

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



Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil

Option: structure

Thème:

Étude d'un Hôtel (R+8+ Sous-sol) contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques) en béton armé

Promoteur :

M. L. GUECHARI

Jury :

M. LILOUCHE

M. MEZIANI

Présenté par :

M^{lle} LIDRISSI Sassa

M^{lle} LAIB Leyla

Promotion 2020-2021

Remerciements

Nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce modeste travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr. GUECHARI Nos remerciements vont également aux membres du jury, qui nous font l'honneur d'examiner notre travail.

Nos plus vifs remerciements aux personnels de bureau d'études FOUGHALIA, qui nous ont accueillis dans leurs bureaux et de nous avoir guidé.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin pour ce travail.

Leyla et Sissa

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de mon père Hocine qui me manque beaucoup, qui a donné toute sa vie pour que ses enfants puissent s'instruire.

À ma mère aussi, Djamila qui a pinée au sens propre et au sens figurer, pour que je puisse arriver à ce jour.

À khali Hamadou, tata Sabrina, khali Saadane, tata Faila, tata Sadikka et tous ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotions tout au long de mon parcours scolaire.

A mes frères: Adel, Yahiya, Abd Elhadi, Abd Anor Said.

À mes sœurs : Fayrouz, Itidel, Noura.

À mes chers amis :Khawla, Moussaab, Amar, Mounir, Aissam, Samira,Hadjer.

À tous ceux que j'aime.

Et finalement, à mon compagnon de parcours

« SASSA» ainsi qu'à toute sa famille.

Laib Leyla

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À un grand homme qui m'a toujours soutenu et qui a renforcé la volonté, la force, le courage et l'espoir dans mon cœur cet homme est mon très cher père que Dieu le garde pour moi.

A la plus adorable et douce maman sur terre et que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance pour sa compréhension que Dieu la protège.

À mes adorables frères et sœurs

À mes chère et meilleurs amis : Naim, Lakhdar, Yacine, Mouloud, Djidja, Amina, Firuz.

À tous ceux qui me sont chère.

Et finalement, à mon compagnon de parcours «Leyla» ainsi qu'à tout sa famille.

Lidrissi Sassa

Table des matières

Table des matières	i
Liste figures	iii
Liste de tableaux	v
Symboles et notations	vii
Introduction générale	1
Chapitre I	
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation de l'ouvrage	2
I.3 Description du projet	2
I.4 Donnée du site	2
I.5 Règles de calcul	3
I.6 Caractéristiques des matériaux utilisé (BAEL91 A.2)	3
I.6.1 Béton.....	3
I.6.2 La Résistance caractéristique du béton.....	3
I.6.3 Contrainte limite du béton	3
I.6.4 Acier	4
I.7 Actions et sollicitations	5
I.7.1 Combinaisons d'action donnée par le RPA	5
I.8 Conclusion	5
Chapitre II	
II.1 Introduction	6
II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	6
II.2.1 Les planchers.....	6
II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles	7
II.2.3 L'Acrotère	8
II.2.4 Les Escaliers.....	9
II.3 Pré-dimensionnement des éléments principaux	11
II.3.1 Poutres principales	11
II.3.2 Poutres secondaires	11
II.3.3 Les Poteaux	12
II.3.4 .Les voiles.....	14
II.4 Évaluation des charges et surcharges	15
II.4.1 Les planchers à corps creux	15
II.4.2 Plancher dalle pleine	16
II.4.3 Escalier	16

II.5 Descente de charge sur le poteau(C19)	18
II.6 Conclusion:.....	22
Chapitre III	
III.1 Introduction.....	23
III.2 Études des planchers	23
III.2.1 Plancher à corps creux	23
III.2.2 Plancher à dalle pleine	36
III.3 Étude de l'escalier.....	44
III.3.1 Étude de l'escalier type 1 (volée 1 et 3) de RDC et 1 ^{er} étage).....	44
III.3.2 Étude de l'escalier balancée (secours)	49
III.4 Étude de la poutre brisée.....	50
III.4.1 Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple :	51
III.4.2 Vérification de la flèche.....	53
III.5 Poutre de chaînage	53
III.5.1 Vérification de la flèche :.....	54
III.6 Étude de l'acrotère	56
III.6.1 Étude de l'acrotère type (01).....	56
III.6.2 Étude de l'acrotère	59
III.7 Etude de l'ascenseur	59
III.7.1Calcul de la dalle machine	59
Chapitre IV	
IV.1 Introduction.....	63
IV.2 Objectifs et exigence.....	63
IV.3 Méthode de calcul dans la conception parasismique	63
IV.3.1 Méthode statique équivalent	63
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale	65
IV.4 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	66
IV.5 Période de vibration et participation massique.....	67
IV.6 Justification voile-portique	71
IV.7 Conclusion	76

Chapitre V

V.1 Introduction.....	79
V.2 Les poteaux	79
V.2.1 Sollicitations de calcul	80
V.2.2 Calcul du ferrailage.....	81
V.2.3 Vérifications.....	85
V.2.4 Vérification aux sollicitations tangentielles	86
V.3 Étude des poutres	88
V.3.2 Calcul du ferrailage.....	90
V.3.3 Vérification à l'ELU:	91
V.3.4 Vérification à l'ELS	93
V.3.5 Vérification de la flèche	94
V.4 Étude des voiles de contreventement	97
V.4.1 Sollicitations de calcul :	97
V.4.2 Ferrailage des voiles	99
V.4.3 Le ferrailage longitudinal et transversal opté pour tous les voiles.....	103

Chapitre VI

VI.1 Introduction.....	106
VI.2 Étude de fondation.....	106
VI.3 Pré dimensionnement du radier	109
VI.4 Ferrailage du radier général	111
VI.5 Étude des nervures	113
VI.6 Ferrailage des nervures	114
VI.7 Étude des voiles périphériques	118
VI.7.1 Étude des voiles périphérique	118

Liste des figures

CHAPITRE I

- Figure I.1.** Diagramme des contraintes-Déformation du béton. P03
Figure I.2. Diagramme contrainte déformation de l'acier. P04

CHAPITRE II

- Figure II.1.** Schéma descriptif d'une dalle à corps creux. P06
Figure II.2. Dimensionnement de la poutrelle.
Figure II.3. Schéma de disposition des poutrelles et le poteau le plus sollicité. P08
Figure II.4. Les deux types de l'acrotère. P09
Figure II.5. Escalier à service Hôtel. P10
Figure II.6. Escalier de secoure. P11
Figure II.7. Dimensionnement d'un poteau. P12
Figure II.8. Coupe de voile en élévation. P14
Figure II.9. Schéma de la surface afférente poteau (C_{19}) buanderie et étage courant. P18

CHAPITRE III

- Figure III.1.** Les différentes Types des poutrelles. P24
Figure III.2. Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis. P35
Figure III.3. Ferrailage de la dalle de compression. P35
Figure III.4. Les types des dalles pleines. P36
Figure III.5. Ferrailage de la dalle DP2. P38
Figure III.6. Schéma statique de l'escalier type 01. P46
Figure III.7. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1. P47
Figure III.8. Schémas statique de la volée 2 de l'escalier type 1 (RDC et 1er étage). P48
Figure III.9. Schéma de ferrailage de console de l'escalier. P48
Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant. P49
Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant. P50
Figure III.12. Schéma de l'escalier balancée. P50
Figure III.13. Schéma statique de la poutre brisée. P51
Figure.III.14. Section creuse équivalent. P52
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre brisée. P53
Figure III.16. Ferrailage de la poutre chainage. P56
Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère. P59
Figure III.18. Schéma représentant la surface d'impact. P61
Figure III.19. Ferrailage de la dalle d'ascenseur. P63

CHAPITRE IV

- Figure IV.1.** Spectre de réponse. P67
Figure IV.2. Disposition des voiles. P68
Figure IV.3. Vue en plan de 1^{er} mode de translation selon x. P70
Figure IV.4. Vue en plan de 2^{ème} mode de translation selon y. P71
Figure IV.5. Vue en plan de 3^{ème} mode de torsion selon z. P72

CHAPITRE V

- Figure V.1.** Section du poteau. P81
Figure V.2. Ferrailage du poteau du sous-sol (C15). P88

Figure V.3. Schéma de la Zone nodale.	P94
Figure V.4. Ferrailage des poutres principales au niveau de RDC.	P96
Figure V.5. S E C	P100
Figure V.6. Ferrailage du voile Vx1 de (sous-sol, RDC ET 1 ^{er} étage)	p105
CHAPITRE VI	
Figure VI.1. Semelle isollée.	P107
Figure VI.2. Semelle filante.	P107
Figure VI.3. Radier nervuré.	P109
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier.	P113
Figure VI.6. Diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel ETABS2016.	P114
Figure VI.7. Coupe de la nervure.	P114
Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens.	P117
Figure VI.9. Poussée des terres sur lesvoiles périphériques.	P118
Figure VI.10. Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique.	P119
Figure VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique.	P121

Liste des tableaux

CHAPITRES	Pages
CHAPITRE I : Généralités	
Tableau I.1. Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé dans notre structure	5
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments	
Tableau II.1. Tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines.	7
Tableau II.2. Évaluation des charges et surcharges poids propre de l'acrotère.	8
Tableau II.3. Pré-dimensionnement et schéma statiques d'escalier hôtel.	10
Tableau II.4. Pré-dimensionnement et schéma statiques d'escalier balancé (escalier de secours).	10
Tableau II.5. Pré-dimensionnement de la poutre brisée et chainage.	11
Tableau II.6. Pré-dimensionnement des voiles.	14
Tableau II.7. Évaluation des Charges revenant au plancher terrasse inaccessible.	15
Tableau II.8. Plancher étage courant et terrasse accessible en corps creux (2 ^{ème} jusqu'à 8 ^{ème} étage)	15
Tableau II.9. Plancher RDC et 1 ^{er} étage en dalle pleine.	16
Tableau II.10. Evaluation des charges revenant aux murs balcons.	16
Tableau II.11. Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs	16
Tableau II.12. Evaluation des charges revenant aux paliers.	16
Tableau II.13. La paillasse avec une inclinaison de 34,21° (volée 1 et 3 de tout les niveaux) et (volée 2 de 2 ^{ème} jusqu'à la terrasse accessible)	17
Tableau II.14. Evaluation des charges revenant aux paliers.	17
Tableau II.15. Evaluation de la paillasse avec une inclinaison de 31.93 (volée 2 de 2 ^{ème} jusqu'au 8 ^{ème} étage)	17
Tableau II.16. Descente de charge du poteau C ₁₉	19
Tableau II.17. Vérifications des contraintes.	21
Tableau II.18. Vérification au flambement	21
CHAPITRE III : Étude des éléments secondaires	
Tableau.III.1. Les charges revenant aux poutrelles dans les différents niveaux (ELU et ELS)	23
Tableau.III.2. Sollicitations des poutrelles dans le Plancher terrasse inaccessible.	27
Tableau.III.3. Sollicitations des poutrelles dans le Plancher étage courant.	28
Tableau.III.4. Sollicitations des poutrelles les plus défavorables utilisés pour le ferrailage.	29
Tableau.III.5. ferrailage du plancher (terrasse inaccessible et étage courant).	30
Tableau.III.6. Ferrailage de terrasse inaccessible et étage courant.	30
Tableau.III.7. les résultats de la flèche.	34
Tableau.III.8. Les résultats de calcul des sollicitations	37
Tableau.III.9. les résultats de ferrailage et la vérification des contraintes à (ELU et ELS).	37
Tableau .III.10. calculs des moments dans les dalles d'appuis.	41
Tableau .III.11. Les moments dans les dalles aux niveaux des travées.	41
Tableau .III.12. Ferrailage de la dalle pleine du plancher rez-de-chaussée.	42
Tableau .III.13. vérifications des contraintes à l'ELS.	43
Tableau .III.14. Les moments dans les dalles aux niveaux d'appuis.	44

Tableau.III.15. Ferrailages et vérifications des contraintes.	44
Tableau .III.16. Les moments fléchissant et l'effort tranchant dans la dalle.	45
Tableau.III.17. Les résultats de ferrailage et la vérification des contraintes.	45
Tableau .III.18. Les résultats de la flèche de toutes les dalles pleines.	46
Tableau III.19. Combinaison de charges de l'escalier.	47
Tableau.III.20. calcul les sollicitations par la méthode RDM.	47
Tableau.III.21. Ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3 de RDC et 1er étage).	47
Tableau.III.22. calcul des contraintes.	48
Tableau.III.23. ferrailage de la console à l'ELU.	49
Tableau III.24. Vérification des contraintes.	49
Tableaux.25. Ferrailages et sollicitations volée (1 et 3) escaliers étages courants.	50
Tableau.26. Le ferrailage de la volée 2 de l'étage courant.	50
Tableau III.27. ferrailage de l'escalier balancée.	51
Tableau III.28. Vérifications des contraintes.	52
Tableau III.29 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	53
Tableau III.30. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.	53
Tableau III.31. Les calculs après l'augmentation de la section	54
Tableau III.32. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis après L'augmentation de la section.	54
Tableau III.33. Calcul à l'ELS.	55
Tableau.III.34. Récapitulatifs des vérifications des contraintes.	55
Tableau III.35. Ferrailage de la poutre de chaînage.	56
Tableau III.36. Récapitulatifs des vérifications des contraintes.	56
Tableau III.37. Récapitulatif des vérifications de la flèche.	56
Tableau III.38. Ferrailages de la poutre chaînage après l'augmentation de la section.	57
Tableau.III.39. vérification des contraintes.	57
Tableau.III.40. Evaluation des charges et surcharges poids propre de l'acrotère.	58
Tableau.III.41. Combinaison d'action de l'acrotère.	58
Tableau.III.42. Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère.	61
Tableau.III.43. ferrailage de l'acrotère.	61
Tableau III.44. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	62
Tableau III.45. Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle machine.	62
 CHAPITRE IV : Étude dynamique.	
Tableau IV.1. Valeur de pénalité P_q .	65
Tableau. IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.	67
Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	71
Tableau. IV.4. Vérification sous charges verticales.	72
Tableau IV.5. Vérification sous charges horizontales (sens X-X).	72
Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales (sens Y-Y).	73
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.	73
Tableau IV.8. Justification vis à vis des déformations.	74
Tableau. IV.9. Justification vis à vis de l'effet P- Δ [RPA (5.9)] .	74
Tableau. IV.10. Vérification du renversement.	75
Tableau. IV.11. Dimensions finales des éléments de la structure.	75

CHAPITRE V : Étude des éléments structuraux

Tableau.V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.	79
Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux.	80
Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	82
Tableau V.4. Vérification des armatures transversales pour chaque étage	83
Tableau V.5. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.	84
Tableau V.6. Vérification des poteaux au flambement à chaque étage.	85
Tableau V.7. Vérification des contraintes à L'ELS dans le béton.	86
Tableau V.8. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.	87
Tableau V.9. Les sections minimales et maximales.	89
Tableau. V.10. Les efforts internes dans les poutres PP et PS.	89
Tableau V.11. Ferrailage des poutres principales et secondaires.	90
Tableau V.12. Vérification des contraintes tangentielles.	92
Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	92
Tableau V.14. Vérification des contraintes.	93
Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux.	95
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres.	95
Tableau V.17. Vérification de la zone nodale.	96
Tableau V.18. Sollicitations des voiles dans tous les niveaux.	98
Tableau V.19. Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 (0.2*2.8) dans tous les niveaux.	100
Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile Vx2 (0.2 × 2.8 m ²) dans tous les niveaux.	101
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile Vy1(0.2 * 2.2m ²)dans tous les niveaux.	101
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile Vy2(0.2 * 2.4m ²)dans tous les niveaux.	102
Tableau.V.23. Sollicitations et ferrailage du voile Vy3(0.2 * 2.5m ²) dans tous les niveaux.	102
Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile Vy4 (0.2 * 2.05m ²)dans tous les niveaux.	103
Tableau V.25. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx1	103
Tableau V.26. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx2	103
Tableau V.27. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy1.	104
Tableau V.28. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy2	104
Tableau V.29. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy3.	104
Tableau V.30. ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy4.	104

CHAPITRE VI : Étude de l'infrastructure.

Tableau VI.1. l'effort normal sur la semelle filante	108
Tableau VI.2. Ferrailage de radier	112
Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS	112
Tableau VI.4. La section d'armature à l'ELS	113
Tableau VI.5. Les sollicitations de calcul	114
Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures	115
Tableau VI.7 vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier	116
Tableau VI.8 ferrailage à l'ELS	116
Tableau VI.9. Sections d'armatures du voile périphérique	120
Tableau VI.10. Vérification des contraintes dans les voiles périphériques	120

Symboles et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.	q_s : charge de service..
At : Section d'un cours d'armature transversal.	M : Moment en général.
A : Coefficient d'accélération de zone.	Ma : Moment sur appui.
B : Aire d'une section de béton.	Mu : Moment de calcul ultime.
Br : Section réduite.	Mser : Moment de calcul de service.
B, b : la largeur (m).	Mt : Moment en travée.
C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage	M₀ : moment isostatique.
C_u : La cohésion du sol (KN/m ²).	M_i : Moment à l'appui <i>i</i>
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.	M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
ELS : Etat limite de service.	M_j : Moment correspondant à j.
ELU : Etat limite ultime.	M_g : Moment correspondant à g.
E : Module d'élasticité longitudinale.	M_q : Moment correspondant à q.
E_i : Module d'élasticité instantanée.	Ns : Effort normal de service.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.	Nu : Effort normal ultime
e_v : épaisseur du voile.	N : Effort normale du aux charges verticales.
F : Force ou action générale.	R : coefficient de comportement global.
f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).	S : Section, surface
f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).	S_r : surface du radier (m ²).
f_{ji} : la flèche correspondant à j.	St : Espacement des armatures.
f_{gi} : la flèche correspondant à g.	V : Effort tranchant.
f_{qi} : la flèche correspondant à q.	T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
f_{gv} : la flèche correspondant à v.	W : poids propre de la structure.
Δf_t : la flèche totale.	W_{Qi} : Charges d'exploitation.
Δf_{t adm} : la flèche admissible.	X, Y et Z : Coordonnées en général.
G : Action permanente.	b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).	d : Hauteur utile.
ht : hauteur totale du plancher.	e : Excentricité, épaisseur.
h0 : épaisseur de la dalle de compression.	f : Flèche.
he : hauteur libre d'étage.	f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
I : Moment d'inertie (m ⁴).	fe : Limite d'élasticité.
I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.	f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.	f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).
I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.	h_t : hauteur total du radier (m).
I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.	
Q : Charge variable.	
Q : Facteur de qualité.	
q_u : charge ultime.	

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

Introduction générale

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction.

En effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étagés. Ce qui permettait de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace. Cela a été possible grâce aux techniques de construction modernes telles la construction métallique et le béton armé.

Cependant des séries de réglementation ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. C'est par exemple le cas du Béton Armé aux États Limites, le BAEL 91 actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer pour chaque poutre, poteau, planché de ce bâtiment, les dimensions de cet élément, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier ces deux éléments. Ce projet de fin d'étude s'inscrit donc à juste titre dans ce cadre.

Les objectifs de cette étude sont avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cet immeuble sous-sol, RDC, 8 étage, la buanderie et la cage d'escalier. Ensuite, il devra entre autres, durer dans le temps et résister aux éventuelles intempéries.

Pour y parvenir, il convient de bien maîtriser les charges permanentes du bâtiment, les charges d'exploitation à prendre en compte, ainsi que leurs combinaisons. De même, il doit être tenu compte de la nature et des caractéristiques du sol sur lequel la construction sera érigée. Sans oublier la nécessité de la conception d'une structure qui pourra transmettre d'une manière optimale au sol, les charges engendrées par le bâtiment. Ce qui permettra sans doute de dimensionner définitivement chaque élément en conformité avec la sécurité imposée et les règlements en vigueur. Pour cela, nous avons réparti notre travail sur Cinq chapitres, le premier chapitre c'est les généralités le deuxième pré dimensionnement des éléments, ensuite le troisième c'est l'étude des éléments secondaires, puis le quatrième concerne l'étude dynamique, le cinquième c'est l'étude des éléments structuraux et on termine avec l'étude de l'infrastructure dans le sixième chapitre.

I. CHAPITRE I

Généralités

I.1 Introduction

Le travail présenté dans ce mémoire de fin d'étude, concerne le calcul d'un bâtiment (HOTEL) en béton armé à usage multiple (parking, hébergements, restaurations) en structure mixte, qui nécessite des connaissances de base sur lesquelles le concepteur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un hôtel à contreventement mixte (voiles + portiques), composée d'un sous-sol, un rez-de chaussée, huit étages et une buanderie. Classé dans le groupe d'usage 2(ouvrage courants ou d'importance moyenne) selon RPA99 version 2003. La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

I.3 Description du projet

L'hôtel est implanté au plein **centre-ville de Jijel**. Ce projet qui fait l'objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'une structure (Sous-sol+RDC+8 étages+buanderie) en béton armé.

La structure est composée de sous-sol qui sert à un parking et RDC autant que réception et restaurant et une cafeteria, 1^{er} étage salle des fêtes, du 2^{eme} au 8^{eme} étage chambres d'hébergements, buanderie.

L'assise du projet est délimitée, au Nord par la mer et au Sud par une route urbaine (plage Jijel) et à l'Ouest par une propriété privée, et à l'Est par une par station d'épuration ONA.

Les caractéristiques géométriques des structures sont comme suites :

- La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 37.23 m.
- La hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère : 37.73 m.
- La hauteur de Sous-sol : 2.89 m.
- La hauteur de RDC et 1^{er} étage : 3.40m.
- La hauteur des étages courants : 3,06 m.
- La hauteur de l'acrotère en terrasses inaccessibles : 0,60 m.
- La longueur en plan : 20.90 m.
- La largeur en plan : 17.60 m.
- Les cloisons intérieures sont réalisées en briques creuses de (10 cm).
- Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuses en double paroi séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- La hauteur de l'acrotère de la terrasse accessible : 1.20 m.
- Le plancher est une dalle pleines pour le RDC et 1^{er} étage et corps creux pour les autres étages.
- Le sous-sol est entouré par un voile périphérique.

I.4 Donnée du site

Cet ouvrage est implanté dans une région classée en Zone II_a (wilaya de Jijel), de moyenne sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (**R.P.A 99 version 2003**).

- Le site est considéré comme un site **meuble S3**.
 Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,4$ bars. } (Voir le rapport du sol dans l'Annexe 1)

I.5 Règles de calcul

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Régles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48**).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (**BAEL 91**).
- Initiation au Béton Armé (**Règles BAEL83**).

I.6 Caractéristiques des matériaux utilisé (BAEL91 A.2)

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont le béton et acier

I.6.1 Béton

C'est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), granulats (Sable, gravier...), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants). Son rôle fondamental dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développées. La masse volumique du béton utilisé courant est 2500 kg/m³.

I.6.2 La Résistance caractéristique du béton

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25 MPA prévue à 28 jours, et par conséquent la résistance à la traction est :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c_j} = 2.1 \text{ MPa CBA 93 (Art A. 2.1.1.2).}$$

I.6.3 Contrainte limite du béton

1. ELU : Pour le calcul de la contrainte limite à l'ELU, on admet le diagramme parabole rectangle simplifié (**Figure I.1**) tel que :

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$

$\theta = 1$ Lorsque $T > 24$.

$\theta = 0.9$ Lorsque $1h \leq T \leq 24 h$.

$\theta = 0.8$ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action < 1 .

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur fait en négligeant le fluage de béton.

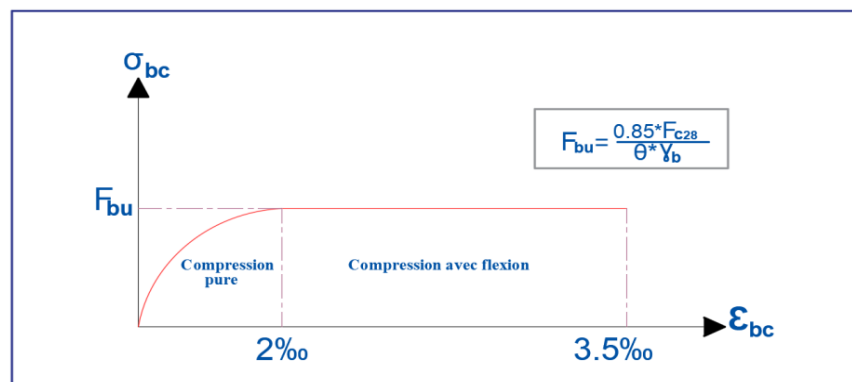


Figure I.1. Diagramme des contraintes-Déformation du béton

2. À l'ELS : La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Module de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

❖ le module de Young instantané E_{ij} (pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h.

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad \text{(Art A.2.1.2.2 CBA93)}$$

❖ le module de Young différé E_{vj} (pour des charges de longue durée d'application).

$$E_{vj} = (1/3) \times E_{ij} \quad \text{(Art A.2.1.2.1 CBA93)}$$

Pour notre projet on a :

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad E_v = 10721,40 \text{MPa}$$

$$E_i = 32164,20 \text{MPa}$$

Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté «v».

- L'ELU : $\nu = 0 \rightarrow$ Calcul des sollicitations.
- L'ELS : $\nu = 0.2 \rightarrow$ Calcul des déformations.

I.6.4 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa résistance à la traction, son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton, On a différents caractéristiques d'acier :

- ❖ $f_e \text{ E400} = 400 \text{MPa.}$
- ❖ $f_e \text{ E500} = 500 \text{MPa.}$

Contraintes limites de l'acier

➤ **ELU :** Pour le calcul, on utilise le diagramme de contraintes-déformations suivant :

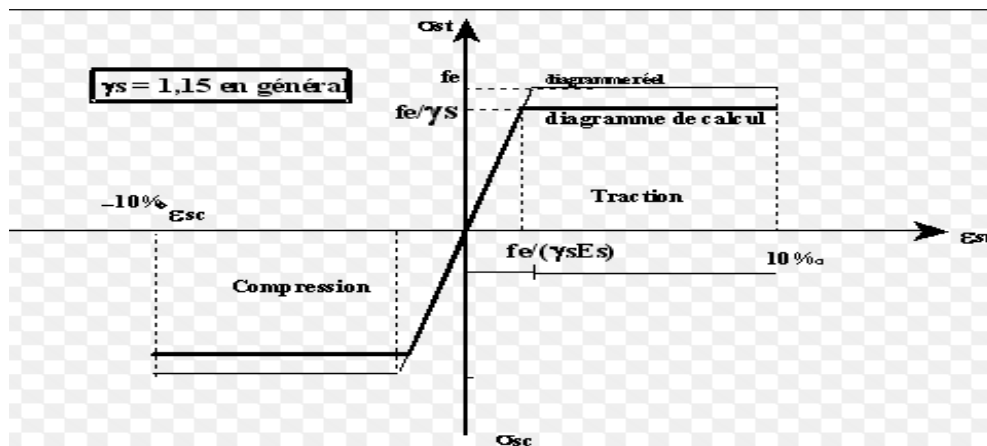


Figure I.2. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ situation courante.} \\ \sigma_s = 400 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

➤ **ELS** : La limitation d'ouvertures des fissures dans l'acier varie en fonction des contraintes dans ces armatures et le type de la fissuration.

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration nuisible : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 201,6 \text{ MPa}$.
- Fissuration très nuisible : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 164,97 \text{ MPa}$.

I.7 Actions et sollicitations

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

I.7.1 Combinaisons d'action donnée par le RPA

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q. \\ \text{ELS : } G + Q. \end{array} \right.$$

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0,8G + Q + E_x \\ 0,8G + Q + E_y \end{array} \right.$$

I.8 Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé dans notre structure sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé dans notre structure

matériaux	caractéristique physico mécanique	Valeurs(MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : Situation durable	14,2
	Contrainte en situation accidentelle	18,48
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantané	32164,20
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818,86
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	2.10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU :	
	Situation accidentelle	400
	Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS :	
{ FN	201.63	
{FTN	164.97	

II. CHAPITRE II

Pré-dimensionnements des éléments

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement a pour objet le calcul préliminaire des sections des différents éléments résistants donnés dans le plan d'architecture. Les sections prédéfinies pourraient être modifiées en cas de non vérification des conditions préconisées par les règlements en vigueur RPA 99 et BAEL 91.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1 Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant des étages et supportant les revêtements de sol, les fonctions principales du plancher sont de :

- ✓ Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- ✓ Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

Planchers à corps creux

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le (BAEL 91 B.6.8, 423).

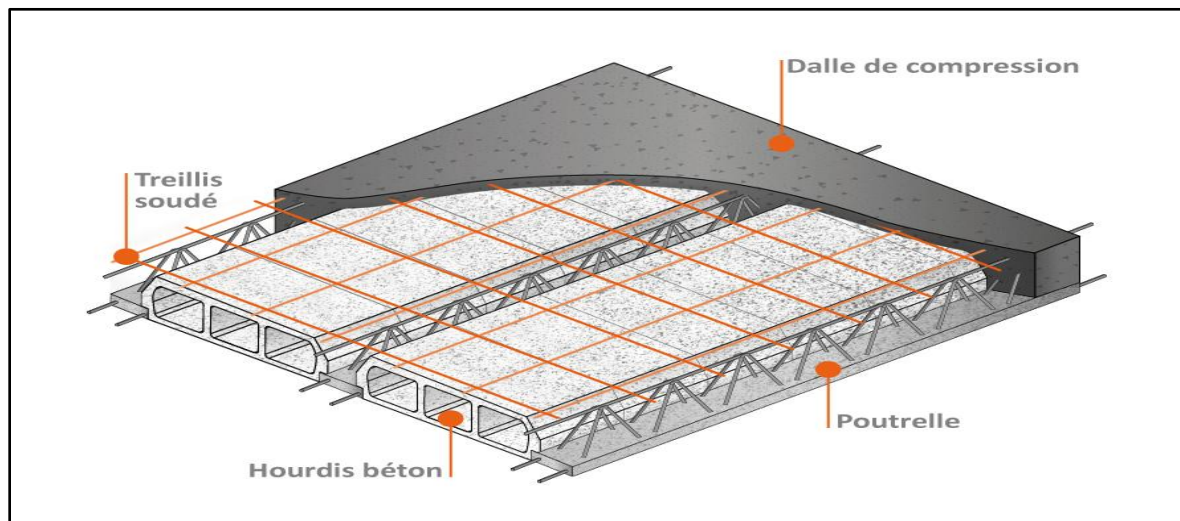


Figure. II.1. Schéma descriptif d'une dalle à corps creux.

Condition de flèche : (BAEL91 B.6.8, 424)

Il n'est pas nécessaire de justifier la rigidité des poutrelles ; si la vérification du rapport h/L satisfait la condition de flèche.

L : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle entre nus d'appuis ($L= 455$ cm)

$$L = 455 - 30 = 425 \text{ cm.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{425}{22.5} = 18.88 \text{ cm}$$

On prend donc : $h_t = 20 \text{ cm} = (16+4)$.

Plancher à Dalle pleine

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place. Ils sont caractérisés par :

- L_x : petite portée
- L_y : la grande portée
- e : l'épaisseur

Le dimensionnement de type de plancher dépend de deux critères :

- **Critère à la Résistance au feu on doit vérifier si :**

$h \geq 7$ cm → pour une heure de coupe-feu

$h \geq 11$ cm → pour deux heures de coupe-feu

$h \geq 14$ cm → pour trois heures de coupe-feu

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

Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 14 cm.

- **Critère de résistance à la flexion**

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

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ → Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$ (CBA93)

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

Le tableau suivant représente les différents types panneaux de dalle dans cette structure :

Tableau II.1. Tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines.

Niveaux	Type de dalle	Appuis	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e choisi
RDC et 1 ^{er} étage	DP1	4 appuis	0.84	14
6 ^{ème} étage	DP2	3 appuis	0.25	12
2 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	DP3	console	/	12
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	DP4	console	/	12

(Voir Figure III.4.les types des dalles pleines).

II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles assurent la transmission des charges aux poutres, elles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression).

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

h₀ : Hauteur de la dalle de compression.

b₀: Largeur de la nervure, choisie forfaitairement.

b: Largeur efficace.

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

L_x: Distance entre nus de deux poutrelles.

L_{ymin} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.6 h_t.$$

$$8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm} \rightarrow b_0 = 10\text{cm}.$$

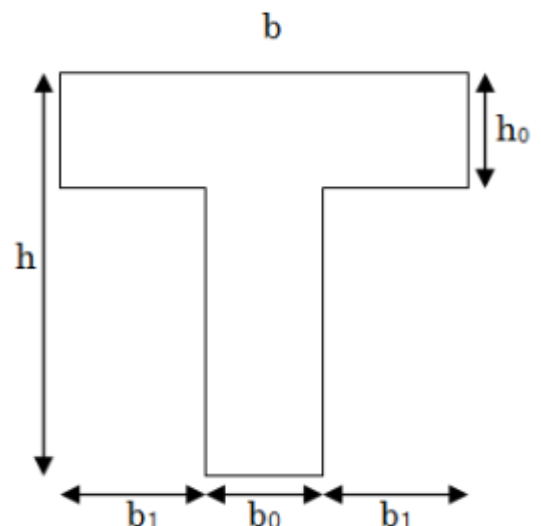


Figure II.2. Dimensionnement de la poutrelle.

$$\begin{cases} L_x = b - b_0 \rightarrow 65 - 10 = 55 \text{ cm.} & \frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{400}{10}\right) \\ L_y = 400 \text{ cm.} & \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5; 40\text{cm}) \end{cases}$$

donc : $b = 65 \text{ cm}$.

Dans notre structure, la disposition des poutrelles est indiquée sur la figure suivante :

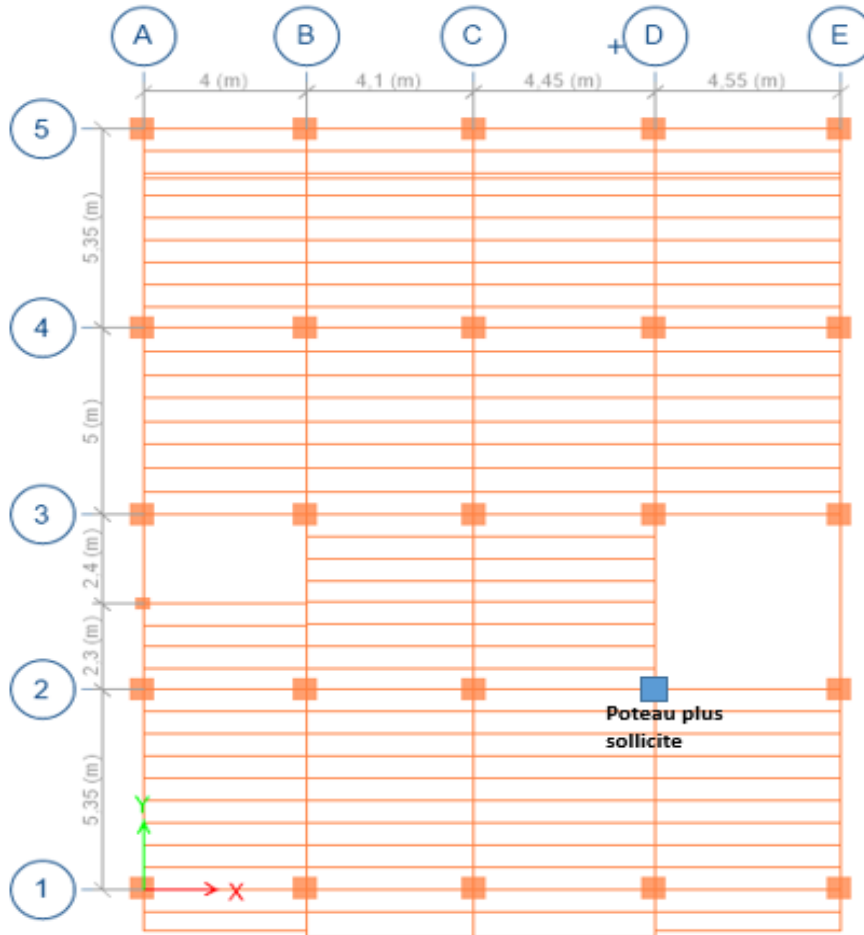


Figure. II.3. Schéma de disposition des poutrelles et le poteau le plus sollicité.

II.2.3 L’acrotère

L’acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c’est un mur périphérique réalisé en béton armé, pour éviter l’infiltration des eaux pluviales, le calcul se fera à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge d’exploitation (Q).

L’acrotère est exposé aux intempéries, donc La fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L’ELU et à L’ELS.

Tableau II.2.Évaluation des charges et surcharges poids propre de l’acrotère.

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Enduit ciment	Surfaces (cm ²)	Poids propre (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.27	685	25	1.712	1
120	15	0.27	1885	25	4.712	1

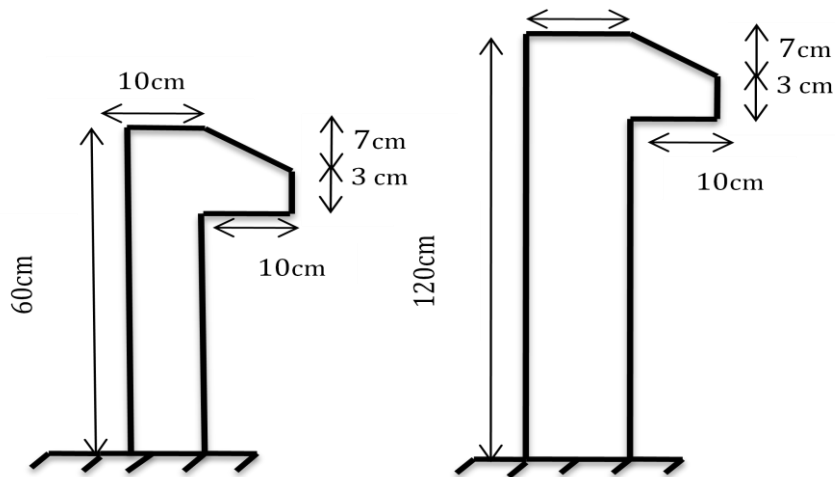
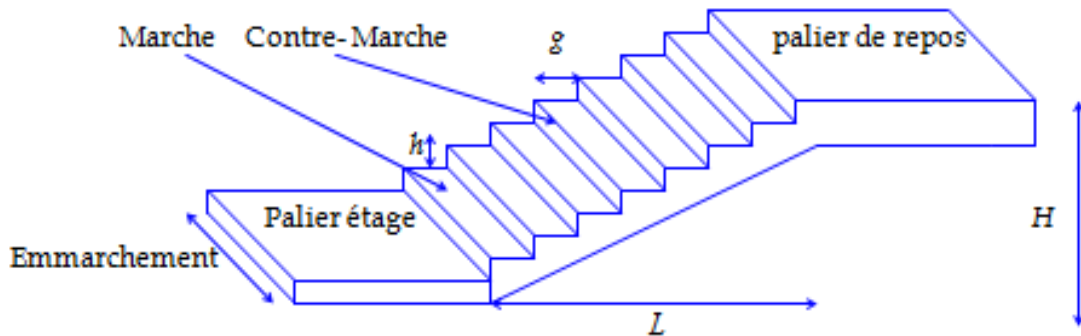


Figure II.4. Les deux types de l'acrotère.

II.2.4 Les Escaliers

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, est déterminé par sa marche, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.



❖ **Dimensionnement**

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier.

En pratique, nous avons :

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times h + g \leq 64 \text{ cm.}$$

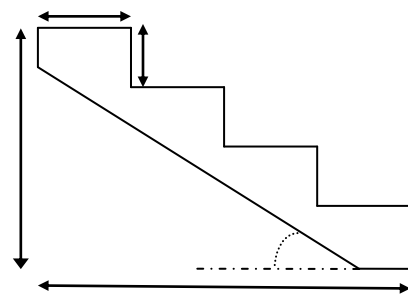
On prend: $\begin{cases} g = 30\text{cm.} \\ h = 17\text{cm.} \end{cases}$

Nombre des contre marches : $N_{cm} = \frac{H_v}{h}$

Nombre des marches : $N_m = N_{cm} - 1$

La ligne de foulée : $= g * N_m$

L'inclinaison : $\text{Tang } \alpha = \frac{H_v}{L_f}$

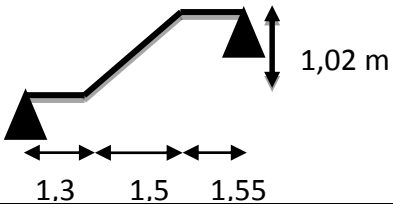
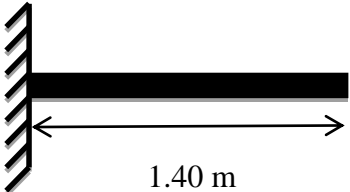


Épaisseur de la paillasse

Selon la condition suivante :

$$\frac{1}{30} \times L \leq e \leq \frac{1}{20} \times L \text{ avec } : L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_v^2} + L_p .$$

Tableau II.3. Pré-dimensionnement et schéma statiques d'escalier hôtel.

niveaux	volée	H_v	N_m	N_{cm}	α	Schéma statique	e choisi (cm)
RDC et étages courants	1 et 3	1.02	5	6	34.21°		15
	2	1.36	7	8	32.93°		15

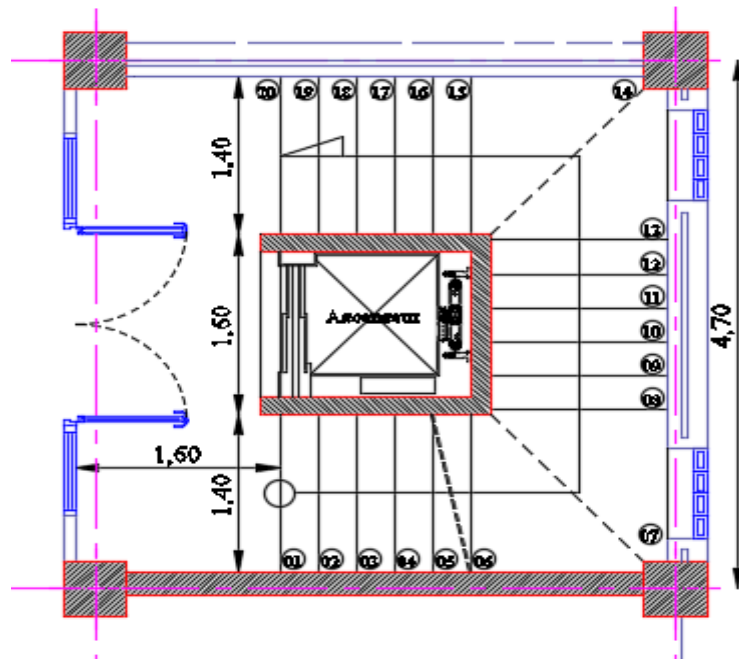
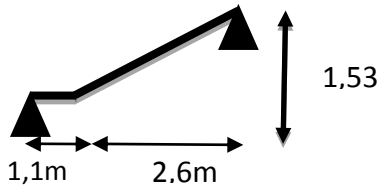


Figure II.5. Escalier à service Hôtel.

Tableau II.4. Pré-dimensionnement et schéma statiques d'escalier balancé (escalier de secours).

niveaux	volée	H_v	N_m	N_{cm}	α	Schéma statique	e choisi (cm)
RDC et étages courants	1	1.53	9	10	34.2°		17

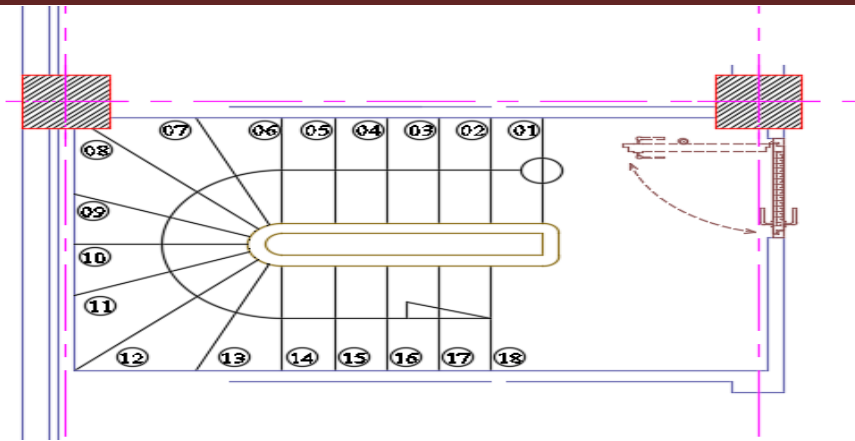


Figure II.6. Escalier de secours.

Tableau II.5. Pré-dimensionnement de la poutre brisée et chaînage.

Poutres	L_{\max} (cm)	$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$	h (cm)	b (cm)
Brisée	470	$31.33 \leq h_p \leq 47$	40	30
Chaînage	425	$28.33 \leq h_p \leq 42.5$	30	30

II.3 Pré-dimensionnement des éléments principaux

II.3.1 Poutres principales

❖ Condition du porté (BAEL91)

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : La plus grande portée. $\Rightarrow L_{\max} = 535 - 30 = 505$ cm.

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 505 \Rightarrow h = (33.66 \div 50.5)$$

On prend donc : $h = 45$ cm.

$$b = (0.30 \div 0.50) h \Rightarrow b = (0.30 \div 0.50) * 45 \Rightarrow b = (13.5 \div 22.5).$$

On prend donc : $b = 30$ cm.

❖ Specifications des règles (RPA99)

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

- $b \geq 20$ cm $\Rightarrow b = 30$ cm > 20 cm (condition vérifiée)
- $h \geq 30$ cm $\Rightarrow h = 45$ cm > 30 cm (condition vérifiée)
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4$ (condition vérifiée)
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30$ cm $\leq (1.5 \times 45) + 30 = 97.5$ cm
 30 cm ≤ 97.5 cm (condition vérifiée)

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des poutres principales (30×45) cm²

II.3.2 Poutres secondaires

❖ Condition de portée (BAEL91) : $h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$

L_{\max} : la plus grande portée. $\Rightarrow L_{\max} = 455 - 30 = 425$ cm

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 405 \Rightarrow h = (28.33 \div 40.25)$$

On prend donc : $h = 40$ cm.

$$b = (0.30 \div 0.50) h \Rightarrow b = (0.30 \div 0.50) \times 40 \Rightarrow b = (12 \div 20)$$

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

❖ Spécifications des règles (RPA99)

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$ (condition vérifiée)
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq (1.5 \times 40) + 30 = 90 \text{ cm}$
 $30 \text{ cm} \leq 90 \text{ cm}$ (condition vérifiée)

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres secondaires $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.3.3 Les Poteaux

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments. Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles :

BAEL91(ART8.4.1) ; une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent

Répondre aux critères et les recommandations du **RPA99 V2003**.

- D'après **RPA99/version 2003**:
- h_e Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :
- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

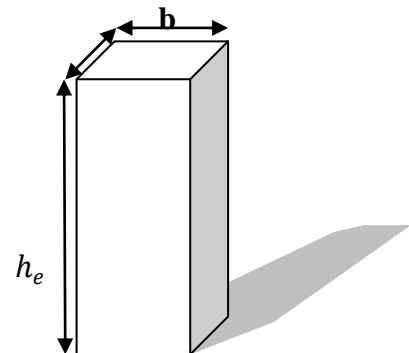


Figure II.7. Dimensionnement d'un poteau

- D'après les règles **BAEL91**:
- L'effort normal ultime agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec:

- B_r : section réduite du poteau : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$ en m^2 .
- N_u : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$).
- A_s : section d'armature comprimée prise en compte dans le calcul.
- F_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $F_e = 400 \text{ MPa}$).
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b = 1,5$ (situation durable ou transitoire).

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que: $\gamma_s = 1,15$ (situation durable ou transitoire).
- α : coefficient fonction de l'élançement du poteau calculé par:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

- Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$$

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Pour : $\lambda = 35 \quad \rightarrow \alpha = 0,708 \quad \rightarrow B_r \geq 0,064 \times N$

Pour : $\lambda = 50 \quad \rightarrow \alpha = 0,603 \quad \rightarrow B_r \geq 0,075 \times N_u$

N_u : est déterminé à partir de la descente des charges.

Dégression des charges

Dans un bâtiment à usage d'habitation qui est multi-étage avec un nombre important d'étage qui sont indépendants les uns des autres il convient d'appliquer la loi de dégression de charge de charge dite également de base.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le plancher terrasse $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, \dots, Q_n$ les charge d'exploitation sur les niveaux 1, 2, 3, 4, 5, N et cela tous numéroté du sommet à la base.

- Sous terrasse Q_0
- Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieure (étage 2) $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- (étage 3) $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- (étage 4) $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- (étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les niveaux de la bâtisse il y'a lieu de simplifier la loi de dégression en réduisant la charge de chaque niveau de 10% jusqu'à arriver à $0,5 Q_0$ et cette valeur sera conservée pour tous les niveaux inférieure (**DTR BC.2.2. Art 6.1**).

On adopte préalablement la section des poteaux (b×h) comme suit :

- Sous-sol et RDC est de section $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- 1^{er} et 2^{ème} étages est de section $(45 \times 50) \text{ cm}^2$.
- 3^{ème} et 4^{ème} étages est de section $(45 \times 45) \text{ cm}^2$.
- 5^{ème} étages est de section $(40 \times 45) \text{ cm}^2$.
- 6^{ème} étages est de section $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- 7^{ème} étages est de section $(35 \times 40) \text{ cm}^2$.
- 8^{ème} étages est de section $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- la buanderie et la cage d'escalier (30×35)

II.3.4 .Les voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003),ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré-dimensionnement.

D'après le RPA 99 article7.7.1 « les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ».

Avec:

- L: portée du voile.
- e: épaisseur du voile.

D'après l'article (7.7.1 RPA99 /V2003). « L'épaisseur minimale est de 15 cm». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

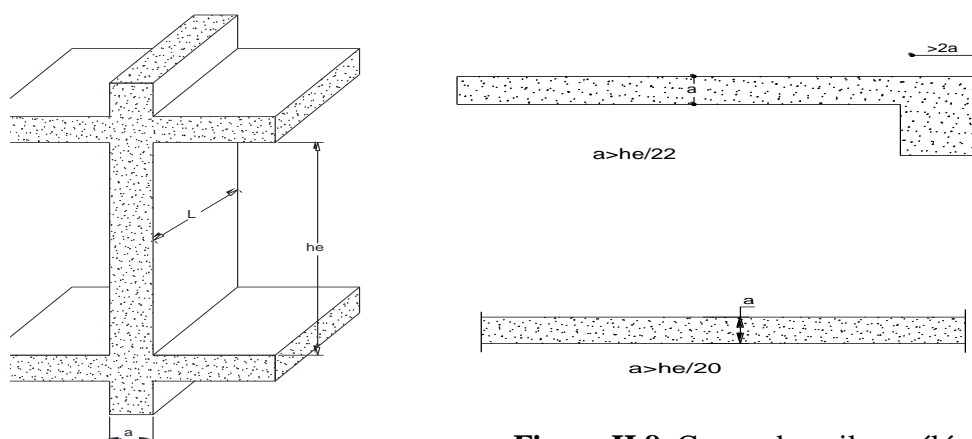


Figure II.8. Coupe de voile en élévation.

La condition à vérifier : $e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$.

h_e = hauteur d'étage – la hauteur de la poutre ($h_p = 35 \text{ cm}$).

Tableau II.6. Pré-dimensionnement des voiles.

Niveaux	h_e (cm)	e (cm)	e_{choisi} (cm)
Sous-sol	254	$e \geq 15$	20
RDC et 1 ^{er} étage	305	$e \geq 16$	20
2 ^{ème} jusqu'au 8 ^{ème} étage	271	$e \geq 15$	15

II.4 Évaluation des charges et surcharges

II.4.1 Les planchers à corps creux

❖ Plancher terrasse inaccessible (buanderie)

1. Gravillon de protection.
2. Étanchéité multicouche.
3. Forme de pente.
4. Isolation thermique.
5. Plancher à corps creux.
6. Enduit en plâtre.

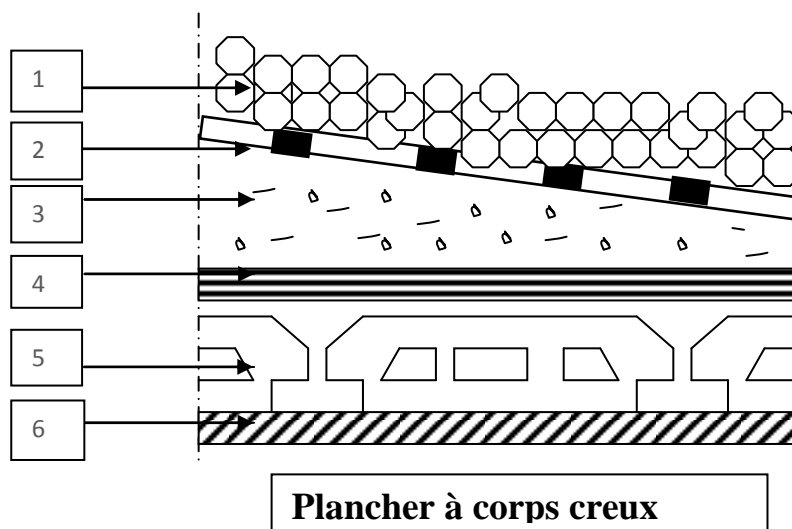


Tableau II.7. Évaluation des Charges revenant au plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Plancher à corps creux	0.16+0.04	/	2.80
	Dalle pleine	0.14	25	3.5
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G (plancher terrasse inaccessible)				6.48
Charge permanente G (cage d'escalier)				7.08
Charge d'exploitation Q				1

❖ Plancher étage courant et terrasse accessible

Tableau II.8. Plancher étage courant et terrasse accessible en corps creux (2^{ème} jusqu'à 8^{ème} étage)

Désignations des éléments	e (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Lit de sable	0.02	18	0.36
Corps creux	0.16+0.04	/	2.8
Cloisons	0.9	/	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G			5.02
Charge d'exploitation Q			1.5

II.4.2 Plancher dalle pleine

Tableau II.9. Plancher RDC et 1^{er} étage en dalle pleine.

Désignations des éléments	e (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Cloisons	0.1	/	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G			5.81
Charge d'exploitation Q de RDC			2.5
Charge d'exploitation Q de 1 ^{er} étage			5

Tableau II.10. Évaluation des charges revenant aux balcons.

Désignations des éléments	e (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit ciment	0.02	20	0.4
Charge permanent G			4.52
Charge d'exploitation Q			3.5

Tableau II.11. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

Désignations des éléments	e (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.1	/	0.9
Lame d'air	0.05	/	/
brique creuse	0.15	/	1.3
Enduit en ciment	0.02	20	0.4
Charge permanent G			2.8

II.4.3 Escalier

type 01 (escaliers principale)

Tableau II.12. Évaluation des charges revenant aux paliers de repos.

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable fin	0.02	18	0.36
palier	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
La charge permanente G			5.31
Charge d'exploitation Q (RDC et 1 ^{er} étage)			4
Charge d'exploitation Q (2 à 8 étage)			2.5

Tableau II.13. La paillasse avec une inclinaison de $34,21^\circ$ (volée 1 et 3 de tous les niveaux) et (volée 2 de 2^{ème} jusqu'à la terrasse accessible)

Matériaux		Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	horizontal	0.02	20	0.4
	vertical	0.02h/g	20	0.226
Mortier de pose	horizontal	0.02	20	0.4
	vertical	0.02h/g	20	0.226
Couche de sable fin		0.02	18	0.36
marche		17/2	25	2.125
Paillasse		0.15/ $\cos\alpha$	25	4.53
Enduit de ciment		0.02	20	0.4
Charge permanent G				8.66
Charge d'exploitation Q (RDC et 1 étage)				4
Charge d'exploitation Q (2 à 8 étage)				2.5

Type 2 (Escalier balancer (secours))**Tableau II.14.** Évaluation des charges revenant aux paliers repos.

Matériaux		Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage		0.02	20	0.4
Mortier de pose		0.02	20	0.4
Couche de sable fin		0.02	18	0.36
palier		0.17	25	4.25
Enduit de ciment		0.02	20	0.4
charge permanent G				5.81
charge d'exploitation Q (2 à 8 étage)				2.5
Charge d'exploitation Q (RDC et 1 étage)				4

Tableau II.15.Évaluation de la paillasse avec une inclinaison de 31.93° (volée 2 de 2^{ème} jusqu'au 8^{ème} étage)

Matériaux		Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	horizontal	0.02	20	0.4
	vertical	0.02h/g	20	0.226
Mortier de pose	horizontal	0.02	20	0.4
	vertical	0.02h/g	20	0.226
Couche de sable fin		0.02	18	0.36
marche		17/2	25	2.125
Paillasse		0.17/ $\cos\alpha$	25	5
Enduit de ciment		0.02	20	0.4
Charge permanent G				9.13
Charge d'exploitation Q				2.5
Charge d'exploitation Q (RDC et 1 étage)				4

II.5 Descente de charge sur le poteau (C19)

- Calcul de la surface afférente

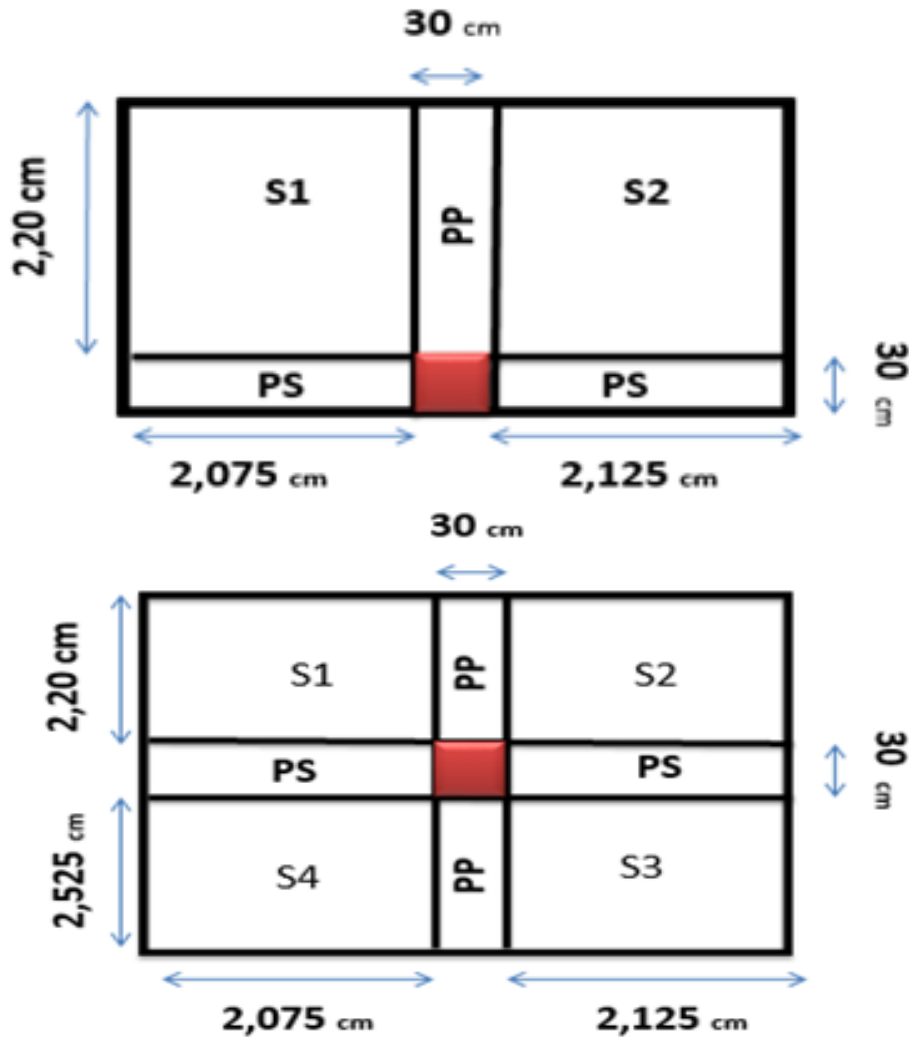


Figure II.9. Schéma de la surface afférente du poteau (C_{19}) buanderie et étage courant.

$$S_1 = 2.075 \times 2.20 = 4.565 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 2.075 \times 2.525 = 5.239 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2.125 \times 2.20 = 4.675 \text{ m}^2.$$

$$S_q \text{ (Poutre)} = (2.125 + 2.075 + 2.525 + 2.2) \times 0.3 = 2.67 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.125 \times 2.525 = 5.365 \text{ m}^2.$$

- Les charges permanentes et les charges d'exploitations

- La buanderie

$$G = 6.48 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{cc} = (G \times S_1) = 6.48 \times 4.565 = 30.25 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = 1 \times 4.565 = 4.565 \text{ KN}$$

- Les poteaux

$$G = 0.3 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 8.03 \text{ KN}$$

- Les poutres

$$G = (0.3 \times 0.35 \times 4.2 \times 25) + (0.3 \times 0.4 \times 2.2 \times 25) = 17.77 \text{ KN}$$

- Mur double cloison

$$G = 4.5 \times 2.8 \times 2.76 = 32.9 \text{ KN}$$

➤ L'acrotère

$$G = 0.15 * 0.5 * 25 * 2.075 = 3.55 \text{ KN}$$

Les résultants des différents efforts sont représentés ci-dessous :

Tableau II.16. Descente de charge du poteau C₁₉

Poteaux C ₁₉				
Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G (KN)	surcharges Q (KN)
Cage d'escalier	N ₁₁	Acrotère	8.60	$S_q = Q*(S_1 + S_{q\text{poutre}})$
		Plancher terrasse inaccessible	33.84	
		poutres	12.328	
		Poteaux (30*35)	8.0325	
		la somme	62.79	
buanderie	N ₁₀	venant de N ₁₁	62.79	16.47
		Plancher terrasse inaccessible	30.25+12.25	
		Acrotère	3.55	
		poutres	17.77	
		Poteaux (30*35)	8.03	
		Mur double cloison	32.9	
		la somme	167.54	
Etage 8	N ₉	venant de N ₁₀	167.54	38.74
		Plancher corps creux	76.14	
		poutres	25.27	
		Poteaux (35*35)	9.37	
		Mur double cloison	31.86	
		escalier	19.92	
		la somme	330.10	
Etage 7	N ₈	venant de N ₉	330.10	90.64
		Plancher C.C	77.70	
		poutres	25.6	
		Poteaux (35*40)	10.71	
		Escaliers	26.12	
		la somme	444.63	
Etage 6	N ₇	venant de N ₈	444.63	38.74
		Plancher C.C	77.70	
		poutres	25.6	
		Poteaux (40*40)	12.24	
		Escaliers	26.12	
		la somme	586.29	
Etage 5	N ₆	venant de N ₇	586.29	38.74
		Plancher C.C	77.70	

		Poutres	25.6	
		Poteau (40*45)	13.77	
		Escaliers	26.12	
		la somme	729.45	143.23
Etage 4	N ₅	venant de N ₆	729.45	38.74
		Plancher C.C	77.7	
		Poutres	25.6	
		Poteaux (40*45)	13.77	
		Escaliers	26.12	
		la somme	872.64	
Etage 3	N ₄	venant de N ₅	872.64	38.74
		Plancher C.C	77.7	
		poutres	25.6	
		Poteaux (45*45)	15.49	
		Escaliers	26.12	
		la somme	1017.55	
Etage 2	N ₃	venant de N ₄	1017.55	38.74
		Plancher C.C	77.7	
		poutres	25.6	
		Poteaux (45*50)	17.215	
		Escaliers	26.12	
		la somme	1154.18	
Etage 1	N ₂	venant de N ₃	1154.18	38.74
		Plancher C.C	77.7	
		poutres	25.6	
		Poteaux (45*50)	17.21	
		Escaliers	26.6	
		la somme	1301.29	
RDC	N ₁	venant de N ₂	1301.29	109.22
		Plancher D.P	89.93	
		poutres	25.6	
		Poteaux (50*50)	19.125	
		Escaliers	26.6	
		la somme	1462.55	
SOUS SOL	N ₀	venant de N ₁	1462.55	66.5
		Plancher DP	89.93	
		poutres	25.6	
		Poteaux (50*50)	19.125	
		escalier	26.6	
		la somme	1636.80	
la somme			1636.80	355.71

Le poteau C₁₉ est un poteau voisin rive ce qui implique de majorer l'effort qui lui est transmis par la structure et puisqu'il appartient à un bâtiment de plus de trois travées on le majore seulement de 10%. **(CBA93 art B.8.1.1)**

$$N_u = 1.35 \times 1636.80 + 1.5 \times 355.71 = 2743.275 \text{ KN.}$$

$$\text{On majore pour 1.1: } N_u^* = 1.1 \times 2743.27 = 3017.60 \text{ KN.}$$

Vérification à la résistance

$$\sigma_{bc} = \frac{N^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$13.09 \text{ MPa} < 14.2 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des autres niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.17. Vérifications des contraintes.

Niveaux	N _u [*] (MN)	B (m ²)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sous-sol	3.0176	0.2304	14.2	13.09	vérifié
RDC	2.6491			11.49	vérifié
1 ^{er} étage	2.3015	0.2064		11.15	vérifié
2 ^{eme} étage	2.0500			9.93	vérifié
3 ^{eme} étage	1.8143	0.1849		9.81	vérifié
4 ^{eme} étage	1.6359			8.84	vérifié
5 ^{eme} étage	1.5661	0.1634		9.58	vérifié
6 ^{eme} étage	1.3641	0.1444		9.44	vérifié
7 ^{eme} étage	0.8098	0.1254		6.45	vérifié
8étages	0.5867	0.1089		5.38	vérifié
buanderie	0.2860	0.0924		3.09	vérifié
Cage d'escalier	0.1033			1.11	vérifié

Tableau II.18. Vérification au flambement

Niveaux	I *10 ⁻³ (m ⁴)	B (m ²)	i (m)	λ	α	B _r calculé (m ²)	B _r opté (m ²)	Observation
Sous-sol	5.208	0.250	0.144	14.04	0.8236	0.1665	0.2304	vérifié
RDC	5.208	0.250	0.144	16.52	0.8137	0.1480	0.2304	vérifié
1 ^{er} étage	4.687	0.225	0.144	16.52	0.8137	0.1285	0.2064	vérifié
2 ^{eme} étage	4.687	0.225	0.144	14.87	0.8203	0.1136	0.2064	vérifié
3 ^{eme} étage	3.147	0.202	0.124	17.27	0.8105	0.1017	0.1849	vérifié
4 ^{eme} étage	3.147	0.202	0.124	17.27	0.8105	0.0917	0.1849	vérifié
5 ^{eme} étage	3.037	0.180	0.130	16.47	0.8139	0.0874	0.1634	vérifié
6 ^{eme} étage	2.133	0.160	0.115	18.62	0.8044	0.0771	0.1444	vérifié
7 ^{eme} étage	1.866	0.140	0.115	18.62	0.8044	0.0457	0.1254	vérifié
8étages	1.250	0.122	0.101	21.20	0.7919	0.0336	0.1089	vérifié
buanderie	1.071	0.105	0.101	21.20	0.7919	0.0164	0.0924	vérifié
Cage d'escalier	1.071	0.105	0.101	21.20	0.7919	0.0059	0.0924	vérifié

II.6 Conclusion:

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Sous-sol et RDC est de section $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- 1^{er} et 2^{ème} étages est de section $(45 \times 50) \text{ cm}^2$.
- 3^{ème} et 4^{ème} étages est de section $(45 \times 45) \text{ cm}^2$.
- 5^{ème} étages est de section $(40 \times 45) \text{ cm}^2$.
- 6^{ème} étages est de section $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- 7^{ème} étages est de section $(35 \times 40) \text{ cm}^2$.
- 8^{ème} étages est de section $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- la buanderie et la cage d'escalier (30×35) .

III. CHAPITRE III

Étude des éléments secondaire

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux qui ne font pas partie de système contreventements, donc on s'intéresse dans ce chapitre aux éléments qui comporte notre structure (les planchers, escaliers, poutre brisé, poutre de chaînage acrotère, et l'ascenseur).

III.2 Études des planchers

III.2.1 Plancher à corps creux

Ce type de planchers est très couramment utilisé dans les bâtiments à usage d'habitation. Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

Les poutrelles :

La table de compression.

III.2.1.1 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme des poutres (en T ou rectangulaire) soumise à la flexion simple.

❖ Évaluation des charges et les surcharges appliqués sur les poutrelles

$$\begin{aligned} \text{ELU} : & \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35G + 1.5Q ; \\ p_u = q_u * l_0 ; \end{array} \right. \\ \text{ELS} : & \left\{ \begin{array}{l} q_s = Q + G ; \\ p_s = q_s \times l_0 ; \end{array} \right. \quad \text{avec : } l_0 = 0.65\text{m.} \end{aligned}$$

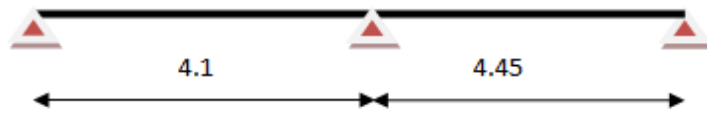
Tableau.III.1. Les charges revenant aux poutrelles dans les différents niveaux (ELU et ELS).

Désignations	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			p _u (KN/m ²)	q _u (KN/m)	p _s (KN/m ²)	q _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.48	1	10.248	6.6612	7.48	4.862
Etage courant	5.02	1.5	9.027	5.8675	6.52	4.238

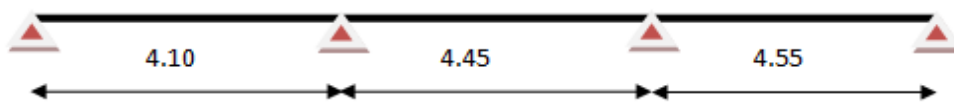
❖ **Les types des poutrelles**

Dans notre construction, il y a trois types de poutrelle qu'on doit étudier chacune séparément (Figure II.3).

Type 1 : (Terrasse inaccessible et étage courant).



✓ Type 2 : (Terrasse inaccessible et étage courant).



✓ Type 3 : (étage courant).



Figure III.1. Les différentes Types des poutrelles.

Calcul des sollicitations

Pour déterminer les sollicitations du moment fléchissant (M) et de l'effort tranchant (T); les poutrelles du plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées telle que la méthode forfaitaire (MF), Caquot minorée et Caquot.

La méthode forfaitaire est appliquée généralement dans les planchers dit à charge d'exploitation modérée ($Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5000 \text{ N/m}^2$) et qu'en outre les conditions suivantes sont remplies:

- ✓ Les éléments solidaires ont une même section constante dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (25%).
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements (FPN).

En pratique cette méthode est généralement applicable aux planchers de bâtiment d'habitation, de bureau ...etc.

❖ **Application de la méthode forfaitaire**

1) $Q < 5000 \text{ N/m}^2$, on a $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ (Condition vérifiée).

2) La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées) :

$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \text{constante}$ (Condition vérifiée).

3) Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{4}{4.1} = 0.97 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).} \\ 0.8 \leq \frac{4.1}{4.45} = 0.92 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).} \\ 0.8 \leq \frac{4.45}{4.55} = 0.97 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).} \end{array} \right.$$

4) La fissuration est considérée comme peu préjudiciable..... (Condition vérifiée).
 Donc on applique la méthode forfaitaire pour tout les niveaux

❖ **Calculs des moments** : Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée de intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} \text{ dans une travée de rive.} \end{cases}$$

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

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées,
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 ($M_0 = \frac{P.l^2}{8}$); la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée) et

$\alpha = \frac{q}{(g + q)}$ Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérée.

$$\Rightarrow \begin{cases} \alpha_{P.T} = \frac{q}{(g + q)} = \frac{1}{(1 + 6.48)} = 0.1336 \\ \alpha_{P.E.C} = \frac{q}{(g + q)} = \frac{1.5}{(1.5 + 5.02)} = 0.2301 \end{cases}$$

Remarque : lorsque, sur l'appui de rive, la poutre est solidaire d'un poteau ou d'une poutre (encastrement partiel), il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer le moment du à cet encastrement; on prend: $M_a = - 0.15M_0$.

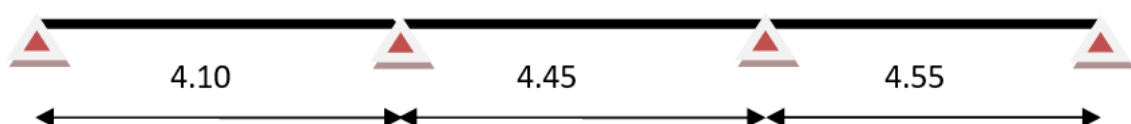
❖ **Calcul de l'effort tranchant**

Pour l'évaluation des efforts tranchants sur les appuis, on suppose une discontinuité entre travée c.à.d. c'est l'effort tranchant hyperstatique est confondue avec l'effort tranchant isostatique $\frac{q \cdot L}{2}$ sauf sur les appuis intermédiaires on tient compte de la continuité en majorant l'effort isostatique :

- 15% Pour une poutre à deux (02) travées.
- 10% Pour une poutre à plus de deux (0 2) travées.

Exemple de calcul M_F (type 03)

Terrasse inaccessible



❖ Evaluation des moments

▪ Les Moments isostatiques

$$M_0 = \frac{P.l^2}{8}$$

A l'ELU

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{6.6612 * 4.1^2}{8} = 13.9958 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{6.6612 * 4.45^2}{8} = 16.4885 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{6.6612 * 4.55^2}{8} = 17.2380 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_0^{AB} = \frac{qs.l^2}{8} = \frac{4.862 * 4.1^2}{8} = 10.2162 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{BC} = \frac{qs.l^2}{8} = \frac{4.862 * 4.45^2}{8} = 12.0350 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{CD} = \frac{qs.l^2}{8} = \frac{4.862 * 4.55^2}{8} = 12.5820 \text{ KN.m.}$$

▪ Les Moments aux niveaux d'appuis

Appuis De rives $M_A = M_d = 0.$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration, équilibrant un moment égal à $-0.15 * M_0$

$$M_A = M_d = -0.15 * M_0; \quad M_0 = \max [M_0^{AB}; M_0^{CD}]$$

$$M_A = M_d = -0.15 * 17.238 = -2.5857 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire : $M = 0.5 * M_0$

À l'ELU

$$\begin{cases} M_B^u = -0.5 * \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -8.2442 \text{ KN.m} \\ M_C^u = -0.5 * \max (M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -8.6190 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS

$$\begin{cases} M_B^s = -0.5 * \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -6.017 \text{ KN.m} \\ M_C^s = -0.5 * \max (M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -6.291 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Moments en travée

$$\begin{cases} \alpha = \frac{1}{1+6.48} = 0.1336 & 1 + 0.3\alpha = 1.04 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.24 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max (1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.52 M_0 & \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.62 M_0 & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

A l'ELU

Travée A – B

$$M_t \geq 1.05 * 13.9968 - \frac{8.2442}{2} = 10.5745 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.62 * 13.9968 = 8.6780 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (10.5745; 8.6780) = 10.5745 \text{ KN.m}$$

Travée B – C

$$M_t \geq 1.05 * 16.4885 - \frac{8.2442 + 8.619}{2} = 8.8813 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.52 * 13.9968 = 8.5740 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (8.8813; 8.5740) = 8.8813 \text{ KN.m}$$

Travée C – D

$$M_t \geq 1.05 * 17.238 - \frac{8.619}{2} = 13.7904 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.62 * 17.238 = 10.6875 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (13.7904; 10.6875) = 13.7904 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Travée A – B

$$M_t \geq 1.05 * 10.2162 - \frac{6.0175}{2} = 7.7183 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.62 * 10.2162 = 6.3361 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (7.7183; 6.3361) = 7.7183 \text{ KN.m}$$

Travée B – C

$$M_t \geq 1.05 * 12.035 - \frac{6.0175 + 6.291}{2} = 6.4825 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.52 * 12.035 = 6.2582 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (6.4825; 6.2582) = 6.4825 \text{ KN.m}$$

Travée C – D

$$M_t \geq 1.05 * 12.5820 - \frac{6.2915}{2} = 10.0656 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.62 * 12.5820 = 7.8034 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (10.0656; 7.8034) = 10.0656 \text{ KN.m}$$

❖ Évaluation des efforts tranchants

Travée A – B

$$V_A = \frac{q \times l}{2} = 6.6612 \times 4.1/2 = 13.6555 \text{ KN} ; V_B = -1.1 \times \frac{q \times l}{2} = -1.1 \times 13.655 = -15.021 \text{ KN}$$

Travée B – C

$$V_B = 1.1 \times 6.6612 \times 4.45/2 = 16.3033 \text{ KN} ; V_C = -1.1 \times 6.6612 \times 4.45 = -16.3033 \text{ KN}$$

Travée C – D

$$V_C = 1.1 \times 6.6612 \times 4.55/2 = 16.67 \text{ KN} ; V_D = -6.6612 \times 4.55/2 = -15.1542 \text{ KN}$$

❖ Sollicitations des poutrelles dans le Plancher terrasse inaccessible

Tableau.III.2.Sollicitations des poutrelles dans le Plancher terrasse inaccessible.

Type 01

ELU								
Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN. m)	T _g (KN)	T _d (KN)
Travée AB	4.1	6.6612	13.9968	-2.0995	-9.8931	9.755	13.6555	15.7037
Travée BC	4.45	6.6612	16.4885	-9.8931	-2.4732	12.3664	17.0443	14.8211
ELS								
Travée	L(m)	q _s (KN/ml)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (kN. m)	M _t (KN. m)		
Travée AB	4.1	4.862	10.2162	-1.5324	-7.2209	7.1165		
Travée BC	4.45	4.862	12.0349	-7.2209	-2.4732	9.0262		

Type 02

ELU								
Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN. m)	T _g (KN)	T _d (KN)
Travée AB	4.1	6.6612	13.9968	-2.0995	-8.2442	10.5745	13.65	-15.021
Travée BC	4.45	6.6612	16.4885	-8.2442	-8.619	8.8813	16.3033	16.3033
Travée CD	4.55	6.6612	17.2380	-8.619	-2.5857	13.7904	16.67	15.1542
ELS								
Travée	L(m)	q _s (K/ml)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (kN. m)	M _t (KN. m)		
Travée AB	4.1	4.862	10.2162	-1.5324	-7.2209	7.1165		
Travée BC	4.45	4.862	12.0349	-7.2209	-6.291	9.0262		
Travée BC	4.55	4.862	12.5820	-6.291	-1.8873	10.0656		

❖ Sollicitation des poutrelles dans le Plancher étage courant.

Tableau.III.3. Sollicitations des poutrelles dans le Plancher étage courant.

Type 01

ELU								
Travée	L (m)	q _u (kN/m)	M ₀ (kN. m)	M _g (kN. m)	M _d (kN. m)	M _t (KN. m)	T _g (kN)	T _d (kN)
Travée AB	4.1	5.8675	12.330	-1.8495	-8.7143	8.2836	12.0284	13.8327
Travée BC	4.45	5.8675	14.5239	-8.7143	-2.1786	11.1689	15.0135	13.0552
ELS								
Travée	L (m)	q _s (kN/ml)	M ₀ (kN. m)	M _g (kN. m)	M _d (kN. m)	M _t (kN. m)		
Travée AB	4.1	4.238	8.9051	-1.3357	-6.2942	6.3724		
Travée BC	4.45	4.238	10.4904	-6.2944	-1.5736	8.0690		

Type 02

ELU								
Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN. m)	T _g (KN)	T _d (KN)
Travée AB	4	5.8675	11.735	-1.7602	-6.165	9.4622	11.735	12.9085
Travée BC	4.10	5.8675	12.33	-6.165	-7.262	6.5965	13.2312	13.2312
Travée CD	4.45	5.8675	14.5239	-7.262	-2.1786	11.895	14.3607	13.0552
ELS								
Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN. m)		
Travée AB	4	4.238	8.476	-1.2714	-7.2209	6.8345		
Travée BC	4.10	4.238	8.9051	-7.2209	-6.291	4.7642		
Travée CD	4.45	4.238	10.4904	-6.291	-1.5735	8.5916		

Type 03

ELU								
Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN. m)	T _g (KN)	T _d (KN)
Travée AB	4	5.8675	11.735	-1.7602	-6.165	9.4622	11.73	12.9085
Travée BC	4.10	5.8675	12.33	-6.165	-5.8096	8.000	13.231	12.0283
Travée CD	4.45	5.8675	14.52	-5.8096	-7.592	8.8252	13.055	14.3607
Travée DE	4.55	5.8675	15.184	-7.592	-2.2776	12.4357	14.683	13.3485
ELS								
Travée	L(m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN. m)		
Travée AB	4.00	4.238	8.476	-1.2714	-4.4525	6.8346		
Travée BC	4.10	4.238	8.9051	-4.4525	-4.1962	5.1952		
Travée BC	4.45	4.238	10.4904	-4.1962	-5.4835	6.3744		
Travée CD	4.55	4.238	10.9671	-5.4835	-1.6451	8.9821		

III.2.1.2 Ferrailages des poutrelles

Pour le calcul de ferrailage, on considérera la poutrelle la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section Té soumise à la flexion simple.

Les sollicitations les plus défavorable pour plancher terrasse et étage courant

Tableau.III.4. Sollicitations des poutrelles les plus défavorables utilisés pour le ferrailage.

Terrasse inaccessible		
Sollicitations	ELU	ELS
M_a^{rive} (KN)	-2.5857	-1.8873
M_a^{inter} (KN)	-9.8931	-7.2209
M_t (KN)	13.7904	10.0656
V_u (KN)	17.0443	
Etage courant		
M_a^{rive} (KN)	-2.2776	-1.6451
M_a^{inter} (KN)	-8.7143	-6.2942
M_t (KN)	12.4357	8.9821
V_u (KN)	15.0135	

❖ **Exemple de calcul (plancher terrasse inaccessible)**

Armature longitudinale

$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$
 $h_0 = 4 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

1) E.L.U:

❖ **En travée :**

Exemple de calcul

Calcul du moment résistant de la section en **T** :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b_0 \times (d - \frac{b_0}{2}) \Rightarrow M_{Tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 16.166 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13,7904 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0.046 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_{st}$$

$$= 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25(1 - 2\mu_{bu}) = 0,0589 \text{ m.}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0,1757 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{13.7904}{0,1757 \cdot 348} = 2,25 \text{ cm}^2.$$

❖ **En appuis :** (appuis de rive et intermédiaire)

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

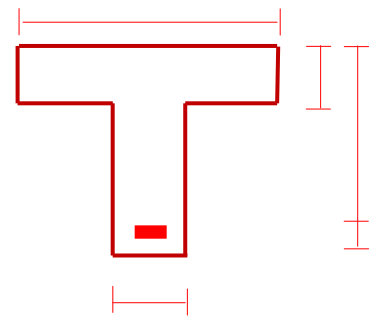


Tableau.III.5.Ferrailage du plancher (terrasse inaccessible et étage courant).

Terrasse inaccessible						
Désignation	M_u (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	f_{st} (MPa)	A (cm ²)
En travée	13.7904	0.046	0.0589	0.1757	348	2.25
En appui inter	-9.8931	0.215	0.3062	0.158	348	1.80
En appui de rive	-2.5857	0.0101	0.0127	0.1790	348	0.47
Étage courant						
En travée	12.4357	0.0415	0.0529	0.1762	348	2.028
En appui inter	-8.7143	0.0340	0.0432	0.1768	348	1.416
En appui de rive	-2.2776	0.0495	0.0635	0.1754	348	0.37

❖ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

En travée :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} \Rightarrow \geq 1.41 \text{ cm}^2.$$

En appui :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{\min} \geq 0.22 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A = \max(A_{\text{calculé}}, A_{\min})$.

Tableau.III.6.Ferrailage de terrasse inaccessible et étage courant.

Terrasse inaccessible				
Désignation	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	2.25	1.41	2.25	2T12+1T10=3.05
En appui inter	1.80	0.22	1.80	2T12=2.26
En appui de rive	0.47	0.22	0.47	1T12=0.79
Étage courant				
En travée	2.02	1.41	2.02	2T12+1T8=2.76
En appui inter	1.41	0.22	1.41	1T12+1T10=1.92
En appui de rive	0.37	0.22	0.37	1T10=0.79

❖ **Vérifications et calcul élémentaire**

Vérifications des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17.0443}{0.1 \times 0.18} = 0.9469 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est peu préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (BAEL 91 A.5.1)}$$

$$\tau_u = 0.9469 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Diamètre des armatures transversales (BAEL91 A.7.2, 2)

$$\phi_t \geq \min \begin{cases} \phi_{\min} = 8 \text{ mm} \\ \frac{h_t}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \approx 6 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc : $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \phi 6 \Rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$.

Les espacements S_t :

$S_t = \min. (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ **(BAEL91 A.5.1, 23)**

▪ $S_{t1} \leq \min (0.9; d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 ; 18; 40 \text{ cm}) = (16.20; 40 \text{ cm})$

$\Rightarrow S_{t1} = 16.20 \text{ cm}$.

▪ $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{(0.56 \times 235)}{(0.4 \times 10)} = 32.90 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_{t2} = 23.90 \text{ cm}$.

▪ $S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times f_e)}{b_0(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 0.56 \times 235)}{10(0.947 - 0.3 \times 2.1)} = 33.21 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_{t2} = 33.21 \text{ cm}$

$S_t = \min (16.20 ; 23.90 ; 33.21)$.

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91 A.5.1, 31)**

Vérification des armatures longitudinales A_l :

▪ **Cas d'un appui de rive**

$A_l \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e}$

On a : $A_l = 3.05 + 0.79 = 3.84 \text{ cm}^2$

$A_l = 3.84 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times \frac{17044300}{400} = 0.49 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée).

▪ **Cas d'un appui intermédiaire**

$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \cdot d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(17044.3 + \frac{-9893100}{0.9 \times 180} \right)$

On a : $A_l = 3.05 + 2.26 = 5.31 \text{ cm}^2 > -1.45 \text{ cm}^2$ pas de vérification à faire pour l'appui inter.

❖ **Vérification de la bielle**

$V_{\max} \leq 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$ Avec $a = 0.9 \times d = 16.2 \text{ cm}$.

Ce qui donne : $V_{\max} = 17.0443 \text{ KN} < 108 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification de la jonction table nervure :**

$\tau_u = \frac{b_1 \cdot V_{\max}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ avec $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$

$\tau_u = 1.1128 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ alors la condition est vérifiée.

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

❖ **Vérification à l'état limite de compression du béton A l'ELS :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$.

≈ **En travée**

$M_{ser} = 10.0656 \text{ MPa}$; $A_t = 3.05 \text{ cm}^2$

La position de l'axe neutre H

$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = -120.5 < 0$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait les vérifications des contraintes pour une section en T.

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0) h_0] * y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \dots \text{avec } A' = 0$$

$$5y^2 + 265.7y - 1263.5 = 0 \quad \sqrt{\Delta} = 309.67 \rightarrow y = 4.392 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2 \rightarrow I = 10.306 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10065.6}{10.306 \cdot 10^{-5}} \times 0.0439 = 4.28759 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

≈ **En appui intermédiaire**

$$M_{\text{ser}} = -7.2209 \text{ MPa} < 0 \quad ; \quad A_t = 2.26 \text{ cm}^2.$$

Le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

$$H = 394.6 \text{ cm.}$$

$$5 \times y^2 + 33.9 \times y - 610.2 = 0; \sqrt{\Delta} = 115.556; y = 8.1656 \text{ cm}; I = 5.0635 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7220.9}{5.0635 \cdot 10^{-5}} \times 8.1656 = 1.1568 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.2.1.3 Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$$l = 4.55 \text{ m}; M_0^S = 12.5819 \text{ KN. m}; M_t^{\text{ser}} = 10.0656 \text{ KN. m}$$

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \text{Max} \left(\frac{M_t}{10M_0}; \frac{1}{16} \right) \Rightarrow \frac{0.20}{4.55} = 0.044 \leq \frac{10.0656}{10(12.5819)} = 0.053 \text{ (condition non vérifiée).}$$

$$2) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.0169 \leq 0.0105 \text{ (condition non vérifiée).}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{455} = 0.044 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \text{ (condition vérifiée).}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire $\Delta f \leq \bar{f}$.

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f}' = l/500 \text{ car } l \leq (\text{BAEL91 ART B. 6.5}) \bar{f}' = 455/500 = 0.91 \text{ cm} = 9.1 \text{ mm}$$

❖ Evaluations des fleches

La flèche réelle Δf est calculée par l'expression :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Il faut définir les différents chargements sur la poutrelle (aux différentes phases de construction).

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

$$G = 6.48 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad q_g = G \times l_0 = 6.48 \times 0.65 = 4.212 \text{ KN/m}$$

$$J = G - G_{\text{rev}} = 2.8 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad q_j = j \times l_0 = 2.8 \times 0.65 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$P = 7.48 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad q_p = (G + Q) \times l_0 = q_s = 4.862 \text{ KN/m}$$

❖ Calculs des moments en travée sous les différents chargements

On a trouvé plus haut que : $M_t = 0.8M_0$; Donc :

$$M_t^G = 0.8M_0^G = 0.8q_G \times L^2/8 = 8.7198 \text{ KN.m}$$

$$M_t^j = 0.8M_0^j = 0.8q_j \times L^2/8 = 3.7678 \text{KN.m}$$

$$M_t^p = 0.8M_0^p = 0.8q_p \times L^2/8 = 10.0655 \text{KN.m}$$

❖ **Caractéristiques géométriques de la section**

Pour le calcul d'If, Il faut calculer Y_G et I_0 .

En utilisant les expressions ci-dessus, On trouve :

$$Y_G = 7.007 \text{cm}$$

$$I_0 = 1.9795 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\rho = A/b_0 \times d = 3.05/(10.18) = 0.01694$$

$$\lambda i = 0,05 \times 2.1 \times 0.65 / [(2 \times 0.6 + 3 \times 0.1) 0.0103] = 2.5181$$

$$\lambda v = 0.4 \lambda i = 1.0072.$$

Pour le calcul des contraintes σ_s , on doit calculer la position de l'axe neutre y et le moment d'inertie I de la section homogénéisée par rapport à l'axe qui passe par l'axe neutre.

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15(d - h_0) \qquad H = -1.205 \times 10^{-4} \text{m}^3 < 0.$$

Le calcul se fait comme pour une section en T.

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0 \rightarrow Y = 4.39 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 A (d - y)^2 + 15 A' (d' - y)^2 \rightarrow I = 1.0306 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

❖ **Les contraintes de traction dans l'acier**

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 172.7292 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 199.3859 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{sj} = 74.6357 \text{MPa.}$$

❖ **Calcul des coefficients μ**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 0.7337 \quad ; \quad \mu_j = 0.4865 \quad ; \quad \mu_p = 0.7645$$

❖ **Calcul des inerties fictives If**

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$$

$$If_{gi} = 0.76468 \times 10^{-4} \text{m}^4 \quad ; \quad If_{gv} = 1.2519 \times 10^{-4} \text{m}^4 \quad ; \quad If_{ji} = 0.9786 \times 10^{-4} \text{m}^4 \quad ; \quad f_{pi} = 0.7444 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

❖ **Modules de Young instantané et différé**

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_V = 10818.86 \text{MPa.}$$

$$E_i = 3 \times E_V \dots \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 32456.58 \text{MPa.}$$

❖ **Calcul des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times If_{ij}}$$

$$f_{ji} = 2.4558 \text{ mm} \quad ; \quad f_{gi} = 7.2742 \text{ mm} \quad ; \quad f_{pi} = 8.6247 \text{ mm} \quad ; \quad f_{gv} = 13.3284 \text{ mm}$$

D'où la flèche finale :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (13.3284 - 2.4558) + (8.6247 - 7.2742) = 9.81 \text{ mm} > f' = 9.4 \text{ mm.}$$

⇒ l'état limite de déformation n'est pas vérifié, Il faut augmenter : la hauteur du plancher creux à :

$$h_t = 16 + 5 = 21 \text{ cm et } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

Tableau.III.7. Les résultats de la flèche.

	Terrasse inaccessible	Étage courant
Condition 1	condition non vérifiée	condition non vérifiée
Condition 2	condition non vérifiée	condition non vérifiée
Condition 3	condition vérifiée	condition vérifiée
$q_G (KN/m)$	4.212	3.263
$q_j (KN/m)$	1.82	2.405
$q_p (KN/m)$	4.862	4.238
$M_t^G (KN.m)$	8.7198	6.915
$M_t^j (KN.m)$	3.7678	5.0972
$M_t^p (KN.m)$	10.0655	8.98
$y_G (10^{-2})$	7.007	6.9033
$I_0 (10^{-4} m^4)$	1.9795	1.9265
ρ	0.01694	0.01533
λ_i	2.5181	2.7889
λ_v	1.0072	1.1152
$Y (10^{-2})$	4.39	4.197
$I (10^{-4} m^4)$	1.0306	0.9489
$\sigma_{SG} (MPa)$	172.7292	159,4729
$\sigma_{SP} (MPa)$	199.3859	207,1241
$\sigma_{SJ} (MPa)$	74.6357	117,5397
μ_g	0.7337	0,6906
μ_j	0.4865	0,6052
μ_p	0.7645	0,7517
$(10^{-5} m^4)$	0.76468	7,2538
$(10^{-5} m^4)$	1.2519	11,982
$I_{f_{ji}} (10^{-5} m^4)$	0.9786	7,8964
$I_{f_{pi}} (10^{-5} m^4)$	0.7444	6,8552
$f_{gi} (mm)$	7.2742	6,425
$f_{gv} (mm)$	13.3284	11,6696
$f_{ji} (mm)$	2.4558	4,3505
$f_{pi} (mm)$	8.6247	8,8308
$\Delta f (mm)$	9.81	9,7244
$f' (mm)$	9.10	9.10
$\Delta f < f'$	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée
Remarque	On augmente la hauteur du plancher $h_t = 16+5 = 21 \text{ cm}$ et $b_0 = 12 \text{ cm}$	
	$2T14+1T12 = 4.21 \text{ cm}^2$	$2T12+1T10 = 3.05 \text{ cm}^2$
$\Delta f (mm)$	9,0793	7,7210
$\Delta f < f'$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Terrasse inaccessible	<p>1HA12</p> <p>2HA14+1HA12</p>	<p>2HA12</p> <p>2HA14+1HA12</p>	<p>1HA12</p> <p>2HA14+1HA12</p>
Étage courant	<p>1HA10</p> <p>2HA12+1HA10</p>	<p>1HA12+1HA10</p> <p>2HA12+1HA10</p>	<p>1HA10</p> <p>2HA12+1HA10</p>

Figure III.2. Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

III.2.1.4 Étude de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux poutrelles : Selon le CBA (Art B.6.8.4.2.3)

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures et espacements à adopter :

D'après le CBA les espacements ne doivent pas dépasser :

$S_t \geq 20 \text{ cm}$: Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

$S_t \geq 30 \text{ cm}$: Pour les armatures parallèles aux nervures.

On opte pour un treillis soudé : **TS 5Ø6 (15×15) cm²**

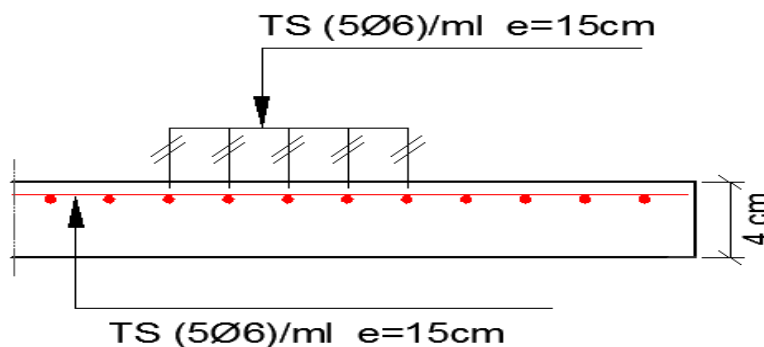


Figure III.3. Ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2 Plancher à dalle pleine

Ce type du plancher est utilisé généralement quand le plancher à corps creux ne peut pas être utilisé : surcharge importante Q , les travées sont importantes.

Le plancher à dalle pleine est calculé comme un ensemble de panneau de dalle, qui est une partie de la dalle entourée par des poutres (appuis).

L_x : la petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

L_y : la grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

Le calcul de la dalle dépend du coefficient $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Définitions des charges sur les dalles

La dalle est soumise à son poids propre G , et la charge d'exploitation Q .

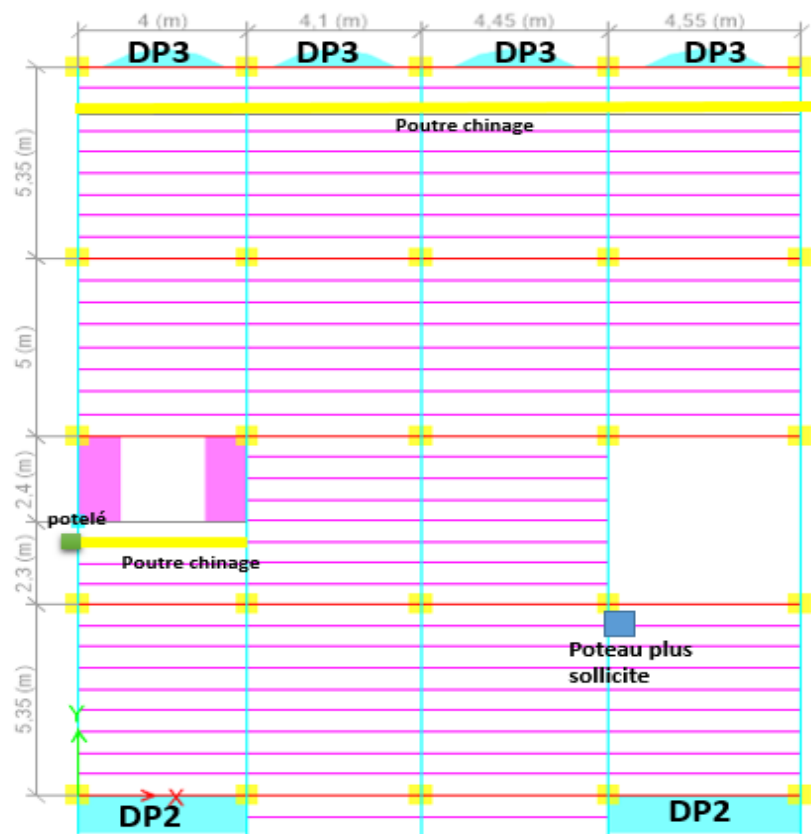


Figure III.4. Les types des dalles pleines

(Voir d'autres dalles pleines dans l'Annexe III.3).

❖ Calcul Les sollicitations dans les dalles

III.2.2.1 Les balcons

a) Dalle repose sur un appui c'est le cas d'un consol pour une charge répartie :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad ; \quad M = -\frac{q \cdot l_x^2}{2}$$

$$q_s = G + Q \quad ; \quad V = p \cdot l_x$$

▪ Pour une charge concentrée p :

$$M_0 = -p \cdot l_x \quad ; \quad V = p$$

▪ Le moment global sera la superposition des deux moments :

$$M_t = M_a = -\left(\frac{q \cdot l_x^2}{2} + p \cdot l_x\right) \quad V_t = q \cdot l_x + p$$

b) Dalle sur 3 appuis :

$$\text{Si : } L_x > \frac{l_x}{2} M_x^0 = \frac{q \cdot l_y^3}{24} \quad ; \quad M_y^0 = \frac{q \cdot l_y^4}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q \cdot l_y^3}{48}$$

$$\text{Si : } L_x < \frac{l_x}{2} M_x^0 = \frac{q \cdot l_x^2 \cdot l_y}{2} - \frac{2 \cdot q \cdot l_x^3}{3} \quad ; \quad M_y^0 = \frac{q \cdot l_x^3}{6}$$

Exemple de calcul

❖ Dalle repose sur un seul côté

L_x : c'est la partie qui sort en console.

L_y : c'est la partie sur laquelle la dalle s'appuie.

Pour DP2 $\rho = \frac{1.1}{4.35} = 0,25 < 0,4$ La dalle travaille suivant un sens.

Pour DP3 consol $l_x = 0.5\text{m}$ $e = 12\text{cm}$

❖ Les sollicitations

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \quad ; \quad q_s = G + Q$$

$$p_u = 1.35 \times P = 1.35\text{KN.} \quad ; \quad p_s = 1\text{KN/ml.}$$

$P = 1\text{KN}$ qui est le poids du garde-corps.

$$M_u = (q_u \times l_x^2)/2 + p_u \times l_x \quad ; \quad M_s = (q_s \times l_x^2)/2 + p_s \times l_x$$

$$V_u = (q_u \times l_x) + p.$$

Tableau.III.8. Les résultats de calcul des sollicitations.

type	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	p _u (KN)	p _s (KN)	M _u (KN.m)	M ^{ser} (KN.m)	V _u (KN)
DP1	4.58	3.5	11,35	8,02	1.35	1	8.35	5,95	13,48
DP3	4.58	3.5	11,35	8,02	1.35	1	2.09	1.50	7.02

❖ Le ferrillage

Le ferrillage se fait à la flexion simple pour une largeur $b = 1\text{m}$ et d'épaisseur $e = 12\text{cm}$.

Tableau.III.9. les résultats de ferrillage et la vérification des contraintes à (ELU et ELS).

	DP2	DP3
M _t =M _a (KN.m)	8.3500	2.09
d (m)	0.0900	0.09
μ _{bu}	0.0725	0.0181
α	0.0940	0.0227
Z(10 ⁻² m)	8.66	8.91
f _{st} (MPa)	348	348
A _t ^{cal} (cm ²)	2.77	0.67
A _{min} (cm ²)	0.96	0.96
A _t (cm ²)	5HA10=3.93	5HA8=2.51
A _a (cm ²)	5HA10=3.93	5HA8=2.51
St (cm)	20	20
A ^{rép} (cm ²)	0.92	0.32
A ^{adopté} (cm ²)	4HA8=2.01	4HA8=2.01
s _t (cm)	25	25
τ (MPa)	0.149	0.078
τ ^u (MPa)	1.16	1.16
τ ≤ τ ^u	Pas de fissuration du béton	Pas de fissuration du béton
y (10-2m)	2.72	2.25

I (10-5 m4)	2.9956	2.095
M _{ser} (KN. m)	5.95	1.502
σ _{bc} (MPa)	5.0425	1.61
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15
σ _{st} (MPa)	174.63	72.45
σ̄ _{st} (MPa)	201.63	201.63
σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	Condition vérifiée	Condition vérifiée
σ _{st} ≤ σ̄ _{st}	Condition vérifiée	Condition vérifiée

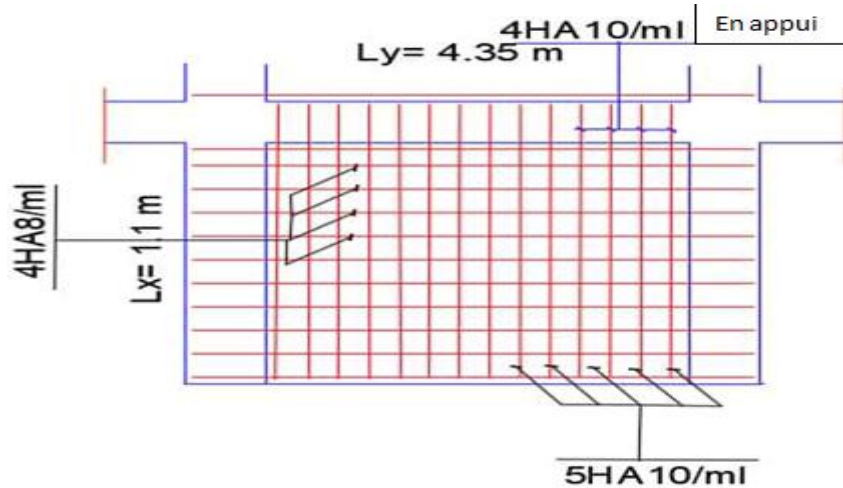


Figure III.5. Ferrailage de la dalle DP2.

(Schéma de ferrailage de la dalle DP3 dans l'annexe III.2)

III.2.2.2 Plancher en dalle pleine (voir schéma de rupture dans l'annexe III.3)

a) Plancher de rez-de-chaussée et de 1^{er} étage (DP1)

Pour la détermination des sollicitations dans les panneaux on utilise la méthode des annexes et les règles B.A.E.L.91, avec les formules suivantes :

ρ > 0.4 La dalle Travail selon les deux sens.

❖ **Les charges et les moments isostatiques sur les dalles**

On choisit le panneau de dalle le plus défavorable de rez-de-chaussée

ELU

$$p_u = 1.35 \times (G + G_0) + 1.5 \times Q$$

$$M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

ELS

$$p_s = G + Q.$$

$$M_0^x = \mu_x \times p_s \times l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

❖ **Les moments réels dans les dalles :**

• **Aux niveaux d'appuis**

$$M_{a \text{ rive}}^x = -0.3 \times M_0^x \quad \left| \quad M_{a \text{ inter}}^x = -0.5 \times M_0^x$$

$$M_{a \text{ rive}}^y = -0.3 \times M_0^y \quad \left| \quad M_{a \text{ inter}}^y = -0.5 \times M_0^y$$

• **Aux niveaux des travées**

	Sens // l_x	Sens // l_y
Travées de rive:	$M_t^x = 0.85 M_0^x$	$M_t^y = 0.85 M_0^y$
Travées intermédiaires:	$M_t^x = 0.75 M_0^x$	$M_t^y = 0.85 M_0^y$

❖ L'effort tranchant

$$V_x = pu \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad ; V_y = pu \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Exemple de calcul :

Plancher de rez-de-chaussée : Les combinaisons

L _x (m)	L _y (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Q _u (KN/m ²)	Q _s (KN/m ²)
4,35	5.15	5.81	5	15,34	10,81

❖ Les moments dans les dalles aux niveaux d'appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{5.15} = 0.84 \quad (\text{annexes}) \quad \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_x = 0.6678 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_x = 0.7655 \end{cases}$$

Tableau.III.10.Calculs des moments dans les dalles d'appuis.

Moments	Sollicitations (KN. m)	ELU	ELS
Moments isostatiques	M ₀ ^x	15.01	11.98
	M ₀ ^y	10.02	9.17
Moments aux appuis de rive	M _{a rive} ^x	-4.503	-3.59
	M _{a rive} ^y	-3.006	-2.75
Moment intermédiaire	M _{a inter} ^x	-7.50	-5.993
	M _{a inter} ^y	-5.01	-4.585

Tableau.III.11.Les moments dans les dalles aux niveaux des travées.

Sens // l _x			
travées	Sollicitation	ELU	ELS
T- de rive	M _{t rive} ^x (KN. m)	12,75	10.18
T-intermédiaire	M _{t inter} ^x (KN. m)	11,25	8.98
Sens // l _y			
T- de rive	M _{t rive} ^y (KN. m)	8.51	7.79
T-intermédiaire	M _{t inter} ^y (KN. m)	7.51	6.87

❖ Effort tranchant

$$V_x = 15.34 \times \frac{4.35}{2} \times \frac{5.15^4}{4.35^4 + 5.15^4} = 22.11 \text{KN.}$$

$$V_y = 15.34 \times \frac{5.15}{2} \times \frac{4.35^4}{4.35^4 + 5.15^4} = 13.32 \text{KN.}$$

❖ Calcul du ferrailage

Tous les panneaux de la dalle sont ferrailés avec :

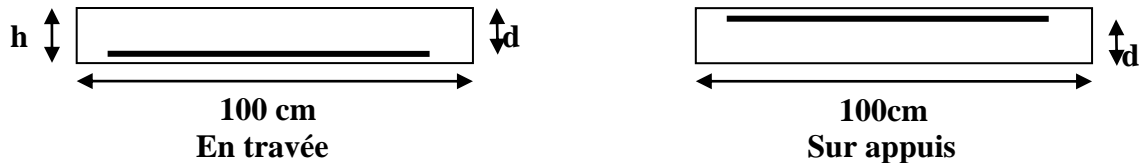
$$M_t^x = 12.75 \text{ KN. m}$$

$$M_t^y = 8.51 \text{ KN. m}$$

$$M_a^x = M_a^y = 7.50 \text{ KN. m}$$

• Ferrailage de la travée // à L_x

$$M_x^t = 12.75 \text{ KN. m} \quad ; e = 14 \text{ cm} \quad ; d = 11.5 \text{ cm} \quad ; b = 100 \text{ cm}$$



Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ;$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) ;$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) ;$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} .$$

❖ Condition de non fragilité

Sens x-x : $e = 14\text{cm} > 12\text{cm}$;

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \cdot b \cdot e \quad \rho_0 = 0.0008.$$

Sens y-y : $A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e$;

En appuis : $A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_e)$.

Tableau III.12. Ferrailage de la dalle pleine du plancher rez-de-chaussée.

Moments	μ_{bu}	A	z (m)	A^{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A^{adopté}$ (cm ²)
M_t^x (KN. m)	0.0678	0.0878	0.1109	3.30	1.21	4HA12=4.52
M_t^y (KN. m)	0.0453	0.0579	0.1123	2.17	1.12	3HA12=3.39
M_a (KN. m)	0.0399	0.0509	0.1126	1.91	1.38	3HA10=2.36

❖ L'espace

Sens x-x: $S_t \leq \min(3 \cdot e; 33) = \min(42; 33) \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$, on prend : $S_t = 25\text{ cm}$.

Sens y-y: $S_t \leq \min(4 \cdot e; 45) = \min(56; 45) \rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$, on prend : $S_t = 30\text{cm}$.

En appuis: $S_t = 30\text{ cm}$.

❖ Vérification de la dalle pleine

➤ À L'ELU:

• Vérification des barres:

$$\emptyset \leq \frac{1}{10} \times e = \frac{1}{10} \times 14 = 14\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification aux cisaillements:

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau = \frac{22.11}{1 \times 0.125} = 0.176\text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ L'ELS

• La contrainte dans le béton :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad ; \eta = 1.6(\text{HA})$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{d-y}{y} = \bar{\sigma}_{st} \text{ La fissuration est préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Le calcul de : y et I

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

Tableau.III.13.Vérifications des contraintes à l'ELS.

Eléments	Sens // I_x	Sens // I_y	En appuis
y (10-2 m)	3.494	3.09	2.5213
I (10-5 m ⁴)	6.9209	5.486	3.3881
M_{ser} (KN. m)	10.18	7.79	5.99
σ_{bc} (MPa)	5.133	4.3877	4.4570
σ_{bc} (MPa)	15	15	15
σ_{st} (MPa)	198.77	200.42	238.07
$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	201.63	201.63	201.63
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition non vérifiée
Remarque	/	/	On recalcule à ELS
β	/	/	0.000224
α	/	/	0.0797
A_{ser} (cm ²)	/	/	2.65
On choisit	/	/	3HA12=3.39cm ²
y (10 ⁻² m)	/	/	2.9489
I (10 ⁻⁵ m ⁴)	/	/	4.5730
σ_{bc} (MPa)	/	/	3.8626
σ_{st} (MPa)	/	/	168.00
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	/	/	Condition vérifiée
$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$	/	/	Condition vérifiée

(Schéma de ferrailage de la dalle DP1 dans l'annexe III.2)

b) Plancher de 1^{er} étage

Les combinaisons

L_x (m)	L_y (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)
4,35	5.15	5.81	2.5	11.59	8.31

Tableau.III.14.Les moments dans les dalles aux niveaux d'appuis.

Sollicitations	ELU	ELS
M_0^x (KN. m)	11.34	9.21
M_0^y (KN. m)	7.57	7.05
$M_{a\ rive}^x$ (KN. m)	3.40	2.76
$M_{a\ rive}^y$ (KN. m)	2.27	2.11
$M_{a\ inter}^x$ (KN. m)	5.67	4.60

$M_{a\text{ inter}}^y$ (KN. m)	3.78	3.52
Sens// I_x		
M_{trive}^x (KN. m)	9.64	7.83
$M_{\text{t inter}}^x$ (KN. m)	8.50	6.90
Sens// I_y		
M_{trive}^y (KN. m)	6.43	6.00
$M_{\text{t inter}}^y$ (KN. m)	5.67	5.28
V_x	16.70	
V_y	10.06	

Tableau.III.15. Ferrailages et vérifications des contraintes.

Eléments	M_t^x (KN. m)	M_t^y (KN. m)	M_a (KN. m)
M (KN. m)	9.64	6.43	5.67
b (m)	1	1	1
d (m)	0.115	0.115	0.115
f_{bu} (MPa)	14.2	14.2	14.2
μ_{bu}	0.0513	0.0342	0.0302
α	0.0658	0.0435	0.0383
z(m)	0.112	0.113	0.1136
f_{st} (MPa)	348	348	348
A_{cal} (cm ²)	2.47	1.64	1.43
A_{min} (cm ²)	1.209	1.12	1.38
$A_{adopté}$ (cm ²)	2.47	1.64	1.43
On choisit	4HA10=3.14cm ²	3HA10=2.36cm ²	3HA10=2.36cm ²
St(cm)	25	30	30
τ (MPa)	0.145	0.0874	/
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	1.167	1.167	/
$\tau \leq \bar{\tau}_u$	Pas de fissuration du béton	Pas de fissuration du béton	/
y (10-2 m)	2.8538	2.5213	2.5213
I (10-5 m ⁴)	4.2957	3.3881	3.3881
M_{ser} (KN. m)	7.83	6.00	4.60
σ_{bc} (MPa)	5.2017	4.4649	3.4231
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15
σ_{st} (MPa)	236.31	238.5019	182.8520
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201.63	201.63	201.63
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Condition non vérifiée	Condition non vérifiée	Condition vérifiée
Remarque	on recalcule à ELS	on recalcule à ELS	/
β	0.0029	0.0022	/
α	0.260	0.236	/
A_{ser} (cm ²)	3.69	2.81	/

On choisit	4HA12=4.52cm ²	3HA12=3.39cm ²	/
-------------------	---------------------------	---------------------------	---

(Schéma de ferrailage de la dalle DP dans l'annexe III.2)

♦ **La dalle pleine de la cage d'escalier**

Les combinaisons

L _x (m)	L _y (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)
4,35	4.4	7.08	1	11.058	8.08

Tableau.III.16. Les moments fléchissant et l'effort tranchant dans la dalle.

Sollicitations	ELU	ELS
M ₀ ^x (KN. m)	8.05	7.02
M ₀ ^y (KN. m)	7.70	6.80
M _a ^x (KN. m)	2.41	2.10
M _a ^y (KN. m)	2.31	2.04
M _t ^x (KN. m)	6.84	5.96
M _t ^y (KN. m)	6.54	5.78
V _x (KN)	13.30	
V _y (KN)	11.88	

Tableau.III.17. Les résultats de ferrailage et la vérification des contraintes.

Eléments	M _t ^x (KN. m)	M _t ^y (KN. m)	M _a (KN. m)
M (KN. m)	6.84	6.54	2.41
b (m)	1	1	1
d (m)	0.115	0.115	0.115
f _{bu} (MPa)	14.2	14.2	14.2
μ _{bu}	0.0364	0.0348	0.0128
α	0.0463	0.0442	0.0161
z(m)	0.1128	0.1129	0.1142
f _{st} (MPa)	348	348	348
A _{cal} (cm ²)	1.74	1.66	0.61
A _{min} (cm ²)	1.21	1.12	1.38
A ^{adopté} (cm ²)	1.74	1.66	1.38
On choisi	4HA10=3.14cm ²	3HA10=2.36cm ²	3HA10=2.36cm ²
S _t (cm)	25	33	33
τ (MPa)	0.115	0.103	/
τ _u (MPa)	1.167	1.167	/
τ ≤ τ _u	Pas de fissuration du béton	Pas de fissuration du béton	/
y (10-2 m)	2.8538	2.5213	2.5213
I (10-5 m ⁴)	4.2957	3.3881	3.3881
M _{ser} (KN. m)	5.96	5.78	2.10
σ _{bc} (MPa)	3.9594	4.3012	1.562
σ _{bc} (MPa)	15	15	15
σ _{st} (MPa)	179.93	229.75	106.30
σ _{st} (MPa)	201.63	201.63	201.63
σ _{bc} ≤ σ _{bc}	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
σ _{st} ≤ σ _{st}	Condition vérifiée	Condition non vérifiée	Condition vérifiée

Remarque	/	on recalcule à ELS	/
β	/	0.0022	/
α	/	0.236	/
Aser (cm ²)	/	2.72	/
On choisit	/	3HA12=3.39cm ²	/
y (10-2m)	/	2.9489	/
I (10-5m4)	/	4.573	/
σ_{bc} (MPa)	/	3.75	/
σ_{st} (MPa)	/	163.11	/
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	/	Condition vérifiée	/
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	/	Condition vérifiée	/

(Schéma de ferrailage de la dalle de la cage d’escalier dans l’annexe III.2)

❖ La flèche:

L’article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n’est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right) \times l_x \dots\dots\dots \text{Condition 1} \\ A_t \geq \frac{2}{f_e}bd \dots\dots\dots \text{Condition 1} \end{array} \right.$$

Tableau.III.18.Les résultats de la flèche de toutes les dalles pleines.

Dalles	Condition1	Condition2	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
DP2	non vérifiée	non vérifiée	1.1299	4.4	Vérifiée
DP3	non vérifiée	non vérifiée	0.0381	2	Vérifiée
DP4	x-x	vérifiée	0.80	2.6	Vérifiée
	y-y	non vérifiée	1.05	8.8	vérifiée
DP1 (sous-sol)	x-x	non vérifiée	5.32	8,7	Vérifiée
	y-y	non vérifiée	4.77	10.15	Vérifiée
DP1 (RDC)	x-x	non vérifiée	7.79	8.7	Vérifiée
	y-y	non vérifiée	7.71	10.15	Vérifiée
Cage d’escalier	x-x	non vérifiée	6.00	8.7	Vérifiée
	y-y	non vérifiée	5.36	10.15	Vérifiée

III.3 Étude de l’escalier

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

III.3.1 Étude de l’escalier type 1 (volée 1 et 3) de RDC et 1^{er} étage)

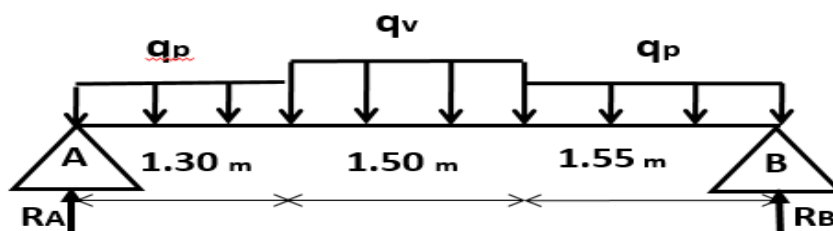


Figure III.10.Schéma statique de l’escalier type 01.

Tableau III.19.Combinaison de charges de l'escalier.

ELU	ELS
$q_v = 1.35G_v + 1.5Q$ $q_v = 17,69 \text{ KN/m}$	$q_v = G_v + Q$ $q_v = 12,66 \text{ KN/m}$
$q_p = 1.35G_p + 1.5Q$ $q_p = 13.16 \text{ KN/m}$	$q_p = G_p + Q$ $q_p = 9.31 \text{ KN/m}$

Tableau.III.20.Calcul les sollicitations par la méthode RDM.

	ELU	ELS
RA	32,21 KN	22,90 KN
RB	31,84 KN	22,62 KN
M_0	37,44 KN.m	25,89 KN.m
M_t^{\max}	$0.75 * 37,44 = 28,08 \text{ KN.m}$	$0.75 * 25,89 = 19,41 \text{ KN.m}$
M_a	$-0.3 * 17.94 = -11,23 \text{ KN.m}$	$-0.3 * 12.77 = -7,76 \text{ KN.m}$
V_u^{\max}	32,21 KN	

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 ml a l'ELU.

On a: FPN ; $e = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$M_t = 28,08 \text{ KN.m}$; $M_a = -11,23 \text{ KN.m}$; $V = 32,21 \text{ KN}$.

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.21.Ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3 de RDC et 1^{er} étage).

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
En Travée	28,08	0,117	0,156	0,121	6,66	1,57	6HA12 = 6,79	15
En Appuis	-11,23	0,046	0,05	0,127	2,54	1,57	4HA10 = 3,14	25

❖ Calcul des armatures de répartition :

	Armatures de repartitions	Armatures longitudinal	Armatures transversals
En travée	4HA8=2.01 cm ² /ml	St =25 cm	St =25 cm
En appuis	4HA8=2.01 cm ² /ml	St =25 cm	St =25 cm

❖ Les vérifications nécessaires:

A L'ELU:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{32,21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.247 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS:

• État limite de compression du béton :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.22.Calcul des contraintes.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} (MPa)
En travée	19,41	4,22	1035,6	8,11 < 15
En appui	7,76	3,05	5608,7	7,23 < 15

❖ Vérification de la flèche :

- $\frac{e}{I} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \right) \leftrightarrow \frac{15}{30} = 0.05 \geq 0.037 \leftrightarrow$ condition vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 15} = 0.0045 < 0.005 \leftrightarrow$ condition vérifiée.
- $l = 4,35m < 8m \leftrightarrow$ condition vérifiée.

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

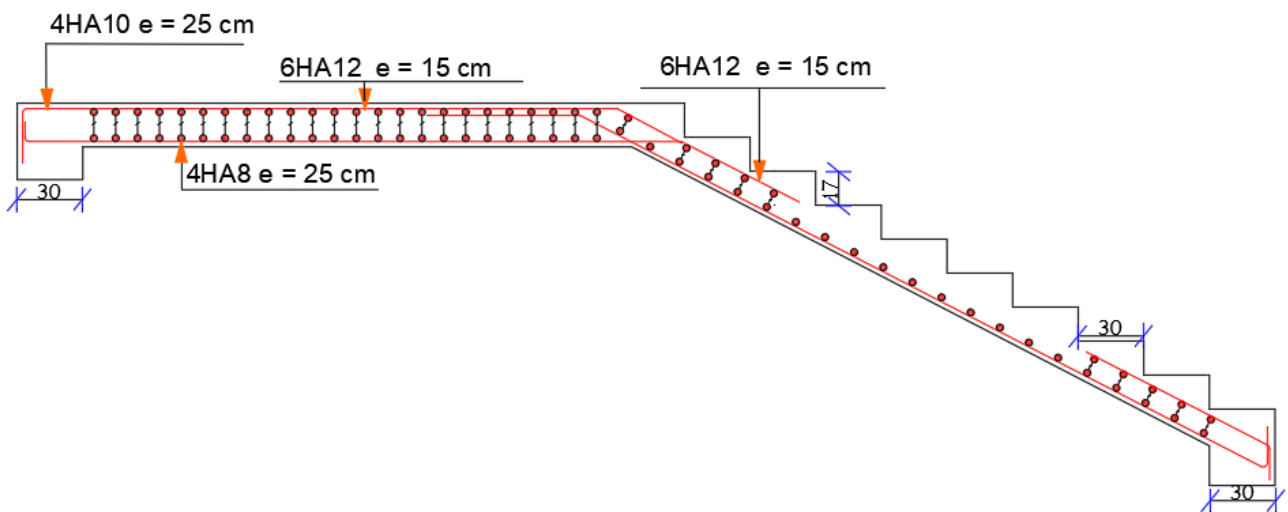


Figure.III.11.Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.

➤ Étude de l'escalier type 1 (volée 2) de RDC et 1^{er} étage):

Cette partie se calcule comme une console.

Chargements:

On a :

$$\begin{cases} G_v = 8.66 \frac{KN}{m^2} \\ Q_v = 4 \frac{KN}{m^2} \end{cases} \begin{cases} q_u = 17.70 \frac{KN}{m^2} \\ q_s = 12.66 \frac{KN}{m^2} L = 1.4 m \end{cases} ; e = 15 cm$$

❖ Calcul des sollicitations:

$$\begin{cases} M_0 = - \frac{q_u}{2} \times L^2 = - 17.34 \text{ KN.m} \\ M_t = 13 \text{ KN.m} \\ M_s = 12.40 \text{ KN/m} \\ V_u = q_u \times L = 24.78 \text{ KN} \end{cases}$$

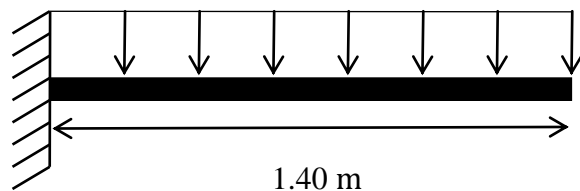


Figure III.12. Schémas statique de la volée 2 de l'escalier type 1 (RDC et 1er étage).

❖ Calcul de ferrailage :

Tableau.III.23.Ferrailage de la console à l'ELU.

M (KN. m)	μ_{bu}	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$(A_{choisi}m^2/ml)$
13	0.054	0.126	2.96	1.57	4HA10=3.14

Armature de répartition : $A_1 = \frac{A_{choisi}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/ml$ on choisit :

$A_1 = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$ avec : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots$ vérifiée.

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.1906 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.32 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

Pas de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification des contraintes:

Tableau III.24. Vérification des contraintes.

$M_{ser}(KN. m)$	Y (m)	I (m^4)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc}^{adm}(MPa)$	Observation
12.40	0.030	5.60×10^{-5}	6.76	15	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche:

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une de ces suivantes n'est pas vérifiée.

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire (le ferrailage mentionné est par 1ml).

- $\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^t}\right) \leftrightarrow \frac{13}{30} = 0.107 \geq 0.037 \leftrightarrow$ condition vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.005 \leftrightarrow$ condition vérifiée.
- $l = 1.4m < 8m \leftrightarrow$ condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile

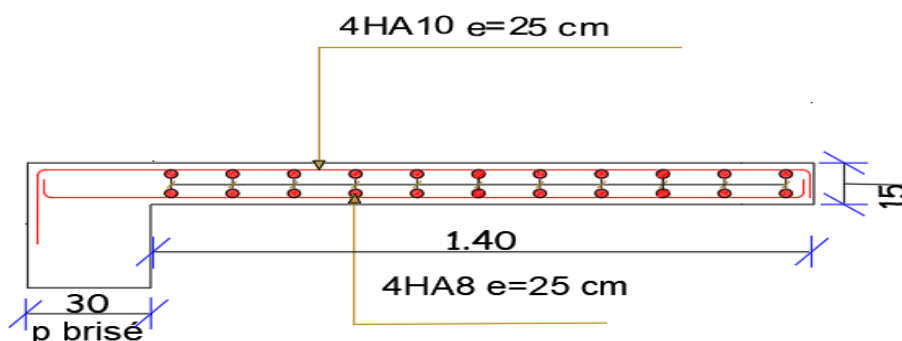


Figure.III.13.Schéma de ferrailage de console de l'escalier.

➤ Étude de l'escalier type 1 (volée 1 et 3) étage courant

Tableaux.25.Ferrailages et sollicitations volée (1 et 3) escaliers étages courants.

	$Q_v(KN/ml)$	$Q_p(KN/ml)$	$R_a(KN)$	$R_b(KN)$	$M_0(KN. m)$	M_{max}^t	M_a	V_{max}
ELU	15.44	10.91	27,32	26,93	31,89	23,91	-9,56	27,32
ELS	11.16	7.81	19,64	19,36	22,96	17,22	-6,88	

position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$
travée	23,91	0.099	0.131	0.123	5,58	1.56	5HA12=5,65	20
appuis	9,56	0.066	0.086	0.125	2,19	1.56	3HA10=2,36	30

$A_r(cm^2/ml)$	$A_l(cm)$	$A_t(cm)$	$M_{ser}(KN. m)$	Y (cm)	I (cm)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}(MPa)$	$\tau_u < (MPa)$
4HA8 = 2.01	St=25	St=25	17,22	3.92	8995.2	7,51 < 15	0.21 < 3,33
4HA8 = 2.01	St=25	St=25	6,88	2.7	4411.7	7,03 < 15	

❖ Vérification de la flèche:

- $\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x}\right) \leftrightarrow \frac{15}{435} = 0.037 \geq 0.034 \leftrightarrow$ condition vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} = 0.0037 < 0.005 \leftrightarrow$ condition vérifiée.
- $l = 4,35m < 8m \leftrightarrow$ condition vérifiée.

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

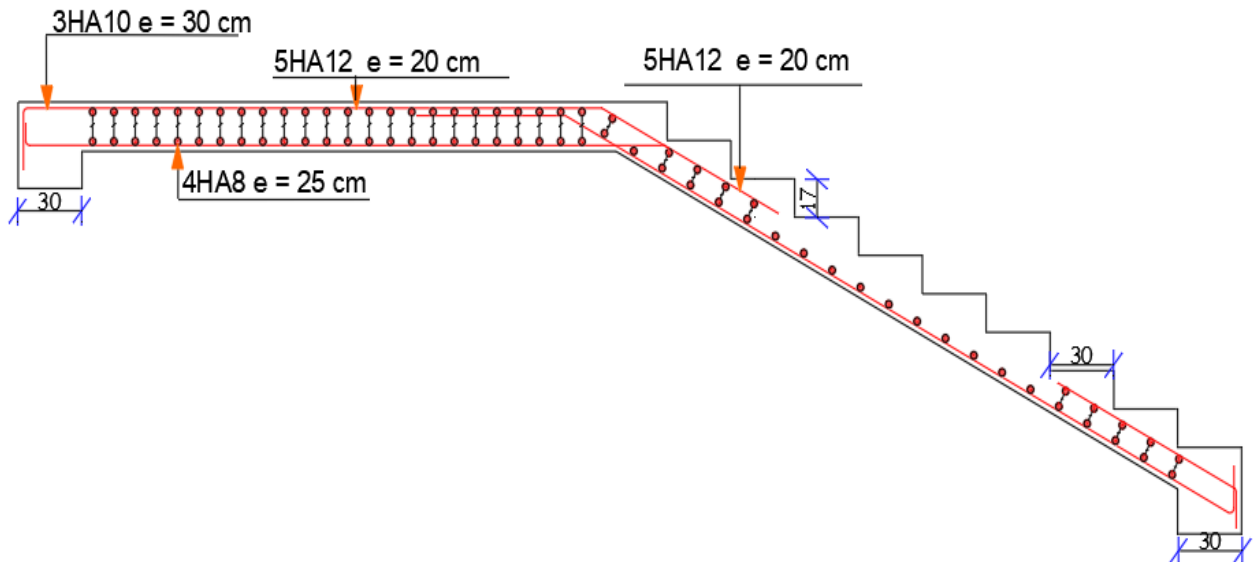


Figure.III.14.Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.

➤ Étude de l'escalier type 1 (volée 2) étage courant

Tableau.26.Le ferrailage de la volée 2 de l'étage courant.

$Q_u(KN/ml)$	$Q_s(KN/ml)$	L (m)	$M_u (KN. m)$	$M_s (KN. m)$	V (KN)
15.44	11.16	1.40	- 15.13	10.93	21.61
μ_{bu}	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2/ml)$	
0.063	0.125	3.47	1.56	5HA10 = 3.93	

$A_r (cm^2/ml)$	$M_{ser} (KN. m)$	Y(m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}(MPa)$	$\tau_u < (MPa)$
4HA8 = 2.01	10.93	3.36	6742.6	5.44 < 15	0.166 < 3.32

❖ **Vérification de la flèche:**

1. $\frac{e}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \right) \leftrightarrow \frac{15}{140} = 0.107 \geq 0.037 \leftrightarrow$ condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.003 < 0.005 \leftrightarrow$ condition vérifiée.
3. $l = 1.4m < 8m \leftrightarrow$ condition vérifiée .

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire

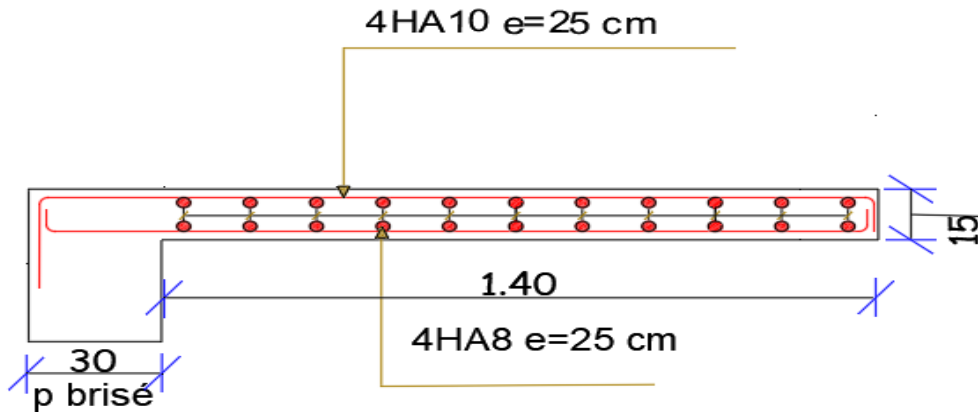


Figure.III.15.Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.

III.3.2 Étude de l'escalier balancée (secours).

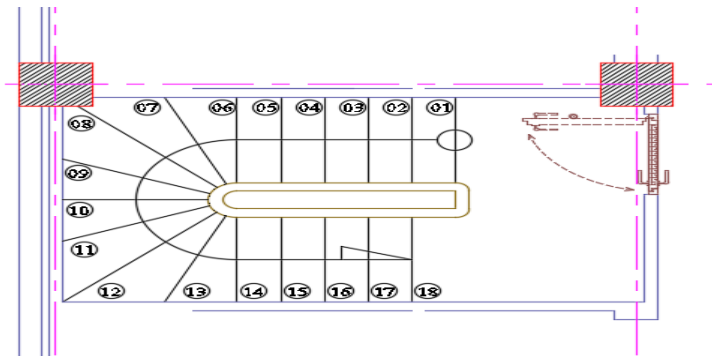


Figure III.16.Schéma de l'escalier balancée.

❖ **Calculs des sollicitations :** le calcul se fait pour une bande De 1 m de largeur.

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_a = 16.07 \text{ KN/m} \\ R_b = 11.63 \text{ KN/m} \\ M_0 = 30,01 \text{ KN.m} \\ V_u = 33,16 \text{ KN} \\ M_t = 22,50 \text{ KN.m} \\ M_a = 9,00 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_a = 21,18 \text{ KN/m} \\ R_b = 23,74 \text{ KN/m} \\ M_0 = 21,47 \text{ KN.m} \\ M_t = 16,10 \text{ KN.m} \\ M_a = 6,44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Ferraillage:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Tableau III.27.Ferraillage de l’escalier balancée.

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
En Travée	22,50	0,070	0,09	0.144	4,47	1,81	4HA12 = 4,52	25
En Appuis	-9,00	0,047	0.06	0,146	1,77	1,81	4HA8= 2,01	25

❖ **Calcul des armatures secondaires A_r :**

$A_r = A/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$; on choisit : 4HA8 = 2.01 cm².

❖ **Verification de l’effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.22 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Tableau III.28.Vérifications des contraintes.

Moments	M_{ser} (KN. m)	I (m ⁴)	Y(m)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	A_l (cm)	A_t (cm)	Observation
travée	16,10	1033,1	0.038	6,05 < 15	St =25	St =25	vérifiée
appuis	6,44	5217,4	0.027	5,60 < 15	St =25	St =25	vérifiée

III.4 Étude de la poutre brisée

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion en même temps.

Le pré dimensionnement

On doit vérifier les conditions de la flèche **BAEL91** :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \quad , L_{max} = 1.30 + (1.50 / \cos 34.21) + 1.45 = 4.56 \text{ m} \rightarrow 30.42 \text{ cm} \leq h_p \leq 45.6 \text{ cm.}$$

Donc on prend : h=40cm ; b= 30cm.

• **Calcul à la flexion simple**

❖ **Calcul des sollicitations**

Poids propre : $g_0 = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$.

$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times (\cos 34.21^\circ) = 2.48 \text{ KN/m}$.

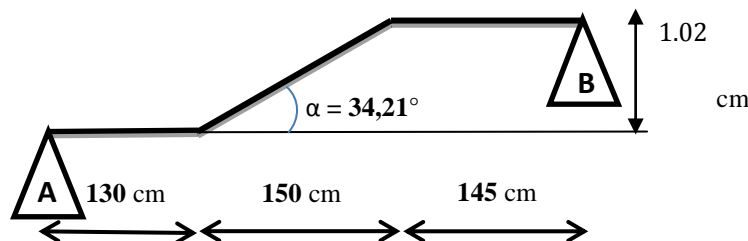


Figure III.17.Schéma statique de la poutre brisée.

La poutre est soumise à : Poids du mur extérieur : $P_m = 2.8 \times 1.33 = 3.724 \text{ KN/m}$.

Poids total: $P_t = 3 + 2.48 + 3.724 = 9.2 \text{ KN/m}$.

La charge transmise par l'escalier :

$$\text{ELU : } \begin{cases} R_A = 24.78 \text{KN} \\ P_u = 1.35(P_t) = 12.42 \text{KN/ml} \\ R_B = 21.75 \text{KN} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} R_A = 8.86 \text{KN} \\ R_B = 15.43 \text{KN/ml} \\ P_s = P_t = 9.2 \text{KN/ml} \end{cases}$$

Tableau III.29. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

R _A (KN)	R _B (KN)	X(m)	M ₀ (KN. m)	M _t (KN. m)	M _a (KN. m)	V (KN)
77.47	80.55	2.18	86.52	73.54	-43.26	80.55

III.4.1 Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple :

Tableau III.30. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)
travée	73.54	0.12	0.16	0.355	5.95	1.37	5HA10 = 3.93
appuis	43.26	0.07	0.09	0.366	3.39	1.37	5HA10 = 3.93

• **Vérification de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$V_u = 80.55 \text{ KN}, \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{80.55 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.70 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

• **Armatures transversales à la flexion simple :**

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(0.9 d ; 40) = 34.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = 0.45 \text{cm}^2; A_t = \frac{b(\tau - 0.3f_{t28})S_t}{0.8f_e} = 0.098 \text{cm}^2, \text{ donc } A_t = 0.45 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul à la torsion :**

❖ **Le moment de torsion :** le moment maximum aux appuis est $M_t = 17.34 \text{ KN. m}$

$$M_t = \frac{17.34 \times 4.56}{2} = 39.53 \text{KN. m}$$

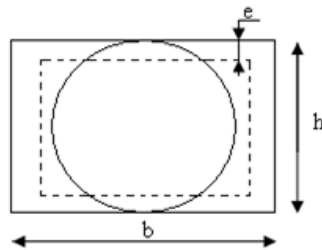


Figure.III.18. Section creuse équivalente.

❖ **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \Omega e} ; e = \frac{1}{6} \times b = 5 \text{cm}; \Omega = [b - e] \times [h - e] = 875 \text{ cm}^2 ;$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 95 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{39.53 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 0.05} = 4.52 \text{MPa}, \text{ On doit vérifier que : } \tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles : $\tau_u = \sqrt{0.706^2 + 4.52^2} = 4.57 \text{MPa}$

D'où : $\tau_u = 4.57 \text{ MPa} > \bar{\tau} \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$

On augmente la section de la poutre on prend : $b = 35 \text{cm}$ et $h = 45 \text{cm}$

Tableau III.31. Les calculs après l'augmentation de la section

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN. m)	M_t (KN. m)	M_a (KN. m)	V (KN)
82.83	85.78	2.06	86.19	73.54	- 43.26	85.78

Tableau III.32. Ferrailage de la poutre brisée en travée et en appui après l'augmentation de la section.

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	S_t (cm)
travée	73.26	0.08	0.104	0.412	5.12	1.81	20
appuis	-43.09	0.047	0.06	0.419	2.96	1.81	

D'où : $\tau_u = 3.01 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ c'est vérifiée.

• **Armatures longitudinales en torsion:**

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{39.53 \times 10^{-3} \times 1.36 \times 1.15}{2 \times 1142.58 \times 10^{-4} \times 400} = 6.76 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales en torsion:**

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage de la poutre brisée :**

• **Armatures transversales :** $A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 1.45 \text{ cm}^2$.

• **Armatures longitudinales:**

En appui : $A^a = A_a^{flexion} + \frac{A^{torsion}}{2} = 2.96 + \frac{6.76}{2} = 6.34 \text{ cm}^2$.

On ferraille avec : $A_a = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6.88 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = A^{flexion} + \frac{A^{torsion}}{2} = 5.12 + \frac{6.76}{2} = 8.5 \text{ cm}^2$.

On ferraille avec : $A_t = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$.

• **Schéma de ferrailage de la poutre brisée**

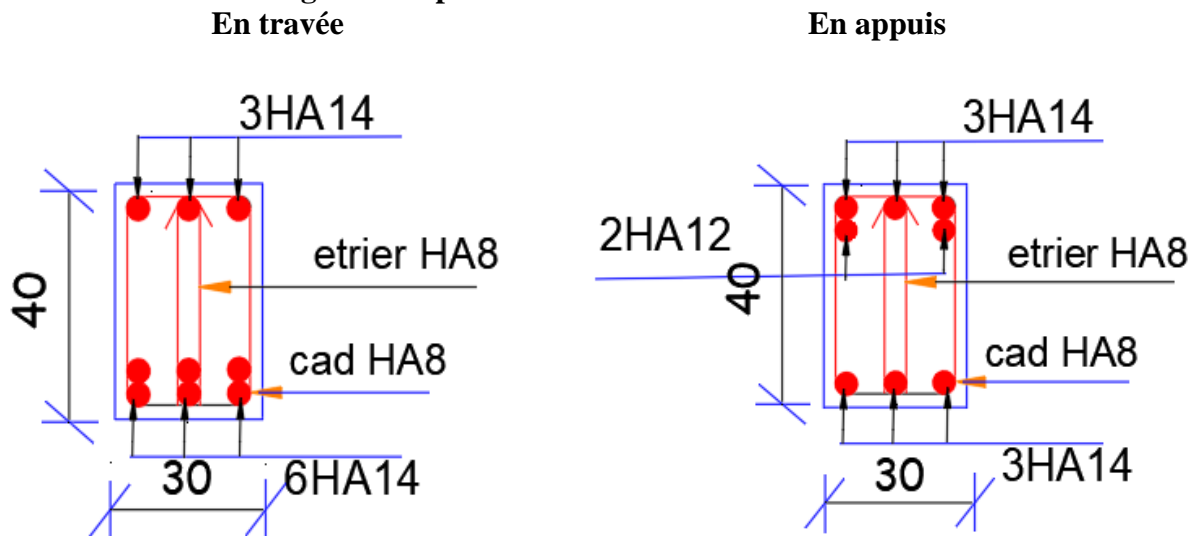


Figure. III.19. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

• Calcul à l’ELS

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton, Les calculs à l’ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Calcul à l’ELS.

R _A (KN)	R _B (KN)	X(m)	M ₀ (KN. m)	M _t (KN. m)	M _a (KN. m)
50.02	50.40	2.29	54.89	46.65	27.44

Tableau III.34.Récapitulatifs des vérifications des contraintes.

Moment (KN. m)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
M _t	46.65	14.91	148032.56	4.69	15	Vérifiée
M _a	27.44	12.96	118523.63	3	15	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de fissuration de béton et la fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n’est pas nécessaire.

III.4.2 Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} \geq \text{Max} (1/16 ; \frac{M_t}{10M_0}) \rightarrow \frac{45}{456} = 0.098 > 0.085 \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- $A \leq \frac{4.2 bd}{f_e} \rightarrow 9.24 \text{ cm}^2 < 15.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- $L = 4.56 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

III.5 Poutre de chaînage

C’est une poutre qui supporte le poids des murs en double cloison et de se séparer entre une dalle pleine et corps creux.

❖ Dimensionnement :

Les dimensions des poutres de chaînage sont données par :

h: est égale à la hauteur du plancher = 20 cm.

b : est égale à la largeur du mur = 30 cm.

La longueur maximum $L_{\text{max}} = (455 - 30) = 425 \text{ cm}$.

❖ Condition de la flèche : $\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{10} \rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$

Exigences du RPA 99/2003 :

$b \geq 20\text{cm}$

$h \geq 30\text{cm}$

$1/4 \leq h/b \leq 4$

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

❖ Sollicitation :

Chargement : $\begin{cases} P_p = 0.3 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN} \\ P_m = 2.8 \times (3.06 - 0.3) = 7.728 \text{ KN} \end{cases}$

ELU : $q_u = 1.35 \times (2.25 + 7.728) = 13.47$

ELS : $q_s = 2.25 + 7.728 = 9.97\text{KN}$

❖ Moments

Moments (KN. m)	ELU	ELS
Moments isostatiques $M_0 = \frac{ql^2}{8}$	30.41	22.51
Moments en travée $M_t = 0.85M_0$	25.84	19.13
Moments en appuis $M_a = -0.4M_0$	-12.16	-9.004

Tableau.III.35. Ferrailage de la poutre de chaînage.

position	M (kn. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)	$A_{cal} \geq A_{min}$
En travée	25.84	0.077	0.1	0.268	2.77	1.01	3HA12=3.39	vérifiée
En appuis	12.16	0.036	0.045	0.274	1.27	1.01	3HA10=2.36	vérifiée

• Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = q \times l/2 = 28.62 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.62 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots c'est vérifié$

Fissuration nuisible: $= (0.15 f_c 28 / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ pas de risque de rupture par cisaillement.

• Calcul des armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ puis on calcul $A_t: A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$

$A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} = -0.36 \text{ cm}^2$

Soit : un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Tableau III.36. Récapitulatifs des vérifications des contraintes.

moment (KN. m)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
M_t	19.13	8.17	14400	10.85	15	Vérifiée
M_a	9.004	7	10080	6.25	15	Vérifiée

III.5.1 Vérification de la flèche :

$\frac{h}{l} \geq \text{Max} (1/16 ; \frac{M_t}{10M_0}) \rightarrow \frac{30}{425} = 0.070 < 0.114 \dots\dots\dots$ Non Vérifiée.
 $A \leq \frac{4.2 \text{ bd}}{f_e} \rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.
 $L = 4.25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.37. Récapitulatif des vérifications de la flèche.

M_j (KN. m)	M_g (KN. m)	M_p (KN.m)	f_{gi} (mm)	f_{gp} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	Δf (mm)	f (mm)	Observation
3.49	6.25	11.02	2.69	5.12	0.583	10.56	12.40	8.5	Non vérifiée

La flèche n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre.

Soit : $b = 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

Les tableaux suivants représentant les résultats après l'augmentation de la section.

❖ Moments:

Moments (KN. m)	ELU	ELS
Moments isostatiques $M_0 = \frac{ql^2}{8}$	32.70	24.20
Moments en travée $M_t = 0.85M_0$	27.80	20.57
Moments en appuis $M_a = -0.4M_0$	-13.08	-9.68

Tableau III.38. Ferrailages de la poutre chaînage après l'augmentation de la section.

position	M (KN. m)	μbu	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{opté}$ (cm ²)	$A_{cal} \geq A_{min}$
En travée	27.80	0.045	0.057	0.371	2.15	1.37	3HA12= 3.39	vérifiée
En appuis	13.08	0.021	0.026	0.376	1	1.37	3HA10=2.36	vérifiée

En travée

En appuis

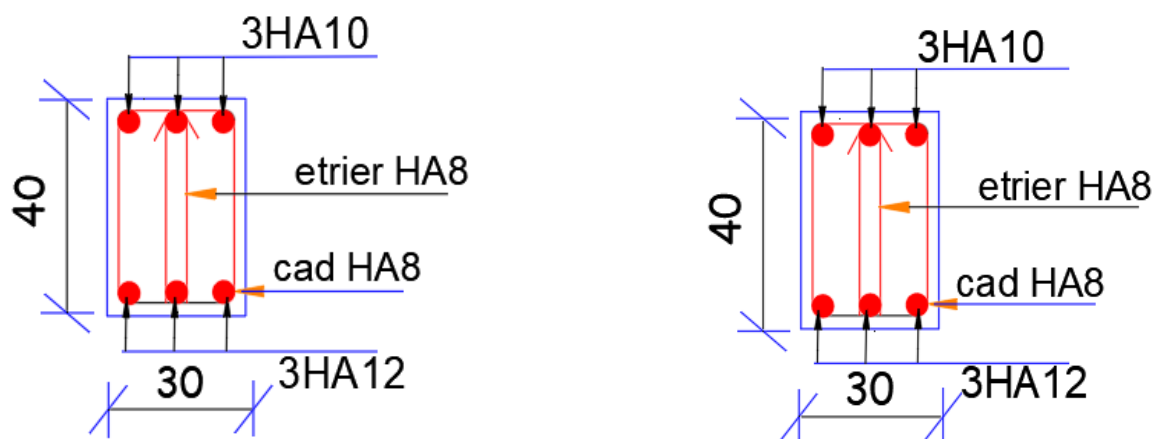


Figure III.20. Ferrailage de la poutre chaînage.

Tableau III.39. Vérification des contraintes.

M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	
M_t	20.57	9.63	197391	10.03	15	Vérifiée
M_a	9.68	8.15	137582	5.73	15	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right) \rightarrow \frac{40}{425} = 0.094 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \\ A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \\ L = 4.25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6 Étude de l'acrotère

III.6.1 Étude de l'acrotère type (01)

❖ Hypothèses de calcul

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

❖ Évaluation des charges :

Tableau.III.40.Évaluation des charges et surcharges poids propre de l'acrotère.

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Enduit ciment (cm)	Surfaces (cm ²)	Poids propre (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.27	685	25	1.712	1
120	15	0.27	1885	25	4.712	1

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA (Art. 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, Zone IIa, $A = 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

w_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.712 = 2.261 \text{ KN.}$$

❖ Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 8.05 \text{ cm} ; Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 62.44 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 4.712 \text{ KN} ; N_Q = 0 ; N_{FP} = 0$$

$$M_G = 0 ; M_Q = Q \times H = 1.2 \text{ KN.m} ; M_{FP} = F_p \times Y_g = 1.41 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.41. Combinaison d'action de l'acrotère.

Combinaison	ELU accidentelle	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	4.712	6.36	4.712
M (KN.M)	2.61	1.8	1.2
V (KN)	3.261	1.5	/

Ferraillage : le ferraillage se fait à la flexion composée.

❖ Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$

$$N_u = 4.712 \text{ KN} ; M_u = 1.8 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.283 \text{ m} ; \frac{h}{6} = 0.2$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central.

Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec $e = e_1 + e_2 + e_a$

e_a : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : L'excentricité structurale.

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2+\phi\times\alpha)}{10000\times h_0} \text{ Avec: } \alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = 0.000000 \text{ (RPA Article A.4.3.5)}$$

L_f : Longueur de flambement. $L_f = 2 \times H = 2.4 \text{ m}$.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15 cm.

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = 0.023\text{m}; \text{ D'où } e = 0.326 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 6.36 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 6.36 \times 0.326 = 2.073 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul a l'ELU

$$f_{bu} = 14.2\text{Mpa}; \quad f_{st} = 348\text{Mpa}; \quad h = 0.12\text{m}; \quad d = 0.12\text{m}; \quad b = 1\text{ml}$$

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ 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} :

$$M_{UA} = M_u + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) N_u = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.020 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.04\alpha) = 0.118\text{m}; A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 0.596 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.577 \text{ cm}^2.$$

• Vérification a l'ELU :

• Vérification de La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.449\text{cm}^2 \Rightarrow A_{min} > A \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min} .$$

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

• Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On choisit : } A_{rep} = 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}$$

Espacement :

Armatures principales : $St \leq 100/4; St = 25\text{cm}$.

Armatures secondaires : $St \leq 120/3; St = 30 \text{ cm}$.

• Vérification au cisaillement :

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

On doit vérifier : $\tau_u < \bar{\tau} = \min(0.15 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$.

$V_u = F_p + Q = 2.261 + 1 = 3.261 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.027 \text{ MPa} < \bar{\tau} \rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 d \times \Sigma \mu_i} \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

Σ : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{3.261}{0.9 \times 0.12 \times 10.048} = 0.3 \text{ MPa} \quad ; 0.6 \psi 2 \times f_{t28} = 2.83$$

$\tau_s < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

• **Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.12 \text{ m}; N_s = 4.712 \text{ KN}; M_s = 1.2 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

• **Position de l'axe neutre:**

$C = d - e_1$; Avec e_1 : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = 0.314 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ « c » à l'extérieur de la section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.314 = -0.194 \text{ m}$; $y_{ser} = y_c + c$

Calcul de y_c : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots (*)$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c)6 \times n \times A_s}{b} = -0.152 \text{ m}^2; q = -2c^3 - \frac{90 \times A}{b} (d - c)^2 = 0.014 \text{ m}^2$$

En remplaçant q et p dans (*), sa résolution donne : $y_c^3 - 0.152 y_c + 0.014 = 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.194 \leq y_c \leq 0.314$$

$$y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0.331$$

$$y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0.429 \quad \left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{-p/3} = 0.450 \\ \phi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}}\right) = 127.86^\circ \end{array} \right.$$

$$y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 0.098$$

Donc, on prend : $y_c = 0.331 \text{ m} \Rightarrow y = 0.137 \text{ m}$.

$$\mu t = \frac{b y^2}{2} - (d - y) = 1.08 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

D'où : $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} \times y = 5.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

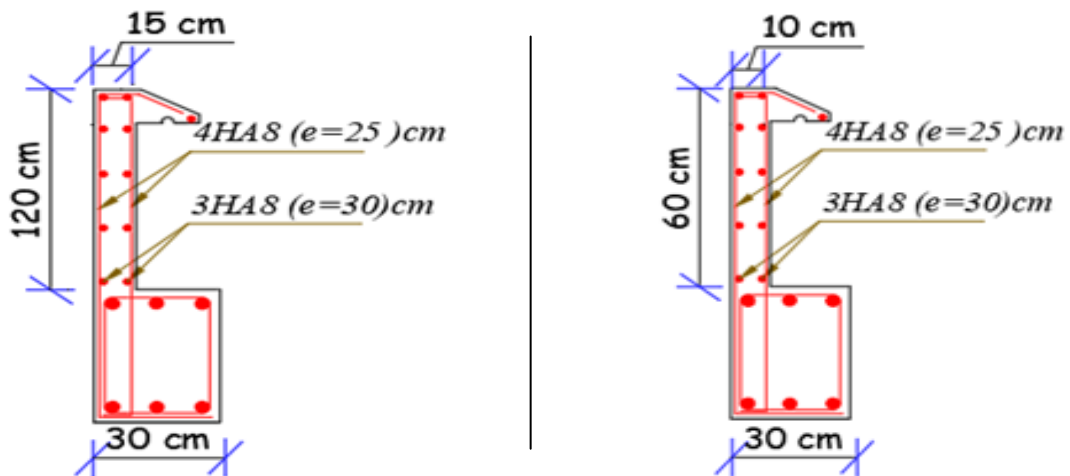


Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6.2 Étude de l'acrotère

Type 02

❖ Calcul des sollicitations

Tableau.III.42. Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère.

Combinaisons	ELU	ELS
Sollicitations	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.31	1.712
M (KN.M)	0.9	0.6
V (KN)	1.5	/

❖ Ferrailage:

Tableau.III.43. Sollicitations et ferrailage de l'acrotère.

N_u (KN)	M_u (KN. m)	M_{ua} (KN. m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{fs} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix
2.31	0.9	1	0.010	0.014	7.955	0.36	0.966	0.5025	4HA8

III.7 Etude de l'ascenseur

Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur et la longueur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Elles reposent, avec ou sans continuité, sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres ou des murs.

Dans notre construction, il y a deux types des dalles qu'on doit étudier chacune séparément :

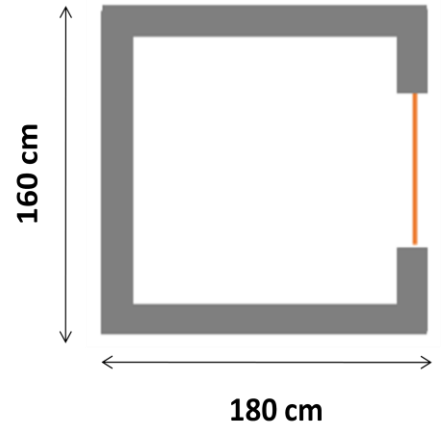
- ✓ La Dalle Machine.
- ✓ La Dalle Terrasse de l'ascenseur.

III.7.1 Calcul de la dalle machine

1) Les caractéristiques

- $B_s = 1.60$ m : la largeur de la cabine.
- $T_s = 1.80$ m : la longueur de la cabine.
- $H_k = 2.20$ m: la hauteur de la cabine.

- $V = 0.62 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_C = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- $B_S \times T_S = 1.8 \times 1.6 = \text{m}^2$ Dimensions de la gaine.
- Poids propre de l'ascenseur est de (charge nominale) 500 Kg
- $G = P_m + D_m + 500 = 63000 \text{ daN} = 63 \text{ KN}$.



2) Evaluation des charges

$h = 14 \text{ cm}$: Épaisseur de la dalle.

$h_0 = 5 \text{ cm}$: Épaisseur de revêtement

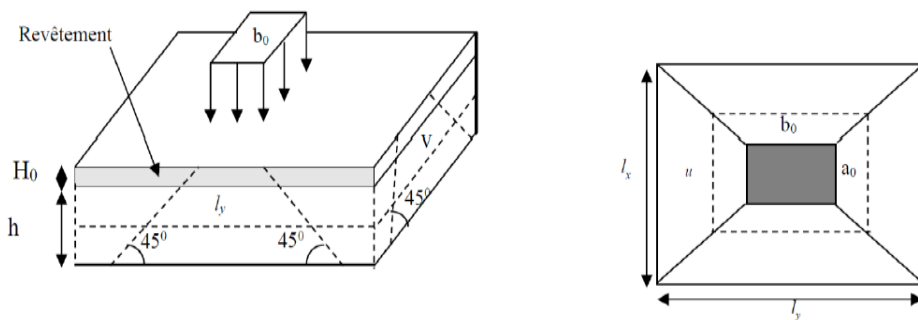


Figure III.22. Schéma représentant la surface d'impact.

$U = a_0 + h + 2 \times \xi \times h_0 \Rightarrow a_0, U$: Dimensions // à l_x **BAEL 91**

$V = b_0 + h + 2 \times \xi \times h_0 \Rightarrow b_0, V$: Dimensions // à l_y

Avec $\begin{cases} a_0 \times b_0 : \text{surface de charge} = (80 \times 80) = 6.4 \times 10^3 \text{ cm}^2. \\ \xi = 1. \end{cases}$

$U = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm}$

$V = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm}$

❖ Calcul des moments

- M_1^x et M_1^y du système de levage

On a un chargement concentré

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} qv = 0 \text{ à l'ELU} \\ qv = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe1), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de $U/l_x; V/l_y$ et ρ :

$$\left\{ \rho = \frac{1.6}{1.8} = 0.88U/l \right. \Rightarrow \begin{cases} x = 0.65M_1 = 0.085 \\ V/l_y = 0.58M_2 = 0.067 \end{cases}$$

$qu = 1.35 \times P = 1.35 \times 63 = 85.05 \text{ KN}$

$qs = 1 \times P = 1 \times 63 = 63 \text{ KN}$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_1^x = 0.0085 \times 85.5 = 7.26 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 0.067 \times 85.5 = 5.73 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_1^x = 8.41 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 7.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

M_2^x et M_2^y due aux poids propre de la dalle.

$\rho = l_x/l_y = 0.88 > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

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

$$G = (25 \times 0.14) + (22 \times 0.05) = 4.6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (Car la dalle se trouve sur la terrasse inaccessible)}$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 1 = 7.71 \text{ KN/ml} \\ q_s = 4.6 + 1 = 5.6 \text{ KN/ml} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_2^y = \mu_y \times M_2^x \\ M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_2^x = 0.94 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_2^x = 0.78 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 8.2 \text{ KN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 6.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_x = 9.19 \text{ KN.m} \\ M_y = 7.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cmd' épaisseur à la flexion simple.

$$M_t^x = 0.85 M_x = 6.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{app}^x = M_{app}^y = 0.3 M_x = 2.46 \text{ KN.m}$$

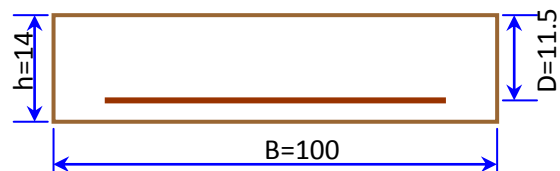


Tableau III.44. Ferraillage de la dalle d'ascenseur

Sens	Moment (KN.m)	ξ_{bu}	α	Z (m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)	St (cm)
// lx	6.97	0.0371	0.0373	0.1128	1.77	1.18	4HA10=3.14	25
// ly	5.45	0.0290	0.0368	0.1133	1.38	1.12	4HA10=3.14	25
appuis	2.46	0.0131	0.0165	0.1142	0.62	1.38	4HA8=2.01	25

❖ **Vérification des espacements:**

$$St \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = \min(28 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

3) La vérification a ELU

❖ **Condition non fragilité**

$$\text{Sens x-x : } A_x^{\min} = \frac{\rho_0 \times (3-\rho)}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{(3-0.88)}{2} \times 100 \times 14 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y : } A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{app}^{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 1.38 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification au poinçonnement**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{t28}/\gamma_b$$

Avec : $U_c = 2 \times (U + V) = 420 \text{ cm} \rightarrow U_c$: Périmètre du rectangle d'impact.

$$q_u = 85.05 \text{ KN} \leq (0.045 \times 4200 \times 140 \times 25)/1.5 = 441 \text{ KN} \rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

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

$$T_u = T_v = q_u / (3 \times U) = 27 \text{KN.}$$

$$\tau_u = T_u / (b \times d) = 0.19 \text{MPa} < \tau_u = 0.07 \times f_{t28} / \gamma_b = 1.17 \text{MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

4) Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

Tableau III.45. Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle machine.

sens	M _{ser} (KN. m)	Y (10 ⁻² m)	I (10 ⁻⁵ m ⁴)	Σ σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}		observation
				σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
x-x	7.81	2.8538	4.2958	5.18	15	vérifiée
y-y	6.64	2.8538	4.2958	4.41	15	vérifiée
appuis	2.75	2.349	2.9568	2.18	15	vérifiée

5) État limite de déformation (Flèche)

$$\text{Sens x : } \frac{ht}{l_x} = \frac{0.14}{1.60} = 0.087 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens y : } \frac{ht}{l_y} = \frac{0.14}{1.80} = 0.077 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{A_s}{100 \times 14} = 0.0022 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

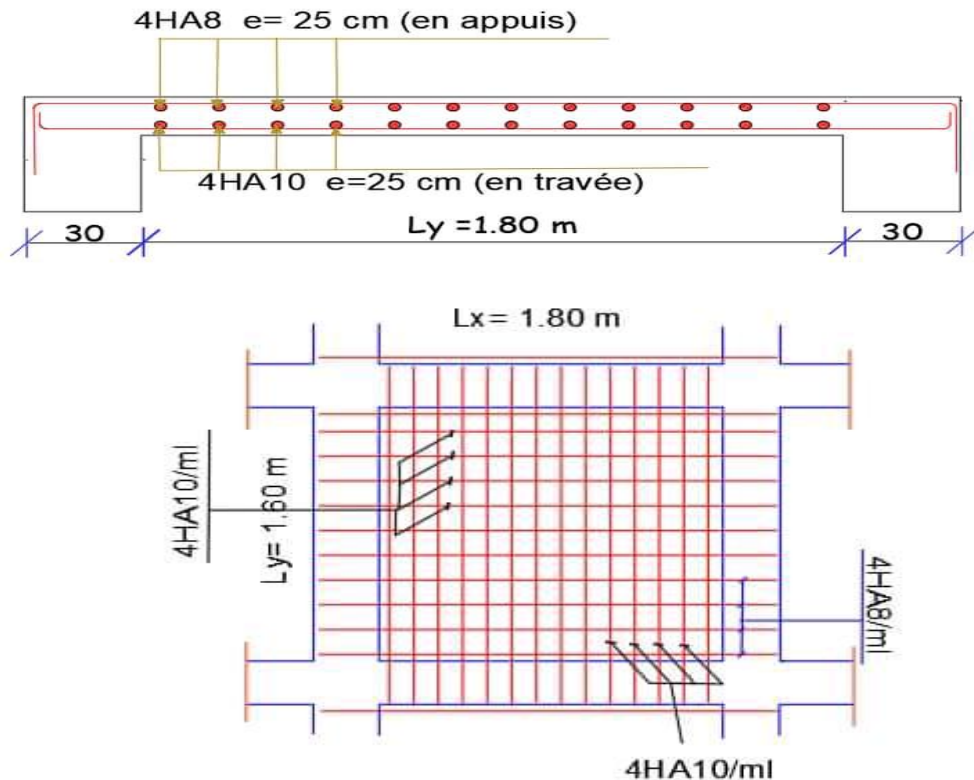


Figure III.23. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

IV. CHAPITRE IV

Étude dynamique

IV.1 Introduction

L'étude parasismique va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à différent niveau de la structure.

IV.2 Objectifs et exigence

Pour chaque structure, l'exigence de comportement en cas de séisme est fonction du rôle de celle-ci, de sa destination, du type de scénario ayant donné lieu au classement du risque spécial ainsi que de l'environnement d'implantation. La définition du niveau d'exigence de comportement dépend de la structure étudiée. Ces exigences sont typiquement : l'opérabilité, l'intégrité, la stabilité, l'absence d'interaction, ou d'autres exigences spécifiques.

IV.3 Méthode de calcul dans la conception parasismique

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.3.1 Méthode statique équivalent

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

❖ Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times \text{WRPA99 (Art4.2.3)}$$

A: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1(RPA99) suivant la zone sismique

$$\text{et le groupe d'usage du bâtiment } A = \begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \rightarrow A = 0.15 \\ \text{Zone sismique (II a)} \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

T: La valeur de la période fondamentale de la structure, elle peut être estimée à partir de formules suivantes : $T = C_T h_N^{3/4}$ (formule 4.6 du RPA)

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N),

$$\rightarrow h_N = 37,73 \text{ m}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau (4.6 du RPA)**.

$$\text{Sens } -x : C_T = 0.05 \quad \rightarrow T = 0.05 \times 37.73^{\frac{3}{4}} \quad \rightarrow T_x = 0.7611 \text{ (s).}$$

$$\text{Sens } -y : C_T = 0.05 \quad \rightarrow T = 0.05 \times 37.73^{\frac{3}{4}} \quad \rightarrow T_y = 0.7611 \text{ (s).}$$

Pour les systèmes de contreventement assuré par :

- ✓ Des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.
- ✓ Des voiles en partie ou dans sa totalité, des palées triangulées et des murs de maçonnerie

On peut également utiliser la formule : $0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$ (**Formule 4.7 du RPA**)

L: Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{Sens } -x : L_x = 17.60 \text{ m} \rightarrow T = 0,09 \times \frac{37.73}{\sqrt{17.6}} \quad \rightarrow T_x = 0.8094 \text{ sec.}$$

$$\text{Sens } -y : L_y = 20.90 \text{ m} \rightarrow T = 0,09 \times \frac{37.73}{\sqrt{20.9}} \quad \rightarrow T_y = 0.7427 \text{ sec.}$$

$$\text{On a:} \quad T = \min \left[C_t \times h_N^{\frac{3}{4}} ; 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right].$$

$$\Rightarrow \text{Donc:} \quad \text{Sens-x} : T_x = \min [0.7611 ; 0.8094] = 0.7611 \text{ sec.}$$

$$\text{Sens-y} : T_y = \min [0.7611 ; 0.7427] = 0.7427 \text{ sec.}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site est donné par le (**Tableau 4.7 RPA**)

→ Le sol du site de notre bâtiment est un sol meuble (**S3**) → $T_2 = 0,50 \text{ sec.}$

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure **4.1(RPA99)** pour un amortissement $\xi = 7 \%$.

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

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

$\xi(\%)$: pourcentage d'amortissement critique; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Tableau (4.2) (RPA99).

$$\text{On prend : } \xi = 7 \% \quad \eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.8819 \geq 0.7$$

Donc le facteur d'amplification dynamique moyens D_x et D_y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

$$\text{Sens-x :} \quad \text{On a :} \quad T_2 < T < 3 \text{ (s)} \quad \Leftrightarrow \quad 0.5 < 0.7611 < 3 \text{ (s).}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.666$$

$$\text{Sens-y :} \quad \text{On a :} \quad T_2 < T < 3 \text{ (s)} \quad \Leftrightarrow \quad 0.5 < 0.7427 < 3 \text{ (s).}$$

$$\text{Donc : } D_y = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.6935$$

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule: $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$ (**formule 4.4 RPA99**)

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA).

Les critères de qualité "Q" à vérifier sont :

Tableau IV.1.valeurs des pénalités P_q .

Critère « q »	P_q	
	Q_x	Q_y
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2- Redondance en plan	0	0
3- Régularité en plan	0	0
4- Régularité en élévation	0	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
Total	0.1	0.1

Alors : $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q = 1 + (0.1) = 1.1$

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3(RPA) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

$$\text{Sens-x : } R_x = 5 \quad ; \quad \text{Sens-y : } R_y = 5$$

W : poids total de la structure

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad . \quad \text{(Formule 4.5 RPA)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau (4.5- RPA). $\rightarrow \beta = 0.30$

Le poids total de la structure est : $W = 34834,6843 \text{ KN}$.

Donc la force sismique totale est :

$$V_x = (0.15 \times 1.6666 \times 1.1) / 5 \times 34834,6843 = N \Rightarrow V_x \approx 1915,83 \text{ KN} .$$

$$V_y = (0.15 \times 1.6935 \times 1.1) / 5 \times 34834,6843 = N \Rightarrow V_y \approx 1946,75 \text{ KN} .$$

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

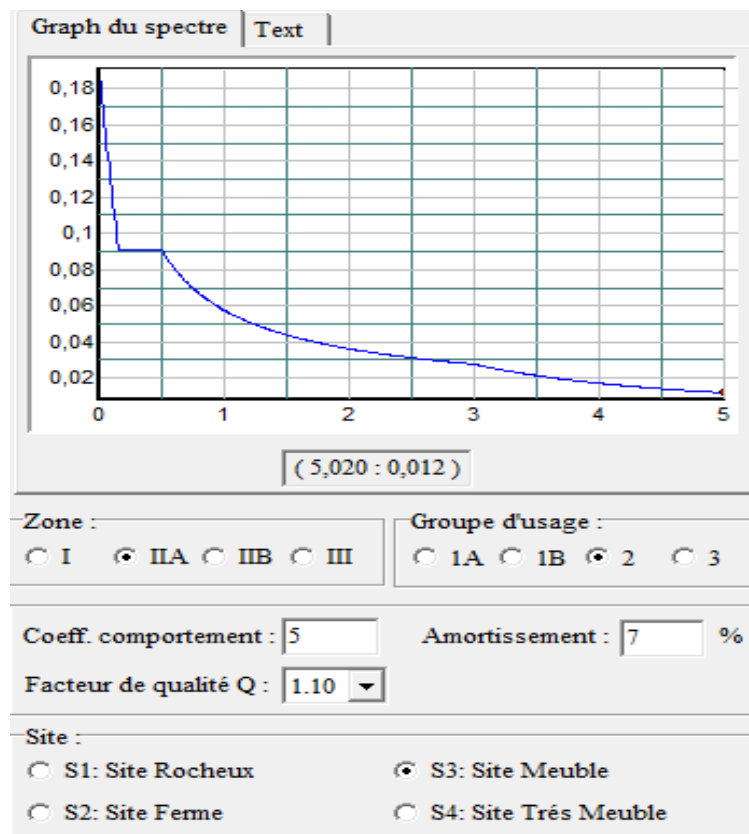


Figure IV.1. Spectre de réponse

IV.4 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes

- D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.
- D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

❖ Disposition des voiles de contreventement

Après plusieurs essayés des dispositions des voiles, nous avons aboutis à la disposition suivante :

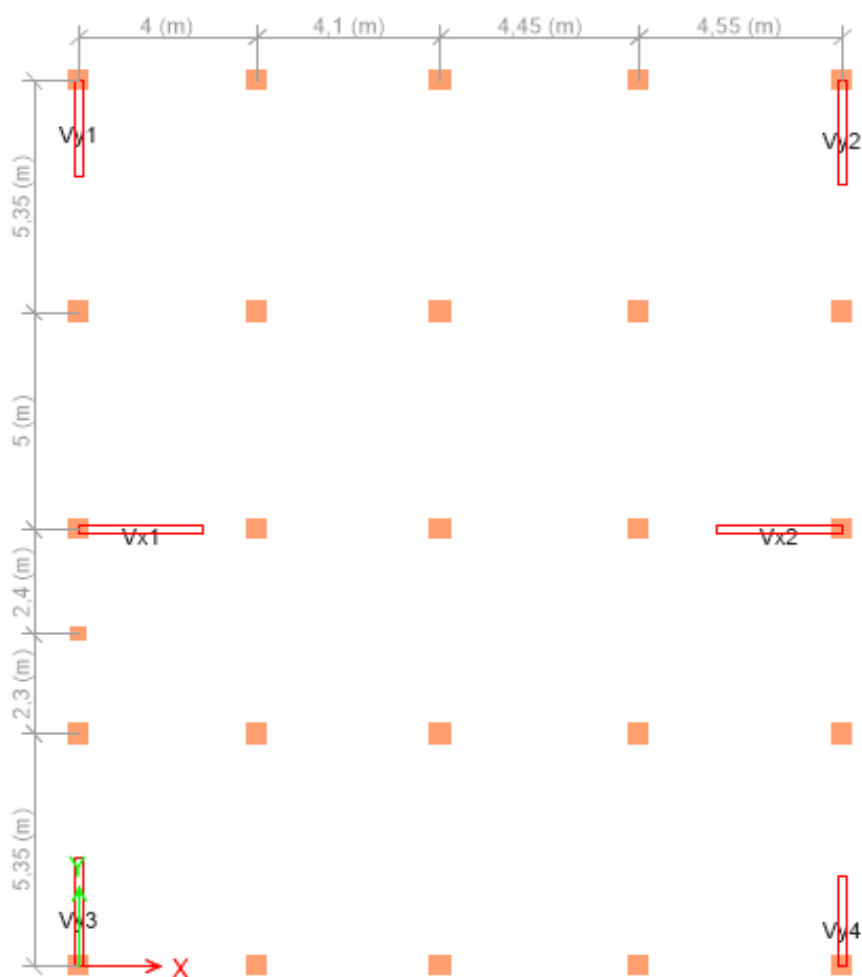


Figure IV.2. Disposition des voiles.

IV.5 Période de vibration et participation massique

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

mode	Période (s)	UX	UY	Cumulé de la masse modale	
				Sum UX	Sum UY
1	0,769	0,6509	0,0002	0,6509	0,0002
2	0,684	0,0002	0,651	0,651	0,6512
3	0,641	0,0011	0,0028	0,6522	0,654
4	0,233	0,119	0,00003949	0,7712	0,654
5	0,217	0,0006	0,0875	0,7718	0,7416
9	0,114	0,006	0,0115	0,8053	0,7946
10	0,1	0,0368	0,003	0,8421	0,7977
19	0,043	0,0185	0	0,8984	0,8763
20	0,039	0,0001	0,0189	0,8985	0,8952
21	0,038	0,0002	0,0058	0,8986	0,9011

22	0,033	0,0108	7,92 E-06	0,9094	0,9011
----	-------	--------	-----------	--------	--------

Interprétations des résultats obtenus

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (x-x).
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant l'axe (y-y).
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Les facteurs de participations massiques on atteint les 90% aux modes 21^{ème}.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,3T_x = 1,3 \times 0,7611 = 0,98 \text{ (s)} > 0,769 \text{ (s)}. \\ 1,3T_y = 1,3 \times 0,7427 = 0,96 \text{ (s)} > 0,684 \text{ (s)}. \end{array} \right.$$

Donc la condition est vérifiée.

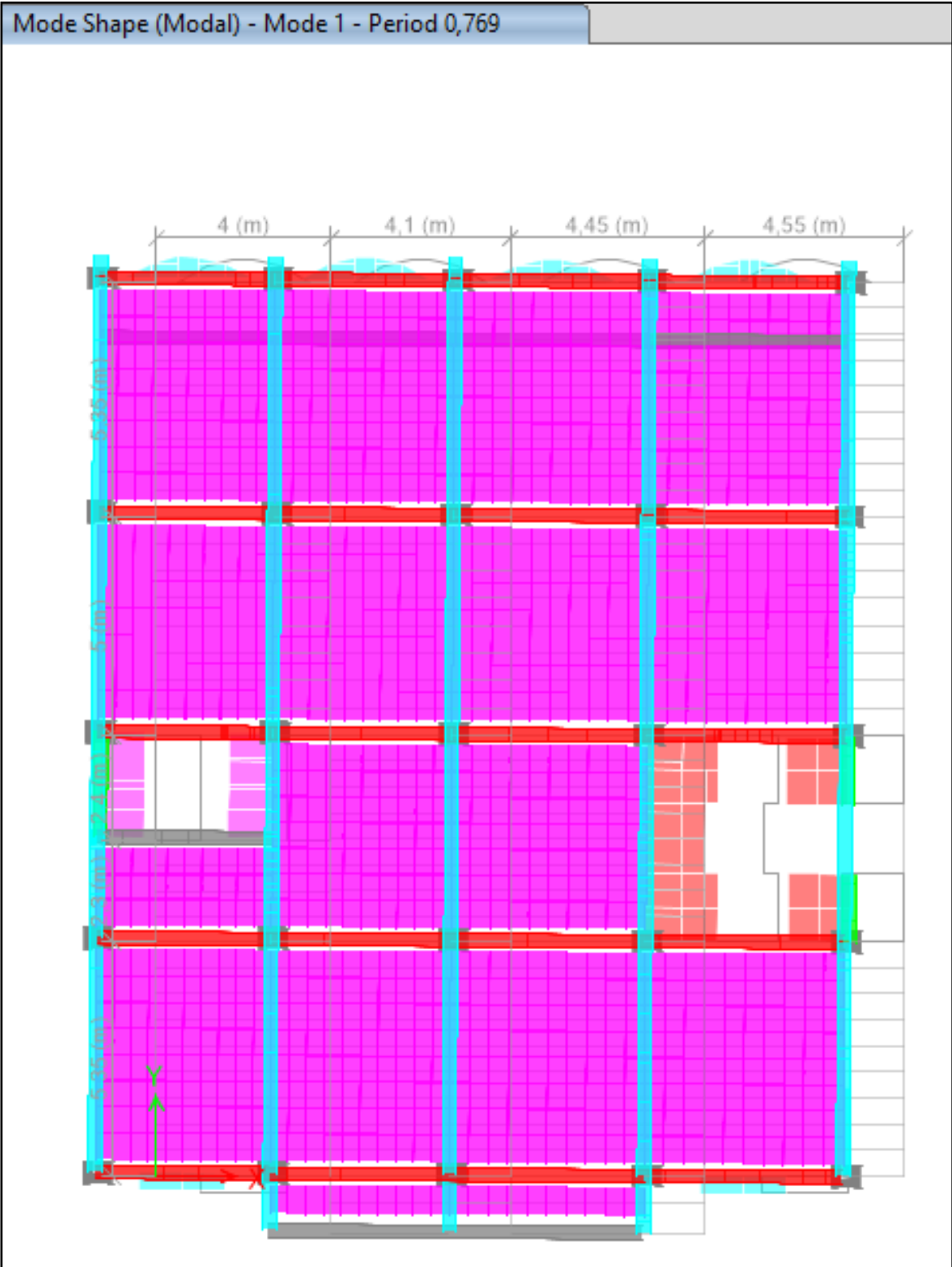


Figure IV.3. Vue en plan de 1^{er} mode de translation selon x.

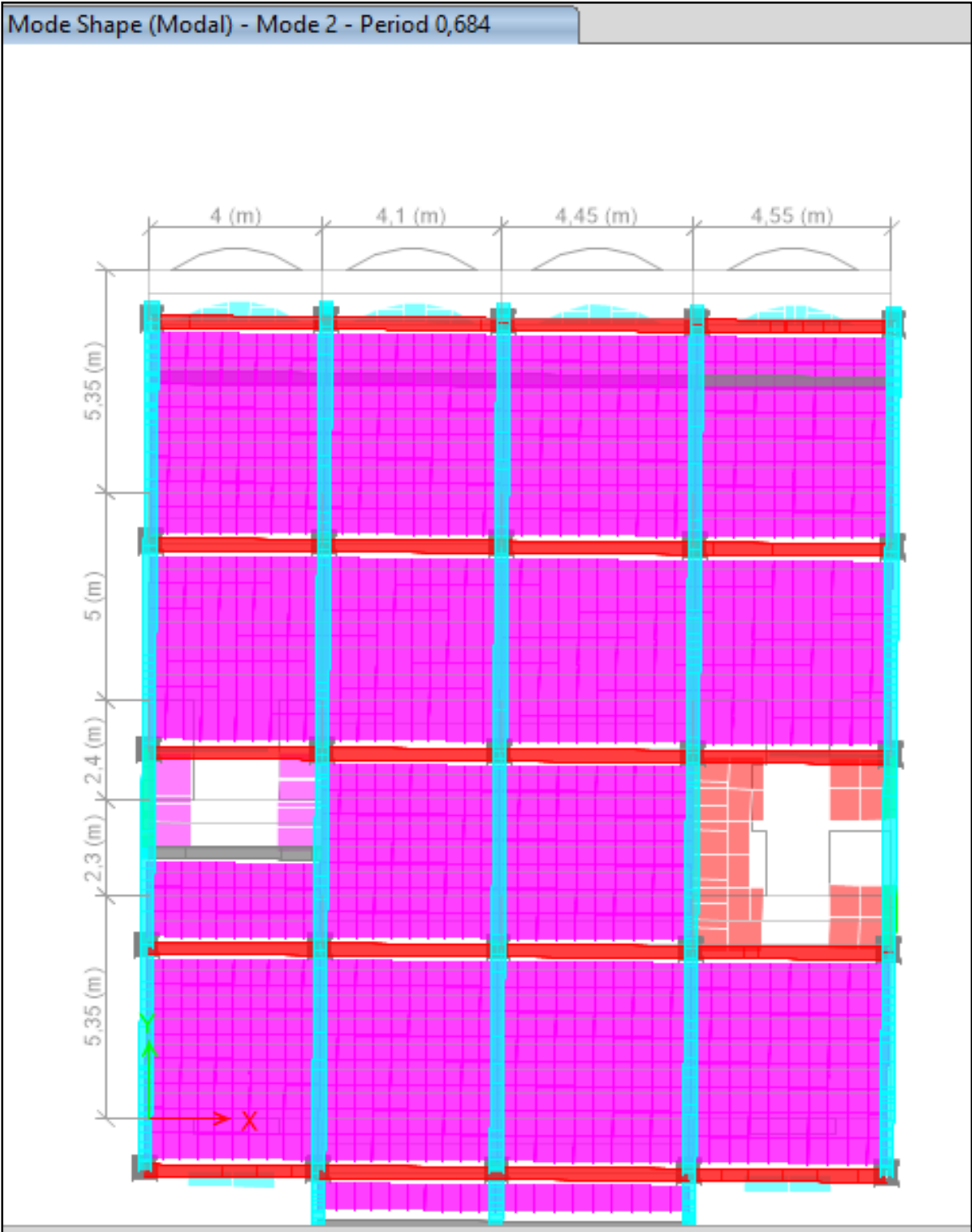


Figure IV.4. Vue en plan de 2^{ème} mode de translation selon y.

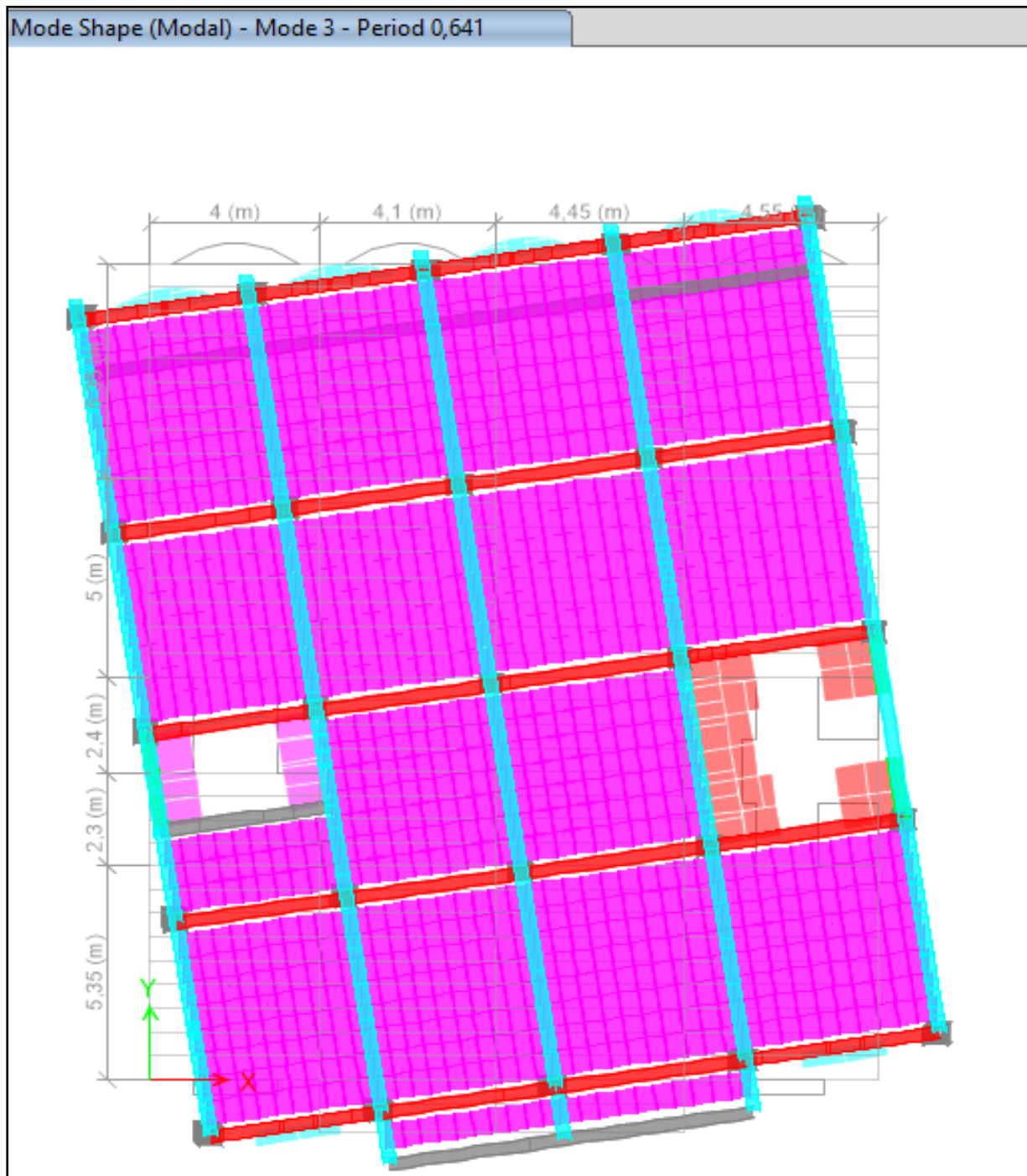


Figure IV.5. Vue en plan de 3^{ème} mode de torsion selon z.

❖ **Vérification de l'effort tranchant à la base**

Le RPA99 V2003 exige la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
SensX	1608.356	1915,83	1532,664	vérifiée
SensY	1661.513	1946,75	1557,4	vérifiée

IV.6 Justification voile-portique

Le **RPA99/2003 ART3.4** a exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit :

A) Sous charges verticales

$$\frac{\Sigma F_{\text{pourtiq}}}{\Sigma F_{\text{pourtiq}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques).}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{pourtiq}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).}$$

B) Sous charges horizontales

$$\frac{\Sigma F_{\text{pourtiq}}}{\Sigma F_{\text{pourtiq}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques).}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{pourtiq}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).}$$

Tableau. IV.4. Vérification sous charges verticales.

Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
RDC	28379,8598	5594,938	83.53	16.47	vérifiée
Étage 1	23884,0541	5036,6604	82.58	17.42	vérifiée
Étage 2	20664,4078	4488,1103	82.15	17.85	vérifiée
Étage 3	17572,1148	3933,1725	81.71	18.29	vérifiée
Étage 4	14616,0276	3300,2709	81.57	18.43	vérifiée
Étage 5	11624,7955	2700,9517	81.14	18.86	vérifiée
Étage 6	8699,3643	2051,8845	80.91	19.09	vérifiée
Étage 7	5880,9459	1364,5709	81.16	18.84	vérifiée
Étage 8	3212,6587	682,8009	82.47	17.53	vérifiée

Tableau IV.5. Vérification sous charges horizontales (sens X-X).

Sens xx						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
RDC	712.8449	850.1722	1563.0171	45.60	54.40	vérifiée
Étage 1	555.2261	844.045	1399.2711	39.67	60.33	vérifiée
Étage 2	699.1152	570.9073	1270.0225	55.04	44.96	vérifiée
Étage 3	634.3701	525.5314	1159.9015	54.69	45.31	vérifiée
Étage 4	630.6857	403.8506	1034.5363	60.96	39.04	vérifiée
Étage 5	574.7996	318.6655	893.4651	64.33	35.67	vérifiée
Étage 6	478.2467	252.4771	730.7238	65.44	34.56	vérifiée
Étage 7	412.6875	155.6738	568.3613	72.61	27.39	vérifiée
Étage 8	391.7981	215.1467	606.9448	64.55	35.45	vérifiée

Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales (sens Y-Y).

Sens y-y						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
RDC	624.3113	1023.2311	1647.4233	37.89	62.11	vérifiée
Étage 1	650.6603	828.9514	1479.6117	43.97	56.03	vérifiée
Étage 2	740.1929	621.924	1362.1169	54.34	45.66	vérifiée
Étage 3	711.5260	535.1889	1246.7149	57.07	42.93	vérifiée
Étage 4	687.5359	425.315	1112.8509	61.79	38.21	vérifiée
Étage 5	574.7778	375.1987	949.9765	60.50	39.50	vérifiée
Étage 6	509.0922	260.7312	769.8234	66.13	33.87	vérifiée
Étage 7	383.0819	186.7202	569.8021	67.23	32.77	vérifiée
Étage 8	365.1494	162.0421	527.1915	69.26	30.74	vérifiée

Remarque

On constate dans les résultats résumés dans les tableaux ci-dessus que les interactions horizontales et verticales sont vérifiées à tous les niveaux dans les deux directions orthogonales.

❖ Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times F_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{RPA99/version 2003 (Art: 7.4.3.1)}. \text{ L'effort sera vérifié à ELU}$$

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Nu (KN)	Section (cm ²)		v	Observation
RDC	2304.8954	65	65	0,218	Vérifiée
Étage 1	1649.0187	60	65	0,169	Vérifiée
Étage 2	1304.1806	60	65	0,133	Vérifiée
Étage 3	1103.249	60	60	0.122	Vérifiée
Étage 4	911.8284	60	60	0.101	Vérifiée
Étage 5	735.6869	55	60	0.089	Vérifiée
Étage 6	566.9587	55	55	0.074	Vérifiée
Étage 7	402.9161	50	55	0.058	Vérifiée
Étage 8	268.9559	50	50	0.043	Vérifiée
buanderie	210.4416	45	50	0.037	Vérifiée

Remarque

L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux du bâtiment donc on adopte les sections telle qu'elles sont mentionnées dans le tableau.

❖ Justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99v2003 (Art. 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\triangleright \Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{RPA99v2003 (Art. 4.4.3)}$$

$$\triangleright \delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ RPA99v2003 (Art. 4.4.3)}$$

$$\triangleright \Delta_k < 1\% \times h_e$$

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau « k ».

δ_{ek} : Déplacement élastique du niveau « k ».

R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau IV.8. Justification vis à vis des déformations.

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
S/Sol	0,000083	0,000415	0	0,000415	-2,89	0,01435	Vérifiée
RDC	0,001087	0,005435	0,000415	0,00502	3,4	0,14700	Vérifiée
Étage 1	0,002737	0,01368	0,005435	0,008245	3,4	0,24250	Vérifiée
Étage 2	0,004462	0,02231	0,01368	0,00863	3,06	0,28100	Vérifiée
Étage 3	0,006282	0,03141	0,02231	0,00910	3,06	0,29730	Vérifiée
Étage 4	0,008081	0,04040	0,03141	0,00899	3,06	0,29370	Vérifiée
Étage 5	0,009791	0,04895	0,04040	0,00855	3,06	0,27940	Vérifiée
Étage 6	0,011373	0,05686	0,04895	0,00791	3,06	0,25840	Vérifiée
Étage 7	0,012792	0,06396	0,05686	0,00710	3,06	0,23200	Vérifiée
Étage 8	0,014053	0,07026	0,06396	0,00630	3,06	0,20580	Vérifiée
buanderie	0,014932	0,07466	0,07026	0,00440	3,06	0,14300	Vérifiée
Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
S/Sol	0,000064	0,00032	0	0,00032	-2,89	0,01107	Vérifiée
RDC	0,000837	0,004185	0,00032	0,003865	3,4	0,11360	Vérifiée
Étage 1	0,002226	0,01113	0,004185	0,006945	3,4	0,20420	Vérifiée
Étage 2	0,00371	0,01855	0,01113	0,007420	3,06	0,24240	Vérifiée
Étage 3	0,005251	0,02625	0,01855	0,00770	3,06	0,2516	Vérifiée
Étage 4	0,006747	0,03373	0,02625	0,007480	3,06	0,24440	Vérifiée
Étage 5	0,008138	0,04069	0,03373	0,006960	3,06	0,22740	Vérifiée
Étage 6	0,009375	0,04687	0,04069	0,006180	3,06	0,2019	Vérifiée
Étage 7	0,010455	0,05227	0,04687	0,005400	3,06	0,1764	Vérifiée
Étage 8	0,011401	0,05700	0,05227	0,004730	3,06	0,1545	Vérifiée
buanderie	0,0122	0,06100	0,05700	0,004000	3,06	0,1307	Vérifiée

Commentaire

D'après les résultats obtenus dans les deux tableaux ci-dessus On constate que les déplacements inter étages sont inférieure à un centième de la hauteur d'étage suivants les directions orthogonales ce qui signifie d'après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d'instabilité.

❖ Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ [RPA (5.9)].

Les effets du second 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 :

$$\theta = p_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: 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 1er ordre 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.9. Justification vis à vis de l'effet P- Δ [RPA (5.9)].

Sens x-x						
Niveau	Δ_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	Observation
S/Sol	0,000415	34834,684	1608,356	-2,89	0,000311	Vérifiée
RDC	0,00502	30350,001	1593,3216	3,4	0,028124	Vérifiée
Étage 1	0,008245	26203,297	1527,2818	3,4	0,041605	Vérifiée
Étage 2	0,00863	22774,479	1196,2245	3,06	0,05369	Vérifiée
Étage 3	0,00910	19456,079	1335,0398	3,06	0,043339	Vérifiée
Étage 4	0,00899	16194,949	1445,2921	3,06	0,032920	Vérifiée
Étage 5	0,00855	12933,819	1030,8162	3,06	0,035058	Vérifiée
Étage 6	0,00791	9703,5481	838,3993	3,06	0,029918	Vérifiée
Étage 7	0,00710	6545,513	620,277	3,06	0,024484	Vérifiée
Étage 8	0,00630	3476,0454	367,4165	3,06	0,019478	Vérifiée
buanderie	0,00440	1118,388	147,7263	3,06	0,010885	Vérifiée
Sens y-y						
Niveau	Δ_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	Observation
S/Sol	0,00032	34834,684	1661,513	-2,89	0,002321	Vérifiée
RDC	0,003865	30350,001	1641,9757	3,4	0,021011	Vérifiée
Étage 1	0,006945	26203,297	1578,5218	3,4	0,033907	Vérifiée
Étage 2	0,007420	22774,479	1499,204	3,06	0,036835	Vérifiée
Étage 3	0,00770	19456,079	1388,1298	3,06	0,035526	Vérifiée
Étage 4	0,007480	16194,949	1242,6202	3,06	0,031858	Vérifiée
Étage 5	0,006960	12933,819	1064,9447	3,06	0,027624	Vérifiée
Étage 6	0,006180	9703,5481	857,9294	3,06	0,022842	Vérifiée
Étage 7	0,005400	6545,513	626,0864	3,06	0,018449	Vérifiée
Étage 8	0,004730	3476,0454	367,7819	3,06	0,014609	Vérifiée
buanderie	0,004000	1118,388	144,9077	3,06	0,010088	Vérifiée

Remarque :

Les déplacements et les vérifications vis-à-vis de l'effet P- Δ [RPA (5.9)] sont vérifiés.

➤ **Vérification du renversement :**

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur dû aux charges verticales, $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment de renversement dû aux charges horizontales, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids total du bâtiment.

F : Force sismique de niveau.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.10. Vérification du renversement.

sens x-x						
W (KN)	L_x (m)	$L_x / 2$	M_s (KN. m)	M_r (KN. m)	M_s / M_r	vérification
34834,6843	17,75	8,875	309157,823	35149.1635	8,7955	vérifiée
sens y-y						
W (KN)	L_y (m)	$L_y / 2$	M_s (KN. m)	M_r (KN. m)	M_s / M_r	vérification
34834,6843	20,4	10,2	355313,78	36491.4567	9,7369	vérifiée

Tableau. IV.11. Dimensions finales des éléments de la structure.

Niveau	Buanderie Cage	Étage 8	Étage 7	Étage 6	Étage 5	Étage 4 et 3	Étage 1 et 2	Sous-sol RDC
Poteaux (cm ²)	45 × 50	50×50	55×50	55×55	60×55	60×60	65×60	65×65
Voiles cm ²)	/	20(cm)	20(cm)	20(cm)	20(cm)	20(cm)	20(cm)	20(cm)
Poutre principale	(30 × 45)cm ²							
Poutre secondaire	(30 × 40) cm ²							

IV.7 Conclusion

L'étude de ce chapitre nous a permis de déterminer les valeurs propres du bâtiment, les modes propres ; périodes propres et facteur de participation relatifs à chaque mode. Ces résultats seront utilisés pour déterminer les efforts dans la structure dus à un séisme.

Et on peut dire aussi que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA99 / version 2003** et 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, notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

V. CHAPITRE V

Études des éléments structuraux

V.1 Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2 Les poteaux

Les poteaux seront calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M).

Les résultats sont tirés à partir des fichiers du "ETABS 2016", sous les combinaisons de calcul suivant :

$$\begin{array}{l|l} G + Q & \text{(E.L.S)} \\ 1.35 G + 1.5 Q & \text{(E.L.U)} \end{array} \quad \left| \quad \begin{array}{l} G + Q + \pm E \text{ (E.L.A)} \\ 0.8 G \pm E \text{ (E.L.A)} \end{array} \right.$$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal et le moment correspondant.
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant.

❖ Recommandations du RPA99/Version 2003

✓ Armatures Longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.8 \% \times b \times h$ en zone II_a .
- Leur pourcentage maximal :
 $A_{\max} = 4 \% \times b \times h$ En zone courante.
 $A_{\max} = 6 \% \times b \times h$ En zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} > 12$ mm (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement : est de $40 \phi_1$ En zone II_a .
- L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm En zone II_a .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique). La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h \ ; \ h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right); (b_1 \times h_1) \text{ section du poteau}; h_e = \text{la hauteur d'étage}$$

Les armatures longitudinales minimales et maximales :

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du (RPA99/ version2003) sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.

Niveaux	Section du poteau	A_{\min} (RPA) (cm^2)	A_{\max} (RPA) cm^2	
			Zone courante	Zone recouvrement
Sous – sol; RDC	65 × 65	33.80	169	253.5
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60 × 65	31.20	156	234
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60 × 60	28.80	144	216
5 ^{ème} étage	55 × 60	26.40	132	198
6 ^{ème} étage	55 × 55	24.20	121	181.5
7 ^{ème} étage	50 × 55	22.00	110	165
8 ^{ème} étage	50 × 50	20.00	100	150
Buanderie; cage	45 × 50	18.00	90	135

✓ **Armatures Transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art7.4.2.2)}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul (max dans le poteau).

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales ($f_e = 400\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcte qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants :

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \quad ; \quad \rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

t : L'espacement des armatures transversales

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

La zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$

La zone courante : $t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

- La quantité des armatures transversales minimales A^{\min} en % est donnée comme suit :

$$A^{\min} = 0,3 \%(t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3 \% \quad \text{ou } 0,3 \%(t \times h_1).$$

$$A^{\min} = 0,8 \%(t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8 \% \quad \text{ou } 0,8 \%(t \times h_1).$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$.

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7L_0$).

V.2.1 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel (**ETABS 2016**), les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N (KN)	N (KN)	M (KN. m)	
Sous – sol	2584.13	4.5238	60	-1253.8	-284.08	41.8041	52.220
	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{x max}		
RDC	2294.36	7.316	141.906	1183.47	-314.49	9.3934	158.25
	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{y min}		
1^{er} Etage	1919.21	8.346	139.0885	1520.20	-206.71	61.3844	205.58
	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{x min}		
2^{eme} Etage	1676.65	9.483	132.5021	1146.13	-73.884	73.8249	240.002
	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{y min}		
3^{eme} Etage	1440.03	8.809	134.0333	964.076	28.633	9.8133	243.35
	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{y min}		
4^{eme} Etage	1208.42	9.086	128.2044	788.261	-76.455	10.3139	232.51

	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{y min}		
5^{eme} Etage	978.323	8.392	110.9174	621.376	42.266	9.463	202.96
	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{y min}		
6^{eme} Etage	752.278	9.337	96.589	468.558	-25.21	8.615	172.96
	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{y min}		
7^{eme} Etage	529.624	8.4388	76.7545	-330.54	-71.69	71.6953	137.44
	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{y min}		
8^{eme} Etage	343.74	17.12	66.2473	208.755	-52.76	7.585	109.97
	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{y min}		
Buanderie Caged'escalier	255.751	31.966	51.771	129.302	23.603	12.496	36.90
	ELU		0.8G+E _{y min}		G+Q+E _{y min}		

V.2.2 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

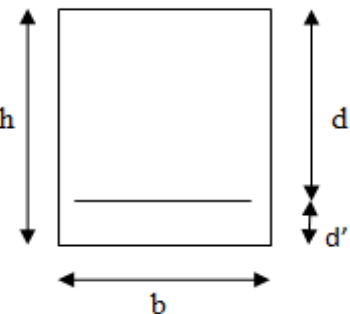
✓ **Les armatures longitudinales**

Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du **Sous - Sol(C15)** avec les sollicitations suivantes :

$b = 65 \text{ cm}; h = 65 \text{ cm}; c = 0.03 \text{ cm}; f_{c 28} :$
 $d = 62 \text{ cm}; d' = 0.03 \text{ cm}; \text{ Acier Fe E40}$
 $\gamma_b = 1,5; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \text{situa } h$

$\gamma_b = 1.15 ; f_{bu} = 18,47 \text{ MPa}; \gamma_s \Rightarrow \text{Situation accidentelle}$



❖ **Calcul sous N_{max} et M_{cor} (ELU)**

$N_{max} = 2584.137 \text{ KN} ; M_{max} = 4.524 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.0017 \text{ m}$ **Figure V.2.** Section du poteau.

$e_G = 0.0017 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ m.}$

⇒ N (compressions) et C à l'intérieur de la section. Il faut vérifier la condition suivante :

$N_u(d - d') - M_u < (0,337h - 0,81d') b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (I)$

$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 4.524 + 2584.137 \times (0,62 - \frac{0,65}{2}) = 757.796 \text{ KN.m}$

$2584.137(0.62 - 0,03) - 757.796 \leq (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03) \times 0,65^2 \times 14,2 \times 10^3 \dots (I)$
 $766.844 \text{ kN.m} < 1165.425 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Donc la section est partiellement comprimée, Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$\mu_{bu} = \frac{757.796}{0.65 \times 0.62 \times 0.62 \times 14.2 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.2140 > \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot B}$

$\mu_{bu} = 0.189 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 0.2140; Z = 0.5444 \text{ m} \Rightarrow A_l = 40.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{fc} = -34.27 \text{ cm}^2.$

Donc $A < 0$: Pas nécessité d'armature le béton seul suffisant.

❖ Calcul sous M_{max} et N_{cor} (E.L.A)

$$N_{cor} = 1025.3869 \text{ KN} ; M_{max} = 60.9173 \text{ KN.m} ; e_G = \frac{M}{N} = 0.0594 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.325 \text{ m}$$

→N (compressions) et C à l'intérieur de la section, Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} < (0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$M_{bu} = M_{uG} + N_U \times (d - \frac{h}{2}) = 60.9173 + 1025.3869 \times (0,62 - \frac{0.65}{2}) = 363.4064 \text{ KN.m}$$

$$1025.3869(0.62 - 0,03) - 363.4064 \leq (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03)0,65^2 \times 18.48 \times 10^3 \dots (I)$$

$$241.5718 \text{ KN.m} < 1520.4259 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple:

$$\mu_{bu} = \frac{363.4064}{0.65 \times 0.62 \times 062 \times 18.48 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0787 < \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0787 < 0.392 \Rightarrow A' = 0; \alpha = 0.1025; Z = 0.5945 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 15.28 \text{ cm}^2$$

$A_{fc} = -10.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Donc $A < 0$: Pas nécessité d'armature le béton seul suffisant

$$A_{min} = \frac{0.23 b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 65 \times 62 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 4.86 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul sous N_{min} et M_{cor} (E.L.A)

$$N_{min} = -284.0837 \text{ kN}; M_{cor} = 41.8041 \text{ KN.m}; e_G = 0.1185 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m}$$

→N (traction) et C à l'intérieur de la section, Section entièrement tendue.

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) - e_G = 0.1478 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{N_u \cdot e_1}{f_{st} \times (d - d')} \rightarrow A_2 = 1.7796 \text{ cm}^2$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 44.210 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{N_u \cdot e_2}{f_{st} \times (d - d')} \rightarrow A_1 = 5.3224 \text{ cm}^2$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}; A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 22.18 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > \max(A_1 ; A_2) \rightarrow$ Donc on ferraille avec $A_{min} = 22.18 \text{ cm}^2$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Type de Section	Combinaison	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} _{BAEL} (cm ²)	A ^{min} _{RPA} (cm ²)	A ^{adpt} (cm ²)
Sous-sol	65×65	S.P.C	E.L.U	0	4.87	33.80	4HA20+12HA16 =36.80cm ²
		S.P.C	E.L.A	0	4.87		
		S.E.T	E.L.A	5.32	22.18		
RDC	65×65	S.P.C	E.L.U	0	4.87	33.80	4HA20+12HA16 =36.80cm ²
		S.P.C	E.L.A	0	4.87		
		S.E.T	E.L.A	7.04	22.18		
1 ^{er} étage	60×65	S.P.C	E.L.U	0	4.49	31.20	16HA16= 32.17cm ²
		S.P.C	E.L.A	0	4.49		
		S.E.T	E.L.A	5.18	20.47		
2 ^{eme} étage	60×65	S.P.C	E.L.U	0	4.49	31.20	16HA16= 32.17cm ²
		S.P.C	E.L.A	0	4.49		
		S.E.T	E.L.A	3.95	20.47		

3 ^{eme} étage	60×60	S.P.C	E.L.U	0	4.13	28.80	12HA16+4HA14 =30.29cm ²
		S.P.C	E.L.A	0	4.13		
		S.P.C	E.L.A	0.05	4.13		
4 ^{eme} étage	60×60	S.P.C	E.L.U	0	4.13	28.80	12HA16+4HA14 =30.29cm ²
		S.P.C	E.L.A	0	4.13		
		S.E.T	E.L.A	1.43	18.9		
5 ^{eme} étage	55×60	S.P.C	E.L.U	0	3.78	26.40	8HA16+8HA14 =28.4cm ²
		S.P.C	E.L.A	0	3.78		
		S.P.C	E.L.A	0	3.78		
6 ^{eme} étage	55×55	S.P.C	E.L.U	0	3.45	24.20	4HA16+12HA14 =26.51 cm ²
		S.P.C	E.L.A	0	3.45		
		S.P.C	E.L.A	0.74	3.45		
7 ^{eme} étage	50×55	S.P.C	E.L.U	0	3.14	22.00	16HA14 =24.13cm ²
		S.E.T	E.L.A	8.04	3.14		
		S.E.T	E.L.A	4.55	3.14		
8 ^{eme} étage	50×50	S.P.C	E.L.U	0	2.84	20.00	16HA14 =24.13cm ²
		S.P.C	E.L.A	0.92	2.84		
		S.E.T	E.L.A	1.09	13.12		
Buanderie Cage d'escalier	45×50	S.P.C	E.L.U	0	2.55	18.00	12HA14 =18.47cm ²
		S.P.C	E.L.A	1.12	2.55		
		S.P.C	E.L.A	0.35	2.55		

✓ **Les armatures transversales**

A. Choix du diamètre

Selon l'article (A.7.1.3 CBA93) le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\checkmark \phi_t \geq \left[\frac{1}{3} \right] \times \phi_l \rightarrow \phi_t \geq \left[\frac{1}{3} \right] \times 20 = 4.66 \text{ mm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage :

Tableau V.4. Vérification des armatures transversales pour chaque étage.

Niveaux	ϕ_l^{\max} (mm)	$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$	ϕ_l^{courant} (mm)	Observation
Sous-sol	20	6.67	10	Vérifiée
RDC	20	6.67	10	Vérifiée
1 ^{er} étage	16	5.33	10	Vérifiée
2 ^{eme} étage	16	5.33	10	Vérifiée
3 ^{eme} étage	16	5.33	10	Vérifiée
4 ^{eme} étage	16	5.33	10	Vérifiée
5 ^{eme} étage	16	5.33	10	Vérifiée
6 ^{eme} étage	16	5.33	10	Vérifiée
7 ^{eme} étage	14	4.67	10	Vérifiée
8 ^{eme} étage	14	4.67	10	Vérifiée
Buanderie et cage d'escalier	14	4.67	10	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux.

B. Espacement entre les cadres d'après RPA

- ✓ La zone nodale: $t \leq \min(10\phi_{l \min}; 15 \text{ cm}) \rightarrow t \leq \min(10 \times 14; 15 \text{ cm}) \rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- ✓ La zone courante : $t \leq 15\phi_{l \min} \rightarrow t \leq 15 \times 14 \rightarrow t = 15 \text{ cm}$

C. Détermination de la zone de recouvrement

Selon RPA (Art 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est: $L_r = 40 \phi_{l \max}$ (zone IIa)

- Pour $\phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 20 \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$.
- Pour $\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 16 \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$.
- Pour $\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 14 \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$.

D. Les armatures transversales

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_1 \times f_e}$$

$$\rho \begin{cases} 2,50 & \text{Si: } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{Si: } \lambda_g < 5 \end{cases} \Rightarrow \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.023}{0.65} \Rightarrow \lambda_g = 3.11 < 5 \Rightarrow \rho = 3.75$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 2.89 = 2.023 \text{ m}$$

- zone nodale: $A_t = \frac{3.75 \times 52.22 \times 100}{650 \times 400} = 0.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 2.60 \text{ cm}^2$
- zone courant: $A_t = \frac{3.75 \times 52.22 \times 150}{650 \times 400} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	S -sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{en} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage	Buanderie Cage d'escalier
Section (cm ²)	65×65	65*65	60×65	60*65	60×60	60*60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×50
Ø _{l max} (cm)	20	20	16	16	16	16	16	16	14	14	14
Ø _{l min} (cm)	16	16	16	16	14	14	14	14	16	14	14
V _u (KN)	52.22	158.2	205.5	240.0	243.3	232.5	202.9	172.9	137.4	109.9	36.9
L _r (cm)	80	80	64	64	64	64	64	64	56	56	56
L _f (m)	2.023	2.38	2.38	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
λ _g	3.11	3.66	3.66	3.29	3.57	3.57	3.57	3.89	3.89	4.28	4.28
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
S _t ^{nodal} (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
S _t ^{courant} (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A _t ^{nodal} (cm ²)	0.78	2.60	3.38	3.99	4.37	4.16	3.61	3.35	1.42	2.32	0.72
A _t ^{courant} (cm ²)	1.18	3.90	5.07	5.98	6.05	6.24	5.42	5.03	2.12	3.48	1.07

$A_{t\text{ nodal}}^{\min}$ (cm^2)	3.02	3.02	3.02	3.02	2.80	2.80	2.80	2.87	2.87	3.85	3.85
$A_{t\text{ courant}}^{\min}$ (cm^2)	4.53	4.53	4.53	4.53	4.20	4.20	4.20	4.31	4.31	4.65	4.65
A^{adopt} (cm^2)	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	4.71	4.71	4.71
N ^{bre} des cadres	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	6HA10

V.2.3 Vérifications

V.2.3.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le 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 :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Avec: $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow B_r$: Section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des poteaux au flambement à chaque étage.

Niveaux	Section	N_u^{\max} (KN)	L_f (m)	i	λ	α	$B_r > B_r^{\text{cal}}$		Observation
							B_r (m^2)	B_r^{cal} (m^2)	
S-sol	65*65	2584.13	2.023	0.1876	10.80	0.8341	0.3969	0.1408	vérifiée
RDC	65*65	2294.36	2.38	0.1876	12.72	0.8281	0.3969	0.1259	vérifiée
Étage 1	65*60	1919.21	2.38	0.1876	12.72	0.8281	0.3654	0.1053	vérifiée
Étage 2	65*60	1676.65	2.142	0.1876	11.44	0.8322	0.3654	0.0915	vérifiée
Étage 3	60*60	1440.03	2.142	0.1732	12.38	0.8292	0.3364	0.0789	vérifiée
Étage 4	60*60	1208.42	2.142	0.1732	12.38	0.8292	0.3364	0.0662	vérifiée
Étage 5	60*55	978.32	2.142	0.1732	12.38	0.8292	0.3074	0.0536	vérifiée
Étage 6	55*55	752.27	2.142	0.1587	13.55	0.8253	0.2809	0.0414	vérifiée
Étage 7	55*50	529.62	2.142	0.1587	13.55	0.8253	0.2544	0.0292	vérifiée
Étage 8	50*50	343.74	2.142	0.1443	14.87	0.8199	0.2304	0.0191	vérifiée
Buanderie	50*45	255.75	2.142	0.1443	14.87	0.8199	0.2064	0.0142	vérifiée
Cage d'escalier	50*45	97.095	2.142	0.1443	14.87	0.8199	0.2064	0.0054	vérifiée

Les conditions sont vérifiées pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

V.2.3.2 Vérification des contraintes de compression

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \overline{\sigma_{st}} \rightarrow \text{Fissuration nuisible: } \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_e} \right)$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

Tableau V.7. Vérification des contraintes à L'ELS dans le béton.

Tous les poteaux (Section partiellement comprimée)											
Niveau x	Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage	Buanderie
section	65*65	65*65	65*60	65*60	60*60	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45
M _{ser} (KN.m)	1868.8	1660	1394.2	1217.9	1045	877.7	710.6	546.5	384.8	251.1	186.7
M _{ser} (KN.m)	26.69	51.47	44.30	44.72	43.12	46.42	42.48	46.42	42.70	48.2	29.0 1
d (cm)	62	62	62	62	57	57	57	52	52	47	47
d'(cm)	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
C (m)	0.326	0.328	0.329	0.330	0.306	0.307	0.308	0.287	0.29	0.299	0.37 5
p (m ²)	0.162	0.16	0.097	0.095	0.117	0.114	0.088	0.102	0.066	0.065	0.14 1
q (m ³)	0.387	0.387	0.33	0.330	0.291	0.291	0.27	0.235	0.210	0.203	0.13 2
μ _t (m ³)	0.036	0.036	0.031	0.032	0.027	0.027	0.025	0.021	0.019	0.018	0.01 3
σ _{bc} (MPa)	3.00	2.73	2.68	2.39	1.45	1.26	1.12	0.487	0.445	0.44	1.51 5
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
σ _{sc} (MPa)	21.85	23.20	20.91	18.38	4.47	4.39	4.22	4.29	3.24	0.418	16.3 7
σ _{sc} (MPa)	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6
σ _{bc} < σ _{bc}	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié
σ _{sc} < σ _{sc}	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

V.2.4 Vérification aux sollicitations tangentielles

- D'après le BAEL :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable: } \overline{\tau_u} = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

- D'après l'RPA :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec: } \tau_u = \rho_d \times f_c \text{ 28}$$

$$\rho_f = 0,075 \quad \text{Si: } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \lambda_g = \frac{L_f}{a} ; L_f = 0,7 \times L_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0,04 \quad \text{Si: } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveaux	Sections	V_u^{\max} (KN)	τ_u (MPa)	τ_u^{rpa} (MPa)	$\bar{\tau}_u^{bael}$ (MPa)	RPA	BAEL
						$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Sous - sol	65*65	54.612	0.1355	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
RDC	65*65	180.468	0.4478	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
1 ^{er} étage	65*60	234.407	0.5816	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
2 ^{eme} étage	65*60	276.733	0.6866	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
3 ^{eme} étage	60*60	280.133	0.819	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
4 ^{eme} étage	60*60	266.619	0.7795	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
5 ^{eme} étage	60*55	231.064	0.737	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
6 ^{eme} étage	55*55	196.833	0.688	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
7 ^{eme} étage	55*50	83.048	0.3194	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
8 ^{eme} étage	50*50	123.88	0.5271	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
Buanderie	50*45	38.215	0.1807	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée
Cage d'escalier	50*45	38.215	0.1807	1	2.5	Vérifiée	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

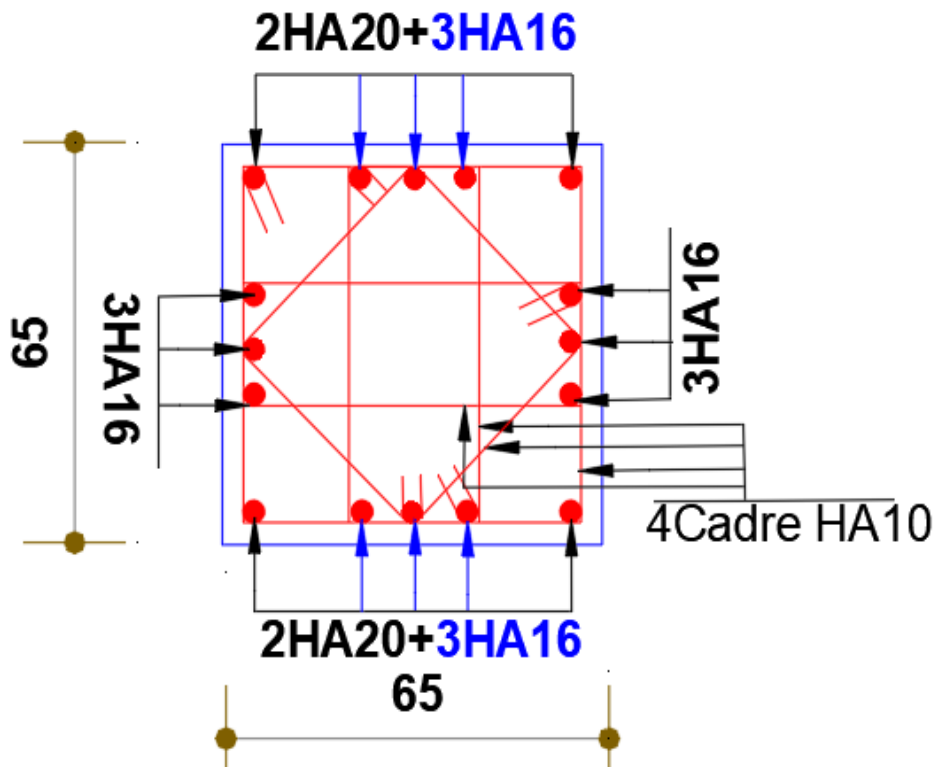


Figure V.2. Ferrailage du poteau du sous-sol (C15)

Ferrailage des poteaux des autres étages (Voir Annexe V.1).

V.3 Étude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant qui permettent la détermination des dimensions des armatures longitudinales et L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Il y a deux types de poutres à étudier :

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires.

Elles sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS2016**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le (**RPA99 Version 2003**) suivantes :

$$1.35G+1.5Q ; \quad G+Q ; \quad G+Q\pm E ; \quad 0.8G\pm E.$$

Calcul de ferrailage : Ferrailage en travée et sur appui (nappe supérieur)

❖ Recommandations du RPA99 :

A. Les armatures longitudinales

• Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ En toute section.

• Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_t^{\max} = 4\% \times b \times h \quad \text{En zone courante.}$$

$$A_t^{\max} = 6\% \times b \times h \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

• La longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r = 40\phi_{\max} \quad \text{En zone IIa} \Rightarrow \phi_{\max} \text{ est le diamètre maximal utilisé.}$$

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

B. Les armatures transversales

- La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- L’espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi)$.
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$ Avec : h, La hauteur de la poutre.

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm ou plus du nu d’appui ou de l’encastrement.

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}); \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha).$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}; \quad A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2000.

Tableau V.9. Les sections minimales et maximales.

	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Poutre principale (PP)	30×45	6.75	54	81
poutre secondaire (PS)	30×40	6	48	72

V.3.1.1 Calculs des sollicitations

Les sollicitations de calcul les plus défavorables déduites du logiciel **Etabs2016** sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.10. Les efforts internes dans les poutres PP et PS.

Niveaux	PP			PS		
	M _{travée} (KN. m)	M _{appui} (KN. m)	V (KN)	M _{travée} (KN. m)	M _{appui} (KN. m)	V (KN)
Terrasse inaccessible	70.65 G + Q + E	-48.29 ELU	86.59	27.72 G + Q + E _x	-26.18 G + Q + E _y	32.02
Terrasse accessible et Étage courant	130.10 0.8G + E _y	-83.93 G + Q + E _y	130.71	154.14 G + Q + E _x	-109.71 0.8G + E _x	314.46
1 ^{er} étage	89.72 G + Q + E _y	-56.90 ELU	93.97	120.47 G + Q + E _x	-86.07 0.8G + E _x	184.48
RDC	48.98 ELU	-39.77 ELU	62.83	40.07 G + Q + E _x	-29.51 ELU	58.45

V.3.2 Calcul du ferrailage

Exemple : ferrailage de la poutre principale (30×45) du plancher RDC.

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Travée :

$$M_t = 48.98 \text{ (KN.m)} \Rightarrow \text{ELU}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{48.98}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.0652 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_{bu} = 0.0652 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0843$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.4058\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{48.98}{0.4058 \times 348 \times 10^3}$$

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

Appuis :

$$M_t = -39.77 \text{ (KN.m)} \Rightarrow \text{accidentelle}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0406$$

$$\mu_{bu} = 0.0406 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_{bu} = 0.0406 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0518$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.4112\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{39.77}{0.4112 \times 348 \times 10^3}$$

$$A = 2.78 \text{ cm}^2$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple, les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.11. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveaux	Type de poutre	Localisation	Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des armatures (cm ²)
Terrasse inaccessible	Poutre Principale	Travée	70.65	4.36	6,75	3HA14 + 3HA12 = 8.01
		Appui	-48.29	3.42		3HA14 + 3HA12 = 8.01
	Poutre Secondaire	Travée	27.72	1.90	6	3HA12 + 2HA14 = 6.45
		Appui	-26.18	2.07		3HA12 + 2HA14 = 6.45
Terrasse accessible et étage courant	Poutre Principale	Travée	130.10	8.34	6,75	3HA12 + 3HA16 = 9.42
		Appui	-83.93	5.23		3HA12 + 3HA14 = 8.01
	Poutre Secondaire	Travée	154.14	11.76	6	3HA12 + 5HA16 = 13.44
		Appui	-109.71	8.04		3HA12 + 3HA16 = 9.42
1 ^{er} étage	Poutre Principale	Travée	89.72	5.61	6,75	3HA12 + 3HA14 = 8.01
		Appui	-56.90	4.05		3HA12 + 3HA14 = 8.01
	Poutre Secondaire	Travée	120.47	8.91	6	3HA12 + 3HA16 = 9.42
		Appui	-86.07	6.18		3HA12 + 3HA14 = 8.01
RDC	Poutre Principale	Travée	48.98	3.47	6,75	3HA12 + 3HA14 = 8.01
		Appui	-39.77	2.78		3HA12 + 3HA14 = 8.01
	Poutre Secondaire	Travée	40.07	2.78	6	3HA12 + 2HA14 = 6.45
		Appui	-29.51	2.29		3HA12 + 2HA14 = 6.45

➤ **Vérification des armatures :**

❖ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65\text{cm.}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60\text{cm.}$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50\text{cm.}$$

❖ **Les armatures transversales :**

$$\text{Soit } \phi_t \text{ le diamètre des armatures transversales telle que : } \phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutre principale} \Rightarrow \phi_t \leq \min (12 ; 12.86 ; 30) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm} \\ \text{poutre principale} \Rightarrow \phi_t \leq \min (12 ; 11.42 ; 30) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)Ø8.

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

✓ **Zone nodale :** $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} \text{ cm} ; 12\phi_t^{\min} \right)$

• Poutres principales : $S_t \leq \min(11,25\text{cm} ; 14,4\text{cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

• Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10\text{cm}; 14,4\text{cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

• Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

• Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales :**

▪ **RPA99/2003(art 7.5.2.2) :**

➤ Pour les poutres principales:

$$\text{Zone nodale } A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courant } A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 01.35 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poutres secondaires :

$$\text{Zone nodale } A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courant } A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

V.3.3 Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{poutre principale} \Rightarrow A_{\min} = 1.52\text{cm}^2$$

$$\text{poutre secondaire} \Rightarrow A_{\min} = 1.34\text{cm}^2$$

$A_{min} < A_{cal} \Rightarrow$ Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible, Tel que : $\tau_u = \frac{vu}{b*d} < \tau_u$ BAEL91 (art H.III.2).

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$.

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.12. Vérification des contraintes tangentielles.

Niveaux	Poutre	$V_{max}(KN)$	$\tau_u (MPa)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	Observation
Terrasse inaccessible	principale	86.59	0.68	3.33	Vérifiée
	secondaire	32.12	0.29		Vérifiée
Terrasse accessible et étage courant	principale	130.71	1.03		Vérifiée
	secondaire	314.46	2.83		Vérifiée
1 ^{er} étage	principale	93.97	0.74		Vérifiée
	secondaire	184.48	1.66		Vérifiée
RDC	principale	62.83	0.49		Vérifiée
	secondaire	58.45	0.52		Vérifiée

❖ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Niveaux	Poutres	$V_{max}(KN)$	$M_a(KN.m)$	$A_l (cm^2)$	$A_{l_{rive}} (cm^2)$	$A_{int} (cm^2)$	Observation
Terrasse inaccessible	Principale	86.59	48.29	8.01	2.48	1.18	Vérifiée
	Secondaire	32.12	26.18	6.45	0.92	1.33	Vérifiée
Terrasse accessible et étage courant	Principale	130.71	83.93	8.01	3.75	2.62	Vérifiée
	Secondaire	314.46	109.71	9.42	9.04	0.43	Vérifiée
1 ^{er} étage	Principale	93.97	56.90	8.01	2.70	1.62	Vérifiée
	Secondaire	184.48	86.07	8.01	5.30	2.12	Vérifiée

RDC	Principale	62.83	39.77	8.01	1.83	1.21	Vérifiée
	Secondaire	58.45	29.51	6.45	1.68	0.86	Vérifiée

Remarque : Pas de risque de cisaillement et cela pour tous types de poutre.

V.3.4 Vérification à l'ELS

✓ État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : position de l'axe neutre.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Remarque :

PP : poutre principale.

PS : poutre secondaire.

Tableau V.14. Vérification des contraintes.

Niveaux	poutre	position	M_{ser} (KN. m)	A_s (cm ²)	y (m)	$I(10^{-4})$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Terrasse inaccessible	PP	travée	50.57	8.01	0.1777	12.67	7.09	15	Vérifiée
		appui	35.09	8.01	0.1777	12.67	4.92		Vérifiée
	PS	travée	14.13	6.45	0.1478	8.01	2.60		Vérifiée
		appui	17.32	6.45	0.1478	8.01	3.19		Vérifiée
Etage courant et terrasse accessible	PP	travée	70.60	9.42	0.1944	14.54	9.44		Vérifiée
		appui	42.89	8.01	0.1777	12.67	6.01		Vérifiée
	PS	travée	49.36	12.06	0.2096	13.87	7.46		Vérifiée
		appui	26.10	10.05	0.1892	11.70	4.22		Vérifiée
1 ^{er} Etage	PP	travée	51.89	8.01	0.1777	12.67	7.28	Vérifiée	
		appui	40.06	8.01	0.1777	12.67	5.62	Vérifiée	
	PS	travée	33.20	9.42	0.1825	11.05	5.48	Vérifiée	
		appui	26.19	8.01	0.1667	9.60	4.54	Vérifiée	
RDC	PP	travée	35.13	8.01	0.1777	12.67	4.92	Vérifiée	
		appui	28.52	8.01	0.1777	12.67	4.00	Vérifiée	
	PS	travée	20.95	6.45	0.1478	8.01	3.86	Vérifiée	
		appui	21.10	6.45	0.1478	8.01	3.89	Vérifiée	

Commentaire : La contrainte limite est vérifiée pour tous types de poutres.

V.3.5 Vérification de la flèche

Selon les règles du **BAEL91** (art **B.6.5**) et du **CBA93** ; La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

Poutre principale :

on fait cette vérification pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{515} = 0,087 > \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0,060 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,88 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,42} = 0,0054 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$L = 5,15 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{435} = 0,092 > \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0,052 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9,11 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,42} = 0,0072 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$L = 4,55 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Vérification de la zone nodale :**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99** (Art **7.6.2**) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

- M_S : Moment résistant dans le poteau inférieur.
- M_N : Moment résistant dans le poteau supérieur.
- M_W : Moment résistant gauche de la poutre.
- M_E : Moment résistant droite de la poutre.

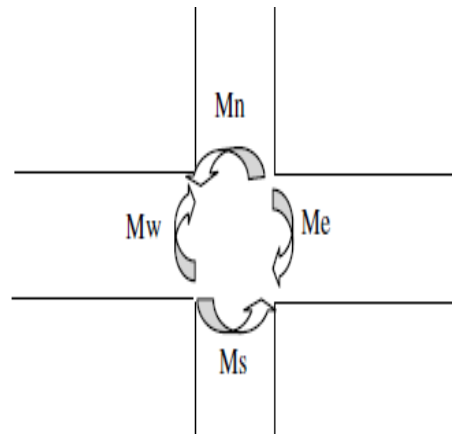


Figure V.3. Schéma de la Zone nodale.

❖ **Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec } Z = 0,9 \times h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton).}$$

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

- Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN. m)
Sous-sol+RDC	65×65	58.50	36.80	749.174
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	65×60	58.50	32.17	654.917
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	60×60	54.00	30.29	569.209
5 ^{eme} étage	60×55	54.00	28.40	533.692
6 ^{eme} étage	55×55	49.50	26.51	456.661
7 ^{eme} étage	55×50	49.50	24.13	415.663
8 ^{eme} étage	50×50	45.00	24.13	377.876
Buanderie+cage	50×45	45.00	18.47	289.240

❖ Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux. Les poutres principales sont dans le plan (Y-Y) et les poutres secondaires sont dans le plan (X-X).

- Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres.

Niveaux	Position	Poutre Principale			Poutre Secondaire		
		Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN. m)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN. m)
Terrasse inaccessible	travée	40,5	6,88	96,96	36	6,88	90,07
	appuis		6,88	111,45		6,88	90,07
Terrasse accessible et étage courant	travée	40,5	6,88	111,45	36	9,11	131,18
	appuis		10,65	172,53		13,13	189,07
1 ^{er} étage	travée	40,5	6,88	111,45	36	7,60	109,44
	appuis		6,88	111,45		10,65	153,36
RDC	travée	40,5	6,88	96,96	36	6,88	99,07
	appuis		6,88	96,96		6,88	99,07

❖ Vérification:

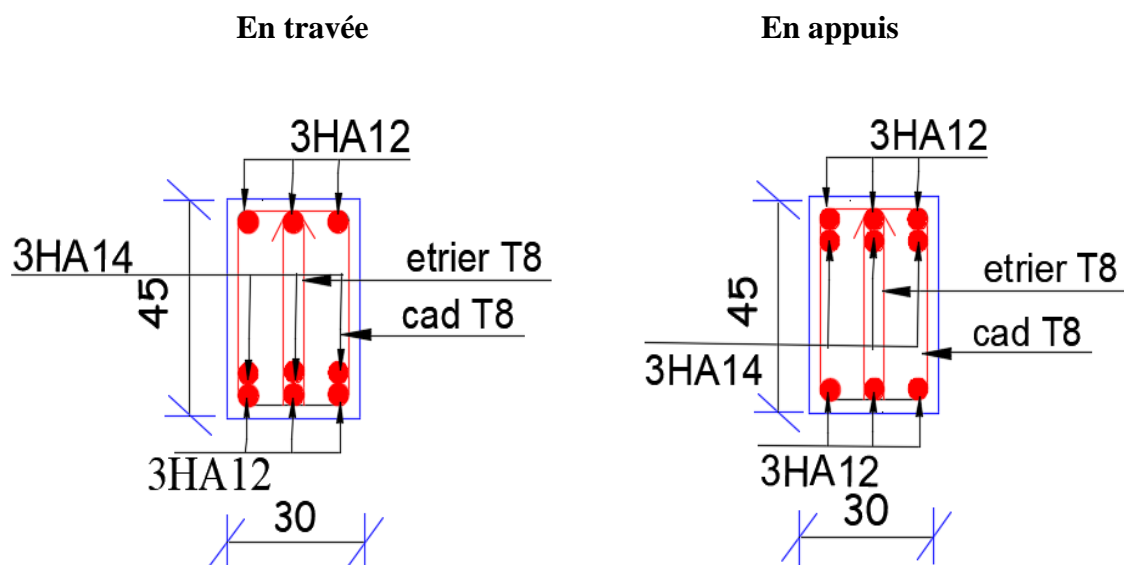
Les résultats des vérifications de la condition $|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Remarque : Pp : poutre principale ; Ps : poutre secondaire.

Tableau V.17. Vérification de la zone nodale.

Niveaux	Plan	M_N (KN. m)	M_s (KN. m)	$M_W = M_E$ (KN. m)	$M_N + M_s$ (KN. m)	$1.25*(M_W + M_E)$ (KN. m)	Vérification
Sous-sol + RDC	PP	749.174	794.174	96,96	1499.48	224.15	Vérifiée
	PS			99,07		225.17	Vérifiée
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	PP	794.174	654.917	111,45	1449.09	278.63	Vérifiée
	PS			153,36		383.4	Vérifiée
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	PP	654.917	569.209	172,53	1224.13	431,33	Vérifiée
	PS			189,07		472.67	Vérifiée
5 ^{eme} étage	PP	569.209	533.692	172,53	1102.90	431.33	Vérifiée
	PS			189,07		465.17	Vérifiée
6 ^{eme} étage	PP	533.692	456.661	172,53	990.35	431.33	Vérifiée
	PS			189,07		465.17	Vérifiée
7 ^{eme} étage	PP	456.661	415.663	172,53	998.324	431.33	Vérifiée
	PS			189,07		465.17	Vérifiée
8 ^{eme} étage	PP	415.663	377.876	172,53	793.54	431.33	Vérifiée
	PS			189,07		465.17	Vérifiée
Buanderie + cage	PP	377.876	289.240	111,45	667.12	278.63	Vérifiée
	PS			90,07		225.17	Vérifiée

Remarque : La formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux, puisque les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens.



Ferraillage des poutres des autres étages (Voir **Annexe V.2**).

V.4 Étude des voiles de contreventement

Pour toute structure implantée en zone sismique IIa, le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant 14m de hauteur. Les voiles sont considérés comme des consoles parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action d'un séisme.

Les voiles sont sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferraillages est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales, donc chaque refend sera ferraillé en flexion composée selon les prescriptions du RPA99.

A) armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes Parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B) Les armatures horizontales :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales, ils doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 * \phi$.

c) Les 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 / m².

V.4.1 Sollicitations de calcul :

Les modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (ELU)
- $G + Q \pm E$ (ELA)
- $0.8G \pm E$ (ELA)

Le ferraillage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}} \Rightarrow A1 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}} \Rightarrow A2 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}} \Rightarrow A3 \end{array} \right\} \Rightarrow A = \max (A1, A2, A3)$$

❖ **Règles communes : R.P.A 99 (A7.7.4.3)**

• Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné Comme suit :

✓ globalement dans la section du voile 0.15%

✓ en zone courante 0.10%

• L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des valeurs Suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(30\text{cm}; 1.5 \times e), \text{ Avec } e: \text{ espacement du voile}$$

• Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré, leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton armé.

• Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur de voile.

• Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓ 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement désigne des efforts est possible ;

✓ 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

• Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{VJ} = 1.1 \frac{V}{f_e}; \text{ Avec } V = 1.4 \times V_{calculé}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Tableau V.18. Sollicitations des voiles dans tous les niveaux.

V_{x1}							
Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		V_u (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
S-sol; RDC 1 ^{er} Etage	1424.90	258.67	193.74	-84.72	1603.12	1327.01	608.30
	ELU		$0.8G + E_x$		$G + Q + E_x$		
2; 3;4 ^{eme} Etage	1269.53	127.34	223.57	-250.36	761.43	1152.57	380.30
	ELU		$0.8G + E_x$		$G + Q + E_x$		
5;6;7;8 ^{eme} Etage	755.83	326.32	29.53	-214.62	326.32	755.83	244.72
	$G + Q + E_x$		$0.8G + E_x$		$G + Q + E_x$		
V_{x2}							
S-sol; RDC 1 ^{er} Etage	1880.79	-536.77	239.88	-151.49	-1847.93	1086.49	533.67
	ELU		$0.8G + E_x$		$G + Q + E_x$		
2; 3;4 ^{eme}	1568.64	-128.12	331.31	322.05	-666.05	939.03	205.39

Etage	ELU		0.8G + E _x		G + Q + E _x		
5;6;7;8 ^{eme} Etage	1011.51	-156.06	83.95	-295.66	-339.65	163.12	193.67
	ELU		0.8G + E _x		G + Q + E _x		
V_{y1}							
S-sol; RDC 1 ^{er} Etage	1161.22	842.65	135.81	740.26	842.65	1161.22	219.35
	G + Q + E _y		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
2; 3;4 ^{eme} Etage	762.61	-21.38	129.43	-122.44	-280.68	504.41	145.47
	ELU		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
5;6;7;8 ^{eme} Etage	474.20	44.67	-26.09	-118.30	158.26	-68.92	99.47
	G + Q + E _y		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
V_{y2}							
S-sol; RDC 1 ^{er} Etage	1286.99	1004.72	155.06	-961.62	1004.72	1286.99	278.36
	G + Q + E _y		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
2; 3;4 ^{eme} Etage	878.51	27.13	150.87	-144.10	-344.28	572.85	178.72
	ELU		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
5;6;7;8 ^{eme} Etage	554.14	59.11	-24.67	-154.73	-207.46	0.15	117.55
	G + Q + E _y		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
V_{y3}							
S-sol; RDC 1 ^{er} Etage	1231.39	1067.84	159.16	-1006.11	1067.84	1231.39	278.04
	G + Q + E _y		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
2; 3;4 ^{eme} Etage	851.67	110.77	127.50	-112.61	476.42	703.09	209.50
	ELU		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
5;6;7;8 ^{eme} Etage	590.90	-12.24	-22.20	-101.80	164.78	590.90	132.50
	G + Q + E _y		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
V_{y4}							
S-sol; RDC 1 ^{er} Etage	1112.21	722.99	203.73	-698.52	722.99	1112.21	220.88
	G + Q + E _y		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
2; 3;4 ^{eme} Etage	810.83	77.15	141.70	-69.42	291.27	675.04	142.39
	ELU		0.8G + E _y		G + Q + E _y		
5;6;7;8 ^{eme} Etage	530.93	137.42	-14.14	-28.91	137.42	530.93	108.00
	G + Q + E _y		0.8G + E _x		G + Q + E _y		

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailles sous un effort normal «N» et un moment fléchissant «M» :

$A_v^{\min} = 0.15\% \times e \times L \Rightarrow$ Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_t^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times e \times L_t \Rightarrow$ Section d'armature verticale minimale dans la zone tendu.

$A_c^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times e \times L_c \Rightarrow$ Section d'armature verticale dans la zone comprimée.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_t \Rightarrow$ Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

$L_t = \frac{6_{\min} \times L}{6_{\min} + 6_{\max}} \Rightarrow$ Longueur de la zone tendue.

$L_c = L - 2L_t \Rightarrow$ Longueur de la zone comprimée.

➤ Exemple de calcul de voile Vx1 (sous-sol, RDC et 1^{er} étage) :

❖ Calcule sous N_{\max} et M_{cor} (ELU)

$$N_{\max} = 1424.90\text{KN} \quad ; \quad L = 2.8 \text{ m} \quad ; \quad e = 0.20 \text{ m.}$$

$$M_{\text{cor}} = 258.67 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 2.75 \text{ m} \quad ; \quad d' = 0.05\text{m.}$$

Calculer directement les contraintes aux extrémités du voile à la flexion composée :

$$\sigma = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} \cdot \frac{h}{2}$$

$$S = 0,2 \times 2.8 = 0.56 \text{ m}^2; I = \frac{0,2 \times 2.8^3}{12} = 0.3658 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{1424.90}{0.56} \mp \frac{258.67}{0.3658} \times \frac{2.8}{2} \Rightarrow \sigma^+ = 3.534 \text{ Mpa} > 0 \text{ et } \sigma^- = 1.554 \text{ Mpa} > 0$$

Donc la SEC, le voile est soumis à la compression seulement. La quantité d'armatures nécessaire est exigée par le RPA 99/ V2003 (la section minimale).

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{uG}} + N_{\text{u}} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{\text{ua}} = 4,58 + 1,7 \left(3,55 - \frac{3,6}{2} \right) = 2182.285\text{kN.m}$$

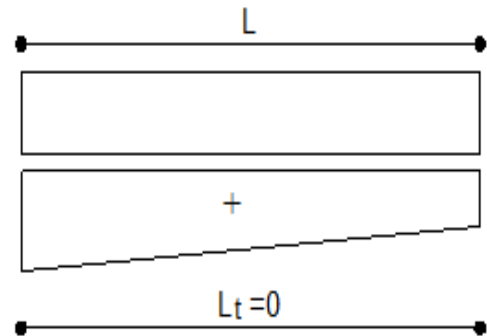
$$N_{\text{u}}(d - d') - M_{\text{ua}} (A) < (0.5h - d')bhf_{\text{bu}} \dots (B)$$

$$N_{\text{u}}(d - d') - M_{\text{ua}} = 1664.94 \text{ KN.m} \dots (A)$$

$$(0.5h - d')bhf_{\text{bu}} = 10710 \text{ KN.m} \dots (B)$$

$$(B) > (A) \Rightarrow A = 0; \Psi = 0.51; A' = 9.49\text{cm}^2$$

$$L_c = L_v = L; L_t = 0;$$



Sections minimales exigées par le RPA

$$A_{\text{min}}^{\text{VOILE}} = 0.15\% (e \cdot L) = 8.40\text{cm}^2$$

On ferraille avec $[\min (A'; A_{\text{min}}^{\text{RPA}})] \rightarrow A = 8.4 \text{ cm}^2$ **Figure V.5. S E C.**

➤ **Ferrailage longitudinale**

▪ Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.19. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x1}(0.2 \times 2.8)$ dans tous les niveaux.

Niveaux	Sollicitations	Type de section	A^{cal} (cm ²)	$A_{\text{min}}^{\text{t}}$ (cm ²)	$A_{\text{min}}^{\text{c}}$ (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	$A_{\text{min}}^{\text{tot}}$ (cm ²)
S -sol, RDC, 1 ^{er} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 1424.9 → 258.67	S.E.C	0	/	5.60	0	2.8	8,4
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ 1603.12 → 1327.01	S.P.C	0	3.43	2.16	0.85	1.10	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 193.74 → -84.72	S.E.C	0	/	5.60	0	2.8	
2, 3, 4 ^{eme} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 1269.5 → 127.34	S.E.C	0	/	5.60	0	2.8	8,4
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ 761.43 → 1152.57	S.P.C	0	1.64	3.95	0.41	1.98	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 223.57 → -250.36	S.P.C	0	3.26	2.33	0.81	1.18	
5, 6, 7, 8 ^{eme}	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 755.83 → 326.32	S.E.C	0	/	5.60	0	2.8	8,4

étage	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ 326.32 \rightarrow 755.83	S.E.C	0	/	5.60	0	2.8	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 29.53 \rightarrow -214.62	S.P.C	1.58	5.24	0.35	1.31	0.18	

Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} ($0.2 \times 2.8 \text{ m}^2$) dans tous les niveaux.

Niveaux	Sollicitations	Type de section	A^{cal} (cm^2)	A^{t}_{\min} (cm^2)	A^{c}_{\min} (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A^{tot}_{\min} (cm^2)
S -sol, RDC, 1 ^{er} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 1880.79 \rightarrow -536.77	S.E.C	0	/	5.60	0	2.8	8.4
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ -1847.93 \rightarrow 1086.49	S.P.C	5.00	4.06	1.53	1.01	0.78	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 239.88 \rightarrow -151.49	S.P.C	0	1.46	4.13	0.36	2.08	
2, 3, 4 ^{eme} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 1568.64 \rightarrow -128.12	S.E.C	0	/	5.60	0	2.8	8.4
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ -666.05 \rightarrow 939.03	S.P.C	0	1.91	3.68	0.47	1.86	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 331.31 \rightarrow 322.05	S.P.C	0	2.91	2.68	0.72	1.36	
5, 6, 7, 8 ^{eme} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 1011.51 \rightarrow -156.06	S.E.C	0	/	5.60	0	2.8	8.4
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ -339.65 \rightarrow 163.12	S.P.C	1.06	4.34	1.25	1.08	0.64	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 83.95 \rightarrow -295.66	S.P.C	1.64	4.85	0.74	1.21	0.38	

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} ($0.2 \times 2.2 \text{ m}^2$) dans tous les niveaux.

Niveaux	Sollicitations	Type de section	A^{cal} (cm^2)	A^{t}_{\min} (cm^2)	A^{c}_{\min} (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A^{tot}_{\min} (cm^2)
S -sol, RDC, 1 ^{er} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 1161.22 \rightarrow 842.65	S.P.C	0	2.17	2.22	0.54	1.12	6,6
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ 842.65 \rightarrow 1161.22	S.P.C	0	2.17	2.22	0.54	1.12	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 135.81 \rightarrow 740.26	S.P.C	7.15	4.10	0.29	1.02	0.16	
2, 3, 4 ^{eme} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 762.61 \rightarrow -21.38	S.E.C	0	/	4.4	0	2.2	6,6
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ -280.68 \rightarrow 504.41	S.P.C	0	1.50	2.89	0.37	1.46	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 129.43 \rightarrow -122.44	S.P.C	0	2.69	1.70	0.67	0.86	
5, 6, 7, 8 ^{eme} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 474.20 \rightarrow 44.67	S.E.C	0	/	4.4	0	2.2	6,6

	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ 158.26 \rightarrow -68.92	S.P.C	2.72	3.72	0.70	0.93	0.34	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ -26.09 \rightarrow -118.30	S.P.C	1.71	4.75	0.35	1.02	0.16	

Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y2}(0.2 \times 2.4\text{m}^2)$ dans tous les niveaux.

Niveaux	Sollicitations	Type de section	A^{cal} (cm ²)	A^{t}_{\min} (cm ²)	A^{c}_{\min} (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A^{tot}_{\min} (cm ²)
S -sol, RDC, 1 ^{er} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 1286.99 \rightarrow 1004.72	S.P.C	0	2.37	2.42	0.58	1.24	7,2
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ 1004.72 \rightarrow 1286.99	S.P.C	0	2.34	2.45	0.58	1.24	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 155.06 \rightarrow -961.62	S.P.C	8.60	4.49	0.30	1.12	0.16	
2, 3, 4 ^{eme} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 878.51 \rightarrow 27.13	S.E.C	0	/	4.8	0	2.4	7,2
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ -344.28 \rightarrow 572.85	S.P.C	0	1.60	3.19	0.40	1.60	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 150.87 \rightarrow -144.10	S.P.C	0	2.78	2.01	0.69	1.02	
5, 6, 7, 8 ^{eme} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 554.14 \rightarrow 59.11	S.E.C	0	/	4.8	0	2.4	7,2
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ -207.46 \rightarrow 0.15	S.P.C	2.21	4.79	0.001	1.19	0.02	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ -24.67 \rightarrow -154.73	S.P.C	1.96	4.52	0.28	1.13	0.14	

Tableau.V.23. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y3}(0.2 \times 2.5\text{m}^2)$ dans tous les niveaux.

Niveaux	Sollicitations	Type de section	A^{cal} (cm ²)	A^{t}_{\min} (cm ²)	A^{c}_{\min} (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A^{tot}_{\min} (cm ²)
S -sol, RDC, 1 ^{er} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 1231.39 \rightarrow 1067.84	S.P.C	0	2.59	2.40	0.64	1.22	7.5
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ 1067.84 \rightarrow 1231.39	S.P.C	0	2.59	2.40	0.64	1.22	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 159.16 \rightarrow -1006.11	S.P.C	8.58	4.67	0.32	1.16	0.18	
2, 3, 4 ^{eme} étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 851.67 \rightarrow 110.77	S.E.C	0	/	5	0	2.5	7.5
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ 476.42 \rightarrow 703.09	S.P.C	0	1.92	3.07	0.48	1.54	
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ 127.50 \rightarrow -112.61	S.P.C	0	2.64	2.35	0.66	1.18	
5, 6, 7,	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	S.E.C	0	/	5	0	2.5	7.5

8 ^{eme} étage	590.90 → -12.24							
	M _{max} → N _{cor} 164.78 → 590.9	S.E.C	0	/	5	0	2.5	
	N _{min} → M _{cor} -22.20 → -101.80	S.P.C	1.32	5.45	0.45	1.36	0.22	

Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile Vy4 (0.2 × 2.05m²) dans tous les niveaux.

Niveaux	Sollicitations	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^t _{min} (cm ²)	A ^c _{min} (cm ²)	L _t (m)	L _c (m)	A ^{tot} _{min} (cm ²)
S -sol, RDC, 1 ^{er} étage	N _{max} → M _{cor} 1112.21 → 722.99	S.P.C	0	1.94	2.15	0.48	1.09	6.15
	M _{max} → N _{cor} 722.99 → 1112.21	S.P.C	0	1.94	2.15	0.48	1.09	
	N _{min} → M _{cor} 203.73 → -698.52	S.P.C	6.48	3.69	0.40	0.92	0.21	
2, 3, 4 ^{eme} étage	N _{max} → M _{cor} 810.83 → 77.15	S.E.C	0	/	4.10	0	2.05	6.15
	M _{max} → N _{cor} 291.27 → 675.04	S.P.C	0	0.85	3.24	0.21	1.63	
	N _{min} → M _{cor} 141.70 → -69.42	S.P.C	0	1.24	2.85	0.31	1.43	
5, 6, 7, 8 ^{eme} étage	N _{max} → M _{cor} 530.93 → 137.42	S.E.C	0	/	4.10	0	2.05	6.15
	M _{max} → N _{cor} 137.42 → 530.93	S.E.C	0	/	4.10	0	2.05	
	N _{min} → M _{cor} -14.14 → -28.91	S.P.C	0.54	4.78	0.68	0.86	0.33	

V.4.3 Le ferrailage longitudinal et transversal opté pour tous les voiles

Tableau V.25. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x1}.

Niveaux	A ^{adopt} _{v/face} (cm ²)	S ^{vert} _t (cm)	V _u (KN)	A ^{cal} _h (cm ²)	A ^{min} _h (cm ²)	A ^{adopt} _h (cm ²)	S ^{hor} _t (cm)
S-sol, RDC 1 ^{er} étage	12HA10=9.42	16	608.30	1.94	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 2,3 et 4	12HA10=9.42	15	380.30	1.21	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 5, 6, 7 et 8	12HA10=9.42	25	244.72	0.78	0.75	4HA8=2.01	25

Tableau V.26. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x2}.

Niveaux	A ^{adopt} _{v/face} (cm ²)	S ^{vert} _t (cm)	V _u (KN)	A ^{cal} _h (cm ²)	A ^{min} _h (cm ²)	A ^{adopt} _h (cm ²)	S ^{hor} _t (cm)
S-sol, RDC	12HA10=9.42	19	533.67	1.69	0.75	4HA8=2.01	25

1^{er} étage							
Etage 2,3et 4	12HA10=9.42	14	205.39	0.65	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 5, 6,7 et 8	12HA10=9.42	23	193.67	0.61	0.75	4HA8=2.01	25

Tableau V.27. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y1} .

Niveaux	$A_{v/face}^{adopt} (cm^2)$	$S_t^{vert} (cm)$	$V_u (KN)$	$A_h^{cal} (cm^2)$	$A_h^{min} (cm^2)$	$A_h^{adopt} (cm^2)$	$S_t^{hori} (cm)$
S-sol, RDC 1^{er} étage	10HA10=7.85	24	219.35	0.89	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 2, 3 et 4	10HA10=7.85	16	145.47	0.59	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 5, 6, 7 et 8	10HA10=7.85	24	99.49	0.40	0.75	4HA8=2.01	25

Tableau V.28. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y2} .

Niveaux	$A_{v/face}^{adopt} (cm^2)$	$S_t^{vert} (cm)$	$V_u (KN)$	$A_h^{cal} (cm^2)$	$A_h^{min} (cm^2)$	$A_h^{adopt} (cm^2)$	$S_t^{hori} (cm)$
S-sol, RDC 1^{er} étage	12HA10=9.42	21	278.36	1.03	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 2, 3 et 4	10HA10=7,85	16	178.71	0.66	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 5, 6, 7 et 8	10HA10=7,85	27	117.55	0.43	0.75	4HA8=2.01	25

Tableau V.29. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y3} .

Niveaux	$A_{v/face}^{adopt} (cm^2)$	$S_t^{vert} (cm)$	$V_u (KN)$	$A_h^{cal} (cm^2)$	$A_h^{min} (cm^2)$	$A_h^{adopt} (cm^2)$	$S_t^{hori} (cm)$
S-sol, RDC 1^{er} étage	12HA12=9,05	22	278.36	1.00	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 2, 3 et 4	10HA10=7,85	15	209.50	0.75	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 5, 6,7 et 8	12HA10=9.42	26	132.50	0.47	0.75	4HA8=2.01	25

Tableau V.30. ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y4} .

Niveaux	$A_{v/face}^{adopt}$ (cm ²)	S_t^{vert} (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h^{adopt} (cm ²)	S_t^{hori} (cm)
S-sol, RDC 1 ^{er} étage	10HA10=7,85	22	220.88	0.96	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 2, 3 et 4	8HA10=6.28	10	142.39	0.62	0.75	4HA8=2.01	25
Etage 5, 6,7 et 8	10HA10=7,85	20	108.00	0.47	0.75	4HA8=2.01	25

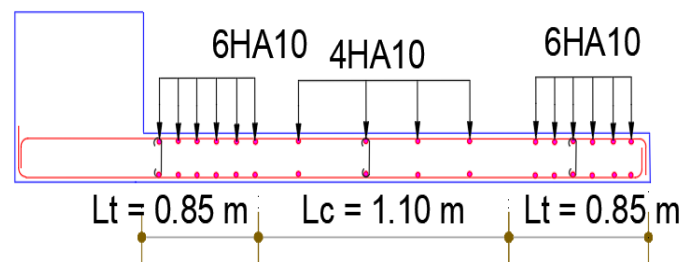


Figure V.6. Ferrailage de voile V_{x1} de (S -sol, RDC, 1^{er} étage).

Ferrailage des poutres des autres étages (Voir **Annexe V.3**).

V.5.conclusion

Pour l'étude des éléments structuraux on remarque que la section à étudier est celles adopté après l'étude dynamique de la structure avec le logiciel ETABS 2016.2.0.

L'étude des poteaux et les voiles nous a montré qu'ils sont ferrillés avec la section d'armature donner par le RPA99 version 2003 ce qui nous permet de dire que ce dernier valorise la sécurité avant l'économie.

La vérification de la zone nodale nos à montrer que le mieux c'est d'avoir un poteau rigide (fort), et une poutre souple (faible), pour avoir des rotules plastique dans les poutres, ce qui favorise la stabilité des poteaux lors d'un séisme majeur.

VI. CHAPITRE VI

Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol ; 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. Le choix du type de fondation dépend du :

- | | | |
|-------------------------------------------------|--|--------------------------------------|
| - Type d'ouvrage à construire. | | - La charge totale transmise au sol. |
| - La nature et homogénéité du sol. | | - L'aspect économique. |
| - La capacité portance de terrain de fondation. | | - La facilité de réalisation. |

1. La stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être capables d'équilibrer :

➤ **Les sollicitations dues la superstructure qui sont :**

- Des forces verticales.
- Des forces horizontales.
- Des moments de flexion ou de torsion.

➤ **Les Sollicitations dues au sol qui sont :**

- Des forces verticales ascendantes ou descendantes.

Les massifs de fondation doivent être Stable c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que ceux-ci sont admissible dans certaines limites

2. Différents types des fondations

- Fondation superficielle (Semelles isolées, radiers...). | Semi profondes (les puits).
- Les fondations spéciales (les parois moulées...). - Profondes (les pieux).

3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres dont les plus importants sont :

- La nature de la structure (portiques ;voiles ;mixte ; ...).
- La nature du sol et sa capacité portante.
- L'économie.

VI.2 Étude de fondation

D'après le rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est de **1.4 bar**, et d'après le **RPA99/2003** les fondations se dimensionnent sous les différentes combinaisons suivantes :

1.35G+1.5Q (ELU)		G + Q ± E (situation accidentel).
G+Q (ELS)		0.8 G ± E (situation accidentelle).

D'une manière générale les fondations doivent satisfaire la relation suivante :

$$\frac{N_d}{S_f} \leq \overline{\sigma}_{adm}$$

1. La vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N^{ser}}{S} \leq \overline{\sigma}_{adm} \dots\dots\dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N^{ser} : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel ETABS. $N = 1868.7802$ KN à ELS.

S: Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$ Avec $A = B = L \Rightarrow$ Semelle carrée

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol.

On a une semelle carrée, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{a} \Rightarrow A = B$$

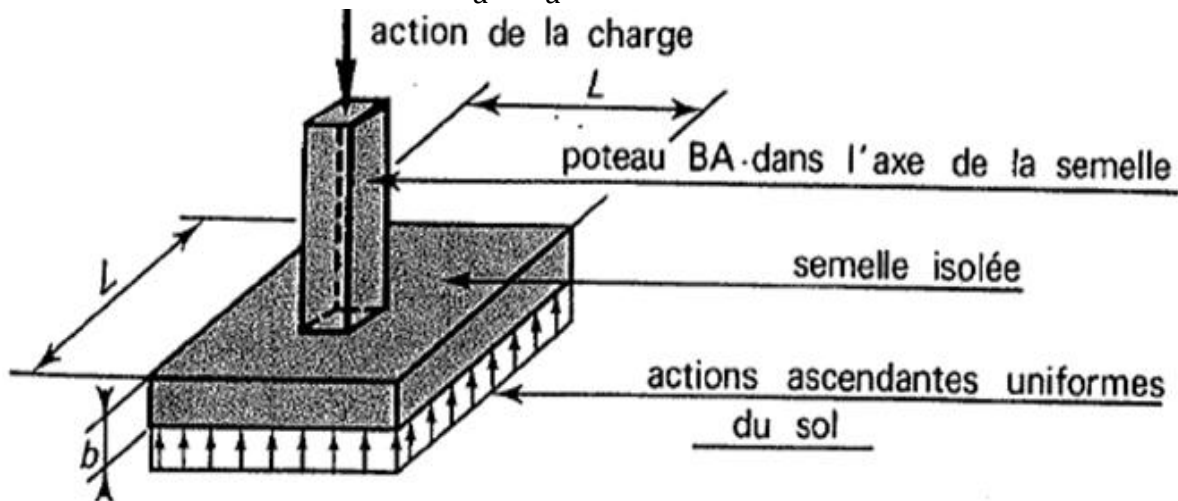


Figure VI.1. Semelle isolée.

a, b : Dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{adm}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1868.7802}{140}} \Rightarrow B \geq 3.65 \text{ m} \rightarrow \text{soit } B = 3.80\text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 4 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre structure.

2. La vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

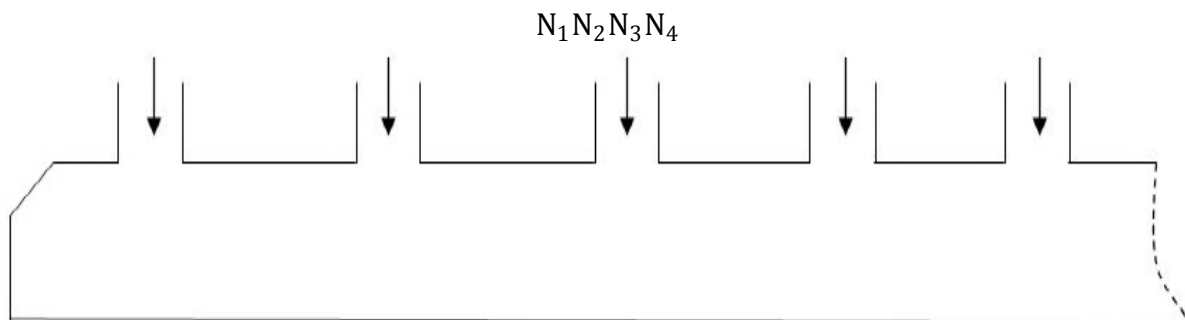


Figure VI.2. Semelle filante.

La surface totale des semelles est donnée par :

$$B \geq \frac{\sum_{i=1}^5 N_i}{\sigma_{adm}} \quad \text{Avec: } N_i \text{ L'effort normal provenant du poteau « i ».$$

Tableau VI.1. L'effort normal sur la semelle filante.

Semelle filante la plus sollicitée					
N ₁ (KN)	N ₂ (KN)	N ₃ (KN)	N ₄ (KN)	N ₅ (KN)	Somme(KN)
524.215	1868.7802	1636.6102	1830.7276	424.8057	6285.1387

$$S \geq \frac{6285.1387}{140} = 44.89 \text{ m}^2 \rightarrow S = B \times L$$

$$L = \sum L_i + 2 \times L_{\text{débordement}} \quad \text{avec} \quad L_{\text{débordement}} = 0.65 \text{ m} \rightarrow L = 22.2 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{adm}} L} = \text{m} \rightarrow B = 2.02 \text{ m}$$

On opte pour: $B = 2.10 \text{ m}$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 4 m, on remarque qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles filantes.

➤ **Calcul de la surface de la semelle filante**

$$S \geq \frac{6285.1387}{140} = 44.89 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de la hauteur total de la semelle filante**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule : $h_t = d + d'$

Avec :

d' : Enrobage des armatures $d' = 5 \text{ cm}$

d : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{4}$

$$d = (B - b)/4 = 0.3625 \text{ m} \rightarrow d = 55 \text{ cm} ; h_t = 60 \text{ cm}$$

➤ **Vérification en tenant compte de la semelle filante**

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_T = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}}$$

Avec :

$$N_{\text{sup}} = \sum N_i = 6285.1387 \text{ KN} \quad \left| \begin{array}{l} N_{A.P} : \text{Surface de l'avant poteaux } (65 \times 65) \\ h : \text{Hauteur de l'avant poteaux } h = 1 \text{ m} \\ n : \text{Nombre de poteau revenant à la semelle filante } n = 5 \end{array} \right.$$

$$N_{\text{inf}} = N_{A.P} + N_{S.f}$$

$$N_{A.P} = \gamma_b \times S_{A.P} \times h \times n$$

$$N_{\text{semelle filante}} = \gamma_b \times S_{S.f} \times h_t \quad \left| \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur de la semelle filante } h_t = 0.6 \text{ m} \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$N_{A.P} = 25 \times 0.65^2 \times 1 \times 5 = 52.8125 \text{ KN}$$

$$N_{\text{semelle filante}} = 25 \times 44.89 \times 0.6 = 673.35 \text{ KN}$$

$$N_T = 7011.3012 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la contrainte**

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_{\text{adm}} \Rightarrow 7011.3012/44.89 = 1.56 \text{ bars} > 1.40 \text{ bars}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre structure.

Donc on opte pour un radier général appuyée sur les nervures.

3. Radier général

Les deux premières vérifications ne sont pas observées, donc on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Il existe quatre types de radier :

- Le radier dalle (peu utilisé).
- Le radier nervuré (le plus courant).
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- Le radier voute (rarement utilisé).

On a choisi le radier nervuré dans notre conception, car il est le plus économique.

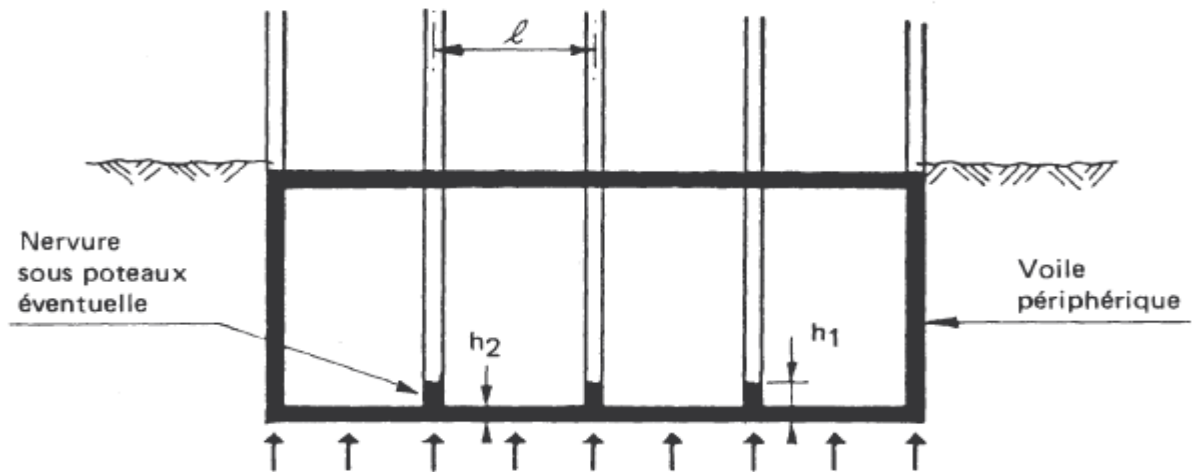


Figure VI.3. Radier nervuré.

VI.3 Pré dimensionnement 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. $L_{max} = 5.35$ m.

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{5.35}{20} = 26.75 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_r = 40 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{5.35}{10} = 53.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_t = 65 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e : \text{La longueur élastique} \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (k \cdot b)}$$

$$K : \text{Coefficient de raideur du sol} \Rightarrow K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$E : \text{Module d'élasticité du béton} \Rightarrow E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

b : Largeur de la semelle.

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \text{ Inertie de la section du radier.}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 k}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.35^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0.7948 \text{ m. On adopte } h_t = 1 \text{ m}$$

La largeur de la nervure

$$0.3 h_t < b < 0.7 h_t \Rightarrow 30 \text{ cm} < b < 70 \text{ cm}$$

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

1. Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

$$\text{Hauteur de la nervure: } h_t = 1 \text{ m} \quad \text{Hauteur de la table du radier : } h_r = 40 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur de la nervure: } b = 65 \text{ cm} \quad \text{Enrobage : } d' = 5 \text{ cm}$$

$$\text{surface du radier : } S_{\text{rad}} = 367.84 \text{ m}^2$$

➤ Calcul de la surface du radier

On a: $N = 39645.2285 \text{ KN}$ → N est le poids total de la structure à l'ELS

$$N' = N + P_{\text{radier}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{fiche poteau}} + P_{\text{terre}} + Q_{\text{parking}}$$

$$P_{\text{terre}} = 18.5 \times 151.974 = 2811.519 \text{ KN}$$

$$P_{\text{radier}} = 25 \times 0.40 \times 367.84 = 3678.4 \text{ KN}$$

$$P_{\text{nervure}} = 25 \times 0.65 \times (1 - 0.40) \times 176.25 = 1718.437 \text{ KN}$$

$$P_{\text{fiche poteau}} = 25 \times 0.65 \times 0.65 \times 1 \times 25 = 264.0625 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{parking}} = 2.5 \times 367.84 = 919.6 \text{ KN}$$

$$N' = 39645.2285 + 9316.0315 = 49037.247 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N'}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{48961.26}{140} = 350.26605 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc un débord n'est pas nécessaire.

$$\text{On prend: } S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment à la base}} = 367.84 \text{ m}^2$$

2. Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \overline{\sigma_{\text{adm}}} \text{ avec } \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 0.140 \text{ MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x + Y_G}{I_x}$$

En utilisant le programme **SOCOTEC**, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$X_G = 8.8 \text{ m} \quad I_{XX} = 13389.6825 \text{ m}^4$$

$$Y_G = 10.45 \text{ m} \quad I_{YY} = 9495.1765 \text{ m}^4$$

$$M_{XX} = 41507.0292 \text{ KN.m} \quad \text{Résultants tire du logiciel } \mathbf{ETABS.}$$

$$M_{YY} = 46098.6684 \text{ KN.m}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Sens x-x :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x Y_G}{I_x} \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = \frac{39645.2285}{367.84} + \frac{41507.0292 \times 10.45}{13389.6825} = 0.14017 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x Y_G}{I_x} \Rightarrow \sigma_{\text{min}} = \frac{39645.2285}{367.84} - \frac{41507.0292 \times 10.45}{13389.6825} = 0.07538 \text{ MPa}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.086 \text{ MPa} \leq 0.14 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_Y X_G}{I_Y} \Rightarrow \sigma = \frac{39645.2285}{367.84} + \frac{46098.6684 \times 8.8}{9495.1765} = 0.1505 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_Y X_G}{I_Y} \Rightarrow \sigma = \frac{39645.2285}{367.84} - \frac{46098.6684 \times 8.8}{9495.1765} = 0.06505 \text{ MPa}$$

On trouve : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{4} = 0.0966 \text{ MPa} \leq 0.14 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

3. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$ de longueur et $d = 0.9 \times h_r = 0.36 \text{ m}$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{39645.2285 \times 5.35}{2 \times 367.84} = 288.3073 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{288.3073}{1 \times 0.36} = 0.800 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

4. Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: N_d : Effort normale à l'état limite ultime.

h_t : Hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour (d'impact) au niveau de la feuille moyenne, $U_c = 2(A + B)$

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(65 \times 65) \text{ cm}^2$

$$A = a + h_t = 0.65 + 1 = 1.65 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.65 + 1 = 1.65 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } U_c = 6.6 \text{ m et } N_d = 2584.1372 \text{ KN}$$

$$N_d = 2.58413 \text{ MN} < 0.045 \times 6.6 \times 1 \times 25/1.15 = 6.456 \text{ MN} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

5. Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$)

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment, $H = 2.89 \text{ m}$

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 367.84 \text{ m}^2$)

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

$$N = 39645.2285 \text{ KN} \geq 1.15 \times 2.89 \times 367.84 \times 10 = 12225.1624 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

6. Vérification à la stabilité au renversement

On doit vérifier : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA99 (Art 10.1.5)**

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{41507.0292}{39645.2285} = 1.046 \leq \frac{17.60}{4} = 4.4 \text{ m} \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{46098.6684}{39645.2285} = 1.162 \leq \frac{20.90}{4} = 5.225 \text{ m} \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.4 Ferrailage du radier général

1. Calcul à l'ELU

➤ **Calcul des sollicitations**

$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$ avec N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$N_u = N_u^{cal} + N_{rad} + N_{terre} + N_{fich\ pot} + 1.5 Q.$$

$$N_u = [54551.8876 + 1.35 (3678.4 + 2811.519 + 264.0625) + 1.5 \times 919.6]$$

$$N_u = 54551.8876 + 9117.875 + 1379.4 = 64946.5795 \text{ KN.}$$

$$Q_u = \frac{65049.1626}{367.84} = 176.8409 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$$L_x = 4.55 - 0.65 = 3.9 \text{ m} ; L_y = 5.35 - 0.65 = 4.7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{3.9}{4.7} = 0.83 > 0.4 \quad \text{travaille selon deux sens.}$$

$$\rho = 0.83 \rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{matrix}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \Rightarrow 0.0528 \times 176.8409 \times 3.9^2 = 142.0188 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \Rightarrow 0.6494 \times 142.0188 = 92.2270 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 142.0188 = 106.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 92.2270 = 69.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = 71.0094 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2, d = 0.35 \text{ m}$

➤ **Condition de non fragilité**

$$\text{On a: } e = 40 \text{ cm et } \rho = 0.83 > 0.4 \Rightarrow \begin{matrix} A_{min\ x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_{min\ y} = \rho_0 \times b \times h_r \rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{matrix}$$

Les résultants de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Ferrailage de radier.

Localisation		M (KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	Nbre de barre	$S_t(\text{cm})$
sens	x-x	106.51	9.03	3.47	9.24	6HA14	15
	y-y	69.17	5.79	3.2	6.16	4HA14	25
appuis		71.01	5.95	3.47	6.16	4HA14	25

2. Vérification à l'ELS

$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$ avec N_s : l'effort normale ultime donné par la structure.

$$N_s = (39645.2285 + 3678.4 + 2811.519 + 264.0625 + 919.6) = 47318.81 \text{ KN.}$$

$$Q_s = \frac{47318.81}{367.84} = 128.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.7518 \end{matrix} \Rightarrow \begin{matrix} M_{0x} = 116.6142 \\ M_{0y} = 87.6705 \end{matrix} \Rightarrow \begin{matrix} M_{tx} = 87.4605 \text{ KN/m} \\ M_{ty} = 65.7528 \text{ KN/m} \end{matrix}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 58.3071 \text{ KN.m}$$

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y}\right) = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

→ Fissuration très nuisible : $\sigma_{st} = \min(0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 164.97 \text{ MPa}$

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

$$I = (b \times y^3)/3 - 15 \times A \times (d - y)^2$$

Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

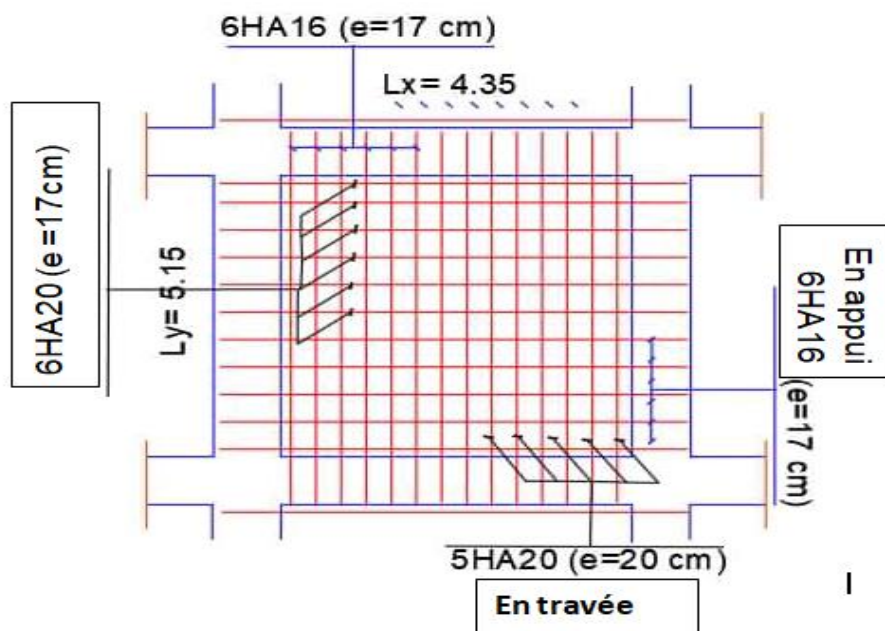
Localisation		M_s (KN.m)	Y ($10^{-2}m$)	I ($10^{-4}m^4$)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$
Travé e	x-x	87.46	0.0856	11.7799	6.355	294.43	vérifiée	Non vérifiée
	y-y	65.75	0.0791	10.1258	5.136	263.84	vérifiée	Non vérifiée
Appuis		58.30	0.0791	10.1258	4.554	233.74	vérifiée	Non vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

- Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.4. La section d'armature à l'ELS.

Localisation		M (KN.m)	$A_{ser}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	$N^{bre} \text{ de barre}$	$S_t(cm)$
Sens	x-x	87.46	16.92	18.85	6HA20	17
	y-y	65.75	12.55	15.71	5HA20	20
Appuis		58.30	11.07	12.06	6HA16	17

**Figure VI.5.** Schéma de ferrailage du radier.

VI.5 Étude des nervures

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **ETABS** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

❖ Démarche de modélisation de notre radier

Lors de modélisation de notre structure dans « **ETABS** », on a suivi les étapes suivantes :

- Depuis ETABS exporter la base de la structure avec le chargement.
- Définition du matériau.
- Définition du radier et des nervures

- Modélisation du radier et des nervures.
- Définition de la raideur moyenne du sol.
- Analyse et exploitation des résultats.

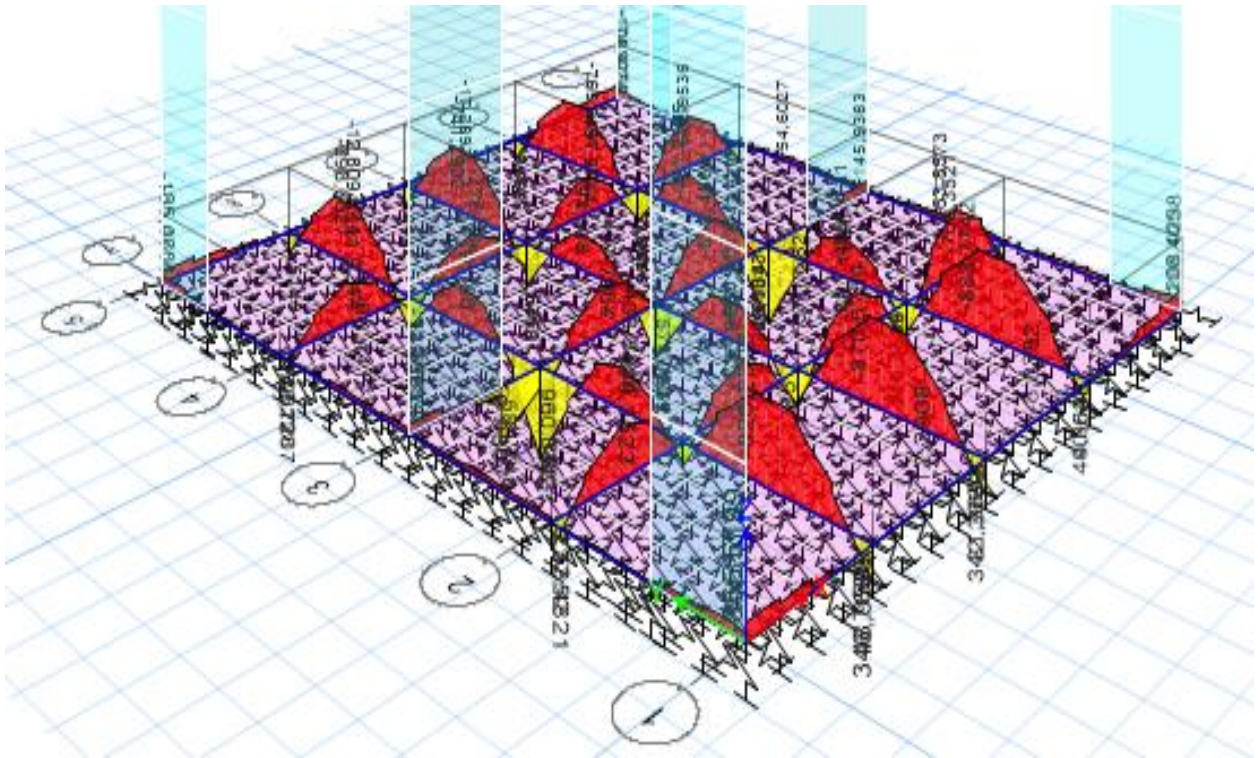


Figure VI.6. Diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel ETABS2016.2.1.

- Les résultats sont extraits directement du logiciel ETABS sous les combinaisons limite ultime et service.

Tableau VI.5. Les sollicitations de calcul.

Sens	Localisation	M_{max} (KN.m)		V_u^{max} (KN)
		ELU	ELS	
x-x	Travée	708.3521	515.1299	597.5575
	Appui	-584.718	-429.1628	
y-y	Travée	883.7741	643.4212	693.026
	Appui	-960.0413	-700.2044	

VI.6 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en(T) renversées.

Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA. Art4.1.3) :

$ht = 1m, h_0 = 0.4 m, b_0 = 0.65m, d = 0.95 m$

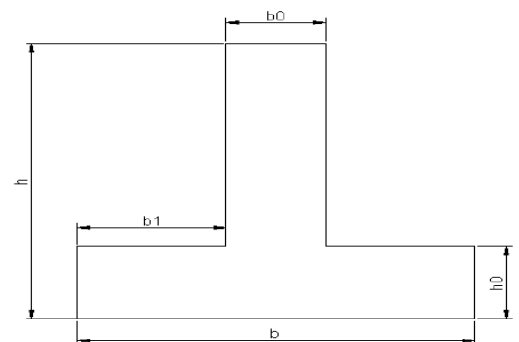
Sens x-x : $\left[\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \right]$

$\frac{b-0.65}{2} \leq \min\left(\frac{4.70}{2}; \frac{4.00}{10}\right)$

Soit : b = 1.55 cm

Sens y-y : $\left[\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{min}}{10}\right) \right]$

$\frac{b-0.65}{2} \leq \min\left(\frac{4.00}{2}; \frac{4.70}{10}\right)$



Soit : $b = 1.40$ cm **Figure VI.7.** Coupe de la nervure.

- Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures.

Localisation		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	N^{bre} barres
Sens x-x	travée	708.3521	21.82	17.78	25.13	8HA20
	appui	-584.718	17.95		20.61	4HA20+4HA16
Sens y-y	travée	883.7741	27.42	16.06	28.65	4HA20+8HA16
	appui	-960.0413	29.86		33.17	4HA16+8HA20

➤ **La section minimale**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Sens x-x : } A_{min} = 0.23 \times 1.55 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 17.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y : } A_{min} = 0.23 \times 1.40 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 16.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

➤ Diamètre des armatures transversal :

$$\phi_t \leq \min(\phi_{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16 ; \frac{100}{35} ; \frac{65}{10}) \Rightarrow \text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

➤ Espacement :

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{tmin}\right) = \min(25 ; 16.8) = 16 \text{ cm}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 16 \text{ cm}$.

➤ La section d'armature transversale :

$$A_{tmin} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

1. Vérification à L'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ fissuration très nuisible : $\tau_u = \min(0.15 \frac{f_{ej}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$.

$$\text{Sens x-x : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{597.5575}{1.55 \times 0.95} = 0.405 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens y-y : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{693.026}{1.40 \times 0.95} = 0.521 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement des nervures.

2. Vérification des contraintes à l'ELS

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y}\right) = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \sigma_{st}$

Fissuration très nuisible : $\sigma_{st} = \min(0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 164.97 \text{ MPa}$

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

Tableau VI.7 vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M_S ($kN.m$)	Y (m)	I ($10^{-4}m^4$)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
Sens x-x	travée	515.12	0.192	253.15	3.90	230.95	vérifiée	Non vérifiée
	appui	-429.16	0.175 7	213.37	3.53	233.34	vérifiée	Non vérifiée
Sens y-y	travée	643.42	0.212 7	278.52	4.91	255.29	vérifiée	Non vérifiée
	appui	-700.20	0.226 7	314.66	5.04	241.20	vérifiée	Non vérifiée

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à L'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 ferrailage à l'ELS

Localisation		$M_S(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	N^{bre} barres
Sens x-x	travée	515.12	32.86	35.35	5HA20+4HA25
	appui	-429.16	29.54	31.42	10HA20
Sens y-y	travée	643.42	45.15	47.12	15HA20
	appui	-700.20	49.32	51.02	10HA20+4HA25

➤ Armature de peau

Vu l'importance de la hauteur des nervures, 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 $3cm^2$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 3 \times h \Rightarrow A_p = 3\% \times 1 = 3cm^2$$

Soit : 2HA14= $3.08cm^2$ par face.

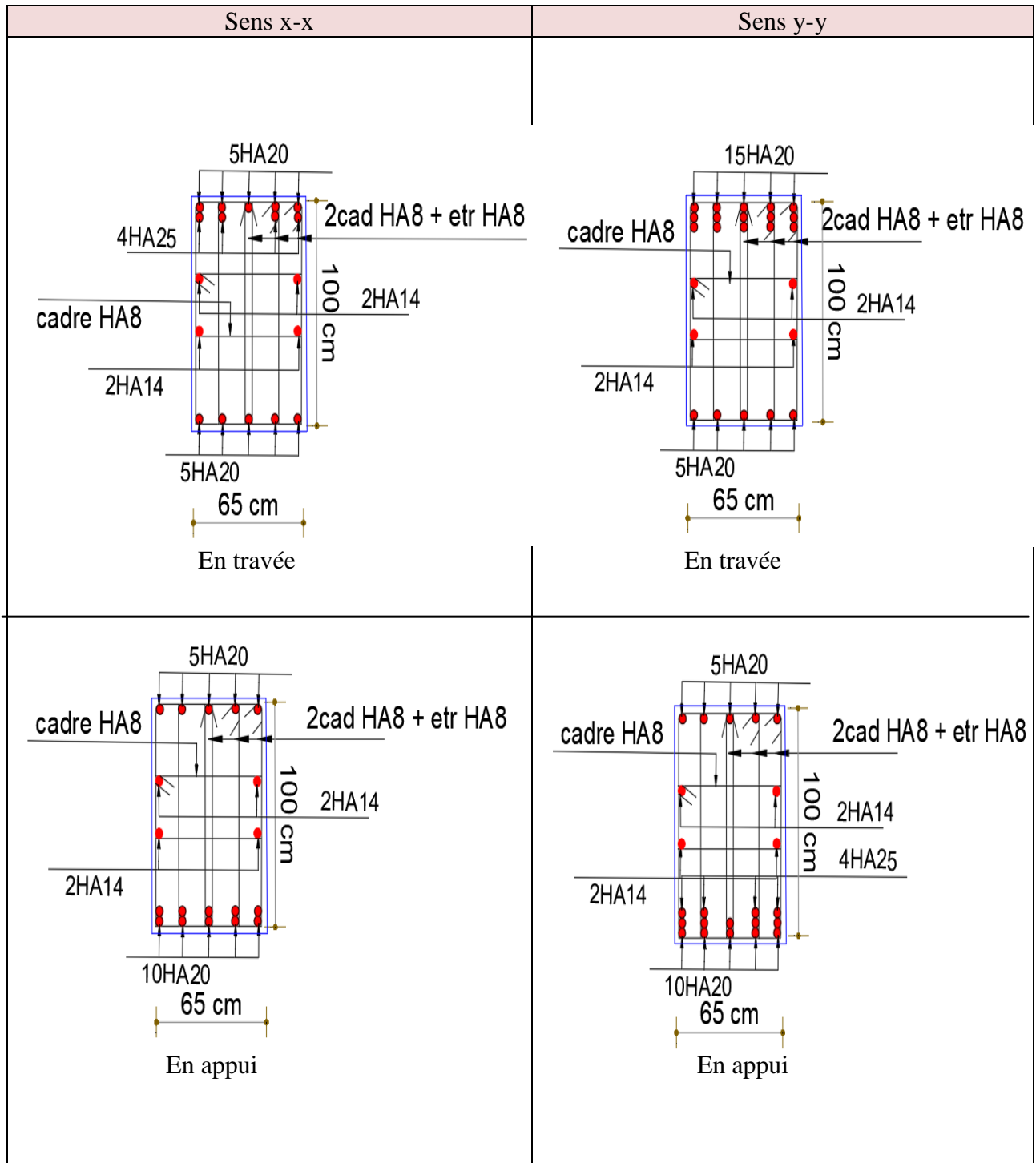


Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens.

VI.7 Étude des voiles périphériques

Les ossatures du niveau de base doivent comporter un voile sur toute la périphérie du contour, entre le niveau de base afin de rigidifier les éléments de l'infrastructure pour constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et répartissent les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Le voile du sous-sol sera calculé comme un mur de soutènement soumis à une pression latérale due à la poussée des terres au repos, nous le considérerons comme un ensemble de dalle appuyés sur quatre cotés et le calcul se fera pour une bande de 1m.

VI.7.1 Étude des voiles périphérique

D'après le **RPA 99**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous, L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm. Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal et de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

1. Dimensionnement

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

$$L_x = h_e - h_p \rightarrow L_x = 2.89 - 0.4 = 2.49 \text{ m}$$

$$0.07 \text{ m} \leq e \leq 0.083 \text{ m}$$

L_x : La petite portée de panneau de la dalle.

h_e : Hauteur d'étage.

h_p : Hauteur de la poutre

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

2. Données relatives au calcul du voile périphérique

Dimension de voile :

- Hauteur $h=2.89$ m
- Longueur $L=4.55$ m
- Épaisseur $e=20$ cm

➤ Caractéristique du remblai :

γ : Poids volumique du remblai, ($\gamma = 18,5 \text{ KN/m}^3$).

σ_h : Contrainte horizontale.

h : Hauteur entre nus du mur voile $0 \leq h \leq 2.89$ m.

C : Cohésion du sol (sol non cohérent) $C=0$

φ : Angle de frottement ($\varphi = 30^\circ$).

K_a : Coefficient de poussée de terre.

K_a : Coefficient de poussée de terre.

➤ Évaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- La poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

$$G = 18.5 \times 2.89 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 17.82 \text{ kN/m}^2.$$

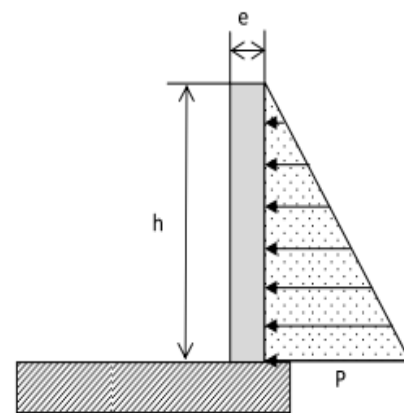


Figure VI.9. Poussée des terres sur les voiles périphériques.

• **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow k_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.3333$$

$$Q = 10 \times 0.3333 = 3.3333 \text{ KN/m}^2$$

3. Calcul de ferrailage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

ELU

$$\sigma_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$h = 0 \rightarrow G_{min} (0) = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2.89 \text{ m} \rightarrow Q_{max} (2.89) = 29.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3G_{max} + Q_{min}}{4} = 23.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma(G) \text{ KN/m}^2$$

ELS

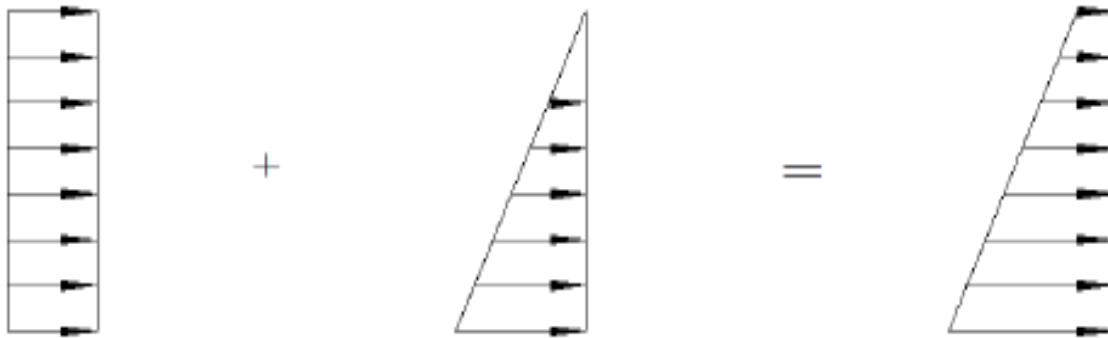
$$\sigma_{ser} = G(h) + Q$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{min} (0) = 3.3333 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2.89 \text{ m} \rightarrow \sigma_{max} (2.89) = 21.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 16.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 5 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 29.05 \text{ KN/m}^2$$

Figure VI.10. Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 23.04 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 16.69 \text{ KN/ml}$$

$$L_x (h) = 2.49 \text{ m} ; L_y = 4.70 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.49}{4.7} \rightarrow \rho = 0.52 > 0.4 \text{ travaille dans les deux sens.}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0.52 \rightarrow \text{ELU } \int \mu_x = 0.0922$$

$$\mu_y = 0.2500 \quad \mu_y = 0.3949$$

$$\text{ELS } \mu_x \approx 0.0961$$

$$M_{0x} = 0.0966 \times 23.04 \times 2.49^2 = 13.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.25 \times 13.79 = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x} = 0.0961 \times 16.69 \times 2.49^2 = 9.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x} = 0.3949 \times 9.94 = 3.92 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments corrigés**

ELU

$$M_x = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 13.79 = 11.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 3.45 = 2.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 13.79 = 6.89 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_x = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 9.9 = 8.45 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 3.9 = 3.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 9.94 = 4.97 \text{ KN.m}$$

Les sections des armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$ **RPA99/2003 ART 10.1.2**

➤ **Ferraillage**

On fait le ferraillage d'une section $(b \times e) = (1 \times 0.20) m^2$

Tableau VI.7. Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2/m)	A_{min} cm	A^{adp} (cm^2/ml)
Travée	Sens x-x	11.72	0.025	0.032	0.177	1.89	2	4HA10 = 3.14 cm^2
	Sens y-y	2.93	0.006	0.008	0.179	0.47	2	4HA10 = 3.14 cm^2
Appui		6.89	0.014	0.018	0.178	1.12	2	4HA10 = 3.14 cm^2

✓ **Espacement**

Sens x-x: $S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y: $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

4. La vérification à ELU

$\rho = 0,52 > 0,4$; $e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0(3-\rho)}{2} b \cdot e \rightarrow A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.52) \times 100 \times 20 \rightarrow A_x^{min} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \rightarrow A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 \rightarrow A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h \rightarrow A_{min} = 0.1 \times 100 \times 20 / 100 \rightarrow A_{min} = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{(q_u \cdot L_x)}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \rightarrow V_u^x = \frac{23.04 \times 2.49}{2} + \frac{4.7^4}{2.49^4 + 4.7^4} \rightarrow V_u^x = 29.61 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{(q_u \cdot L_y)}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \rightarrow V_u^y = \frac{23.04 \times 4.7}{2} + \frac{2.49^4}{2.49^4 + 4.7^4} \rightarrow V_u^y = 54.21 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{54.21}{1 \times 0.18} \rightarrow \tau_u = 0.301 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.66 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_u = 0.301 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.66 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

1. La vérification à ELS

➤ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \overline{\sigma_{bc}} = \min(0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 164.97 \text{ MPa} \dots \text{ Fissuration très nuisible}$$

Tableau VI .8. Vérification des contraintes dans les voiles périphériques.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	y (cm)	$I (m^4)$ $\times 10^{-4}$	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)
Travée	x-x	8.45	3.67	1.13196	2.739	160.457	vérifiée	vérifiée
	y-y	3.33	3.67	1.13196	1.079	63.1964	vérifiée	vérifiée
Appuis		4.97	3.67	1.13196	1.611	94.355	vérifiée	vérifiée

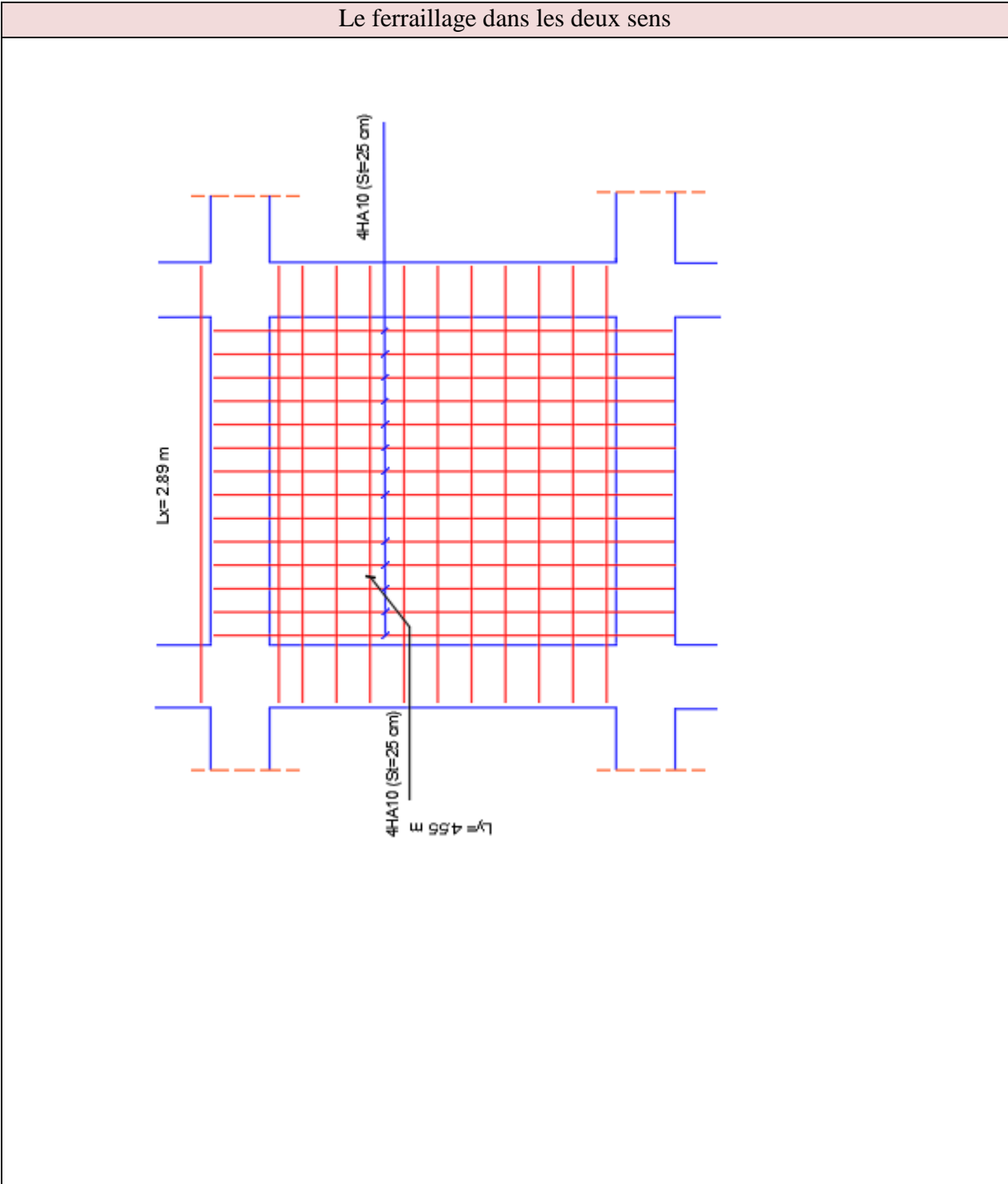


Figure VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est notre première expérience pour mettre en application les connaissances acquises durant notre cycle de formation. Il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un concepteur pour le choix du modèle de calcul à considérer. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

Acquérir les connaissances sur l'utilisation du logiciel ETABS pour faire un calcul numérique, dans le but de faciliter le calcul, et d'avoir une meilleure approche de la réalité.

Le projet nous a aussi permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est principalement dû à la présence de la salle des fêtes. Plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'avoir une bonne répartition de charges entre les portiques et les voiles, ainsi qu'un bon comportement de la structure afin d'éviter les effets de torsion. La vérification de la condition d'interaction entre les voiles et les portiques exigée par le Règlement Parasismique Algérien pour le contreventement mixte a conduit à l'augmentation de la section des poteaux ainsi que la réduction des efforts internes et donc le ferrailage avec le minimum réglementaire donné par le Règlement Parasismique Algérien.

Quant aux fondations, nous avons opté pour un radier général afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol (la contrainte admissible du sol est de 1,4 bars) et d'éviter dans ce dernier les tassements différentiels éventuels.

L'importance de l'ouvrage (et donc de la réaction du sol) a conduit à un ferrailage important dans les nervures, des barres de 20mm et de 25mm ont été utilisés.

Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans les soucis de garantir à l'ouvrage une bonne résistance et de faciliter l'exécution sur chantier.

Enfin, on espère atteindre nos objectifs et nous exploiterons ces connaissances pratiquement dans la vie professionnelle.

ANNEXE

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	M_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 2

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en

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 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

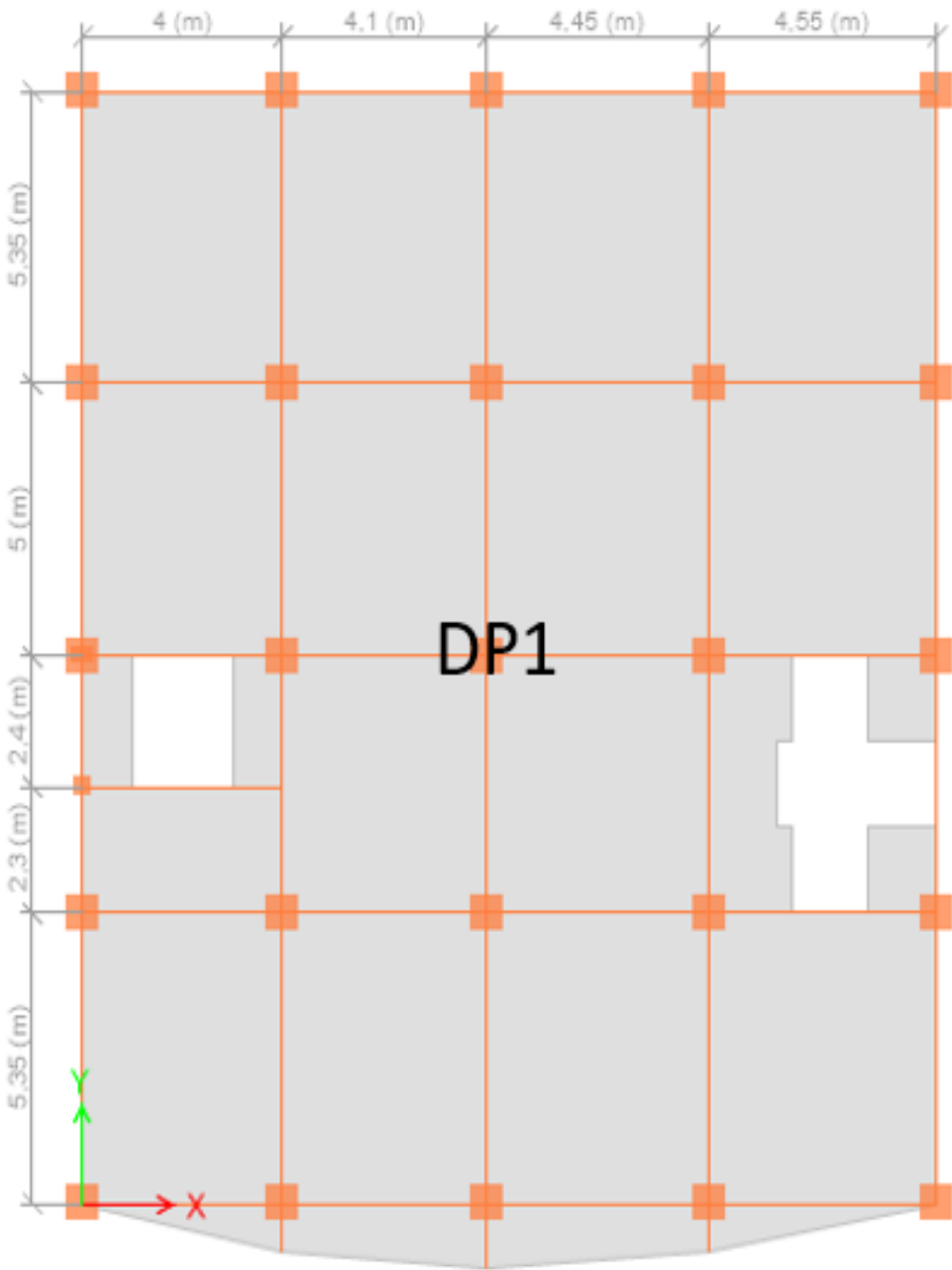
$$L_x \times L_y$$

$$\text{Avec } L_x < L_y$$

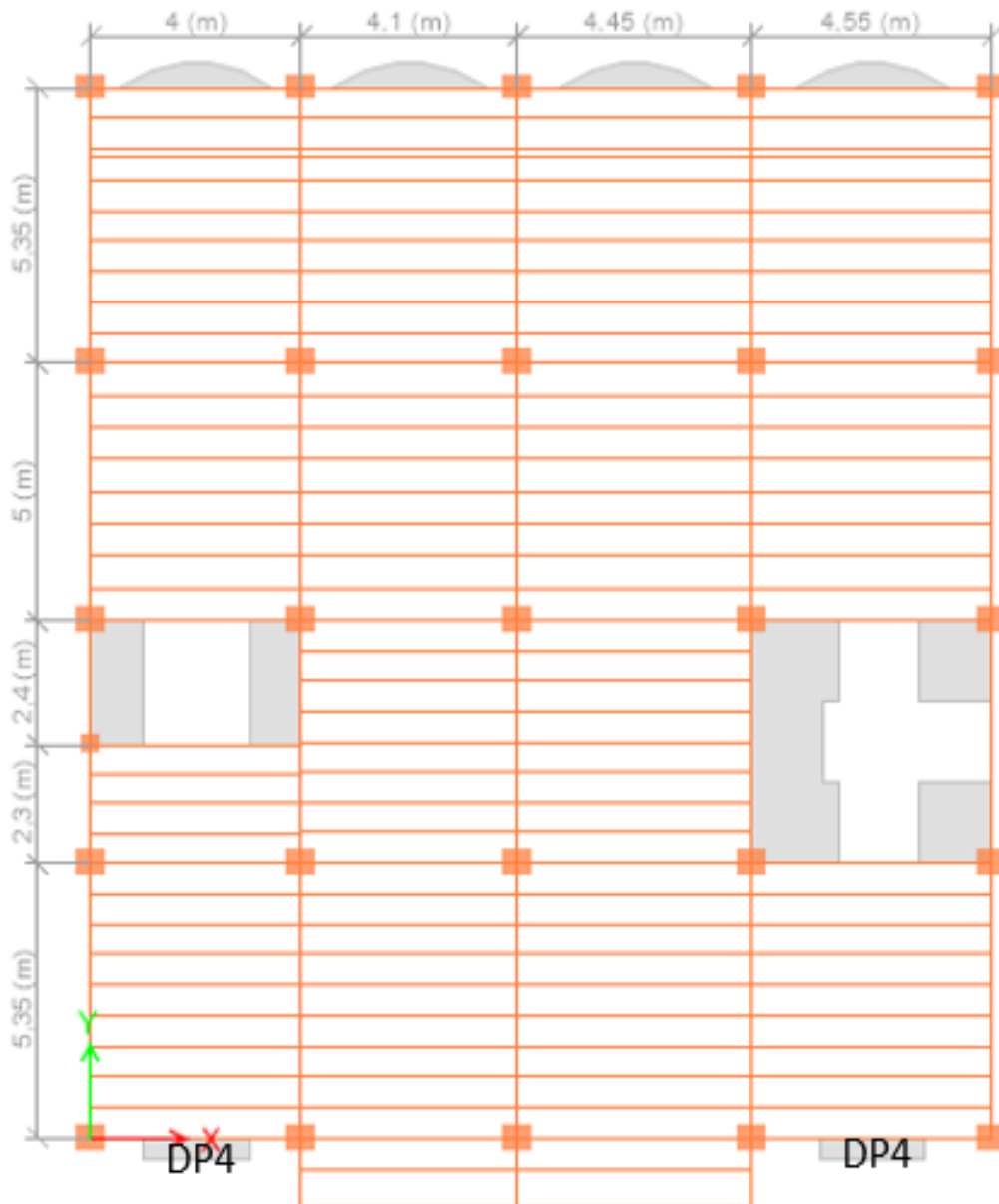
		u/l_x v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

$$\rho = 0.9$$

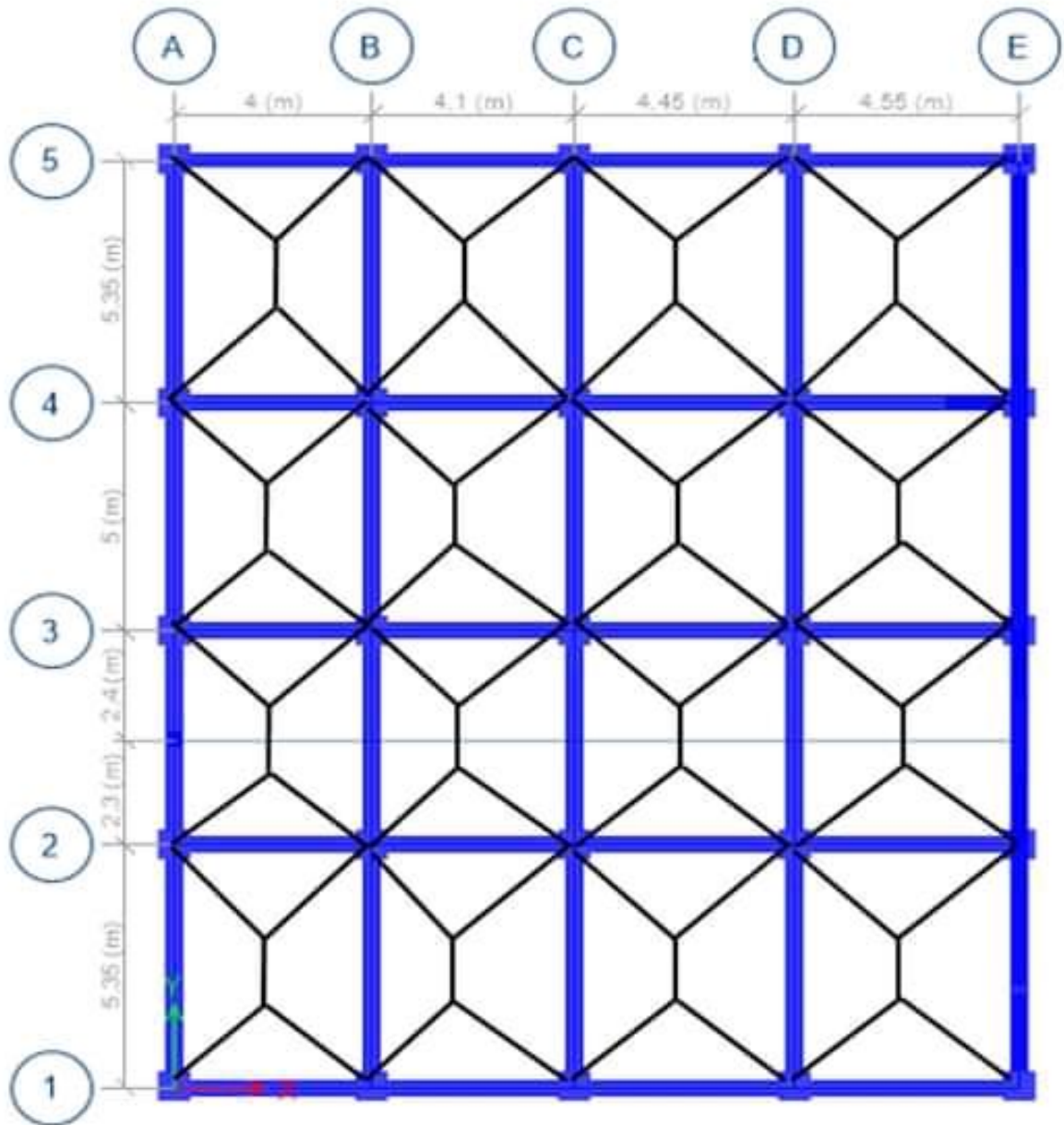
Annexe III.1



Annexe III.2



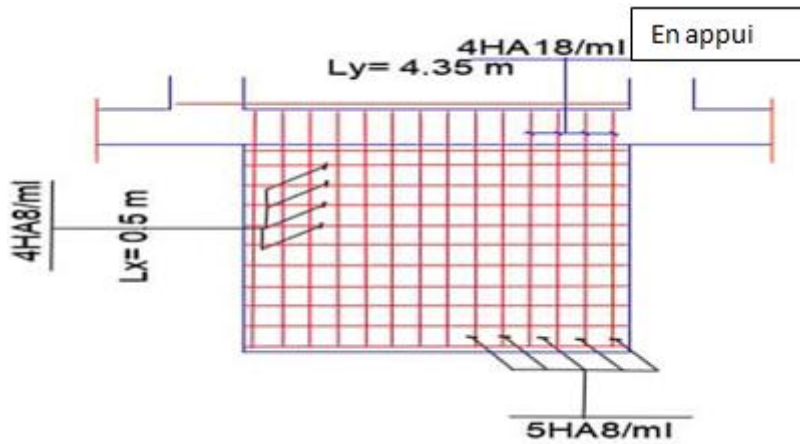
Annexe III.3



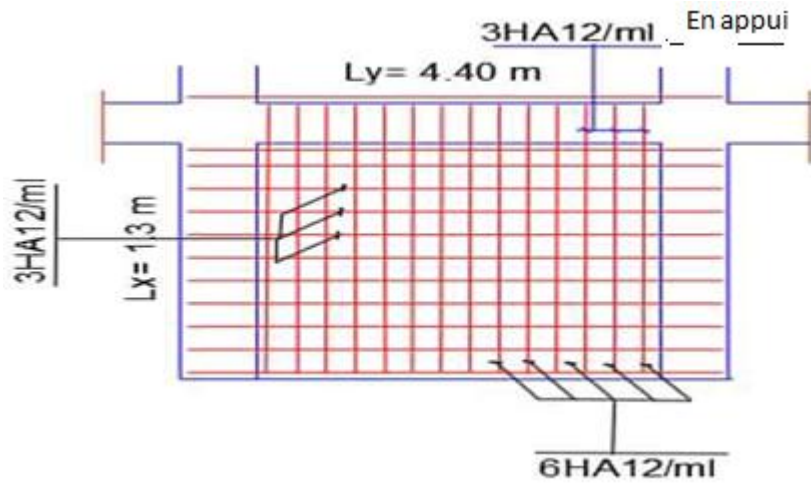
ANNEXE III.2

Les dalles pleines

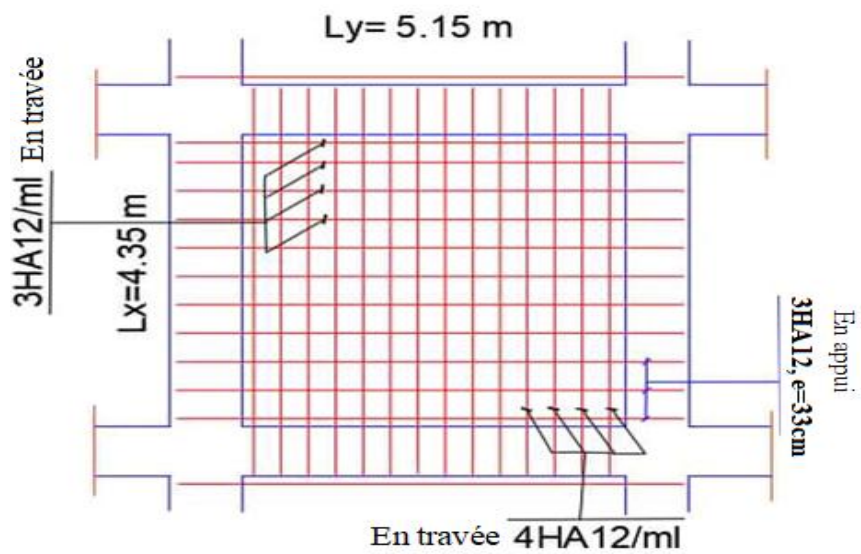
Le consol (DP3)



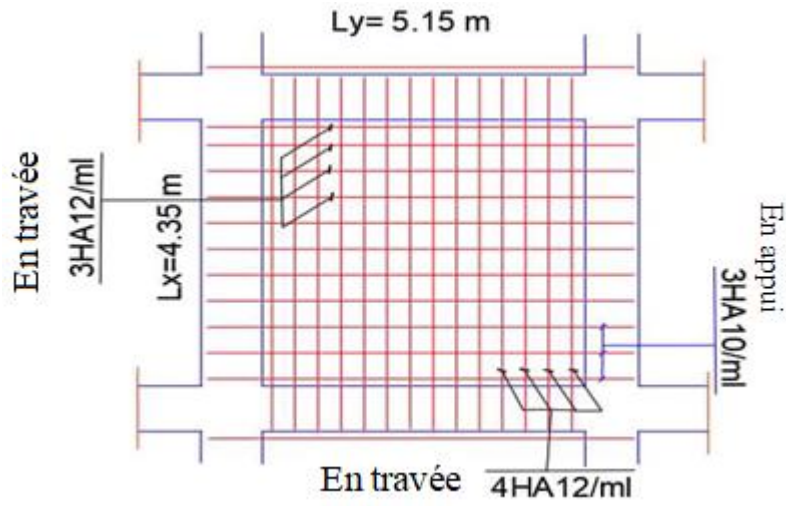
Le balcon (DP5)



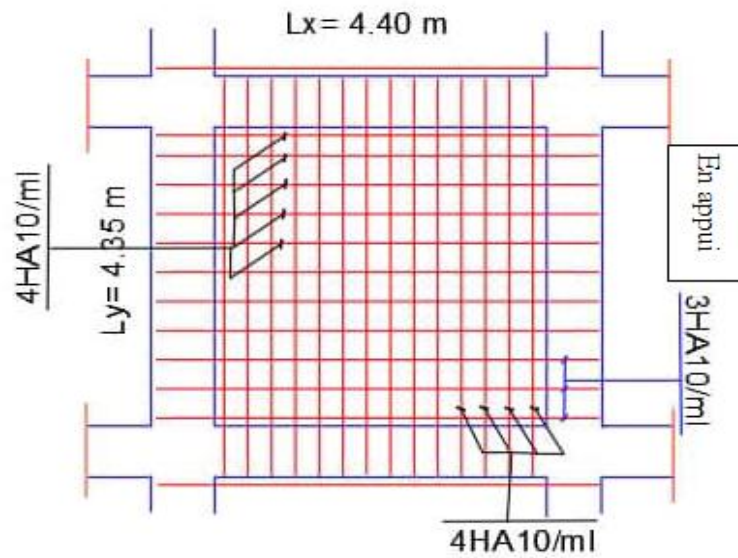
Plancher dalle pleine (DP1 RDC)

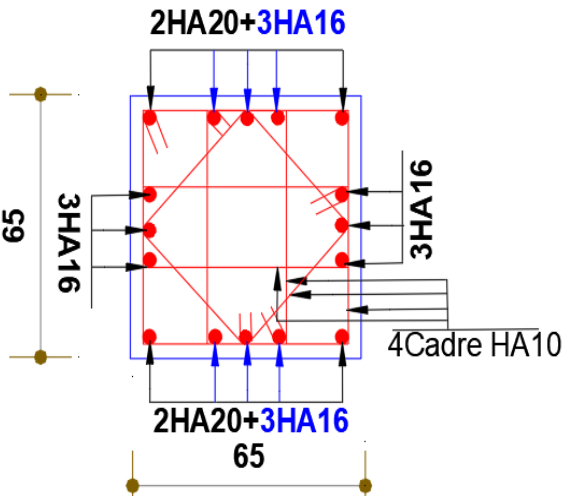
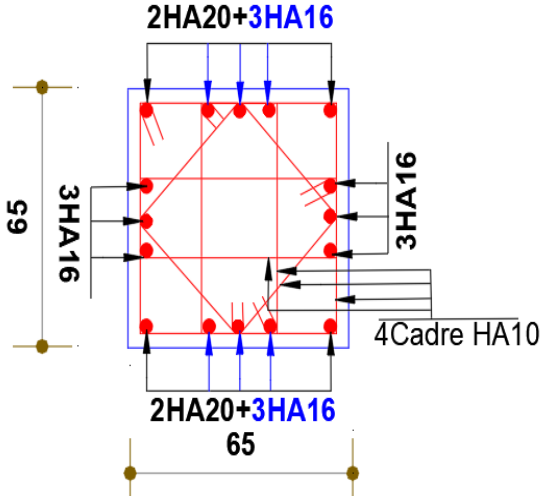
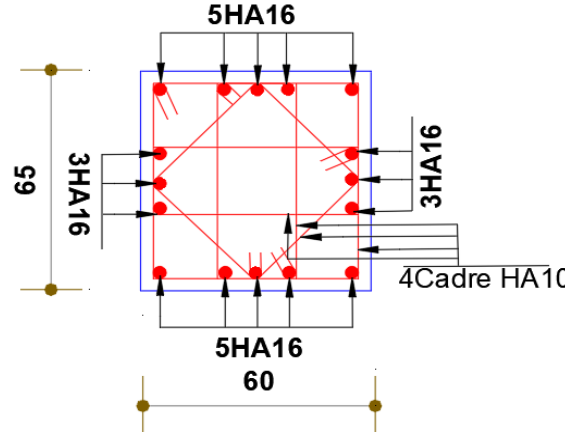
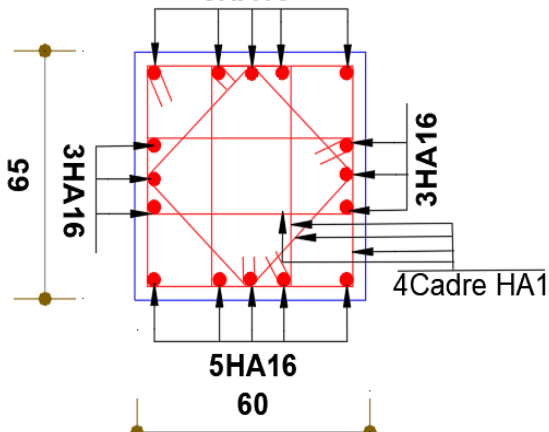
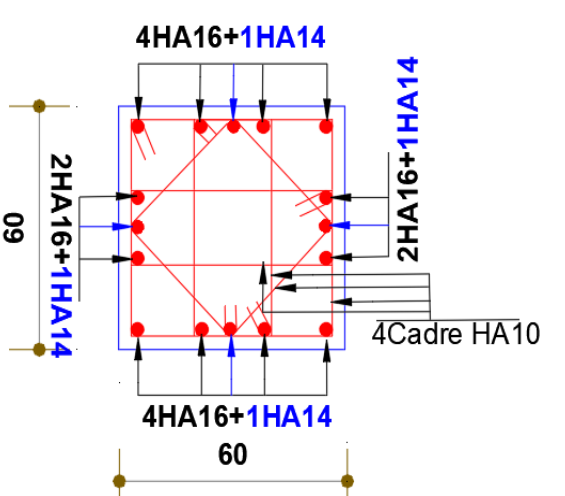
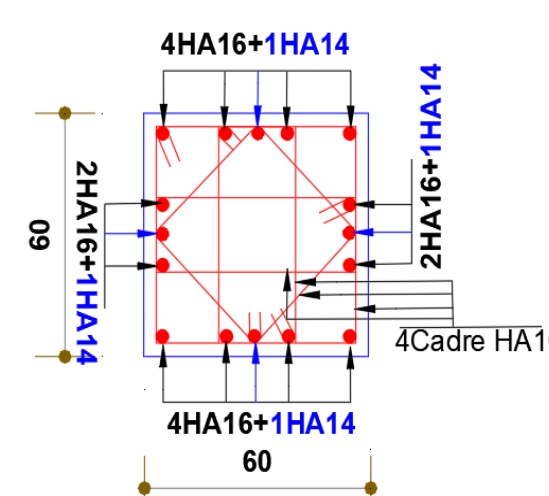


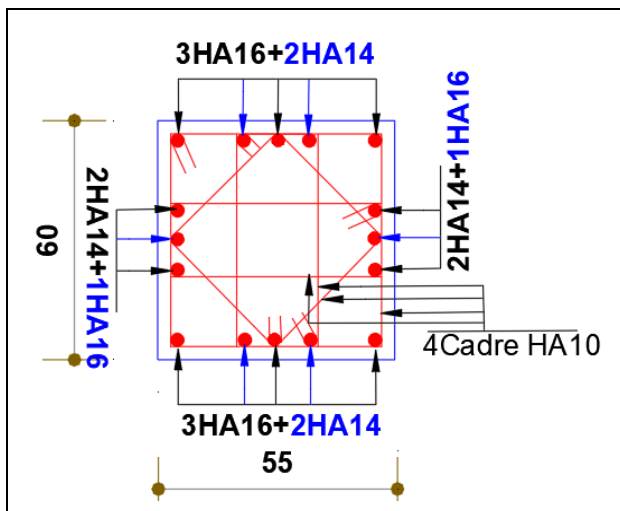
Plancher dalle pleine (DP1 Sous-sol)



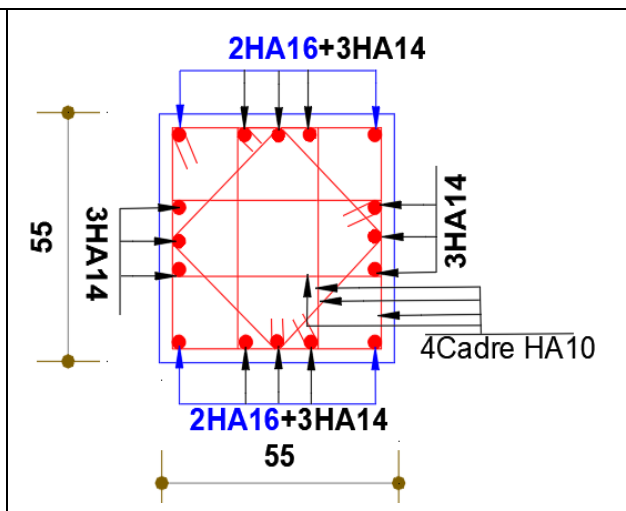
La cage d'escalier



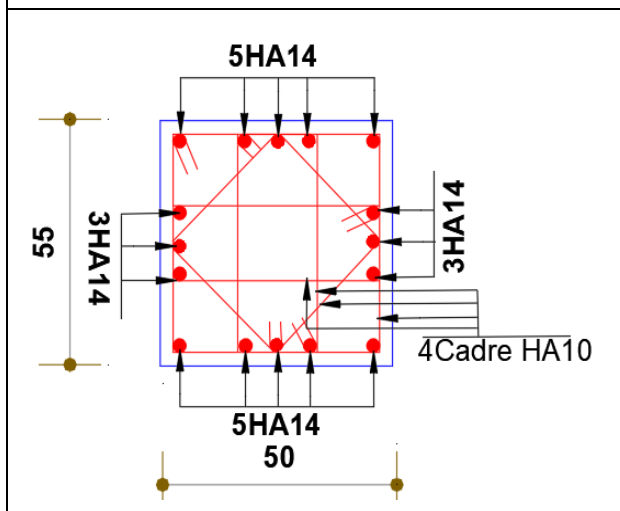
Sous-sol	RDC
 <p>2HA20+3HA16</p> <p>65</p> <p>3HA16</p> <p>4Cadre HA10</p> <p>65</p>	 <p>2HA20+3HA16</p> <p>65</p> <p>3HA16</p> <p>4Cadre HA10</p> <p>65</p>
1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage
 <p>5HA16</p> <p>60</p> <p>3HA16</p> <p>4Cadre HA10</p> <p>60</p>	 <p>5HA16</p> <p>60</p> <p>3HA16</p> <p>4Cadre HA10</p> <p>60</p>
3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage
 <p>4HA16+1HA14</p> <p>60</p> <p>2HA16+1HA14</p> <p>4Cadre HA10</p> <p>60</p>	 <p>4HA16+1HA14</p> <p>60</p> <p>2HA16+1HA14</p> <p>4Cadre HA10</p> <p>60</p>
5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage



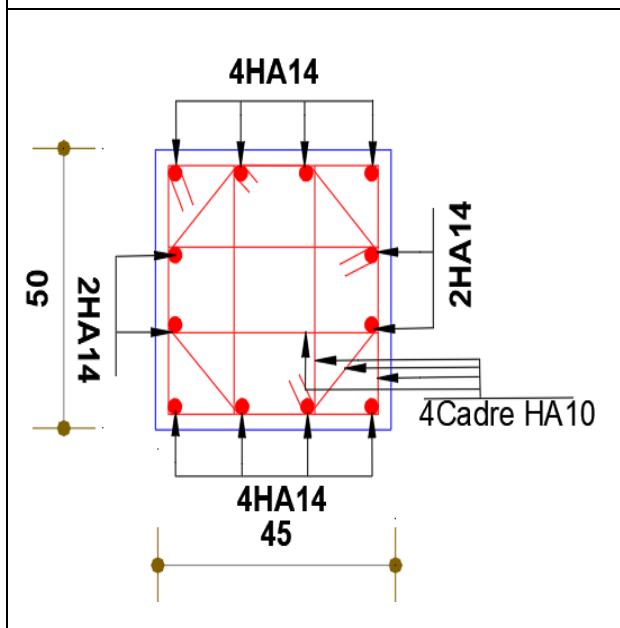
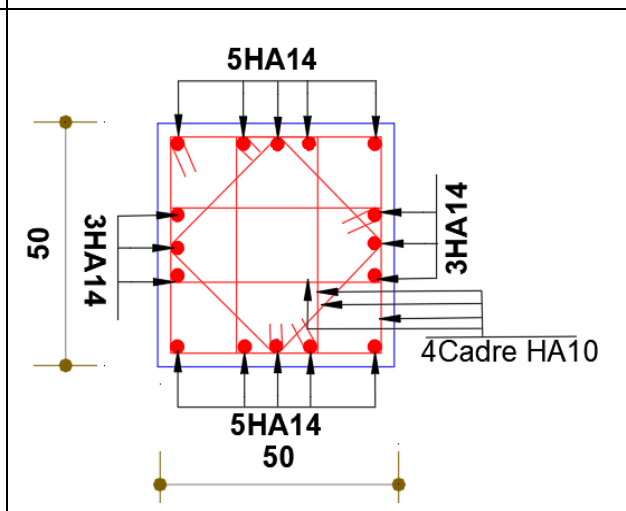
7^{ème} étage



8^{ème} étage



Buandrie



Annexe V.2

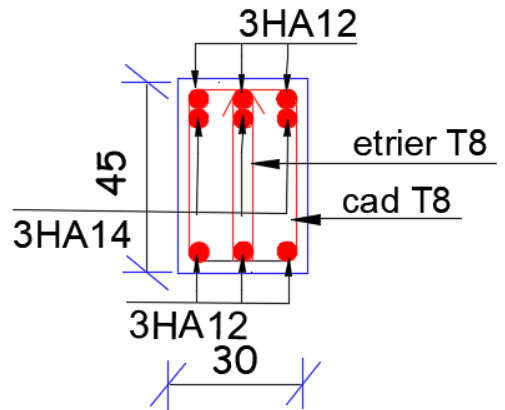
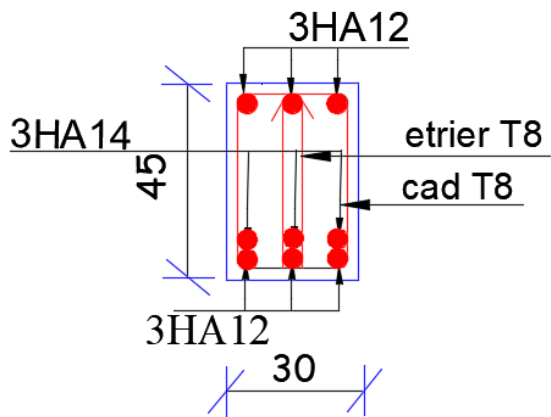
Terrasse inaccessible	
Poutre principale	
travée	appuis
Poutre secondaire	
Terrasse accessible et étage courant	
Poutre principale	
travée	appuis
Poutre secondaire	

RDC

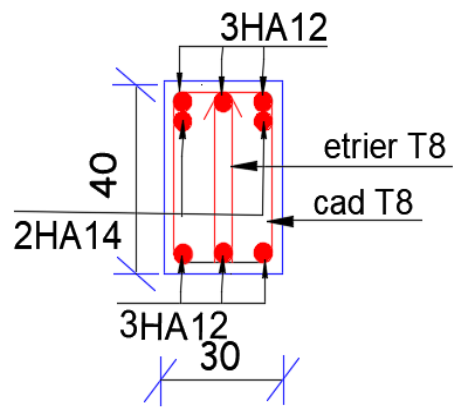
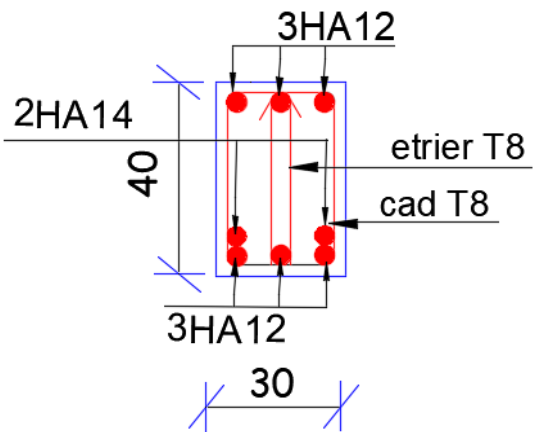
Poutre principale

travée

appuis



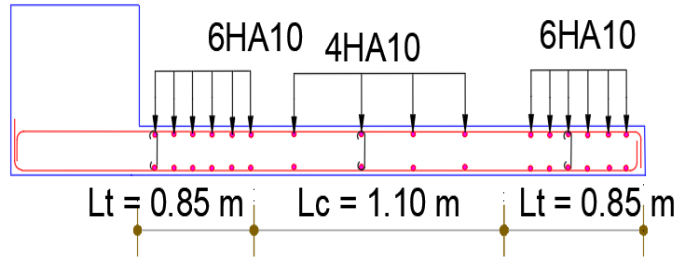
Poutre secondaire



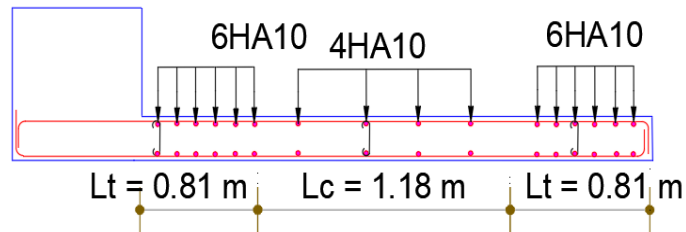
Annexe V.3

Voile V_{X1}

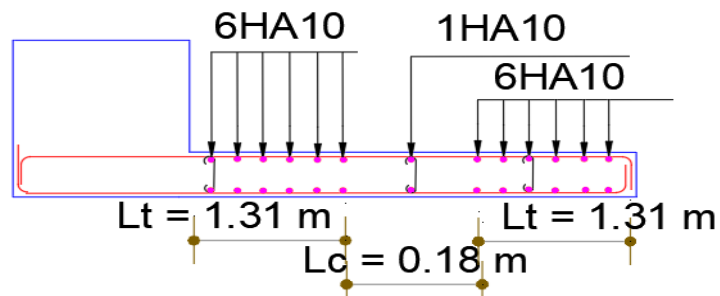
Sous-sol, RDC, 1^{er} étage



2, 3, 4^{ème} étage

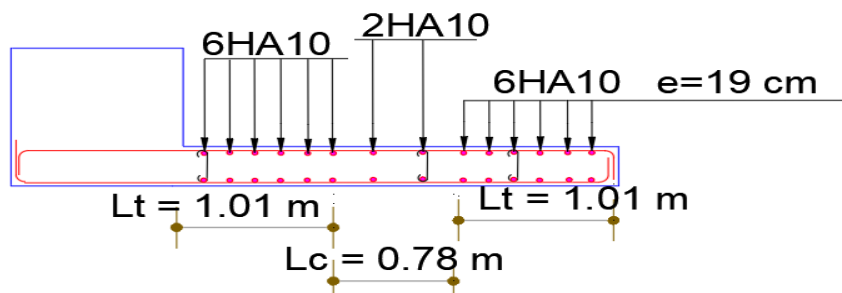


5, 6, 7, 8^{ème} étage

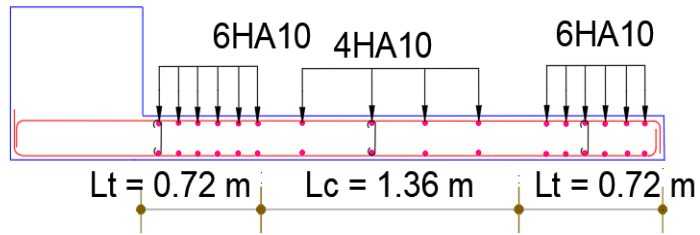


Voile V_{X2}

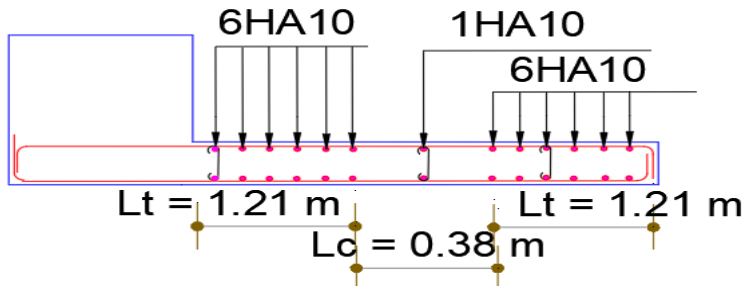
Sous-sol, RDC, 1^{er} étage



2, 3, 4^{ème} étage

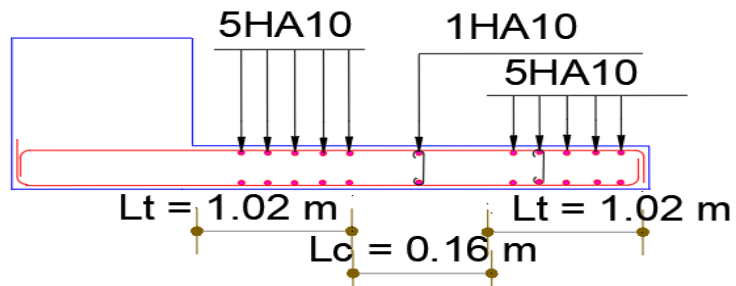


5, 6, 7, 8^{ème} étage

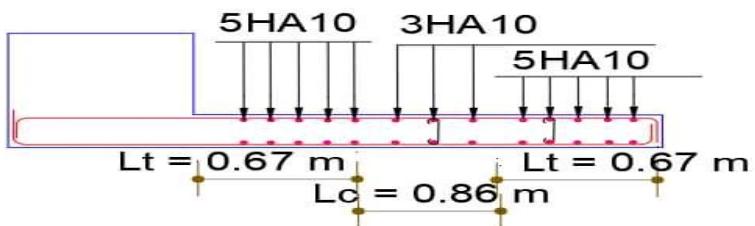


Voile Vy1

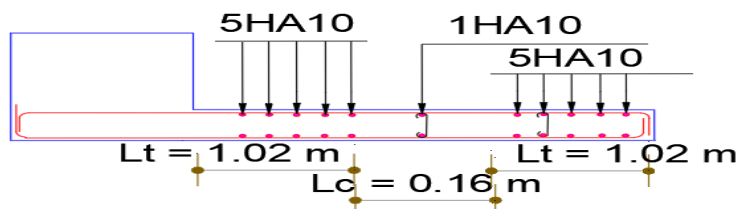
Sous-sol, RDC, 1^{er} étage



2, 3, 4^{ème} étage

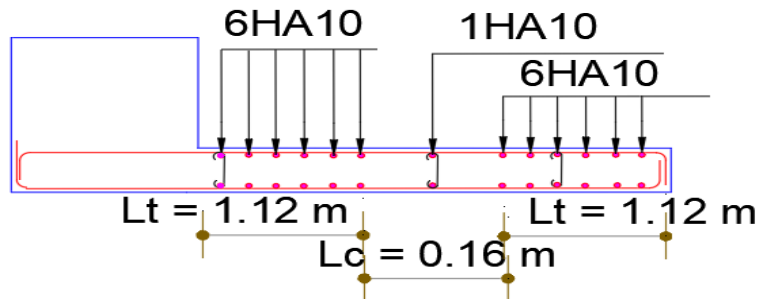


5, 6, 7, 8^{ème} étage

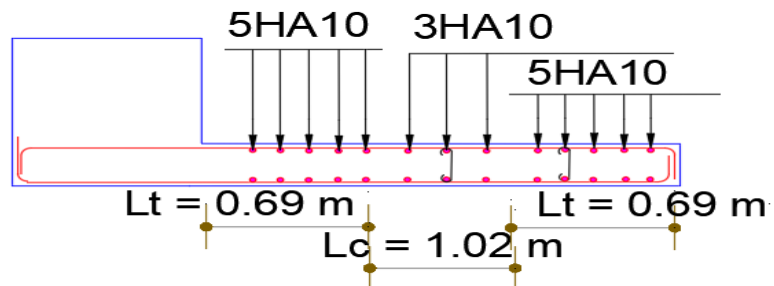


Voile Vy2

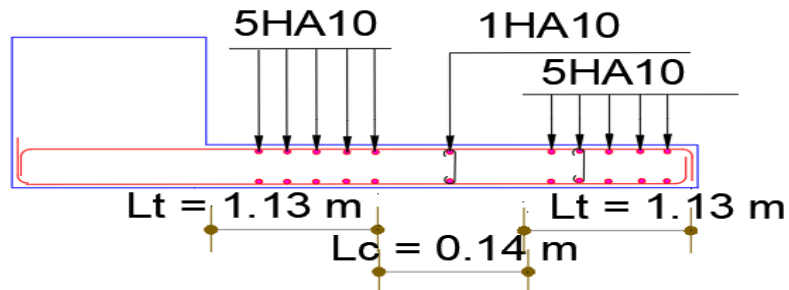
Sous-sol, RDC, 1^{er} étage



2, 3, 4^{eme} étage

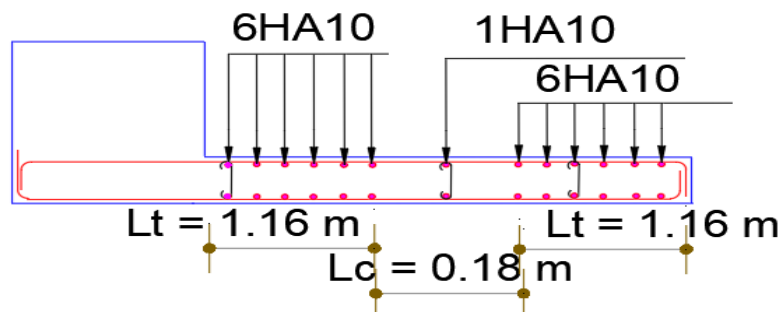


5, 6, 7, 8^{eme} étage

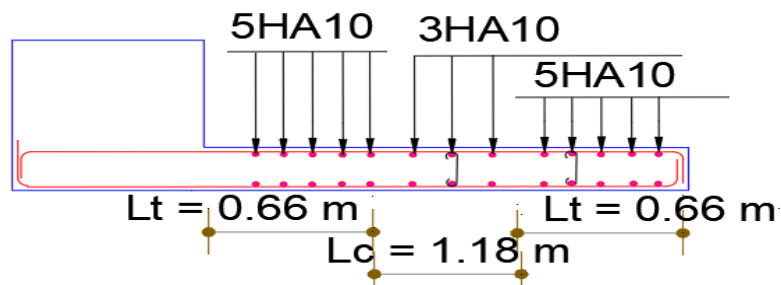


Voile Vy3

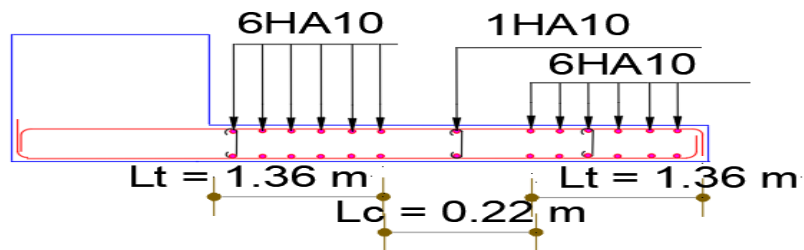
Sous-sol, RDC, 1^{er} étage



2, 3, 4^{ème} étage

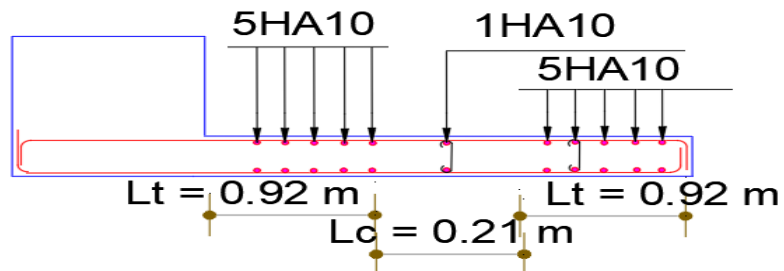


5, 6, 7, 8^{ème} étage

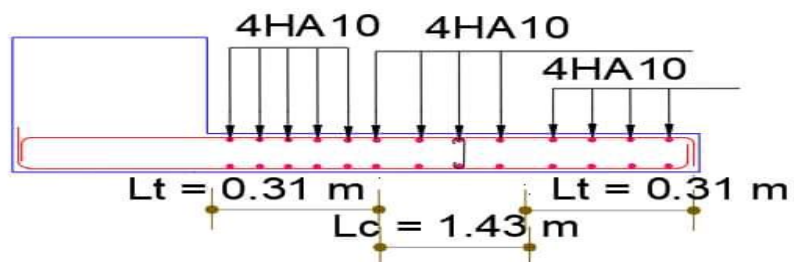


Voile Vy4

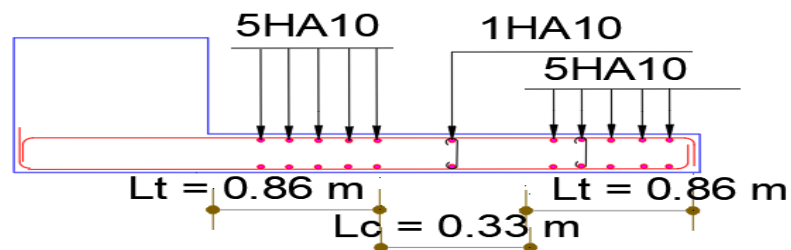
Sous-sol, RDC, 1^{er} étage



2, 3, 4^{ème} étage



5, 6, 7, 8^{ème} étage



ANNEXE VI

Rapport de sol

Laboratoire d'analyse géotechnique, bâtiment & travaux publics
« DJEMAOUI LYES »
Réalisation d'un HOTEL en R+8 a Jijel ville « Mr AMOURA SAID »

IV- Conclusion et recommandation :

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité les résultats des essais « in situ » au pénétromètre dynamique lourd et les sondages carottés réalisés au niveau de l'assiette du projet.

Les essais au pénétromètre dynamique lourd nous ont permis de déterminer la résistance du sol. Les résultats sont homogènes et représentent des résistances moyennes. D'après l'interprétation des résultats des essais pénétrométriques nous suggérons :

- Des fondations superficielles ancrées à 2.60 mètres de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel.
- La contrainte admissible du sol à appliquer dans le calcul est de 1.40bar.

NB :

- ❖ Les travaux de terrassement et l'ouverture des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.
- ❖ Les parois des fouilles ne sont stables qu'à court terme seulement. Il faut donc procéder au coulage des fondations le plus tôt possible après excavation.
- ❖ Aménagement de terrain doit être minutieusement étudié,
(Prévoir un système de drainage adéquat)

L'ingénieur chargé de l'étude :



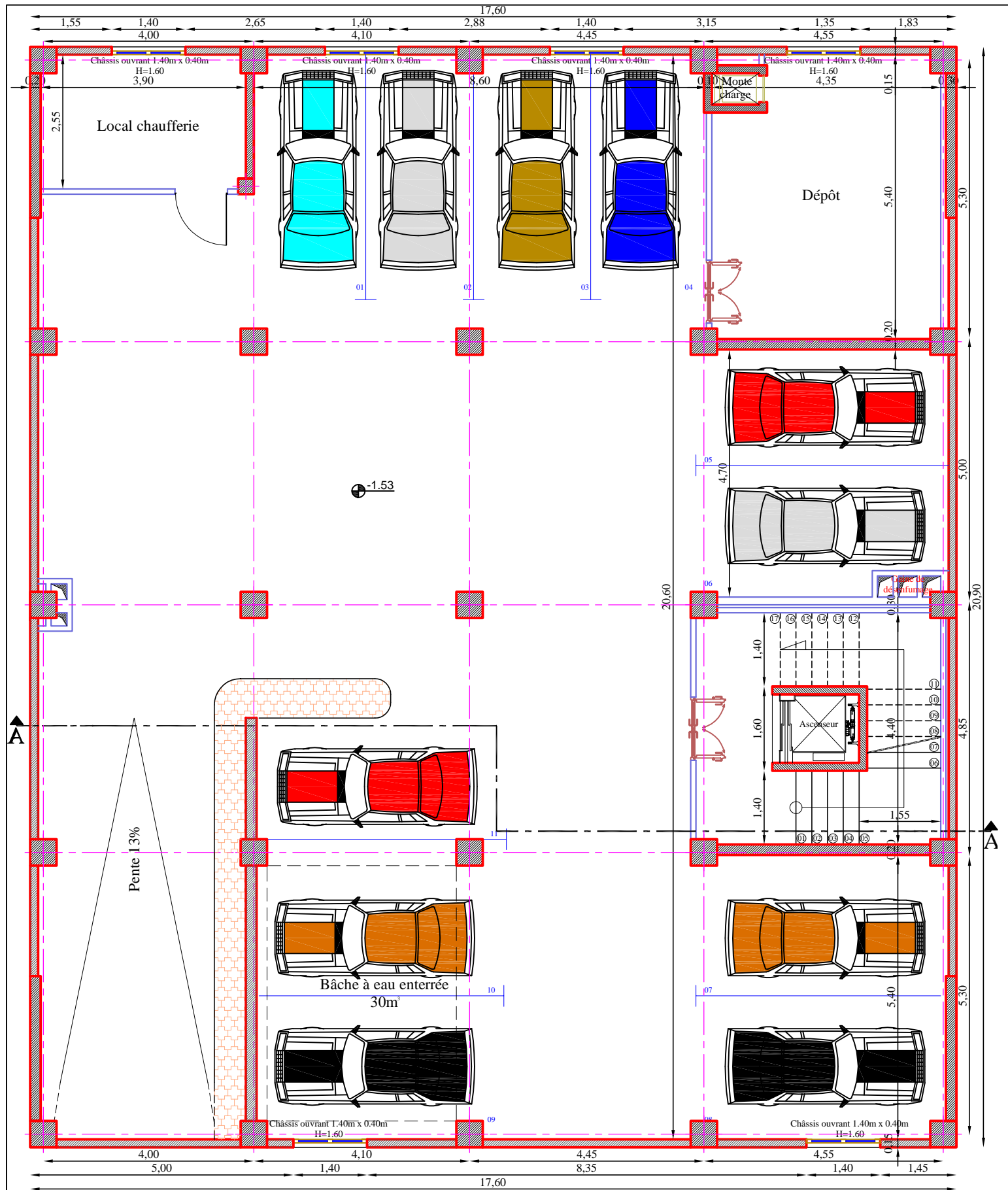
Le gérant



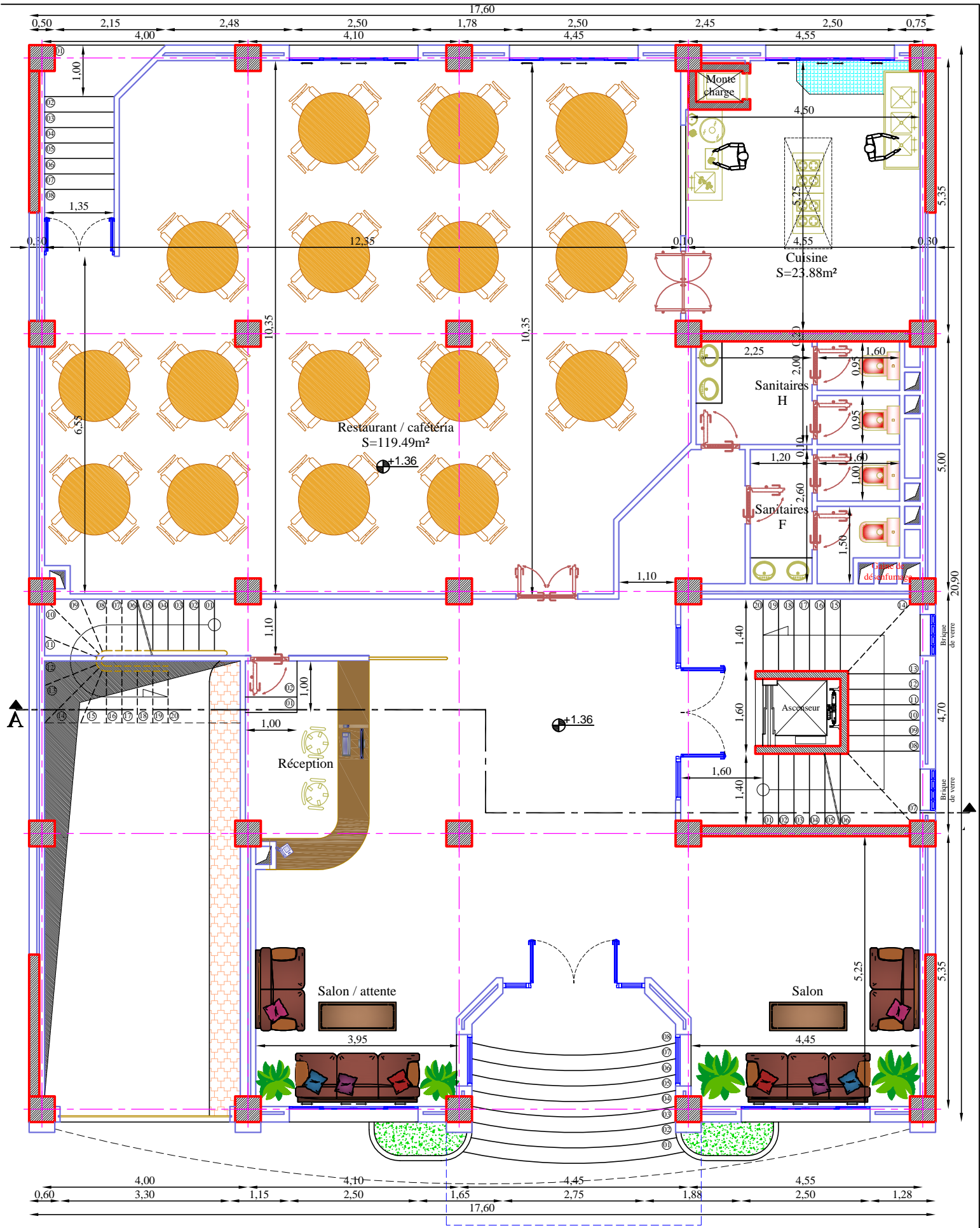
Le présent document est la propriété exclusive de monsieur AMOURA SAID

ANNEXE VII

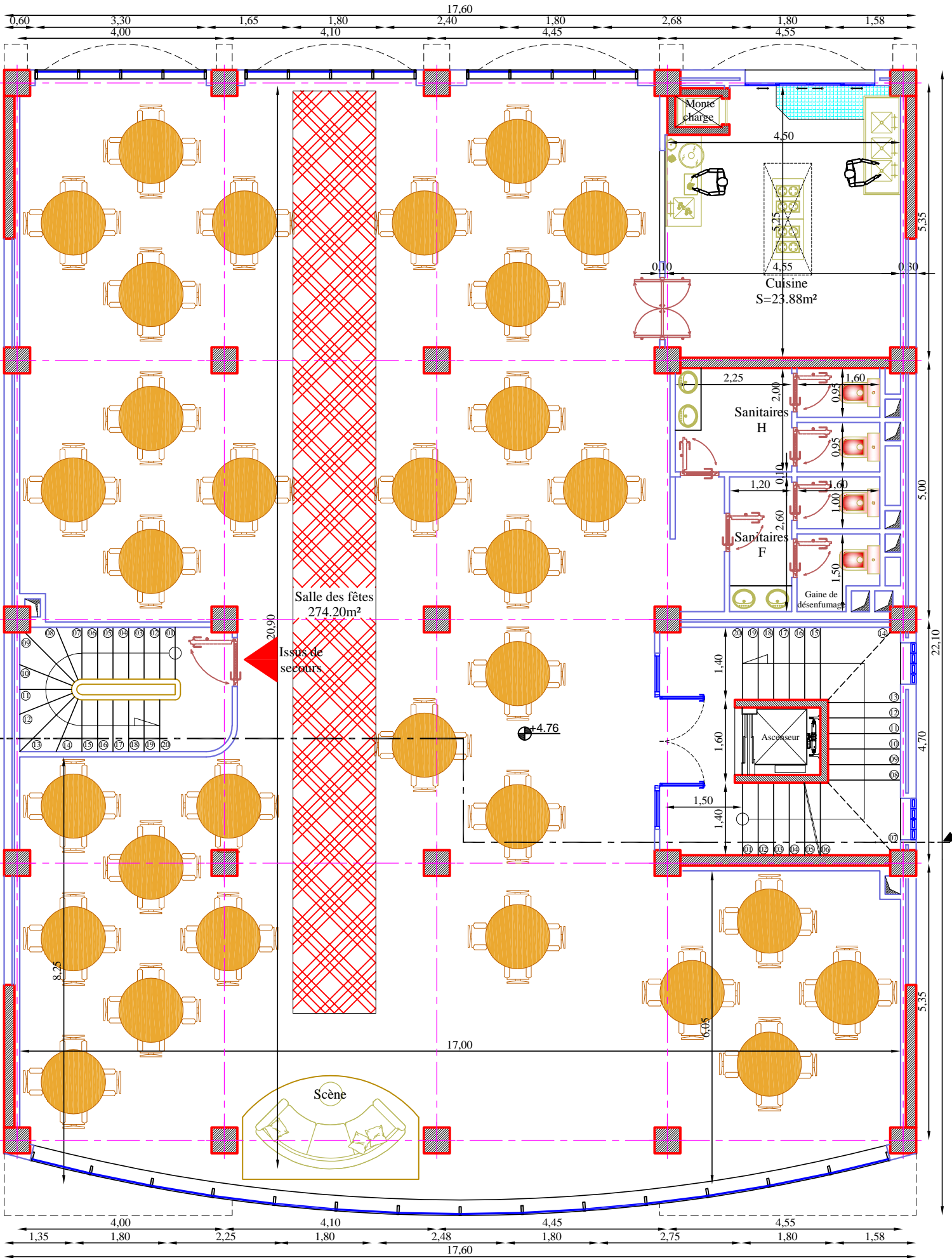
Plan d'architectures



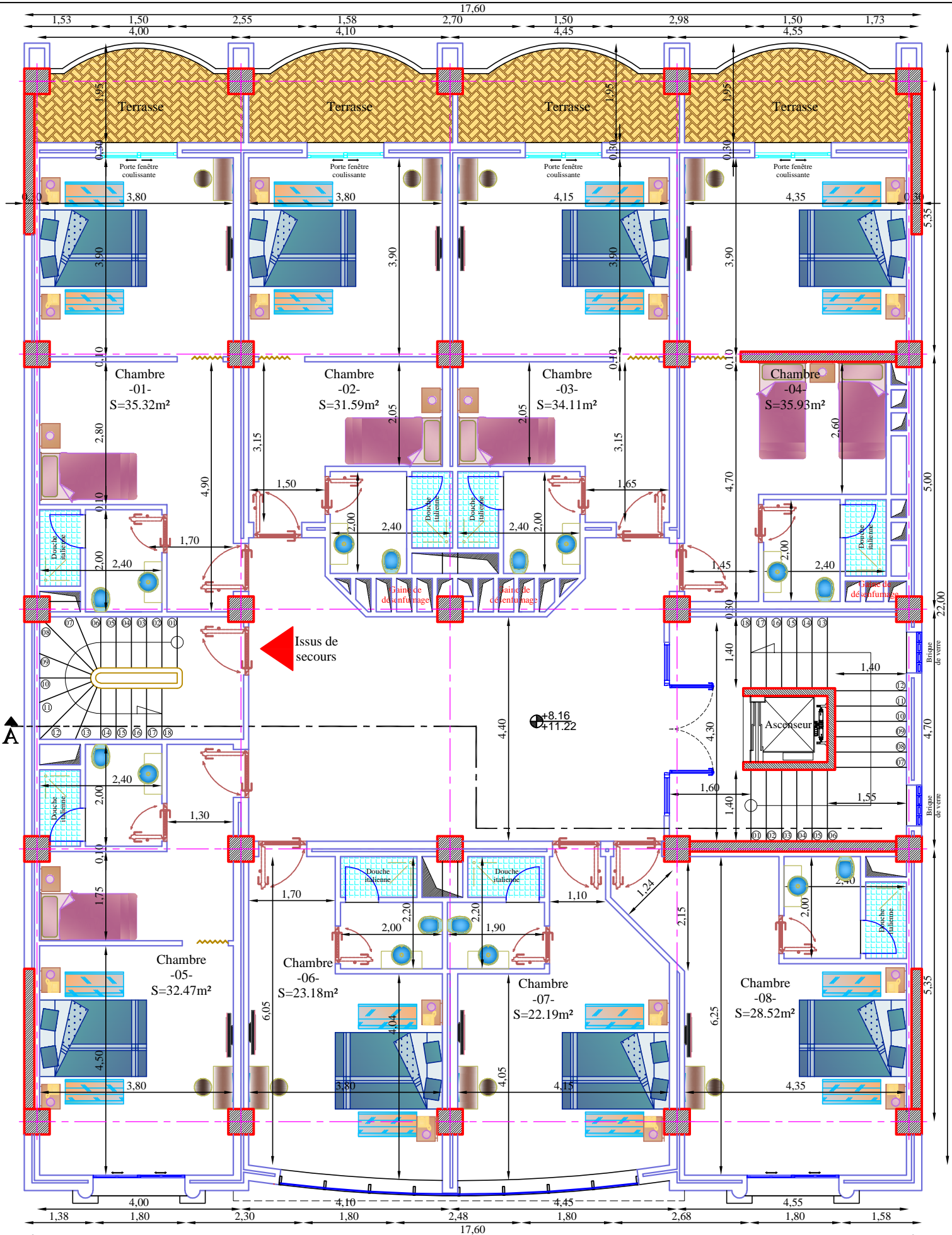
Plan sous-sol



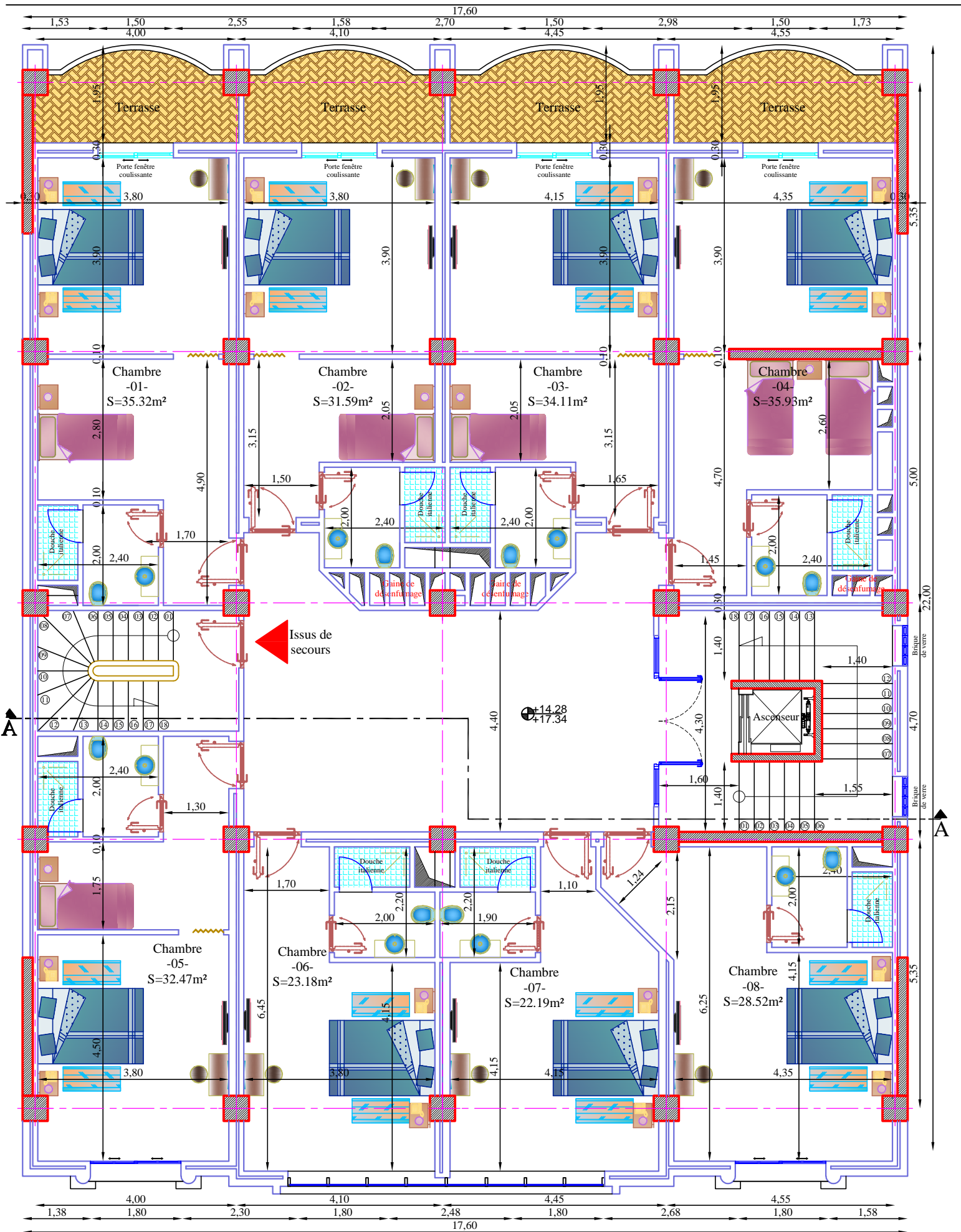
Plan RDC



Plan 1er étage (salle des fêtes)

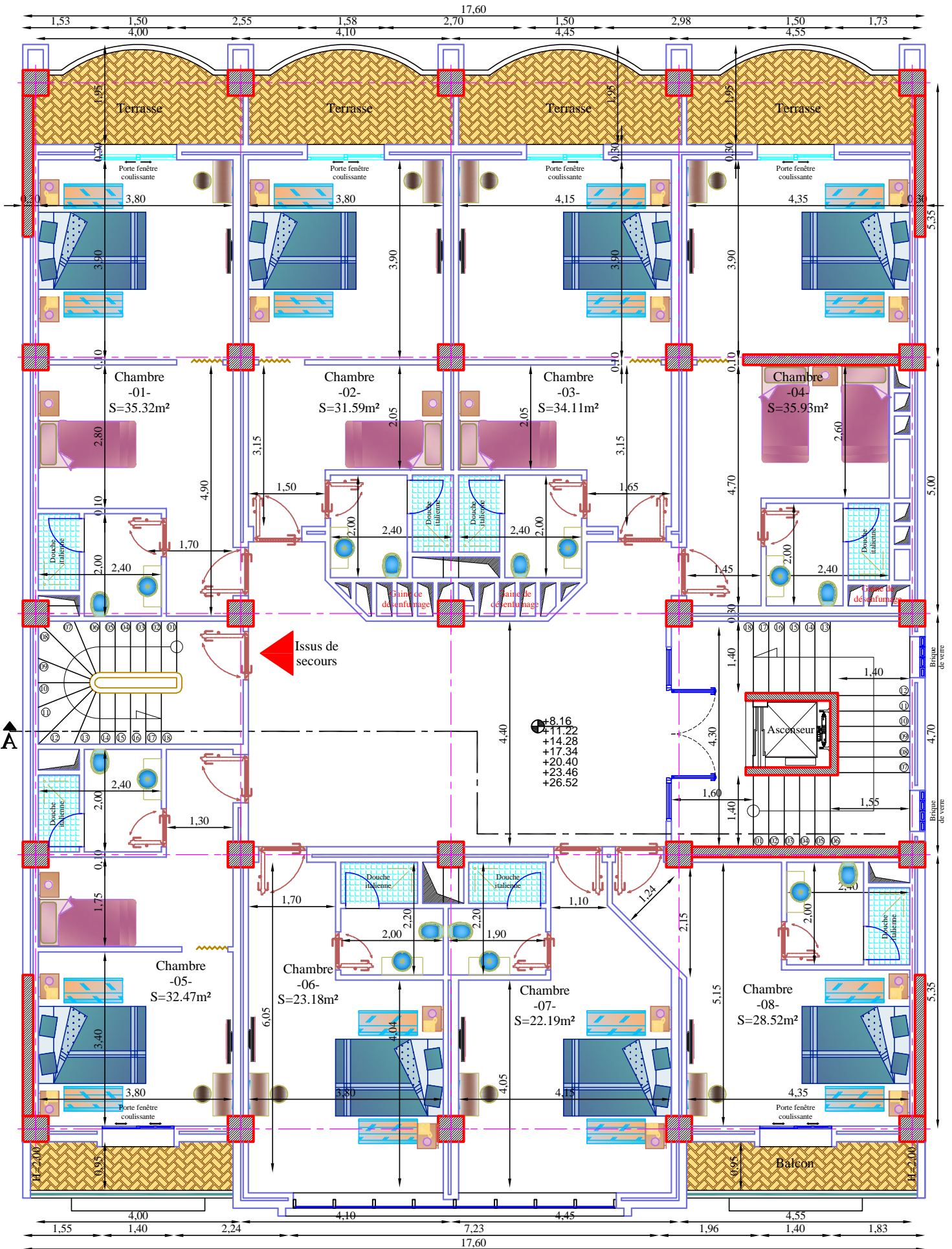


Plan 2ème et 3ème étage

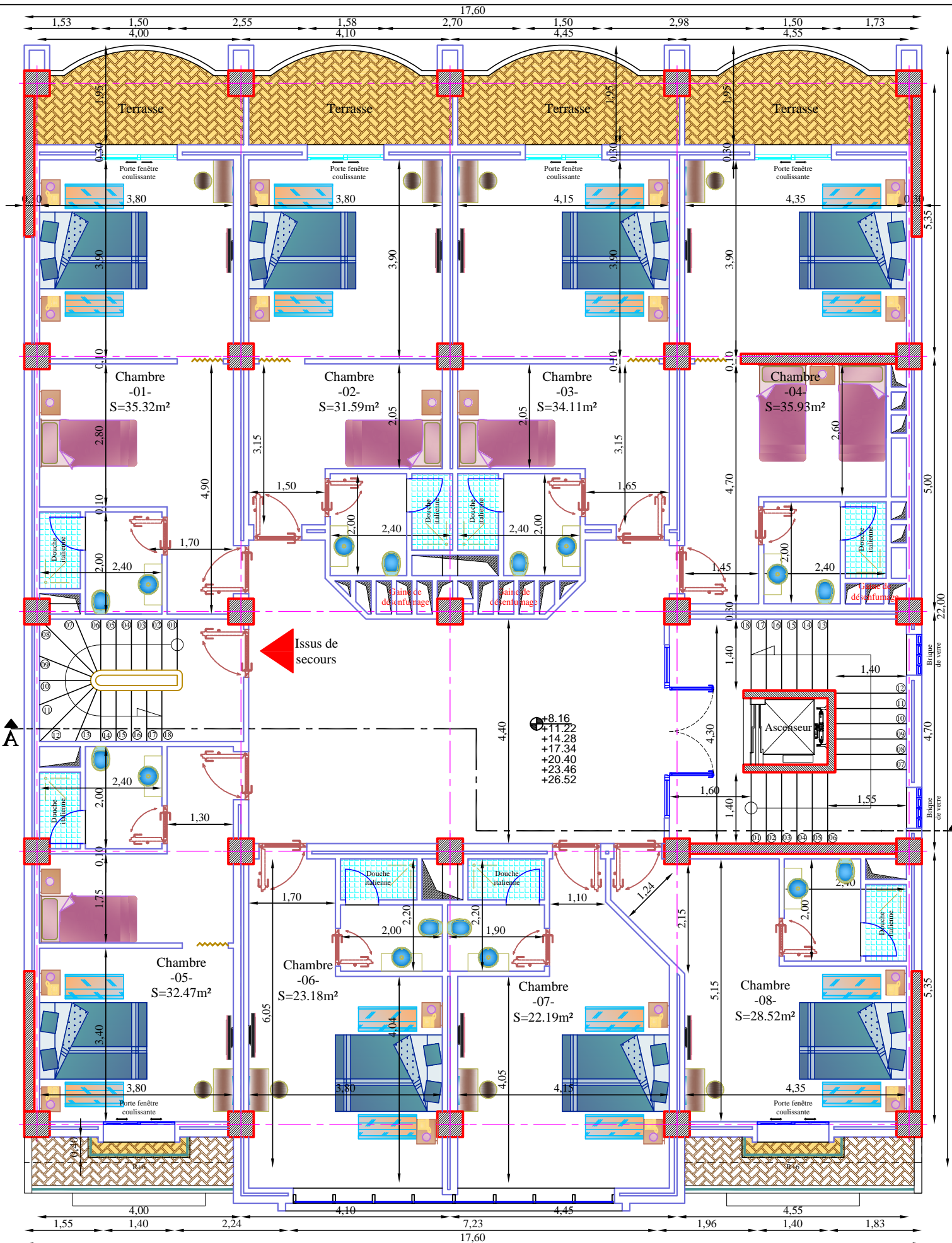


Plan 4ème et 5ème étage

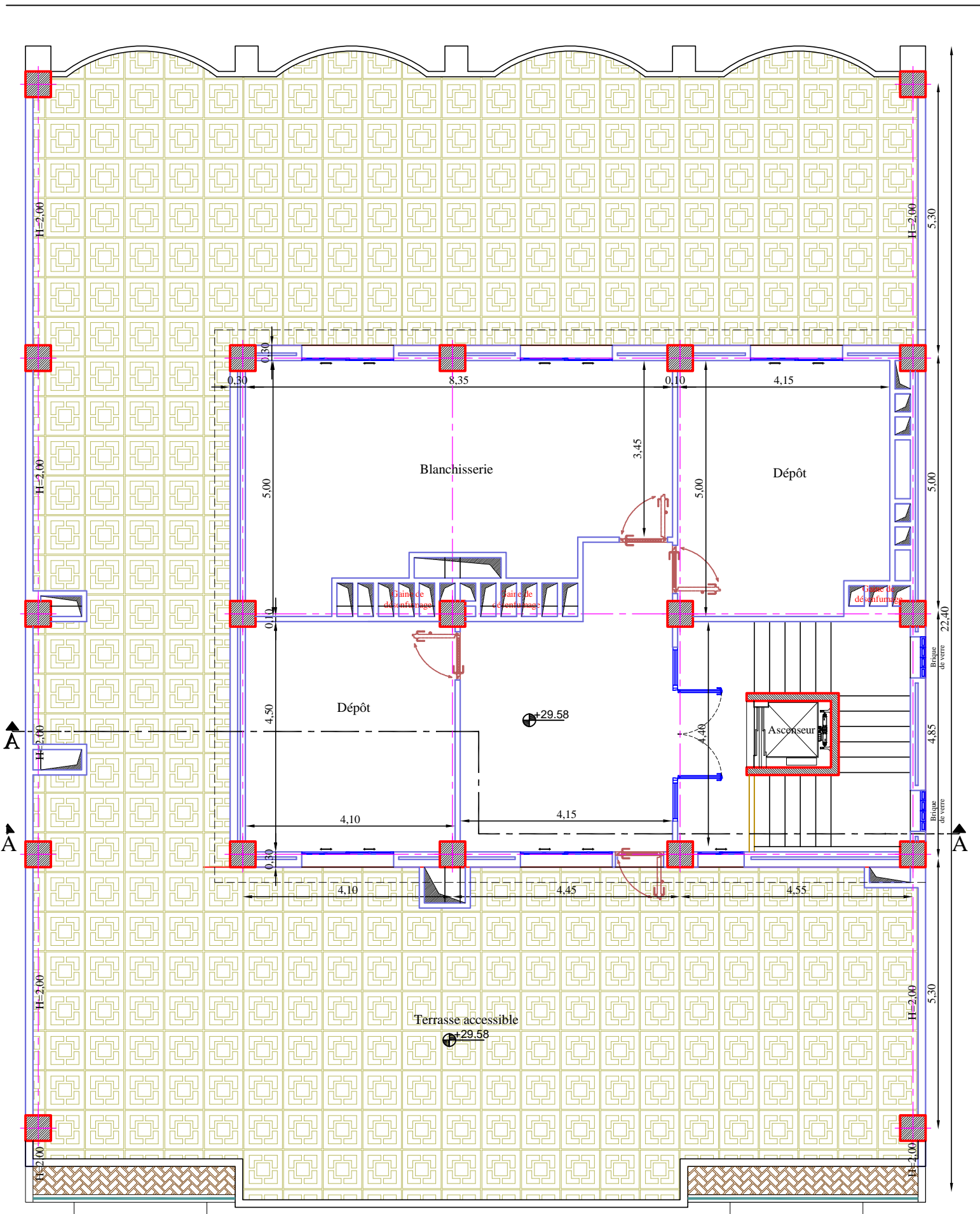
Plan 2ème et 3ème étage



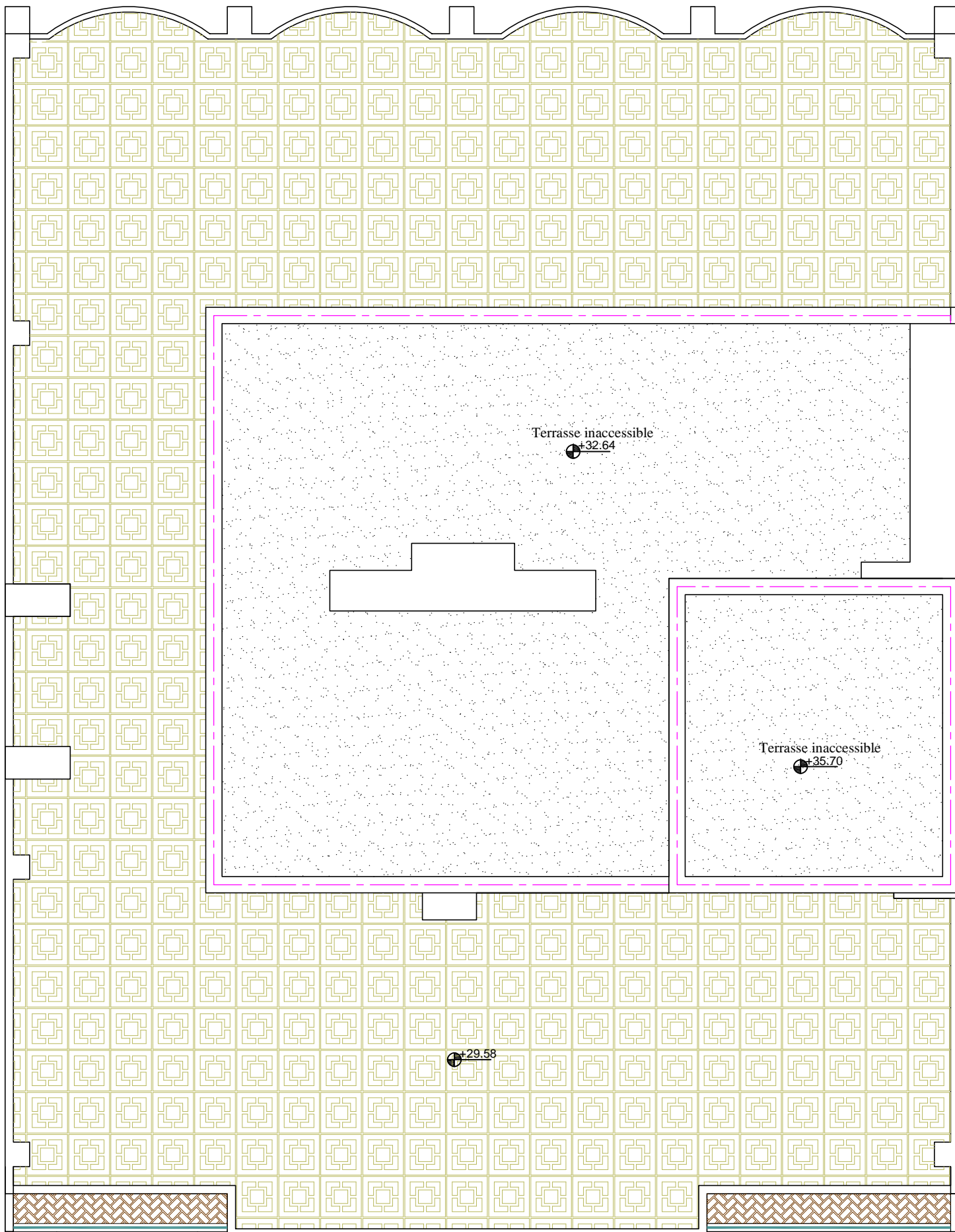
Plan 6ème étage



Plan 7ème et 8ème étage



Plan buanderie

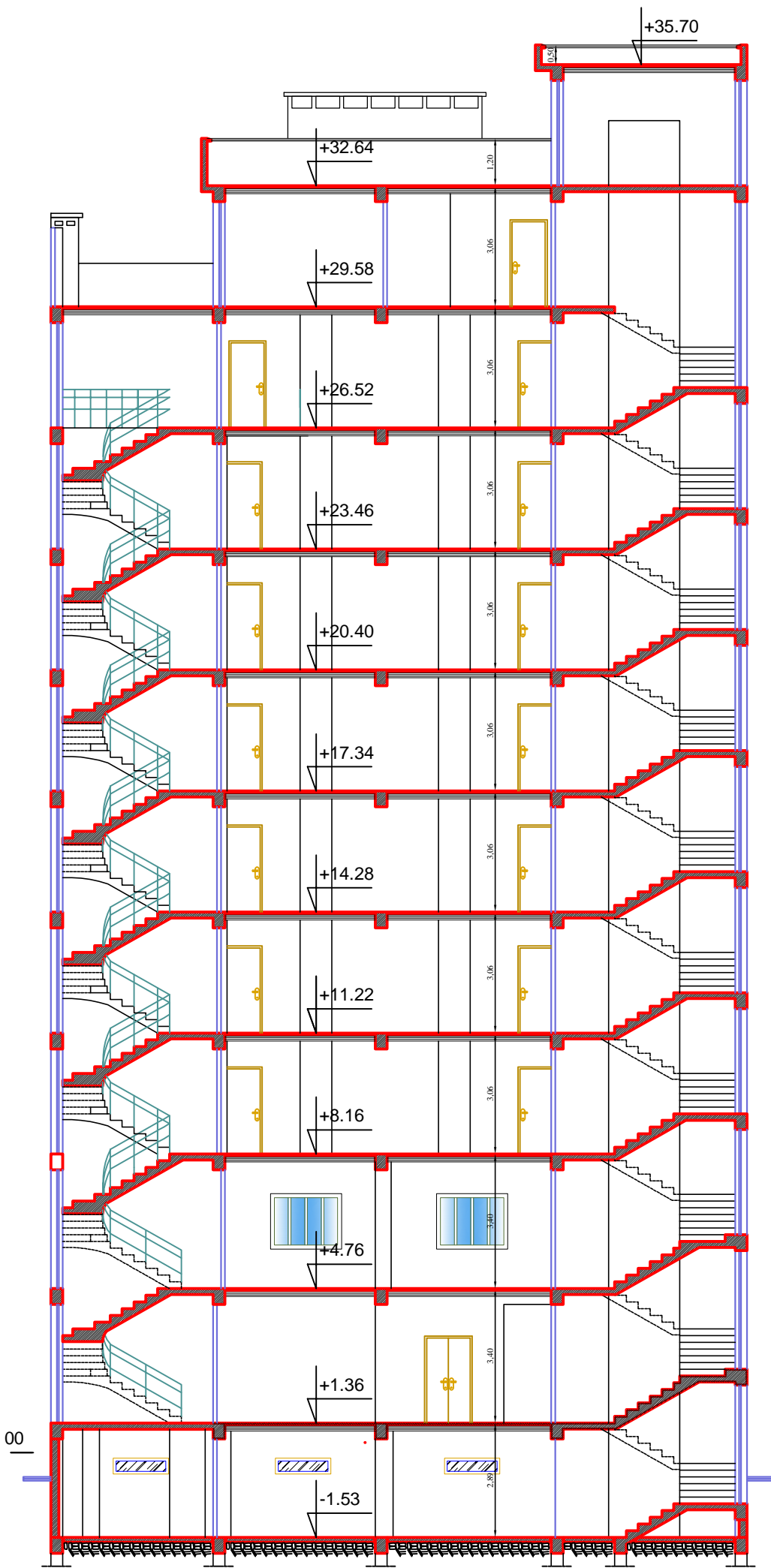


Terrasse inaccessible
+32.64

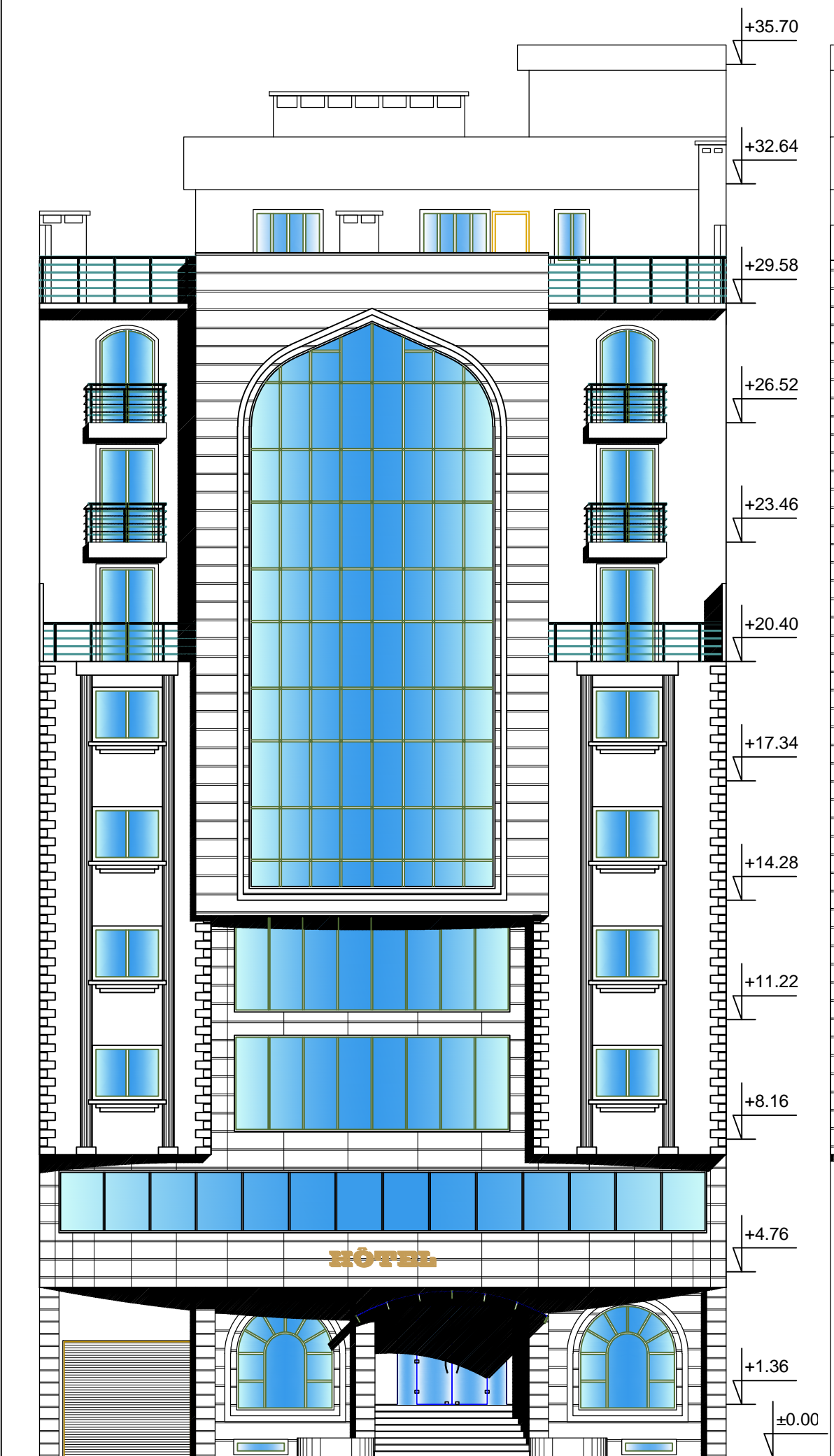
Terrasse inaccessible
+35.70

+29.58

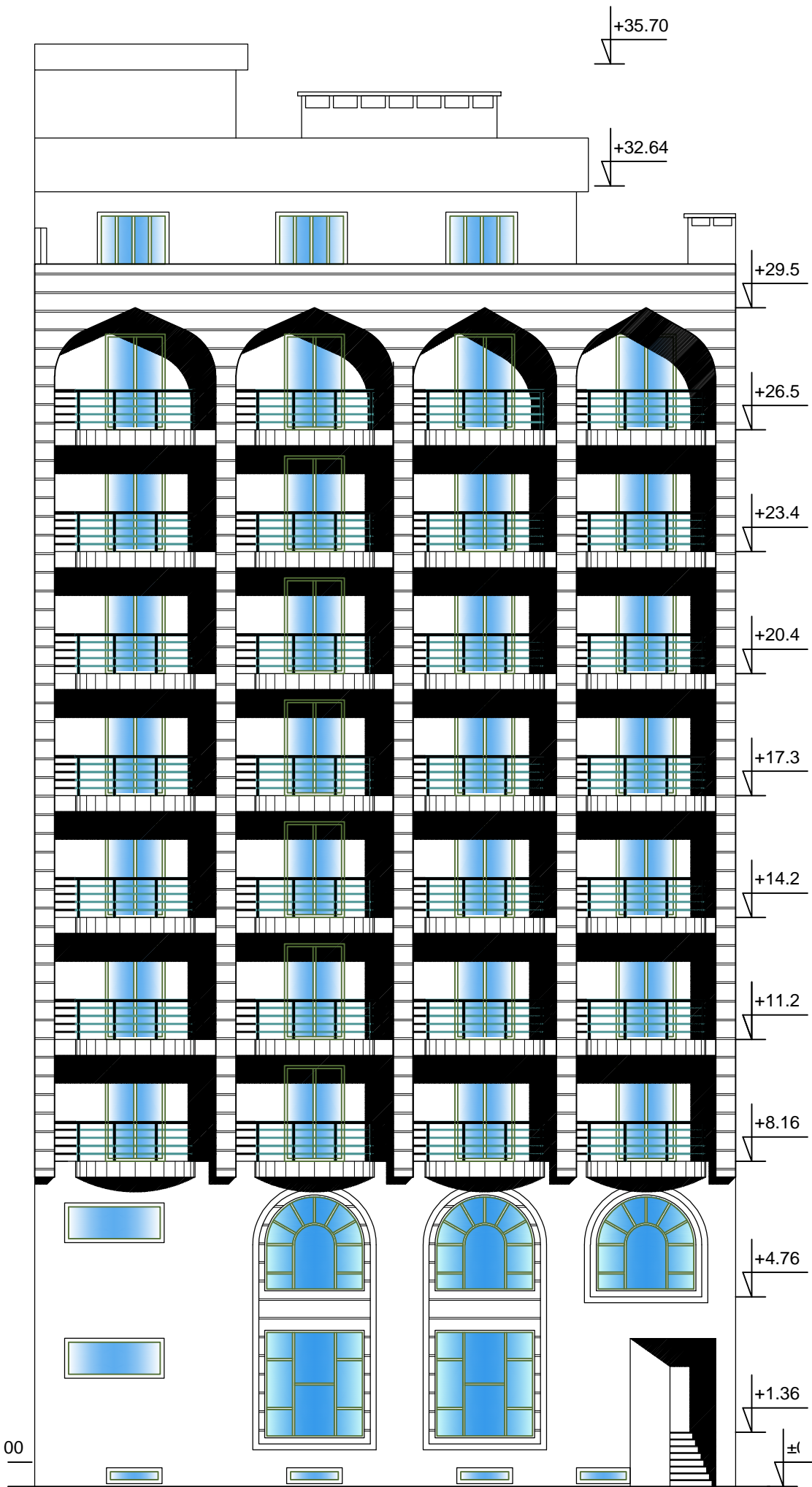
Plan toiture



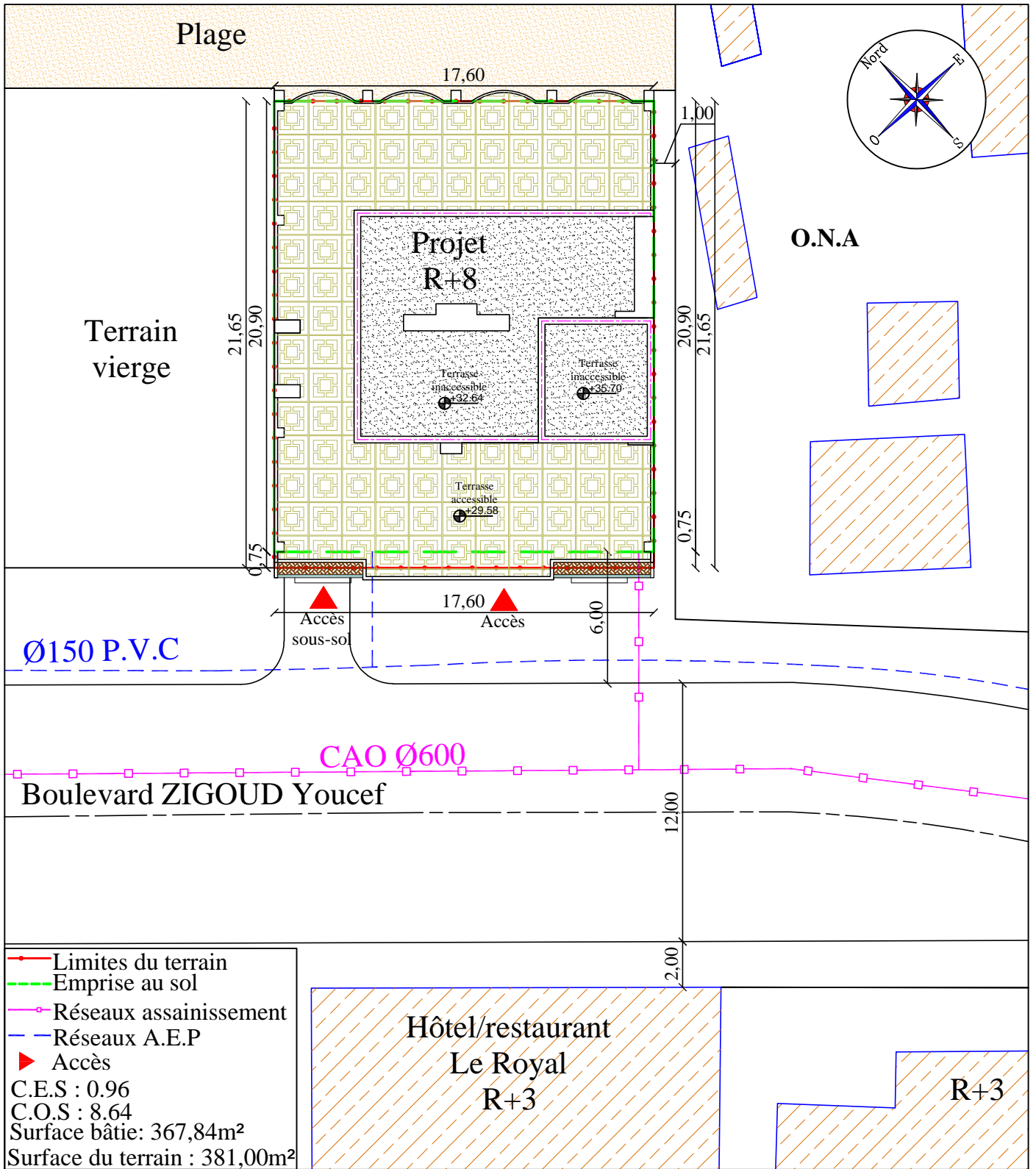
Coupe AA



Façade principale (sud-ouest)



Façade postérieure (nord-est)



PLAN DE MASSE ech: 1/250

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Régalement Neige et Vent **RNV99**.

Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**JEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**.
- Structure en Béton Armé.....**PATRICK PAULTRE**.
- Calcul des structures en bétonJean- Marie paillé.
- Ouvrage en béton arméeLes éditions FOUCHER, paris 2002.
- Fondations spéciales et reprise en Sous- œuvre Marcel Forni.
- MECANIQUE DES STRUCTURES (Resistances Des MatériauxArnaud Del place Fabrice. Gutuingt Frédéric Rayueneau.
- CALCUL DYNAMIQUES des STRUTURES en ZONE SISMIQUE....Par Alain CAPRA et Victor DAVIDOVICI préface de M. ALBIGES.

Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

Thèse fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Bejaïa.

Logiciels :

- ETABS 16.2.0. et ETABS 16.2.1
- AUTOCAD 2007.
- SOCOTEC.
- WORD 2007.
- EXCEL 2010.