65	509,802	0,018

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

5.6. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N/(f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N/(f_{c28} \times B) \leq 0{,}3$$

Tableau IV.8. *Vérification de l'effort normal réduit*

Niveaux	b (cm)	h (cm)	B (cm^2)	Combinaison	N (KN)	γ	Observation
E. Sol et RDC	60	60	3600	G+Q+Ey	2590,79	0,288	*Vérifiée*
Etages 1 et 2	55	55	3025	G+Q+Ey	1475,271	0,195	*Vérifiée*
Etages 3 et 4	50	50	2500	G+Q+Ey	737,776	0,118	*Vérifiée*
Etages 5	45	45	2025	G+Q+Ey	344,808	0,068	*Vérifiée*
Etages 6 et 7	40	40	1600	G+Q+Ey	255,703	0,064	*Vérifiée*
Etages 8 et 9	35	35	1225	G+Q+Ey	82,825	0,027	*Vérifiée*

6. 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.

Pour aboutir aux résultats cités précédemment, nous avons été amenés à augmenter les sections des voiles, des poutres ainsi que celles des poteaux dans certains niveaux**.** Les changements apportés sont résumés sur le tableau ci-dessous :

TableauIV.9. *Dimensions finales des éléments structuraux.*

<table>
<tr><th>Niveaux</th><th>E. Sol</th><th>RDC</th><th>01</th><th>02</th><th>03</th><th>04</th><th>05</th><th>06</th><th>07</th><th>08</th><th>09</th></tr>
<tr><td>Poteaux (cm^2)</td><td colspan="2">60 x 60</td><td colspan="2">55 x 55</td><td colspan="2">50 x 50</td><td>45 x 45</td><td colspan="2">40 x 40</td><td>35x 35</td><td>35 x 35</td></tr>
<tr><td>Voiles (cm)</td><td>26</td><td colspan="10">20</td></tr>
<tr><td>P.P (cm^2)</td><td></td><td colspan="10">30 x 40</td></tr>
<tr><td>P.S (cm^2)</td><td></td><td colspan="10">30 x 35</td></tr>
</table>

Chapitre V :

Etude des élément structuraux

1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé C.B.A.93, R.P.A.99/V2003 et BAEL.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'actions qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité lesquelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

• Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, à des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.

• Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

2. Etude des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal **« N »** et à un moment de flexion **« M »** dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. Les combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$\underline{ELU}$	$\underline{ELS}$
$\begin{cases} 1{,}35G + 1{,}5Q \\ G + Q \mp E \\ 0{,}8G \mp E \end{cases}$	$G + Q$

Le ferraillage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{max} \longrightarrow M^{correspondant} & \longrightarrow A_1 \\ M^{max} \longrightarrow N^{correspondant} & \longrightarrow A_2 \\ N^{min} \longrightarrow M^{correspondant} & \longrightarrow A_3 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad A = \max(A_1\,, A_2\,, A_3)$$

2.1. Recommandations

- **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_{max}= 4% de la section de béton (en zone courante).
- A_{max}= 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- Φ_{min}= 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ.
- La distance ou l'espacement (St) 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'.*

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

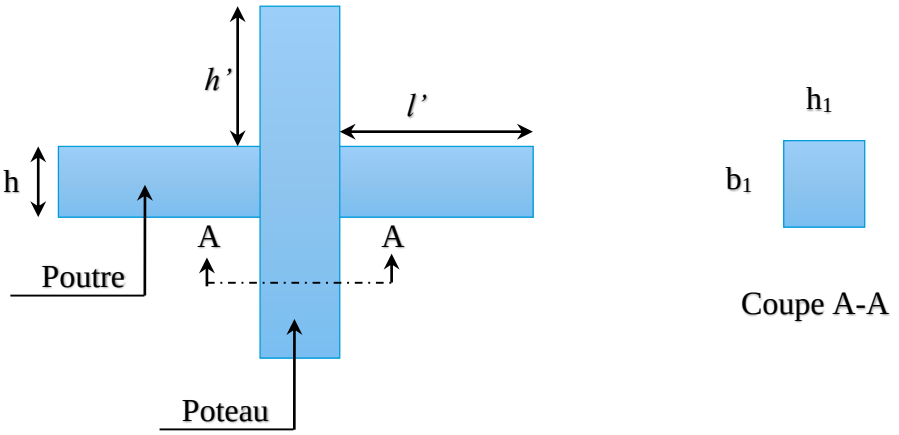


Figure V.1. *Zone nodale*

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. *Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.*

Niveaux	Section du poteau (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	
			Zone Courante	Zone de recouvrement
E. sol et RDC	60 x 60	28,8	144	216
1er et 2ème étage	55 x 55	24,2	121	181,5
3ème et 4ème étage	50 x 50	20	100	150
5ème étage	45 x 45	16,2	81	121,5
6ème et 7ème étage	40 x 40	12,8	64	96
8ème et 9ème étage	35 x 35	9,8	49	73,5

- **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 :

$$\rho = \begin{cases} 2{,}50 \; si \; \lambda \geq 5 \\ 3{,}75 \; si \; \lambda < 5 \end{cases} \qquad avec \quad \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \; ou \; \frac{l_f}{b}\right)$$

Sachant que **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 : $t \leq min\left(10 \; \emptyset_l^{min}, 15 \; cm\right)$……zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \; \emptyset_l^{min}$……zone IIa

$$A_t{}^{min} = \begin{cases} 0{,}3\% \; (b_1 \times t) \;\; ou \;\; 0{,}3\% \; (h_1 \times t) & si \;\; \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}8 \; \% \; (b_1 \times t) \;\; ou \;\; 0{,}8 \; \% \; (h_1 \times t) & si \;\; \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: On fait l'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°ayant une longueur droite de 10 $\emptyset_t$ minimums. Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

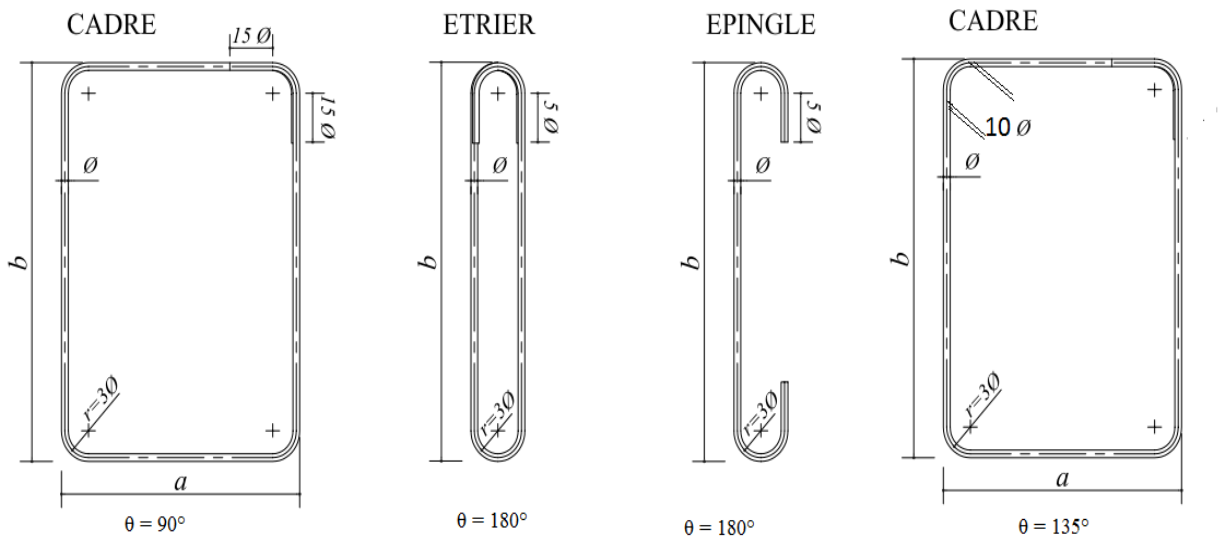


Figure V.2. *Ancrage des armatures transversales.*

2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultantes des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel SAP2000.V14, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. *Sollicitations dans les différents poteaux.*

Niveau	$N^{max} \longrightarrow M^{corr}$		$N^{min} \longrightarrow M^{corr}$		$M^{max} \longrightarrow N^{corr}$		Vmax
Combinaison	**ELU**		**0,8G+Ey**		**G+Q-Ey**		186,04
E.Sol et RDC	2590,89	1,80	-916,15	3,67	197,69	1148,05	
Etages 1 et 2	1913,79	8,89	-546,11	12,53	114,61	295,27	127,36
Etages 3 et 4	1414,46	8,43	-156,64	3,39	110,60	549,48	121,69
Etage 5	941,21	9,90	-14,72	0,81	89,94	387,36	110,03
Etages 6 et 7	710,87	9,19	-39,57	0,19	72,90	324,46	92,79
Etages 8 et 9	263,39	9,36	-35,39	0,05	54,68	155,41	68,60

2.3. Calcul du ferraillage

- **Ferraillage longitudinal**

Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferraillage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Le calcul se fait à la flexion composée.

Données :

Soit $N^{min} = -916{,}15$ KN ; M^{corr}= 3,67 KN.m

Fissuration peu préjudiciable (e = 3 cm)

b =60cm ; h =60 cm ; d = 57 cm ;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1{,}15$ et $\gamma_s = 1$,

$e_G = \frac{M}{N} = 0{,}4cm < \frac{h}{2} \Longrightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section

N est un effort de traction et le centre de pression est dans la section du béton, donc la section est entièrement tendue (SET).

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0{,}274m$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0{,}266m$$

$$f_s 10 = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$A_1 = \frac{N_u e_2}{f_s 10(d - d')} \quad \rightarrow \quad A_1 = 11{,}28cm^2$$

$$A_2 = \frac{N_u e_1}{f_s 10(d-d')} \quad \rightarrow \quad A_2 = 11{,}62cm^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0{,}8\%B = \frac{0{,}8 \times 0{,}6 \times 0{,}6}{100} \quad \rightarrow \quad A_{min}^{RPA} = 28{,}8\ cm^2\ (\ dans\ toute\ la\ section)$$

Pour les éléments de conteur, on choisit un ferraillage symétrique. $A_1 = A_2 = 11{,}62cm^2$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferraillage des poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. *Ferraillage longitudinal des poteaux.*

Niveaux	Section (cm^2)	$A^{cal\ Zone\ tendue}$ (cm^2)	Choix des barres par face	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)	Choix des barres Total
S.Sol , E.Sol et RDC	60 x 60	11,62	3HA16+2HA20 =12,31 cm^2	28,8	36,7	12HA16+4HA20
Etages 1 et 2	55 x 55	7,47	3HA16+2HA14 =8,42 cm^2	24,2	30,29	12HA16+4HA14
Etages 3 et 4	50 x 50	2,15	3HA16+2HA14 =8,42 cm^2	20	30,29	12HA16+4HA14
Etages 5	45 x 45	0,92	3HA12+2HA14 =6,47 cm^2	16,2	19,72	12HA12+4HA14
Etages 6 et 7	40 x 40	1,21	3HA12+2HA14 =6,47 cm^2	12,8	19,72	12HA12+4HA14
Etages 8 et 9	35 x 35	2,31	4HA12=4,52 cm^2	9,8	13,57	12HA12

Tableaux V.4. *Ferraillage transversales des poteaux.*

Niveaux	E. sol et RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5	Etages 6 et 7	Etages 8 et 9
Sections	60 x 60	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35
$\emptyset_l^{min}$**(cm)**	1,6	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
l_f**(cm)**	352,8	175	175	175	175	175
λ_g	6,35	3,18	3,5	3,88	4,375	5
$V(KN)$	186,03	127,58	121,69	110,034	92,79	68,6
$t_{\text{zone nodal}}(cm)$	10	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}(cm)$	15	15	15	15	15	15
$\frac{A_t^{min}}{b*t}(\%)$	0,3	0,755	0,675	0,58	0,456	0,8
$A_t(cm^2)$	2,91	3,26	3,42	3,44	3,26	1,84
$A_t^{min}(cm^2)$	2,7	6,22	5,56	3,91	2,73	1,58
$A_t^{adop}(cm^2)$	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
N^{bre} de barre	8T10	8T10	8T10	8T10	8T10	8T10

D'après le Code De Béton Armé (CBA9. Art A7.1.3) le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\emptyset_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6{,}66mm \ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$$

2.4. Vérifications nécessaires

- **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$\mathrm{B_r} \geq \mathrm{B_r}^{\mathrm{cal}} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0{,}9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec :

$\boldsymbol{Br}$: Section réduite du poteau.

$\boldsymbol{Br = (b-2) \times (h-2)}$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. *Vérification au flambement des différents poteaux.*

Niveaux	Nu (KN)	L_f (cm)	i (cm)	λ	α	(Br ≥ Br^{calc})(m²)		Observation
						Br	Br^{cal}	
S.Sol, E.Sol et RDC	2590,891	352.8	17,32	20,369	0,796	0,336	0,158	*Vérifiée*
Etage 1 et 2	1913,793	175	15,88	11,022	0,833	0,280	0,118	*Vérifiée*
Etage 3 et 4	1414,461	175	14,43	12,124	0,830	0,230	0,085	*Vérifiée*
Etage 5	941,217	175	12,99	13,472	0,826	0,184	0,057	*Vérifiée*
Etage 6 et 7	710,877	175	11,55	15,155	0,819	0,144	0,043	*Vérifiée*
Etage 8 et 9	263,388	175	10,10	17,321	0,810	0,108	0,016	*Vérifiée*

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

- **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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si \quad \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & si \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.6.*Vérification des contraintes de cisaillement*

Niveau	Sections (cm^2)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs.
S.Sol, E.Sol et RDC	60 x 60	352,8	6,35	0,075	57	186,03	0,543	1,875	*Vérifiée*
Etages 1 et 2	55 x 55	175	3,18	0,040	52	127,58	0,446	1	*Vérifiée*
Etages 3 et 4	50 x 50	175	3,5	0,040	47	121,69	0,518	1	*Vérifiée*
Etages 5	45 x 45	175	3,88	0,040	42	110,03	0,582	1	*Vérifiée*
Etages 6 et 7	40 x 40	175	4,38	0,040	37	92,79	0,627	1	*Vérifiée*
Etages 8 et 9	35 x 35	175	5	0,075	32	68,60	0,612	1,875	*Vérifiée*

- **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.

$$\sigma_{bc\,1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\,1} = \dfrac{N_{ser}}{S} + \dfrac{M_{ser}}{I_{yy'}}\, V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\,2} = \dfrac{N_{ser}}{S} + \dfrac{M_{ser}}{I_{yy'}}\, V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$\mathrm{S} = \mathrm{b} \times \mathrm{h} + 15(\mathrm{A} + \mathrm{A}')$: section homogéneisée.

$$I_{yy'} = \frac{\mathrm{b}}{3}(\mathrm{V}^3 + \mathrm{V}'^3) + 15\mathrm{A}'(\mathrm{V} - \mathrm{d}')^2 + 15\mathrm{A}(\mathrm{d} - \mathrm{V})^2$$

$$V = \mathrm{V}' = \mathrm{h}/2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.7. *Vérification des contraintes dans le béton*

Niveaux	E. Sol et RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5	Etages 6 et 7	Etages 8et 9
Sections	60 x 60	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35
d (cm)	57	52	47	42	37	32
A (cm^2)	36,7	30,29	30,29	19,72	19,72	13,57
V (cm)	30	27,5	25	22,5	20	17,5
V' (cm)	30	27,5	25	22,5	20	17,5
I_{yy} (m^4)	0,015	0,010	0,007	0,005	0,003	0,002
N_{ser} (KN)	1592,31	1399,38	1033,89	687,79	519,45	192,60
M_{ser}(KN.m)	39,88	50,69	44,79	40,33	35,76	30,74
Section	S E C	S E C	S E C	S E C	S E C	S E C
σ_{bc1} (MPa)	4,644	5,37	5,01	4,96	5,13	4,55
σ_{bc2} (MPa)	3,03	2,67	1,98	0,96	0,347	0,83
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	10	15

Observation	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*

- **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

Tableau V.8. *Dimensions de la zone nodale selon* **RPA99/version 2003** (**Article 7.4.2**)

Niveaux		**E.Sol+RDC**	**Etages 1+2**	**Etages 3+4**	**Etage 5**	**Etages 6+7**	**Etages 8+9**
Sections		60x 60	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35x 35
$L'(cm)$	**P.P**	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70
$h'(cm)$		90,7	60	60	60	60	60

- **Dispositions constructives**
  - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
  - Longueur des crochets : L = 10x$\emptyset_l$= 10 × 1,2 = 12cm.
  - Longueur de recouvrement : $lr \geq 40\times\emptyset$:

Pour $\emptyset$ = 16 mm → lr = 40×1.6= 64cm ⟹ On adopte : lr = 65cm.

Pour $\emptyset$ = 14 mm → lr = 40×1.4= 56cm ⟹ On adopte : lr = 60cm.

Pour $\emptyset$ = 12 mm → lr = 40×1.2= 48cm ⟹ On adopte : lr = 50cm.

3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$\underline{ELU}$

$$\begin{cases} 1{,}35G + 1{,}5Q \\ G + Q \mp E \\ 0{,}8G \mp E \end{cases}$$

$\underline{ELS}$

$$G + Q$$

3.1. Recommandations

- **Armatures longitudinales: RPA99/2003(Art 7.5.2.1)**
  - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 6.
  - 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 des recouvrements est de 40Φ 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 entravée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➢ **Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)**

- 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 :

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right)$ …….. en zone nodale

$St \leq \frac{h}{2}$ …….en dehors de la zone nodale

Remarque

La valeur du diamètre $\emptyset_l$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section entravée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3.2. Sollicitation et ferraillage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

Tableau V.9. *Ferraillage des poutres principales (30×40) cm²*

Niveaux	Position	M (KN.m)	Combinaison	A_{Cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	N^{bre} de barres
E.Sol+RDC	Travée	40,19	*G+Q+Ex*	3,23	*6*	4,62	3HA14
	Appui	44,15		3,56		4,62	3HA14 (filante)
Niveau 1	Travée	84,55	*G+Q+Ey*	7,12	*6*	8,01	3HA14+3HA12
	Appui	112,93		9,84		10,65	3HA16+3HA14
Niveau 2	Travée	107,45	*G+Q+Ey*	9,30	*6*	10,65	3HA16+3HA14
	Appui	121,65		10,71		11,12	4HA16+2HA14
Niveau 3	Travée	117,17	*G+Q+Ey*	10,26	*6*	10,65	3HA16+3HA14
	Appui	122,67		10,82		11,12	4HA16+2HA14
Niveau 4	Travée	115,47	*G+Q+Ey*	10,09	*6*	10,65	3HA16+3HA14
	Appui	112,48		9,79		10,65	3HA16+3HA14
Niveau 5	Travée	107,28	*G+Q+Ey*	9,28	*6*	9,42	3HA16+3HA12
	Appui	107,43		9,30		9,42	3HA16+3HA12
Niveau 6	Travée	88,69	*G+Q+Ey*	7,5	*6*	8,01	3HA14+3HA12
	Appui	99,05		8,5		9,24	6HA14
Niveau 7	Travée	75,57	*G+Q+Ey*	6,31	*6*	6,88	3HA14+2HA12
	Appui	92,97		7,92		8,01	3HA14+3HA12
Niveau 8	Travée	63,27	*G+Q+Ey*	5,22	*6*	6,88	3HA14+2HA12

	Appui	85,42		7,21		8,01	3HA14+3HA12
Niveau 9	**Travée**	45,56	***ELU***	3,89	***6***	4,62	3HA14
	Appui	96,77		8,27		8,42	4HA14+2HA12
Niveau 10	**Travée**	24,74	***ELU***	1,96	***6***	3,39	3HA12
	Appui	31,48		2,52		3,39	3HA12 (filante)

Tableau V.10. Ferraillage des poutres secondaires (30×35) cm^2

Niveaux	**Position**	**M (KN.m)**	**Combinaison**	**A_{cal} (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**	**A_{adop} (cm^2)**	**N^{bre} de barres**
E.Sol+RDC	**Travée**	14,2	**G+Q+Ex**	1,29	**5,25**	3,39	3HA12
	appui	-14,52		1,32		3,39	3HA12 (filante)
Niveau 1	**Travée**	76,27	**G+Q+Ex**	7,58	**5,25**	8,01	3HA14+3HA12
	appui	-77,27		7,70		8,01	3HA14+3HA12
Niveau 2	**Travée**	85,71	**G+Q+Ex**	8,65	**5,25**	9,24	6HA14
	appui	-92,23		9,42		10,65	3HA16+3HA14
Niveau 3	**Travée**	89,41	**G+Q+Ex**	9,08	**5,25**	9,24	6HA14
	appui	-95,31		9,78		10,65	3HA16+3HA14
Niveau 4	**Travée**	87,53	**G+Q+Ex**	8,87	**5,25**	9,24	6HA14
	appui	-95,06		9,75		10,65	3HA16+3HA14
Niveau 5	**Travée**	81,05	**G+Q+Ex**	8,12	**5,25**	9,24	6HA14
	appui	-89,1		9,05		9,24	6HA14
Niveau 6	**Travée**	70,32	**G+Q+Ex**	6,93	**5,25**	8,01	3HA14+3HA12
	appui	-81,39		8,16		9,24	6HA14
Niveau 7	**Travée**	61,03	**G+Q+Ex**	5,93	**5,25**	6,03	3HA16
	appui	-71,53		7,06		8,01	3HA14+3HA12
Niveau8	**Travée**	52,42	**G+Q+Ex**	5,03	**5,25**	6,03	3HA16
	appui	-64,01		6,25		6,88	3HA14+3HA12
Niveau9	**Travée**	36,06	**ELU**	3,38	**5,25**	4,62	3HA14
	appui	-63,83		6,23		6,88	3HA14+2HA12
Niveau10	**Travée**	7,22	**G+Q+Ex**	0,65	**5,25**	3,39	3HA12
	appui	-10,97		0.99		3,39	3HA12 (filante)

- **Armatures transversales**

❖ **Calcul de $\emptyset_t$**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\emptyset_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \emptyset_t \leq \min(12\ ;\ 11{,}42\ ;\ 30)\text{mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \emptyset_t \leq \min(12\ ;\ 10\ ;\ 30)\text{mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales:}(30*40)\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires:}(30*35)\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\emptyset_t = 8\ mm$ et $A_t = 4\emptyset 8 = 2{,}01$ cm^2 (1cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)**

En zone nodale: $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l^{min}\right) \Longrightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 8 \text{ cm} \end{cases}$

En zones courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Longrightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{min} = 0{,}3\% \times St \times b = 1{,}53\ cm^2 < A_t = 2{,}01\ cm^2$ …… *Vérifiée*

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\emptyset = 16$ mm → $lr = 40 \times 1.6 = 64$cm ⟹ On adopte : $lr = 65$ cm.

Pour $\emptyset = 14$ mm → $lr = 40 \times 1.4 = 56$cm ⟹ On adopte : $lr = 60$cm.

Pour $\emptyset = 12$ mm → $lr = 40 \times 1.2 = 48$cm ⟹ On adopte : $lr = 50$cm.

➢ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 48\ cm^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 42\ cm^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 72\ cm^2$
- ✓ Poutres secondaires: $A_{max} = 63\ cm^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l'ELU**

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

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
Principales	175,60	1,58	3,33	*Vérifiée*
Secondaires	313,51	3,26	3,33	*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.12. *Vérification de l'état limite de compression du béton.*

Poutre	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes		Obs.
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principale	**Travée**	117,17	10,65	10,8	59136	10,07	15	*Vérifiée*
	Appui	122,67	11,12	12,9	81406	11,32	15	*Vérifiée*
Secondaire	**Travée**	89,41	9,55	9,6	47023	11,22	15	*Vérifiée*
	Appui	-95,31	10,65	10,8	59136	13,15	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) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10\ M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4{,}2.b.d}{f_e}$

3) L < 8 m

$$Poutres\ principales : \begin{cases} h = 40cm > h_f = 37{,}5cm \\ A = 4{,}21cm^2 < A_f = 11{,}66\ cm^2 \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$$

$$Poutres\ secondaires : \begin{cases} h = 35\ \text{cm} > h_f = 32{,}25\text{cm} \\ A = 6{,}79cm^2 < A_f = 10{,}08\ cm^2 \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferraillage des poteaux et des poutres sera illustré dans Annexe 4.

- **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|$$

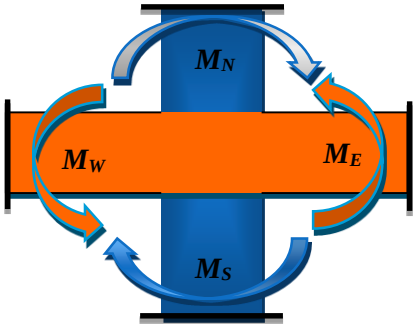


Figure VI.3. *Répartition des moments dans les zones nodales.*

Remarque

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

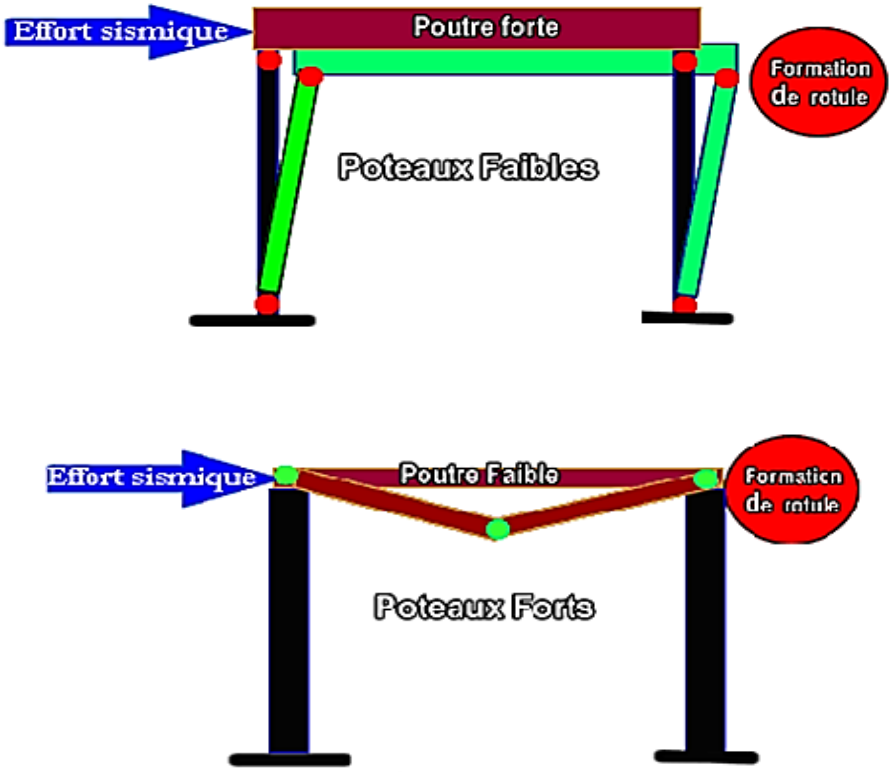


Figure VI.4. *Formation de rotules plastique.*

➢ **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.*

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } \quad z = 0{,}9h^2\,, \quad et \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.13. *Moments résistants dans les poteaux (Annexe 4)*

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm²)	N^bre barre/face	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Sous-Sol E.Sol+RDC	60	54	12,31	3HA16+2HA20	400	265,89
Niveau 1+2	55	49,5	8 ,42	3HA16+2HA14	400	166,72
Niveau 3 +4	50	45	8,42	3HA16+2HA14	400	151,56
Niveau 5	45	40,5	6 ,47	3HA12+2HA14	400	104,81
Niveau 6 +7	40	36	6,47	3HA12+2HA14	400	93,168
Niveau 8 +9	35	31,5	4,42	4HA12	400	55,69

Tableau V.14. *Moments résistants dans les poutres principales*

Niveaux	Localisation	h (cm)	Z (cm)	A (cm²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Sous-Sol, E.Sol+RDC	**Appuis**	40	36	4,62	400	66,53
	Travée			4,62	400	66,53
Niveau 1	**Appuis**	40	36	8,01	400	115,34
	Travée			10,65	400	153,36
Niveau 2	**Appuis**	40	36	10,65	400	153,36
	Travée			11,12	400	160,13
Niveau 3	**Appuis**	40	36	10,65	400	153,36
	Travée			11,65	400	160,13
Niveau 4	**Appuis**	40	36	10,65	400	153,36
	Travée			10,65	400	153,36
Niveau 5	**Appuis**	40	36	10,65	400	115,34
	Travée			10,65	400	135,65
Niveau 6	**Appuis**	40	36	9,42	400	135,65
	Travée			9,42	400	133,06
Niveau 7	**Appuis**	40	36	6,88	400	99,07
	Travée			9,24	400	133,06
Niveau 8	**Appuis**	40	36	6,88	400	99,07
	Travée			8,01	400	115,34
Niveau 9	**Appuis**	40	36	4,62	400	66,53
	Travée			8,42	400	121,248
Niveau 10	**Appuis**	40	36	3,39	400	48,82
	Travée			3,39	400	48,82

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.15. *Vérification des zones nodales selon le sens principale.*

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
S.Sol, E.Sol+RDC	265,89	265,89	531,78	66,53	66,53	166,325	*Vérifier*
Niveau1	265,89	166,72	432,61	115,34	153,36	335,875	*Vérifier*
Niveau2	166,72	166,72	333,44	153,36	160,13	391,863	*Non Vérifier*
Niveau3	166,72	151,56	318,28	153,36	160,13	391,863	*Non Vérifier*
Niveau4	151,56	151,56	303,12	153,36	153,36	383,4	*Non Vérifier*
Niveau5	151,56	104,81	256,37	115,34	153,36	335,9	*Non Vérifier*
Niveau6	104,81	104,81	209,62	153,36	133,06	358,025	*Non Vérifier*
Niveau7	104,81	93,16	197,97	99,07	133,06	287,663	*Non Vérifier*
Niveau8	93,16	93,16	186,32	99,07	115,34	268,013	*Non Vérifier*
Niveau9	93,16	55,69	148,85	66,53	133,06	249,487	*Non Vérifier*
Niveau 10	0	67,28	67,28	48,82	48,82	97,64	*Non Vérifier*

Remarque :

On remarque que la condition de RPA n'est pas vérifiée au niveau 1 jusqu'au 7^{éme} et on a augmenté la section d'armatures. Pour les deux derniers niveaux selon RPA on peut les tolérer. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants:

Tableau V.16. *Ferraillage longitudinal final (Annexe 4).*

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm^2)	N^{bre} barre/face	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Niveau 1 et 2	55	49,5	12,31	3HA16+2HA20	400	243,73
Niveau 3 et 4	50	45	12,31	3HA16+2HA20	400	221,58
Niveau 5	45	40,5	10,05	5HA16	400	162,81
Niveau 6 et 7	40	36	10,05	5HA16	400	144,72

Tableau V.17. *Revérification des zones nodales selon le sens principale.*

Niveaux	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
Niveau1	243,73	243,73	487,46	153,36	160,13	391,863	*Vérifier*
Niveau2	221,58	243,73	465,31	153,36	160,13	391,863	*Vérifier*
Niveau3	221,58	221,58	443,16	153,36	153,36	383,4	*Vérifier*
Niveau4	221,58	221,58	443,16	115,34	153,36	335,9	*Vérifier*
Niveau5	221,58	162,81	384,39	115,34	133,06	358,02	*Vérifier*
Niveau6	162,81	162,81	325,62	99,07	133,06	287,663	*Vérifier*

4. Étude des voiles

4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 **(Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q \pm E$

3) $0{,}8G \pm E$

Le ferraillage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

- **Armatures verticales**

La section d'armatures 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 0.20% de la section du béton, Amin= 0.2%×lt×e.

  Avec :

  l_t: longueur de la zone tendue,

  e: épaisseur du voile.
- ✓ À 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).

- **Armatures Horizontal**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, et de maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- **Armatures Transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2.

- **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est 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 $S_t \leq \min(1{,}5\ e\ ;30\ cm)$

✓ 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 l/10 de l'épaisseur du voile.

✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) 40Φ□pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) 20Φ□□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 :

$A_{ij} = 1{,}1\ V/f_e$ Avec $V = 1{,}4V_u$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V14, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18. *Sollicitations maximales dans le voile V_{y5}// à Y-Y'*

Etage	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	V_u (KN)
Combinaison	**G+Q+Ey**	**G+Q-Ey**	**0,8G+Ey**	
N(KN)	-30,37	1135,984	-196,92	516,955
M (KN.m)	1782,93	1216,14	1713,145	
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	

4.4. Ferraillages

Exemple de calcul

- **Calcul du ferraillage sous la combinaison N_{min} et M_{cor} (la plus défavorable)**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (*e*×*l*).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

L = 3 *m*, *d* = 2,95*m*, *e* = 0.20*m*.

Cas de : N_{min}= -196,92*KN (traction),* M_{cor}= 1713,145 *KN.m.*

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V = \frac{-196{,}92 \times 10^{-3}}{0{,}2 \times 3} + \frac{1713{,}145, \times 10^{-3}}{0{,}45} 1{,}5 = 5{,}382\ MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V = \frac{-196{,}92 \times 10^{-3}}{0{,}2 \times 3} - \frac{1713{,}145 \times 10^{-3}}{0{,}45} 1{,}5 = -6{,}038\ MPa$$

$\sigma_{max} > 0$ et $\sigma_{min} < 0$, Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1713{,}45 + (-196{,}92) \times \left(2{,}95 - \frac{3}{2}\right) = 1427{,}92\ KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1427{,}92 \times 10^{-3}}{0{,}2 \times 2{,}95^2 \times 18{,}48} = 0{,}044$$

$$\mu_{bu} = 0{,}044 < \mu_l = 0.391 \Longrightarrow \text{Pivot A} \Longrightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0{,}056$$

$$z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 2{,}95(1 - 0{,}4 \times 0{,}056) = 2{,}88\ \text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{1427{,}92 \times 10^{-3}}{2{,}88 \times 400} = 12{,}38\ cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2{,}407 \times 10^{-4} - \frac{-196{,}92 \times 10^{-3}}{400} = 17{,}3\ cm^2$$

Soit $A_s = 17{,}3\ cm^2$

➢ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\%\ b \times h = 0{,}15\% \times 0{,}2 \times 3 = 9cm^2$

❖ **Amin en zone tendue dans tout le voile**

$A_{min}^{tendu} = 0.2\%\ b \times l_t$ ou L_t la longueur de la zone tendue

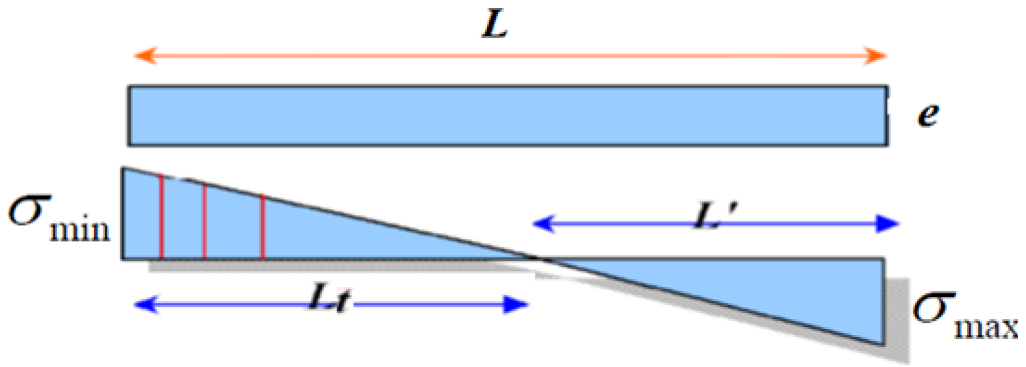


Figure V.5. *Schéma des contraintes*

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$\sigma_{max} = 5{,}382\ MPa$

$\sigma_{min} = -6{,}038\ MPa$

$$l_t = \frac{6{,}038 \times 3}{6{,}038 + 5{,}382} = 1{,}58\ m$$

$A_{min}^{tendu} = 0.2\%\ 0{,}2 \times 1{,}58 = 6{,}34\ cm^2 < A_{cal}$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$A_{min}^{courante} = 0.1\%\ b \times l_c$

$l_c = L - l_t = 3 - 1{,}58$

$l_c = 1{,}42\ m$

$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times 0{,}2 \times 1{,}42 = 2{,}83cm^2$

➢ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$V_{max} = 519{,}38KN$

$$\tau_u = \frac{1{,}4V_d}{e \times d} = \frac{1{,}4 \times 519{,}38 \times 10^{-3}}{0{,}2 \times 2{,}95} = 1{,}23MPa$$

$\overline{\tau_u} = 0{,}2\ f_{c28} = 5MPa$

$\tau_u = 1{,}23MPa < \overline{\tau_u} = 5MPa \ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée.$

Alors pas risque de cisaillement

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0{,}8 \times f_e}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$S_t \leq \min(1{,}5\ e; 30\text{cm}) = 30$ cm

On prend $S_t = 20\ cm$

$$A_h = \frac{1{,}23 \times 0{,}2 \times 0{,}20}{0{,}8 \times 400} = 1{,}54\ cm^2$$

✓ **Choix des barres**

Armatures verticales

En zone tendu $A^{ZT} = 20{,}36cm^2,\ Soit\ 18HA12\ (St = 20cm)$

Choix des armatures horizontales

$A_h = 2HA10 = 1{,}57\ cm^2$ (St= 20cm).

Remarque :

On remarque que les voiles selon x du niveau RDC jusqu'au dernier étage ont presque les mêmes longueurs, pour cela nous avons opté pour un seul ferraillage qui est le plus défavorable (Vx4) sauf le voile Vx2 qui revient à l'entre sol niveau (0,00).

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents étages.

Tableau V.19. *Sollicitations et ferraillage du voile dans tous les niveaux dans le sens X-X'.*

Niveau	Etre sol	RDC	1eme et 2eme Etage	3emeet 4eme Etage	5eme et 6eme Etage	7eme et 8eme Etage
Section (m²)	0,26 x 1,5	0,2 x 1,4	0,2 x1,4	0,2 x 1,4	0,2 x 1,4	0,2 x 1,4
Combinaison	ELU	G+Q+Ey	0,8G+Ex	ELU	ELU	ELU
Type de Section	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
N(KN)	1015,6	1613,746	310.098	333,01	264,13	182,679
M(KN.m)	62,56	762,02	212,34	122,88	99,54	49,63
V(KN)	72	390,02	136,95	135,06	110,26	67,55
τ (MPa)	0,267	2,02	0,71	0,70	0,57	0,35
$\overline{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	0	0	0,16	0	0	0
A_V^{min} (cm²)	5,85	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
L_t (m)	/	0,35	0,46	0,25	0,27	0,1
A_{min}^{Tendue} /Face (cm²)	/	1,42	1,84	1,03	1,07	0,4

$A_{adopté}$	/	4,71	6,28	3,13	3,13	3,13
N^{bre} de barre	/	6HA10	8HA10	4HA10	4HA10	2HA10
S_t(cm)	20	16	16	16	16	16
L_c (m)	1,5	1,04	1,4	1,14	1,13	1,3
A_{min}^{comp} **(cm²)**	3,9	2,09	1,87	2,28	2,26	2,6
$A_{adopté}$ **(cm²)**	7,07	3,13	2,26	4,71	4,71	6,28
$A_{adopté}^{Zc}/Face$ (cm^2)	9HA10	4HA10	2HA12	6HA10	6HA10	8HA10
S_t(cm)	20	16	16	16	16	16
A_h^{cal} **(cm²)**	0,434	2,53	0,87	0,88	0,71	0,44
A_h^{min} **(cm²)**	0,78	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} **(cm²)**	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{bre} de barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t(cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.20. *Sollicitations et ferraillage du voile V_{y1} , V_{y2} ,V_{y3} et V_{y4} dans tous les niveaux.*

Niveau	**Entre Sol**	**RDC**	**1eme et 2eme Etage**	**3eme et 4eme Etage**	**5^{eme}et 6eme Etage**	**7eme et 8eme Etage**
Section (m²)	0,26 x 1,20	0,2 x 1,20	0,2 x 1,20	0,2 x 1,20	0,2 x 1,20	0,2 x 1,20
Combinaison	ELU	G+Q-Ey	G+Q-Ey	G+Q+Ey	G+Q+Ey	0,8G+Ey
Type de Section	S.E.C	S.E.T	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C
N(KN)	818,509	-161,198	-130,12	524,055	337,131	6,54
M(KN.m)	50,145	1,44	175,43	63,4102	31,6937	28,694
V(KN)	58,886	59,329	89,02	34,786	22,747	31,021
τ (MPa)	0,139	0,278	0,542	0,212	0,138	0,189
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	0	2,05	6,38	0	0	0,624
A_V^{min} **(cm²)**	4,68	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
Lt (m)	/	1,2	0,69	0,24	/	0,57
A_{min}^{Tendue}**/Face (cm²)**	/	4,8	2,75	0,95	/	2,29
$A_{adopté}$	/	7,07	7,07	3,14	/	7,07
N^{bre} de barre	/	9HA10	9HA10	4HA10	/	6HA10
$S_t(cm)$	/	16	16	16	16	16
Lc (m)	1,2	/	/	0,76	1,2	0,63
A_{min}^{comp} **(cm²)**	3,12	/	/	1,44	2,4	1,25
$A_{adopté}$ **(cm²)**	7,07	/	/	3,93	7,07	2,36
N^{bre} barre	9HA10	/	/	5HA10	9HA10	3HA10
$S_t(cm)$	16	/	/	16	16	16
A_h^{cal} **(cm²)**	0,44	0,45	0,67	0,26	0,17	0,23
A_h^{min} **(cm²)**	0,78	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} **(cm²)**	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01

N^{bre} barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t(cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21. *Sollicitations et ferraillage du voile V_{y5} et V_{y6} dans tous les niveaux.*

Niveau	**RDC**	**1eme et 2eme Etage**	**3eme et 4eme Etage**	**5^{eme}et 6eme Etage**	**7eme et 8eme Etage**
Section (m²)	0,2 x 3	0,2 x 3	0,2 x 3	0,2 x 3	0,2 x 3
Combinaison	0,8G+Ey	G+Q+Ey	G+Q+Ey	G+Q+Ey	G+Q+Ey
Type de Section	S.PC	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
N(KN)	-196,92	265,33	162,17	93,67	54,31
M(KN.m)	1713,45	382,62	234,19	135,19	78,13
V(KN)	519,38	35,08	15,54	15,56	12,14
τ (MPa)	1,23	0,08	0,03	0,03	0,02
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	17,30	0	0	0	0
A_V^{min} (cm²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
L_t	1,59	0,98	0,98	0,98	0,97
A_{min}^{tendu} (cm²)	6,34	3,92	3,92	3,92	3,92
$A_{adopté}$	20,36	9,42	9,42	9,42	9,42
N^{bre} de barre	18HA12	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10
S_t(cm)	20	20	20	20	20
L_c (m)	/	2,02	2,02	2,02	2,02
A_{min}^{comp} (cm²)	/	4,03	4,038	4,046	4,036
$A_{adopté}$	/	4,71	4,71	4,71	4,71
N^{bre} de barre	/	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
A_h^{cal} (cm²)	1,54	0,15	0,06	0,06	0,04
A_h^{min} (cm²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm²)	1,54	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{bre} de barre	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t(cm)	20	20	20	20	20

- **Schémas de ferraillage**

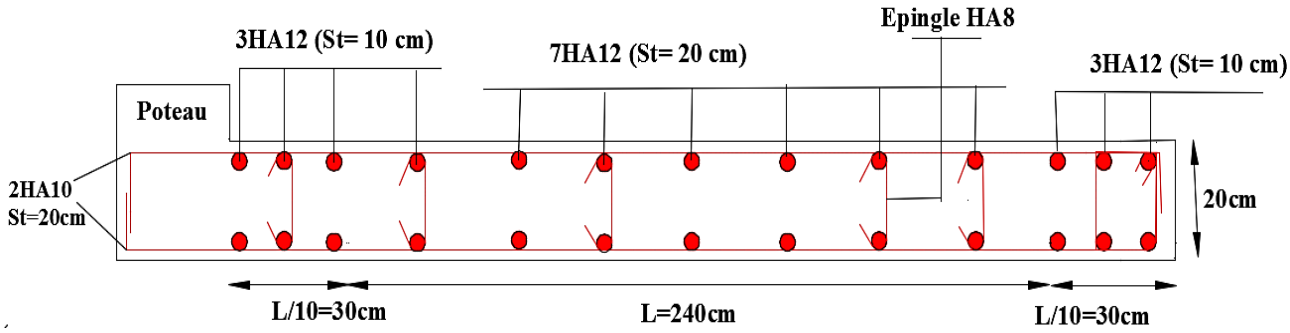


Figure V.11. *Ferraillage de voile Vy5 de RDC.*

Chapitre VI : Etude De l’infrastructure

1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

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 :

- *Fondations superficielles (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)*
- *Les fondations semi-profondes*
- *Fondations profondes (semelle sur pieux)*

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:

$G + Q \pm E$

$0{,}8G \pm E$

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 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 1,5 m.

4. Choix du type de fondation

On calcule la surface totale des semelles nécessaires

$S_F \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \geq 197{,}04\ m^2$ sachant que ; N=31,527MN, $\bar{\sigma}_{sol} = 1{,}6\ bar$

Or la surface du bâtiment (au niveau de RDC) : S_{bat} =272 ,66m^2, soit $S_F = 73\%\ S_{bat}$

4.3. Radier général

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.*

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).

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25\ cm$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50\ cm$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4.E.I)/(K.b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4\times10^4$ KN/m^3 (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : E =$3{,}216\times10^7$ KN/m^2 ;

b : largeur de la semelle ;

$\mathbf{I} = \frac{b.{h_t}^3}{12}$, inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48\ L_{max}^4\ K}{\pi^4\ E}} = \sqrt[3]{\frac{48\ \times 5^4 \times 4.10^4}{\pi^4 3{,}216.10^7}} = 72cm$$

Donc, $h_t \geq 72\ cm$

$$\tau_u = \frac{\mathrm{V_d}}{\mathrm{b}\ \times \mathrm{d}}$$

$$\mathrm{V_d} = \frac{\mathrm{N_d} \times L_{max}}{2\ \times \mathrm{S}_{rad}}$$

$$d \geq \frac{308{,}54 \times 10^{-3} \times 1{,}5}{1 \times 0{,}7 \times 25} = 26{,}4cm$$

A partir des 3 conditions on prend, $h_t = 75cm$

- **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

- ✓ *Hauteur de la nervure h_t = 75cm ;*
- ✓ *Hauteur de la table du radier h_r = 30cm ;*
- ✓ *Enrobage d' = 5cm.*
- ✓ *La surface du radier (au niveau de RDC)* $S_{rad\ RDC} = 272{,}66\ m^2$

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.

La partie au niveau de RDC :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 0{,}16\ MPa \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$I_x = 6998{,}05\ m^4$ et $X_G = 10{,}85m$; $I_y = 13368{,}95\ m^4$ et $Y_G = 7{,}85m$

- **Sens X-X**

Données :

$N = 31{,}527$ MN ; $M_x = 92{,}7$ MN.m ; $I_{xG} = 6998{,}05\ m^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \dfrac{N}{S_{rad}} + \dfrac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \dfrac{31{,}52}{272{,}6} + \dfrac{92{,}7}{6998{,}05} 7{,}85 = 0{,}201 \\ \sigma_{min} = \dfrac{N}{S_{rad}} - \dfrac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \dfrac{31{,}52}{272{,}6} - \dfrac{92{,}7}{6998{,}05} 7{,}85 = 0{,}01 \end{cases}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0{,}201 + 0{,}01}{4} = 0{,}152\ MP\ a$, $\overline{\sigma}_{sol} < 0{,}16\ MPa$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

- **Sens Y-Y**

Données :

$N = 31{,}527$ MN ;$M_y = 5{,}146$ MN.m ; $I_{YG} = 13368{,}95\ m^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \dfrac{N}{S_{rad}} + \dfrac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \dfrac{31{,}527}{272{,}6} + \dfrac{5{,}146}{13368{,}95} \times 10{,}85 = 0{,}119 \\ \sigma_{min} = \dfrac{N}{S_{rad}} - \dfrac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \dfrac{31{,}527}{272{,}6} - \dfrac{5{,}146}{13368{,}95} \times 10{,}85 = 0{,}111 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0{,}119 + 0{,}111}{4} = 0{,}117\ MPa < \overline{\sigma}_{sol} = 0{,}16\ MPa$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

- **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 :

$$\mathrm{N_d} \leq 0{,}045 \times \mathrm{U_c} \times h_t \times \frac{\mathrm{f_{c28}}}{\gamma_b}$$

$\mathrm{N_d}$: Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

$\mathrm{U_c}$: Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm^2, le périmètre d'impact $\mathrm{U_c}$ est donné par la formule suivante : $\mathrm{U_c} = 2\times (A+B)$

$$\begin{cases} \mathrm{A} = \mathrm{a} + h_t = 0{,}60 + 0{,}75 = 1{,}35 \\ \mathrm{B} = \mathrm{b} + h_t = 0{,}60 + 0{,}75 = 1{,}35 \end{cases} \Longrightarrow \mathrm{U_c} = 5{,}40\ m$$

$$\Longrightarrow \mathrm{N_d} = 2{,}59\ MN \leq 0{,}045 \times 5{,}4 \times 0{,}75 \times \frac{25}{1{,}5} = 3{,}04\ MN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Condition\ vérifiée$$

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).
- γ_w = 10KN/m^3 (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad\ RDC}$= 272,66 m^2 (surface du radier au niveau de RDC).
- H = 1,5m, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$N = 31527$ KN $> 1{,}15 \times 1{,}5 \times 350{,}11 \times 10 = 6039{,}39\ KN$……*Condition Vérifiée.*

5. Ferraillage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

➢ **Calcul des sollicitations**

Soit : $\boldsymbol{G0}$ le poids propre du radier.

$\boldsymbol{G0} = \rho \times e = 25 \times 0.30 = 7{,}5\ KN/m^2$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$Q_{\boldsymbol{u}} = \frac{N_u}{S_{rad\ RDC}} + 1{,}35G0$

$Q_{\boldsymbol{u}} = \frac{43209{,}607}{272{,}22} + 1{,}35x7{,}5 = 168{,}855KN/m^2$

N_s : L'effort normal service donné par la structure

$Q_{\boldsymbol{s}} = \frac{N_s}{S_{rad\ RDC}} + G0$

$Q_{\boldsymbol{s}} = \frac{31527{,}412}{272.66} + 7{,}5 = 123{,}316KN/m^2$

Le panneau le plus sollicité est :

$L_x = 4{,}3 - 0{,}6 = 3{,}7\ m\ ;\ L_y = 5 - 0{,}6 = 4{,}4\ m$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}84 > 0{,}4 \Longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$\begin{cases} \mu_x = 0{,}0517 \\ \mu_y = 0{,}6678 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_{\boldsymbol{u}} \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0{,}0517 \times 168{,}855 \times 3{,}7^2 \\ M_{0y} = 0{,}6678 \times 119{,}51 \end{cases}$

$\Longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 119{,}51\ KN.m \\ M_{0y} = 79{,}81\ KN.m \end{cases}$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$M_{tx} = 0{,}85\ M_{0x} = 101{,}58\ KN.m\ ;\ M_{ty} = 0{,}85\ M_{0y} = 67{,}83\ \text{KN.m}$

$M_{ax} = M_{ay} = -\ 0{,}5\ M_{0x} = -\ 59{,}755\ \text{KN.m}$

Le ferraillage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m^2

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**	101,58	11,26	2,59	12,06	6HA16	17
	Y-Y	67.83	7,41	2,4	7.7	5HA14	20
Appui		- 59.755	6,48	2,59	6,79	6HA12	17

❖ **Condition de non fragilité**

On a e =30 cm > 12 cm et ρ=0,84 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times (\frac{3-\rho}{2}) \times b \times h_r = 0{,}0008(\frac{3-0{,}84}{2}) \times 0{,}3 = 2{,}59\ cm^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0{,}0008 \times 0{,}30 = 2{,}4\ cm^2$$

➢ **Vérification à l'ELS**

$Q_s = 123.316\ KN/m^2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0{,}0586 \\ \mu_y = 0{,}7655 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 98{,}93\ KN.m \\ M_{0y} = 78.73\ KN.m \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$M_{tx} = 84.09, KN.m$

$M_{ty} = 66{,}92\ KN.m$

$M_{ax} = M_{ay} = -49.46 KN.m$

❖ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.2. *Vérifications des contraintes à l'ELS*

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	84,09	8,24	82314,72	8,42< 15	*Vérifiée*	253,05 > 201,63	*N. Vérifiée*
	y-y	66,92	6,83	57609,13	7,93< 15	*Vérifiée*	304,75 > 201,63	*N. Vérifiée*
appui		-49,46	6,47	51955,82	6,15< 15	*Vérifiée*	221,50 > 201,63	*N. Vérifiée*

Remarque

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} (cm² / ml)	A_{adop} (cm² / ml)	N^bre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	84,09	0,666	0,421	17,59	18,1	9HA16	11
	y-y	66,92	0,529	0,331	13,99	14,07	7HA16	15
appui		-49.46	0,391	0,244	10,36	10,78	7HA14	15

❖ **Vérification des espacements**

Selon x-x: $S_t \leq \min(2{,}5\ h_r\ , 25\ cm) = 25\ cm$

Selon y-y: $S_t < \min(3\ h_r\ ; 33cm) = 33$ cm

➢ **Schéma de Ferraillage du radier**

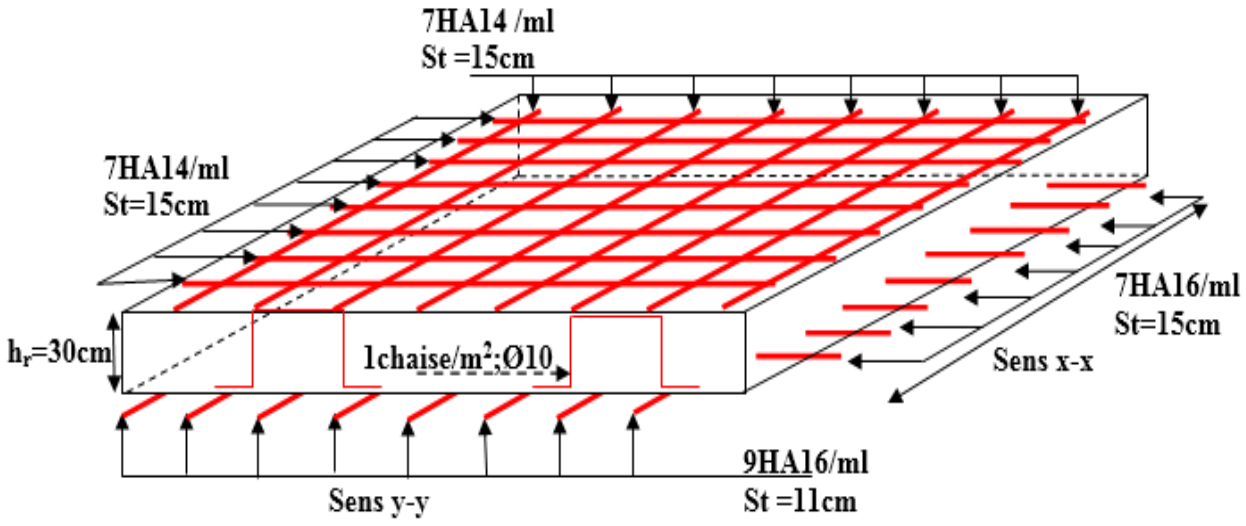


Figure VI.1. *Schéma de ferraillage du radier.*

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 :

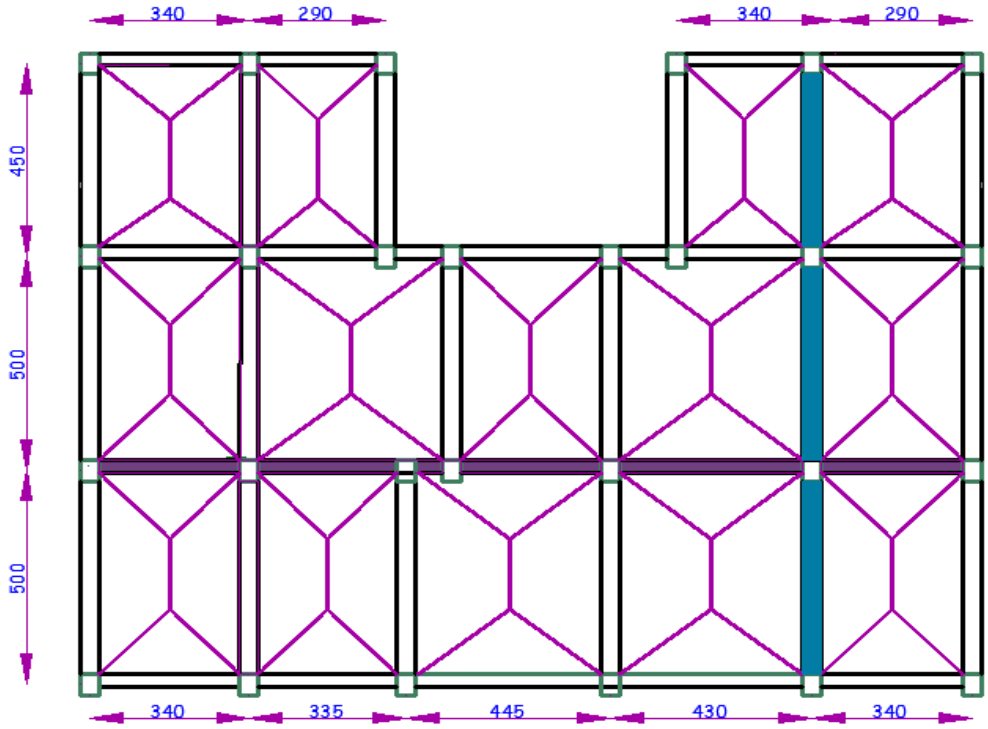


Figure VI.2. *Schéma des lignes de rupture de la dalle du radier (au niveau RDC).*

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.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$: 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**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de Caquot pour le sens (x) et la méthode forfaitaire pour le sens (y).

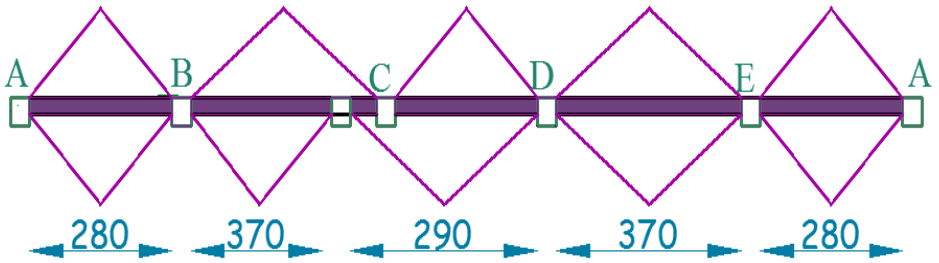


Figure VI.3. *Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens x-x)*

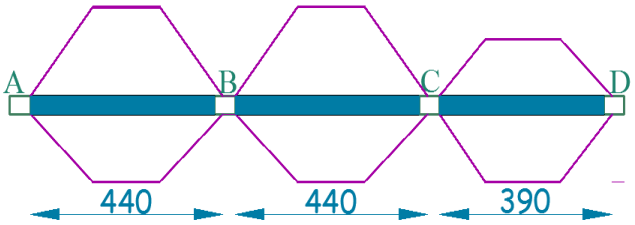


Figure VI.4. *Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens y-y')*

Tableaux VI.4. *Sollicitation maximales dans les nervures à l'ELU et à l'ELS selon les deux sens.*

Localisation		$M^{max}(KN.m)$		V^{max} (KN)
		ELU	ELS	
X-X	Travée	292,76	213,6	126,72
	Appui	-326,28	-238,03	
Y-Y	Travée	609,49	444,65	170,64
	Appui	-680,61	-496,46	

➢ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

h = 0,75 m ; h_0 = 0,30 m

b_0 = 0,60 m ; d = 0,70 m

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \ldots\ldots (\mathbf{CBA.Art\ 4.1.3})$$

$$\frac{b - 0{,}60}{2} \leq \min(1{,}4\ m\ ; 0{,}39\ m)$$

Donc, b = 1,38 m.

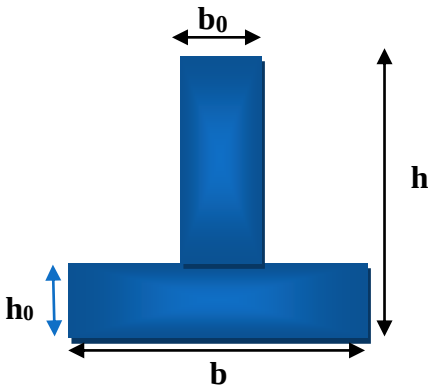


Figure VI.5. *Schéma des nervures*

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0{,}60}{2} \leq \min(1{,}95\ m\ ; 0{,}28\ m)$$

Donc, b = 1,16 m.

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. *Résultats de ferraillage des nervures.*

Localisation		M $(KN.m)$	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix des barres
X-X	Travée	292,76	41,04	11,66	41,99	4HA32+2HA25
	Appui	-326,28	42,09		45,55	8HA25+2HA20
Y-Y	Travée	609,49	41,76	9,80	41,99	4HA32+2HA25
	Appui	-680,61	44,31		45,55	8HA25+2HA20

- **Armatures de peau**

Comme les nervures présentent une grande hauteur, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0{,}75 = 2{,}25\ cm^2$.

Soit : 3HA12 = 3,39 cm² par face.

- **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\emptyset_{lmin}\ ;\ \frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10}\right) \Longrightarrow \emptyset_t \leq \min(14;21{,}43\ ;60)\text{mm}$$

Soit $\emptyset_t = 10\ mm$ et $A_{trans} = 4\emptyset 10 = 3{,}14\ cm^2$ $(2\ cadres\ \emptyset 10)$

On adopte un espacement entre les armatures transversales St = 15 cm.

- **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Longrightarrow \overline{\tau} < \min(0{,}1 f_{c28}\ ; 4MPa) = 2{,}5\ MPa$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \dfrac{126{,}72 \times 10^{-3}}{1{,}38 \times 0{,}70} = 0{,}13 MPa < \overline{\tau} = 2{,}5\ MPa$ ... ... *Vérifiée*

Selon le Sens (y): $\tau_u = \dfrac{782{,}62 \times 10^{-3}}{1{,}16 \times 0{,}70} = 0{,}96 MPa < \overline{\tau} = 2{,}5\ MPa$ ... ... *Vérifiée*

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.6. *Vérification des contraintes à l'ELS*

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
X-X	Travée	213,6	21,84	1954191	2,38<15	*Vérifiée*	78,95<201,63	*Vérifiée*
	Appui	238,03	21,86	1957668	2,65<15	*Vérifiée*	87,78<201,63	*Vérifiée*

Y-Y	**Travée**	444,65	24,74	2159915	5,09 <15	*Vérifiée*	139,74<201,63	*Vérifiée*
	Appui	496,46	25,13	2230879	5,59<15	*Vérifiée*	149,73<201,63	*Vérifiée*

❖ **Schéma de ferraillage des nervures (60*75)cm²**

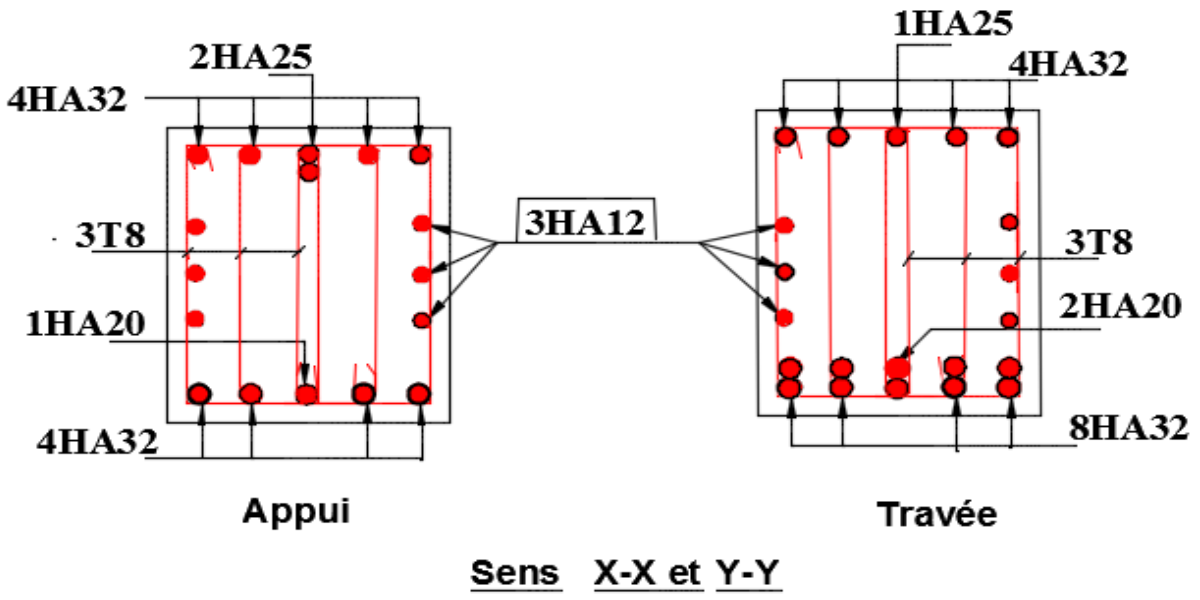


Figure VI.6. *Schéma de ferraillage des nervures.*

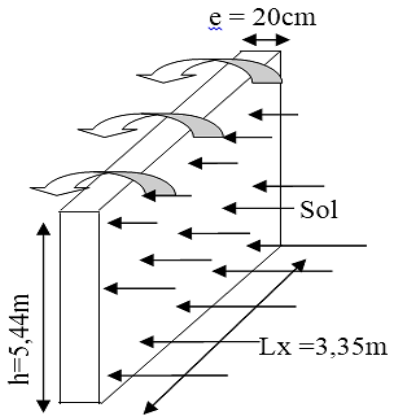
7. Etude du voile Périphérique

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.*

7.1. Dimensionnement du voile Périphérique

- Hauteur h=5,44



m

- Épaisseur e=20 cm

➢ **Caractéristiques du sol %**

- Poids spécifique $\gamma_h = 19\ KN/m^3$
- Cohésion (Sol non cohérant) $c = 0\ bar$
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée

(Sable limoneux peu argileux), L'angle de frottement

se situe dans l'intervalle suivant :

$\varphi \in [8° - 15°] = 12°$

Figure VI.7. *Poussée des terres sur les voiles périphériques.*

➢ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 5{,}44 \times 19 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2}\right) = 67{,}18\ KN/m^2$$

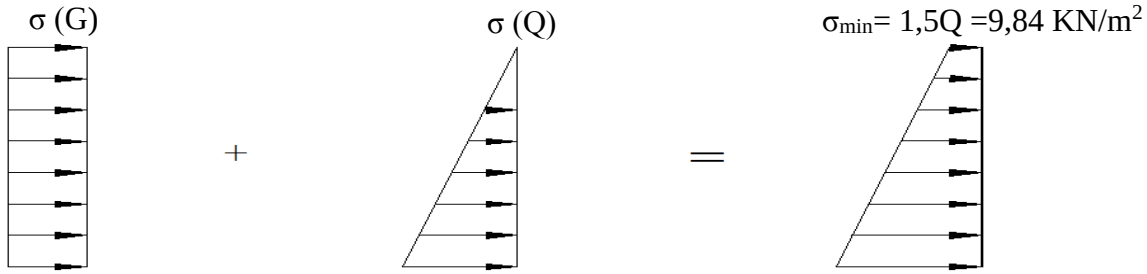
✓ **Surcharge accidentelle**

$q = 10KN/m^2$

$$\mathrm{Q} = \mathrm{q} \times \mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Longrightarrow \mathrm{Q} = 6{,}56\ KN/m^2$$

7.2. Ferraillage du voile Périphérique :

Le murs de soutien sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



σ_{max}= 1,35G+1,5Q =100,53 KN/m^2

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 100{,}53 + 9{,}84}{4} = 77{,}85KN/m^2$$

$\mathrm{q_u} = \sigma_{\mathrm{moy}} \times 1\ \mathrm{ml} = 77{,}85\mathrm{KN/m}l$

Pour le ferraillage, on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

L_x= 3,35 m b =1 m

L_y= 5,44 m e = 0,20 m

$\rho = 3{,}35/5{,}44 = 0{,}62 > 0{,}4 \Longrightarrow$ Le Murs porte dans les deux sens

- **Calcul des moments isostatiques**

$M_{0x} = \mu_x \times q \times {l_x}^2$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$\rho = 0{,}62 \Longrightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0{,}0794 \\ \mu_Y = 0{,}3205 \end{cases}$

$M_{0x} = 0{,}0794 \times 77{,}85 \times 3{,}35^2 = 69{,}36\ KN.m$

$M_{0y} = 0{,}3205 \times M_{0x} = 22{,}23\ KN.m$

- ✓ **Les moments corrigés**

$M_x = 0{,}85\ M_{0x} = 58{,}95 KN.m$

$M_y = 0{,}75\ M_{0y} = 16{,}67 KN.m$

$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}4 M_{0x} = 27{,}74\ KN.m$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :$A_{min} = 0{,}1\% \times b \times h$

Tableau VI.7. *Ferraillage 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	58,9	0,128	0,17	0,168	10,04	2	5HA16 = 10,05
	Y-Y	16,67	0,036	0,046	0,176	2,71	2	4HA10= 3,14
Appui		27,74	0,06	0,077	0,174	4,57	2	5HA12=5,65

- ✓ **Espacements**

Sens x-x :$S_t \leq \min(2e\ ; 25\ cm) \Longrightarrow S_t = 20\ cm$

Sens y-y :$S_t \leq \min(3e\ ; 33\ cm) \Longrightarrow S_t = 25\ cm$

- ✓ **Vérifications**

$\rho = 0{,}62 > 0{,}4$

$\mathrm{e} = 20\ \mathrm{cm} > 12$

$\mathrm{A}_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$

$\mathrm{A}_x^{min} = \frac{0{,}0008}{2}(3 - 0{,}62)100 \times 20 = 1{,}90 cm^2$

$\mathrm{A}_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1{,}6\ cm^2$

$A_{min} = 0{,}1\% \times b \times h = 0{,}001 \times 20 \times 100 = 2\ cm^2$

- ✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$\mathrm{V}_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{{L_y}^4}{{L_x}^4 + {L_y}^4} = \frac{77{,}85 \times 3{,}35}{2} \times \frac{{5{,}44}^4}{{3{,}35}^4 + {5{,}44}^4} = 114 KN$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{77,85 \times 5,44}{2} \times \frac{3,35^4}{3,35^4 + 5,44^4} = 26,62KN$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,63\ MPa \leq \overline{\tau}_u = 1,17\ MPa$$

➢ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,62 \Longrightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_x = 0,4892 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 73,74\ KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 6,56\ KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 73,74 + 6,56}{4} = 56,94 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1\ \text{ml} = 56,94\ \text{KN/ m}l$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0844 \times 56,94 \times 3,35^2 = 53,93KN.m$$

$$M_{0y} = 0,4892 \times M_{0x} = 26,38KN.m$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85\ M_{0x} = 45,84KN.m$$

$$M_y = 0,75\ M_{0y} = 19,78\ KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_{0x} = -21,57\ KN.m$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I}(d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta\ f_{t28}}\right)$$

Tableau VI.8. *Vérifications des contraintes à l'ELS*

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	**x-x**	45,84	6,01	28908	$9,52 < 15$	*Vérifiée*	$375,51 > 201,63$	*N. Vérifiée*

	y-y	19,78	3,67	11320	$6,41 < 15$	*Vérifiée*	$375,51 > 201,63$	*N. Vérifiée*
Appui		-21,57	4,74	18451	$5,52 < 15$	*Vérifiée*	$232,75 > 201,63$	*N. Vérifiée*

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau VI.9. *Ferraillage du voile Périphérique à l'ELS*

Localisation		M_s **(KN.m)**	β (10^{-2})	**α**	A_{cal} **(cm² / ml)**	A_{adop} **(cm²/ ml)**	**N^{bre} de barres**
Travée	x-x	45,84	0,79	0,612	14,61	15,71	5HA20
	y-y	19,78	0,34	0,264	6,30	7,7	5HA14
Appui		-21,57	0,37	0,287	6,87	7,7	5HA14

➢ **Schéma de ferraillage du voile Périphérique**

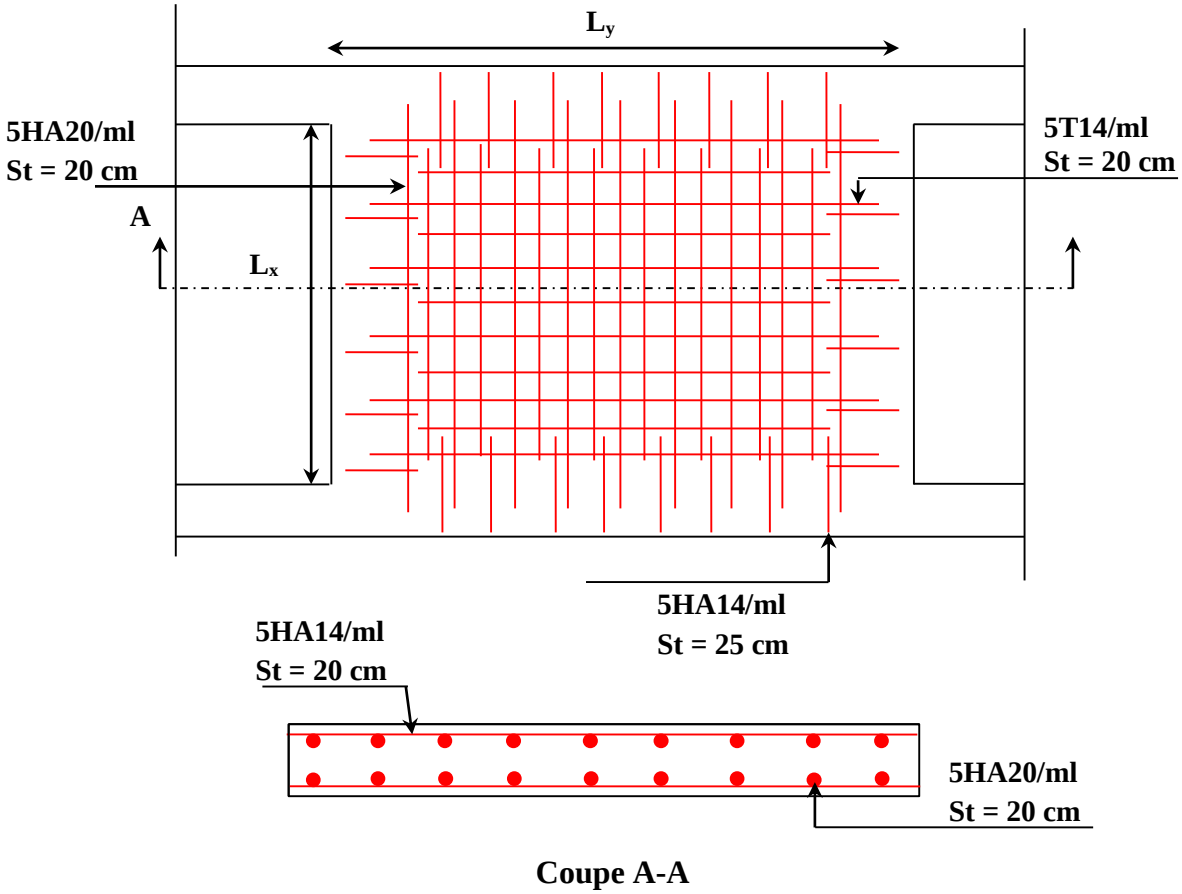


Figure VI.9. *Schéma de ferraillage du voile Périphérique.*

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la règlementation en vigueur.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « SAP».
- ✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques de constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles)
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferraillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferraillage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vu de la sécurité.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

- ✓ Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ✓ Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL, 2015.
- ✓ Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- ✓ Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- ✓ Cours des années de spécialité.
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

ANNEXE 1

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	188,50
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	226,20
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

ANNEXE 2

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU υ=0		ELS υ=0,2		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU υ=0		ELS υ=0,2	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	**0,71**	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	**0,72**	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	**0,73**	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	**0,74**	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	**0,75**	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	**0,76**	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	**0,77**	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	**0,78**	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	**0,79**	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	**0,80**	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	**0,81**	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	**0,82**	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	**0,83**	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	**0,84**	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	**0,85**	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	**0,86**	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	**0,87**	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	**0,88**	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	**0,89**	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	**0,90**	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	**0,91**	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	**0,92**	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	**0,93**	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	**0,94**	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	**0,95**	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	**0,96**	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	**0,97**	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	**0,98**	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	**0,99**	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	**1**	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE III

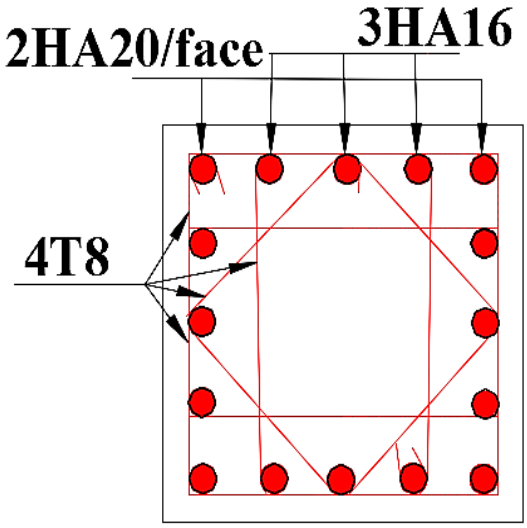
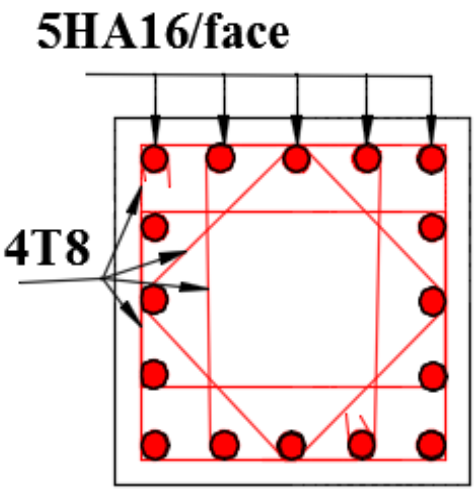
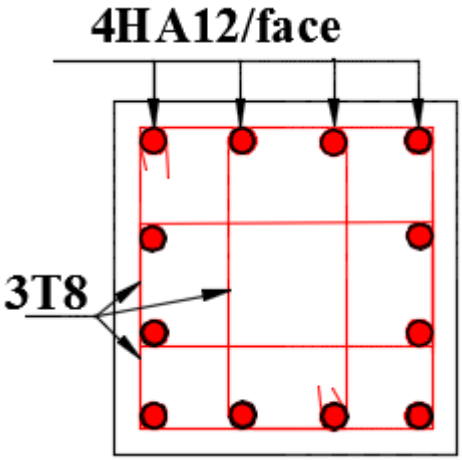
$\rho = 0.9$

	$\frac{v}{l_y}$ \ $\frac{u}{l_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de M_1	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	0,064
	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	0,095	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
Valeurs de M_2	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	0,090	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

Annexes 4

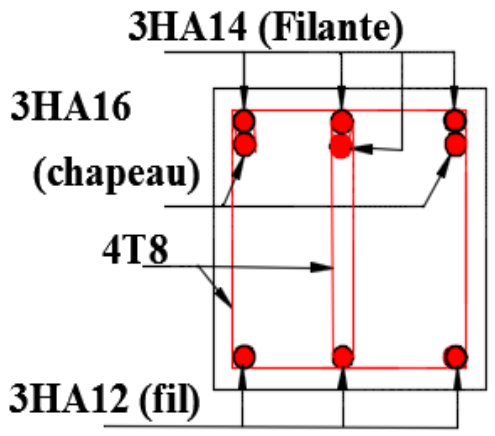
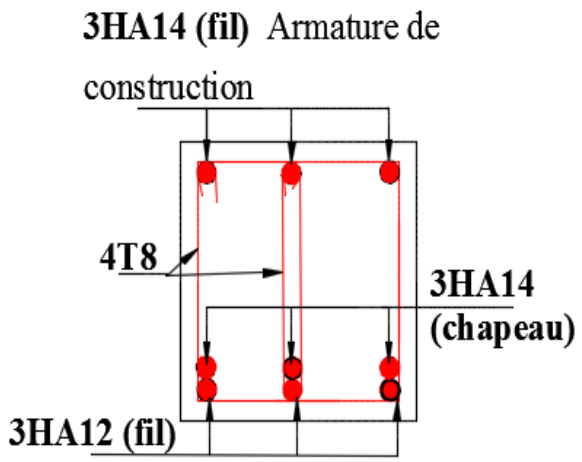
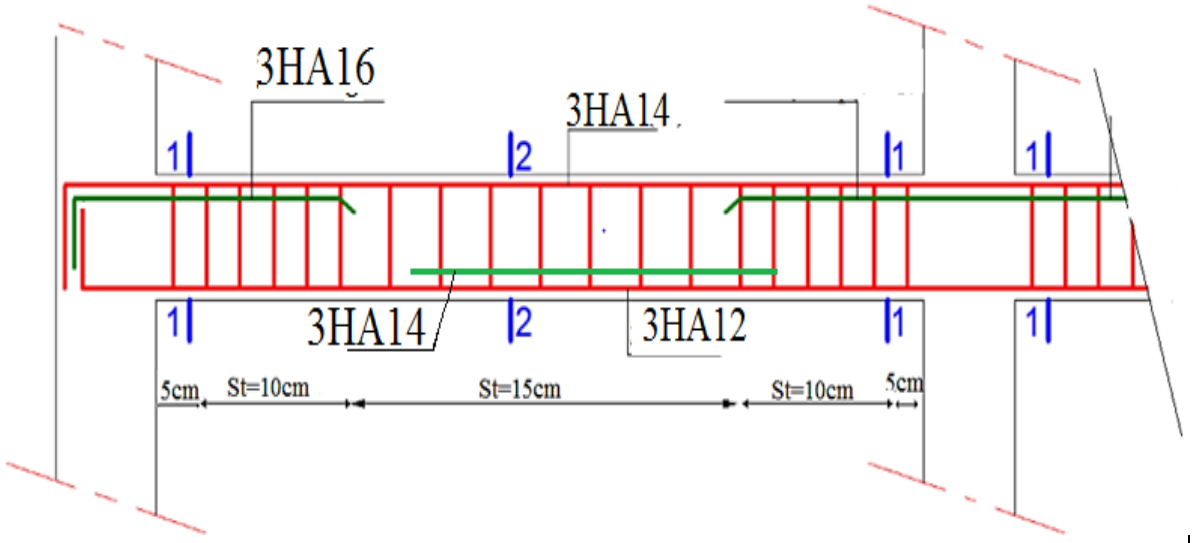
Les élément Principal

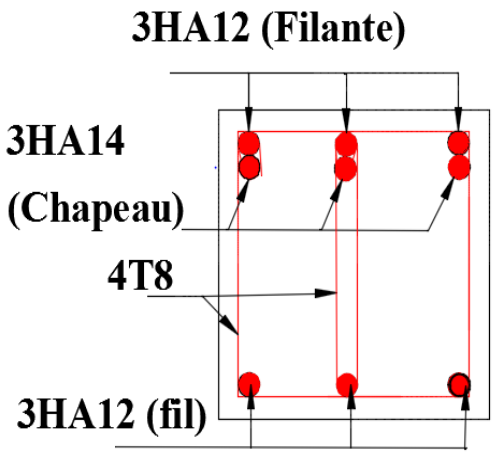
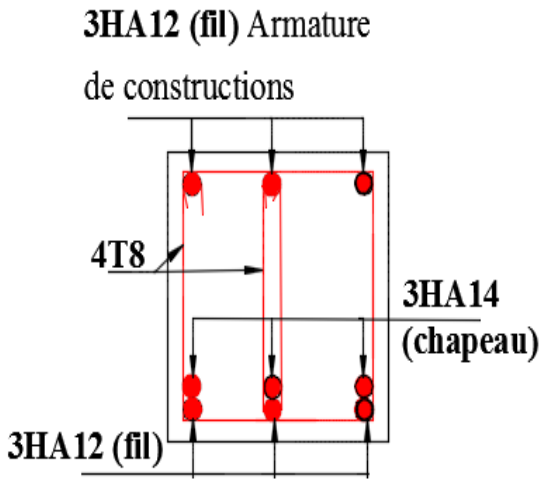
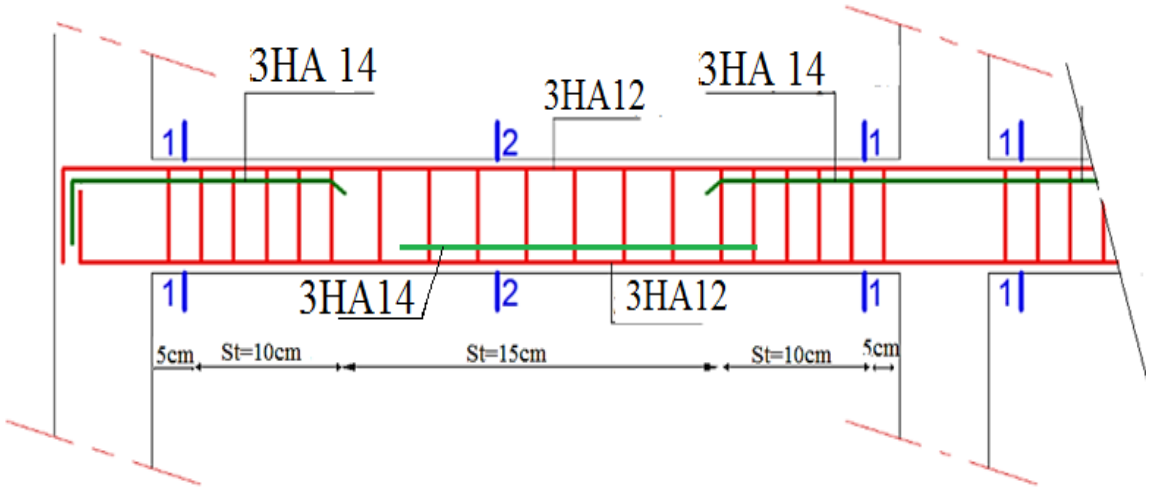
* Poteaux *

SOUS SOL – 4éme étage	*Etage 5, 6 et 7.*
	
Etage 8 et 9	
	

* Poutre *

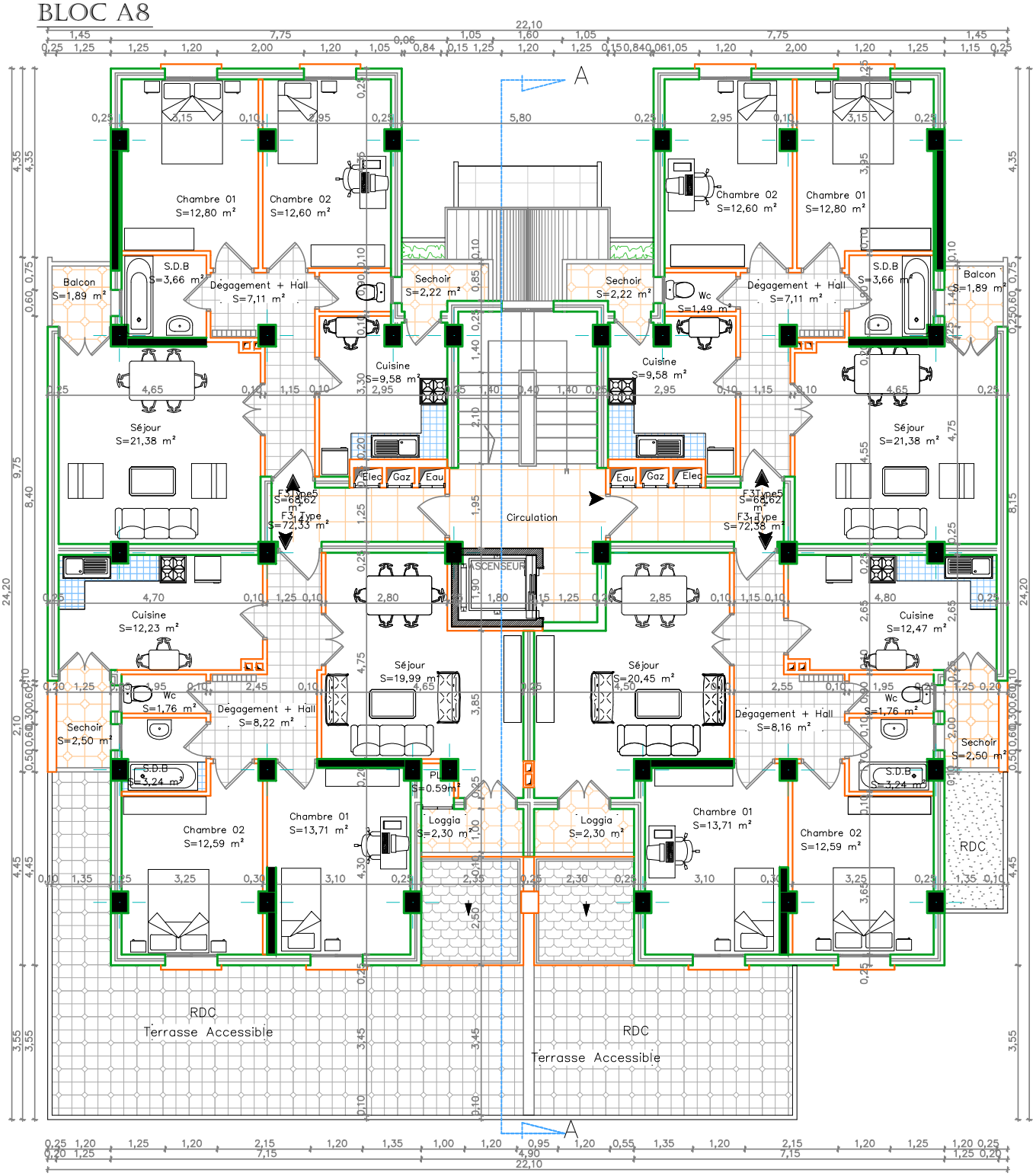
Un exemple de ferraillage des poutres au niveau 1 :

Poutre principal (30*40)	
Appuis	***Travée***
	
Coupe longitudinal	
	

Poutre Secondaire (30*35)	
Appuis	***Travée***
	
Coupe longitudinal	
	

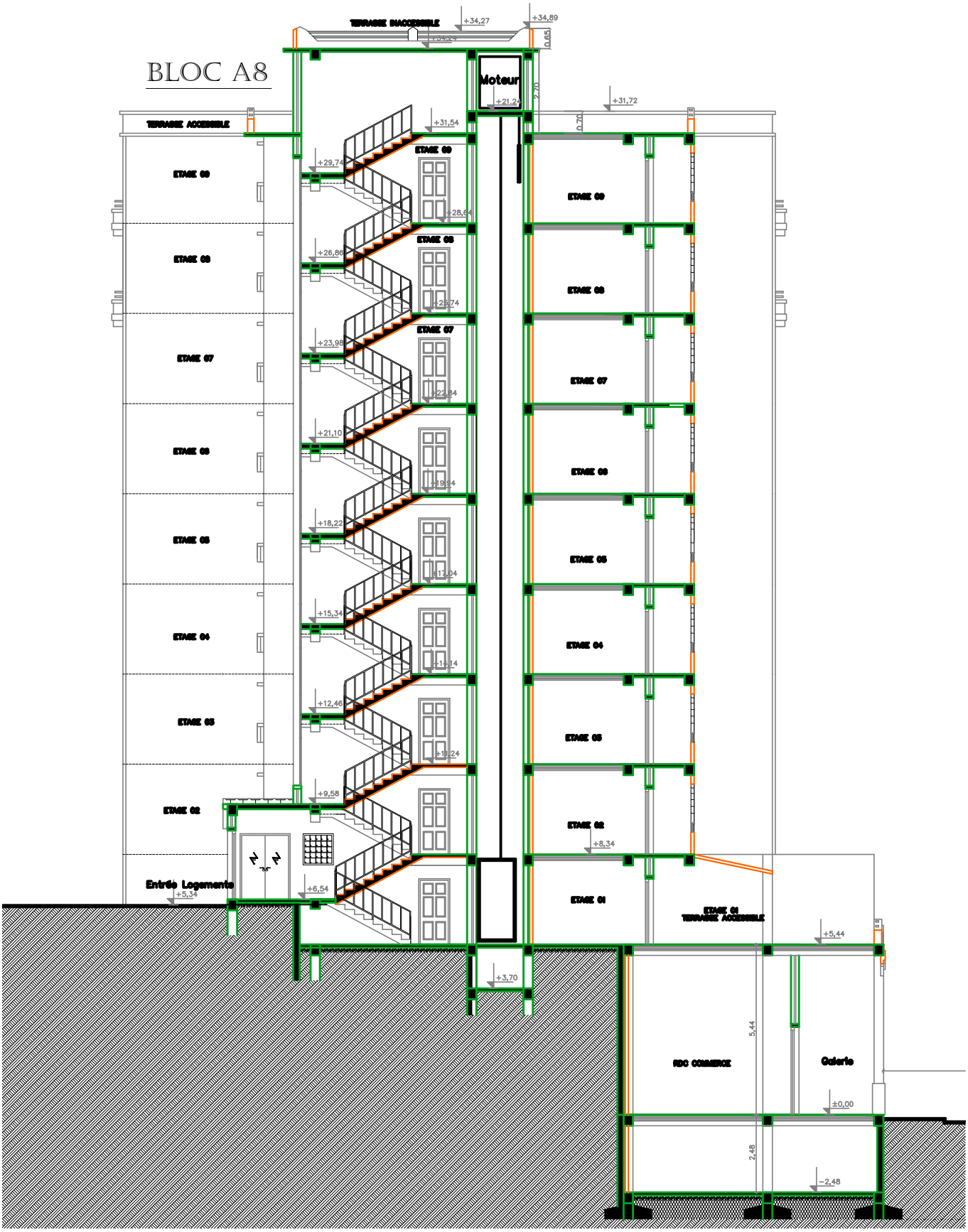
Les Plans De La Structures

BLOC A8



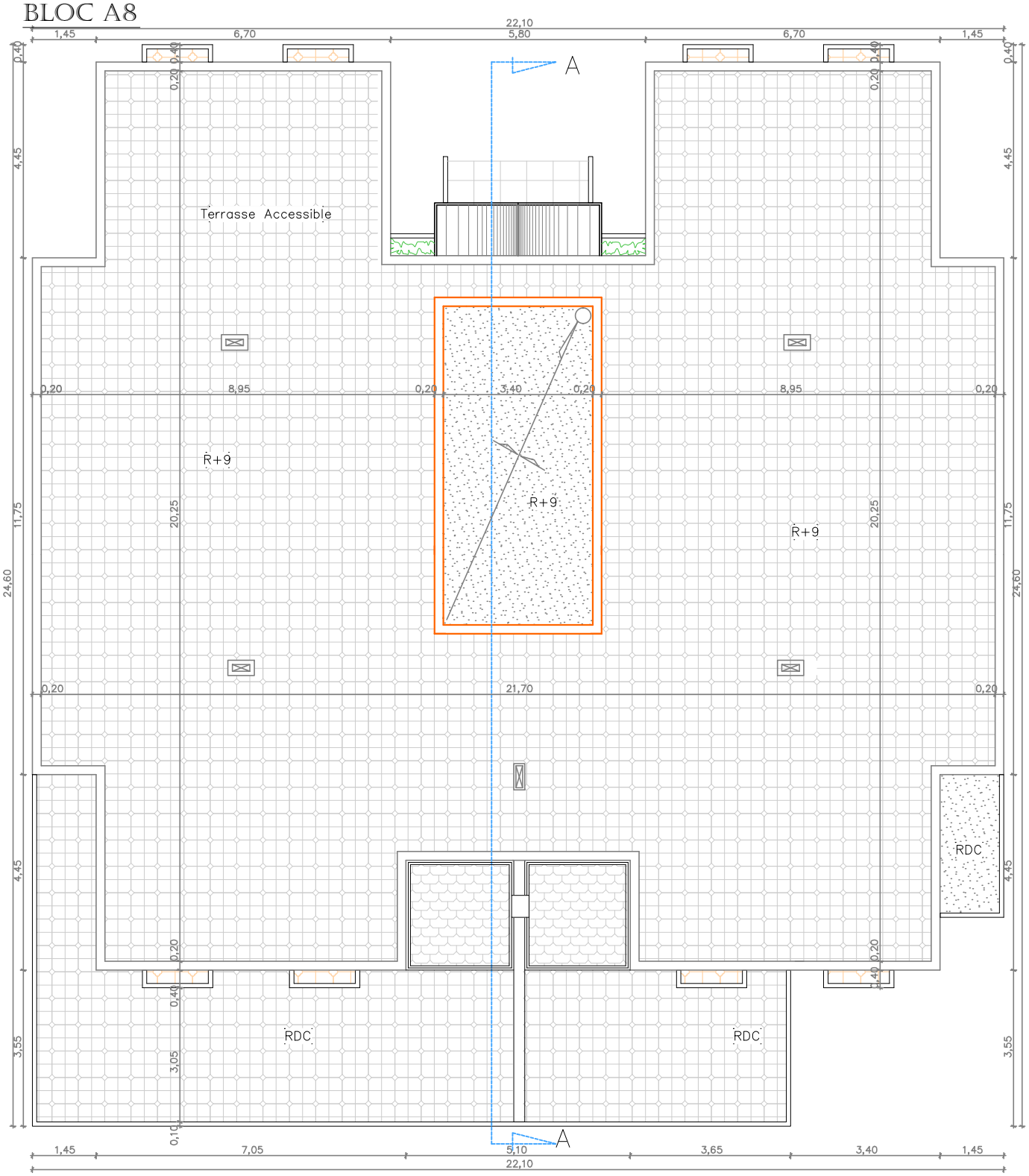
PLAN ETAGE 01, 02, 03, 04, 05, 06 CH : 1/50°

BLOC A8



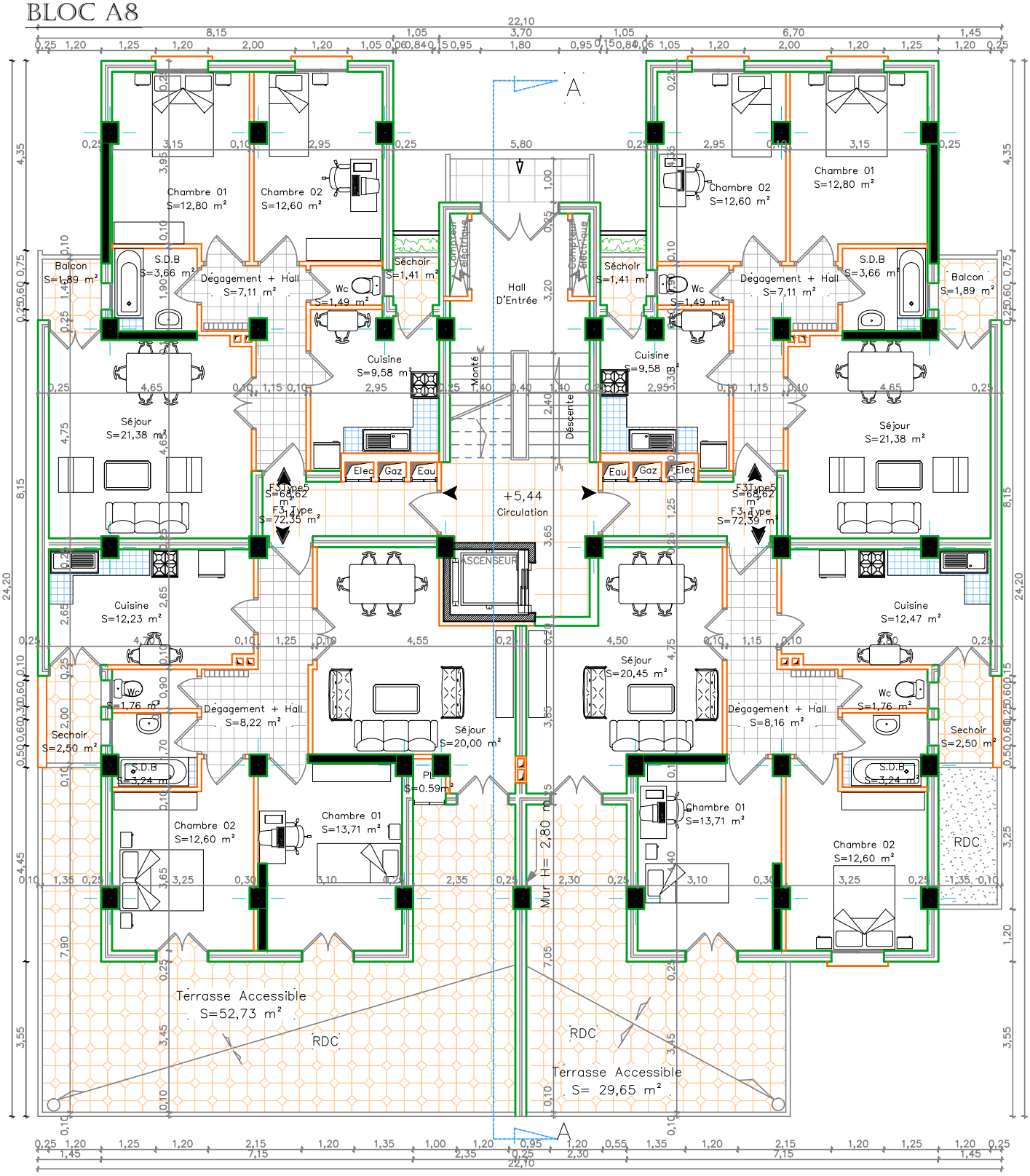
COUPE A - A ECH 1/50°

BLOC A8



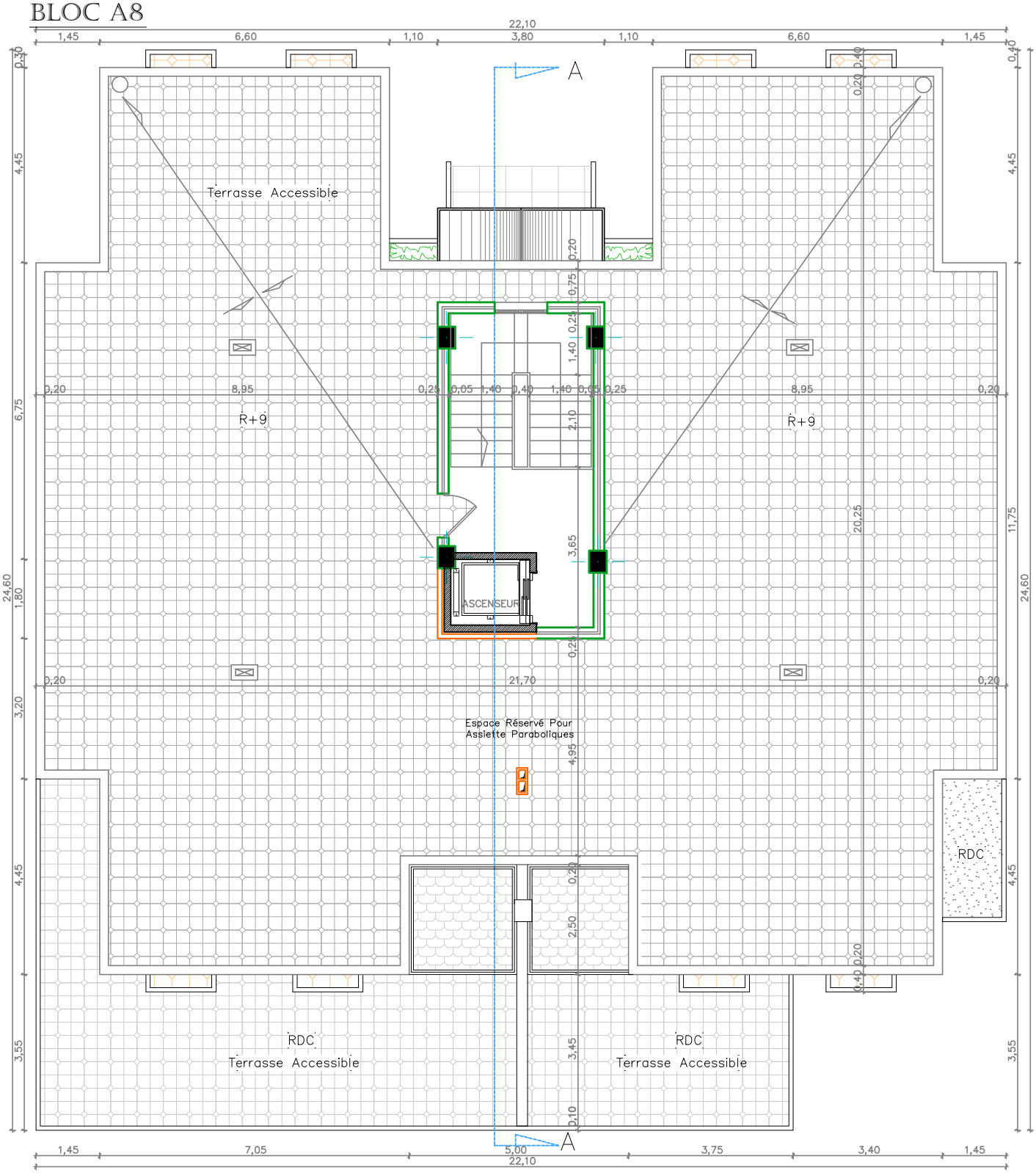
PLAN DE TOITURE CH : 1/50°

BLOC A8



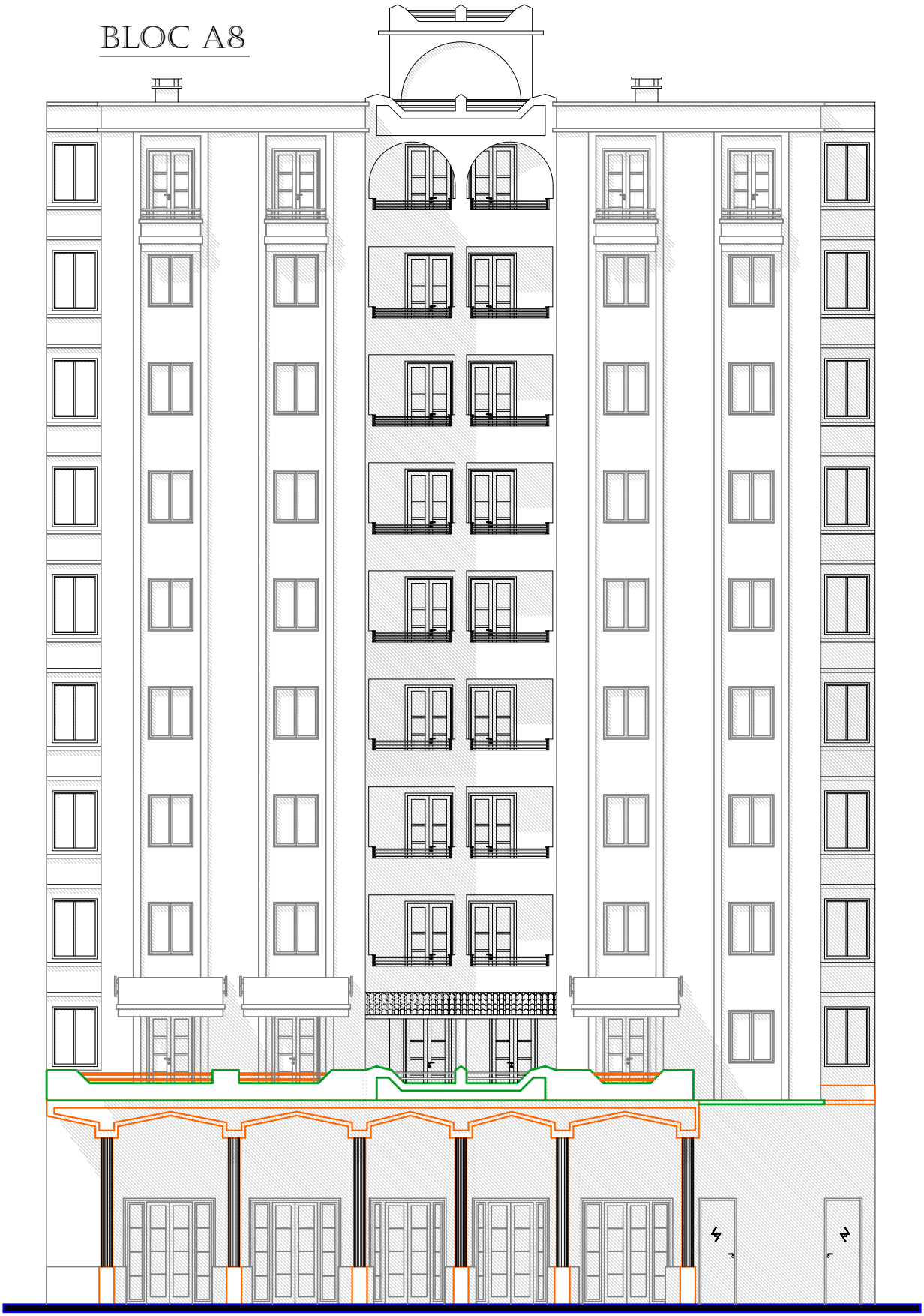
PLAN ETAGE REZ DE CHAUSSÉE CH : 1/50°

BLOC A8



PLAN DE TERRASSE ACCESSIBLE CH : 1/50°

BLOC A8

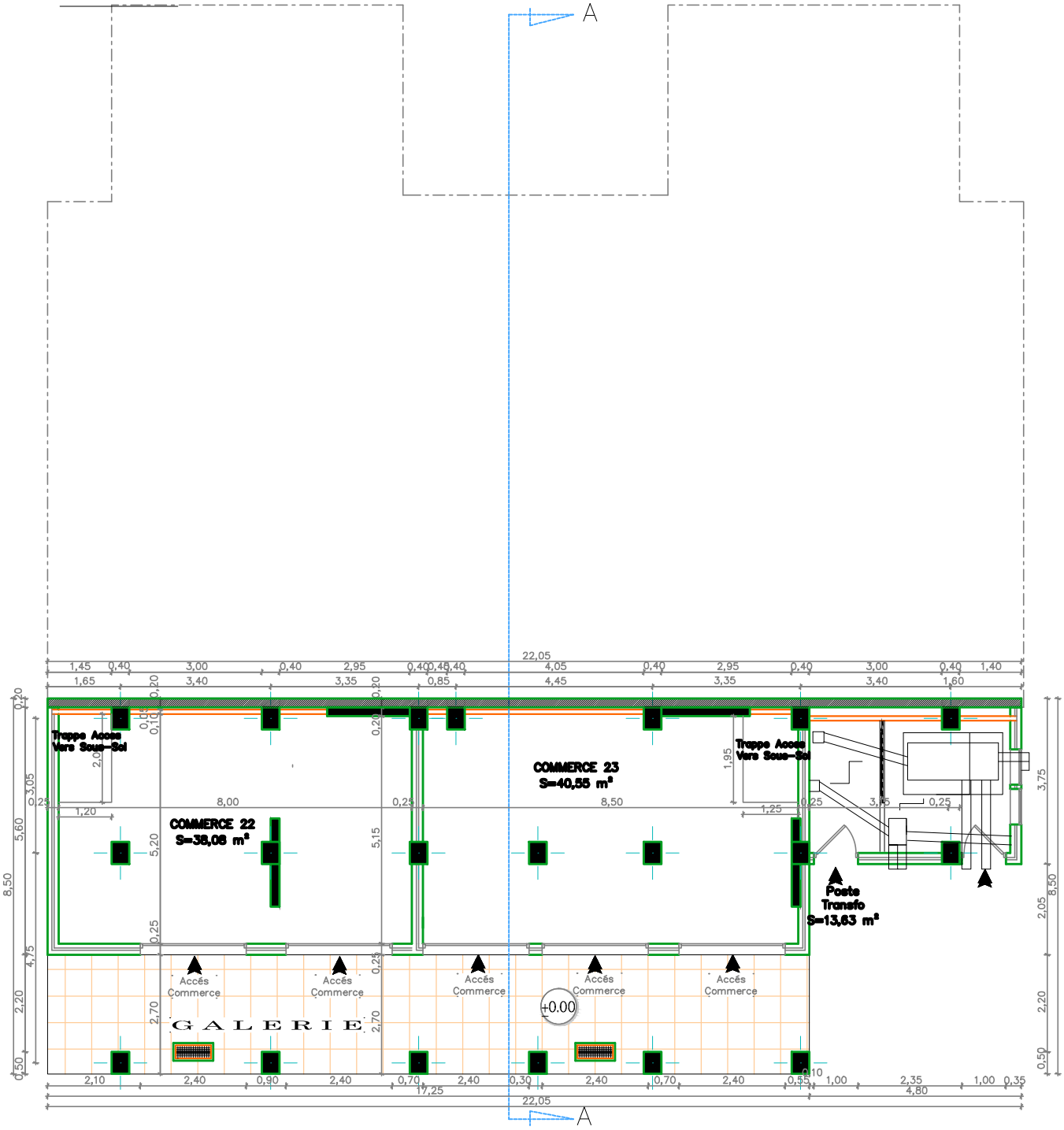


FACADE PRINCIPALE CH : 1/50°

BLOC A8

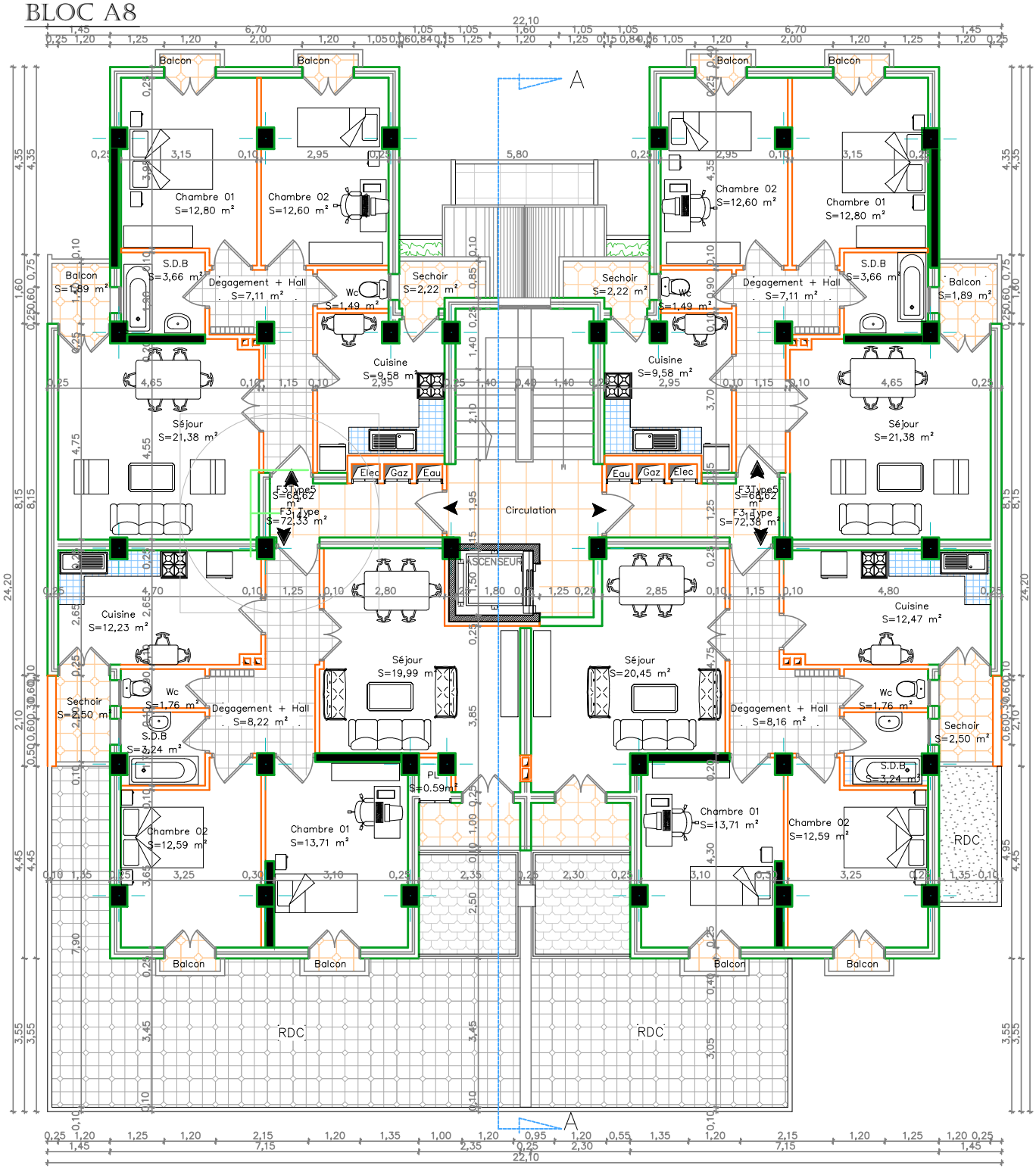
FACADE POSTERIEURE CH : 1/50°

BLOC A8



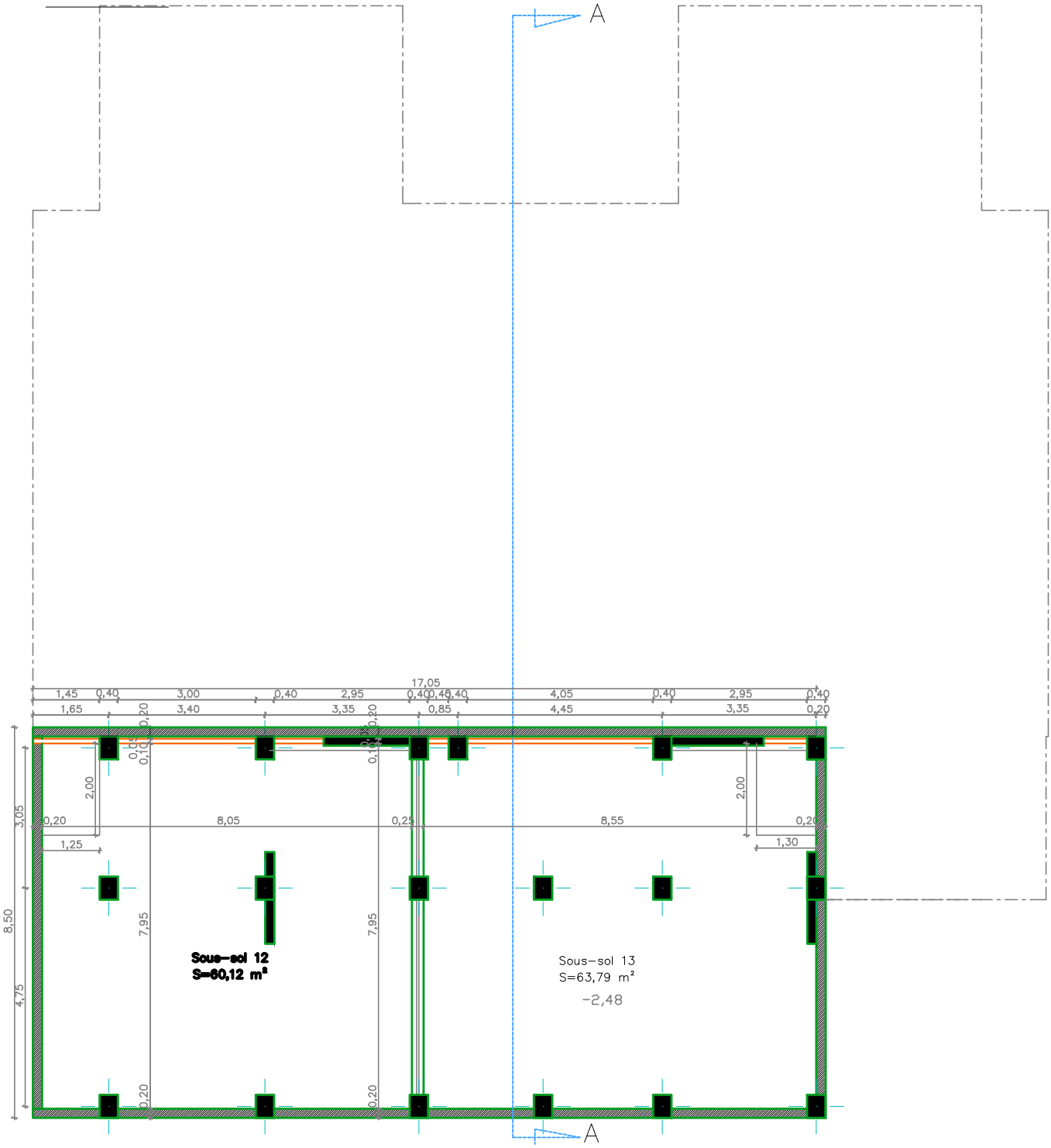
PLAN ENTRE-SOL ECH :1/50°

BLOC A8



PLAN ETAGE 7 ET 8 CH : 1/50°

BLOC A8



P L A N SOUS - SOL ECH 1/50°