

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITÉ ABDERRAHMANE MIRA – BEJAIA**



**FACULTÉ DE TECHNOLOGIE**  
**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**  
**PROMOTION 2019/2020**

**MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER II**  
**EN GÉNIE CIVIL OPTION STRUCTURES**

**THÈME :**

**ETUDE D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ (R+12+SOUS-SOL) À USAGE  
D'HABITATIONS, DE COMMERCES ET DE SERVICES IMPLANTÉ À BEJAIA**

**RÉALISÉ PAR :**

**MR. ALLOUTI GAYÀ.**

**MR. MERAH YOUBA.**

**ENCADRÉ PAR :**

**MME. BOUAYAD**

**MEMBRES DE JURY :**

**MME. CHIKH AMER**

**MR. BOUZROURA**

2019/2020

# **RÉSUMÉ**

L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé de forme irrégulière, constituée de 12 étages et un sous-sol, dans le cadre d'une promotion immobilière. Le bâtiment situé à la zone industrielle à côté du complexe de jute sur la route des Aurès, wilaya de Bejaia qui fait partie de la zone de moyenne sismicité. C'est une structure contreventée par un système mixte voiles-portique avec justification d'interaction voiles-portique, sa conception est faite conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les codes du béton armé (CBA 93, BAEL 91). L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS V2016. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise.

## **MOTS CLÉS**

Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique. Infrastructure

## **ABSTRACT**

The objective of this work is the study of a reinforced concrete structure of irregular shape, consisting of 12 floors, carried out as part of a real estate development. The building located in the industrial zone next to the Bejaia jute complex on the road to Aurès, wilaya of Bejaia which is part of the zone of medium seismicity. It is a structure braced by a mixed wall-gantry system with justification of wall-gantry interaction, its design is made in accordance with the Algerian Earthquake Rules (RPA99 version 2003) and the reinforced concrete codes (CBA 93, BAEL 91). The dynamic study was performed using ETABS V2016 software. The study of the building's infrastructure resulted in a general raft foundation due to the importance of the loads transmitted to the sitting ground .

## **KEYWORDS**

Reinforced concrete, mixed bracing, modeling, dynamic study. Infrastructure

# **REMERCIEMENTS**

*Avant tout, nous tenons à remercier nos familles de nous avoir encouragés et soutenus en toute fierté durant notre parcours d'études*

*Nous tenons à remercier nos professeurs qui nous ont formés de tous les cycles (primaire, CEM, Lycée, université)  
Nous adressons notre reconnaissance à Mme cheik Amer de nous avoir aidé et guider sur le travail à réaliser  
Nous adressons nos sincères gratitudes aux membres de jury de nous avoir corrigé notre manuscrit et de nous soulever les erreurs, et des critiques nécessaires afin d'enrichir notre travail, et de nous avoir donné des conseils à suivre dans la vie professionnelle*

*Nous profitons aussi pour remercier nos collègues de génie civil de notre promotion 2019/2020*

*Que dieux vous bénisse*

# Dédicace

*C'est avec profonde gratitude que je dédie cet humble travail :*

*A mon cher père paix à son âme, et à ma chère mère aucune dédicace ne saura exprimer ma reconnaissance pour tout ce qu'ils ont fait pour moi, ce travail est témoin, ils ont sacrifié leur vie pour ma réussite, par leur soutien et leurs conseils judicieux qui m'ont éclairé le chemin, par leur amour inestimable et par les valeurs qu'ils m'ont inculqué, c'est grâce à eux que je suis là aujourd'hui.*

*A mes Sœurs : Mounira ,Sabíha ,Radia,Kahínapour leur disponibilité, elles étaient toujours là pour moi.*

*A mes chère neveux : Anaís,Ithrí,Arínes,Anía,Amína,Ilyas que dieu les protège inchallah*

*A mon binôme : Merah Youba*

*A toute ma famille et a tous mes amis sans exception.*

*Cordialement*  
**GAYA** 

# Dédicace

Touts les mots que je puisse dire ne peuvent êtres suffisants pour exprimer ma gratitude et mes remercîments a tous ceux qui m'ont aidé et assisté au cours de mon projet fin d'études et mon parcours d'étudiant.

Je dédie ce mémoire a :

- Mes chers parents qui ont sacrifié leur vie afin de me voir réussir dans mes études et devenir ce que je suis aujourd'hui
- Mes sœurs qui ont été patientes et intuitives à tous mes besoins.
- Mon binôme et sa famille qui m'ont accueilli en toute générosité.
- Mes amis et tous ceux qui me sont très chers qui m'ont supporté dans tous mon travaille de prés et de loin.

En brefs mots je vous aime tous.

Youba

# Notations

$A'$ ,  $A_{ser}$  : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

$A_t$  : Section d'un cours d'armature transversal.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$a$  : Epaisseur.

$\alpha$  : Coefficient de la fibre neutre

$B$  : Aire d'une section de béton.

$B_r$  : Section réduite.

$B, b$  : la largeur (m).

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

$C_u$  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

$D$  : Diamètre, dalle

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

$E_i$  : Module d'élasticité instantanée.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$E_a, E_c$  : Sont les modules de déformation.

$e_v$  : épaisseur du voile.

$F$  : Force ou action générale.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

$f_{ji}$  : la flèche correspondant à j.

$f_{gi}$  : la flèche correspondant à g.

$f_{qi}$  : la flèche correspondant à  $q$ .

$f_{gv}$  : la flèche correspondant à  $v$ .

$\Delta f_t$  : la flèche totale.

$\Delta f_{adm}$  : la flèche admissible.

$F$  : Coefficient de sécurité = 1.5

$G$  : Action permanente.

$H$  : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$I$  : Moment d'inertie ( $m^4$ ).

$I_{ji}$  : Moment d'inertie correspondant à  $j$ .

$I_{gi}$  : Moment d'inertie correspondant à  $g$ .

$I_{qi}$  : Moment d'inertie correspondant à  $q$ .

$I_{gv}$  : Moment d'inertie correspondant à  $v$ .

$Q$  : Charge variable.

$Q$  : Facteur de qualité.

$q_u$  : charge ultime.

$q_s$  : charge de service..

$L$  : Longueur ou portée.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

$L_x$  = distance entre nus de poutrelles.

$L_y$  = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$l'$  : longueur fictive.

$l'_g$  et  $l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$M$  : Moment en général.

$M_a$  : Moment sur appui.

$M_u$  : Moment de calcul ultime.

$M_{ser}$  : Moment de calcul de service.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_0$  : moment isostatique.

$M_i$ : Moment à l'appui  $i$

$M_g$  et  $M_d$ : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$M_j$ : Moment correspondant à  $j$ .

$M_g$ : Moment correspondant à  $g$ .

$M_q$ : Moment correspondant à  $q$ .

$N_s$ : Effort normal de service.

$N_u$ : Effort normal ultime

$N$ : Effort normale du aux charges verticales.

$n$ : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

$N_{Tot}$ : Poids total transmis par la superstructure (KN).

$P$ : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

$P_g$  et  $P_d$ : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

$R$ : coefficient de comportement global.

$S$ : Section, surface

$S_r$ : surface du radier ( $m^2$ ).

$St$ : Espacement des armatures.

$T$ : Effort tranchant.

$T_2$ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

$V$ : Effort tranchant.

$W$ : poids propre de la structure.

$W_{Qi}$ : Charges d'exploitation.

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

$X, Y$  et  $Z$ : Coordonnées en général.

$Y$ : Ordonnée de la fibre neutre.

$Z$ : Coordonnée, bras de levier

$Z$ : profondeur au-dessous de la fondation (m).

$b_0$ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

$d$ : Hauteur utile.

$e$ : Excentricité, épaisseur.

$f$ : Flèche.



$f_{bu}$  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

$h_t$  : hauteur total du radier (m).

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

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$q$  : chargement KN/ml..

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

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.

# Table des matières

<b>Chapitre I : Généralités</b> .....	<b>1</b>
I.1. Présentation du projet.....	1
I.1.1. Description architecturale.....	1
I.1.2. Données géotechniques du site .....	1
I.2. Les états limites (BAEL91) .....	2
I.2.1 : Définition .....	2
I.2.2. Hypothèses de calcul aux états limites .....	2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	2
I.3.1. Le béton .....	2
I.3.2. Acier de construction .....	3
I.4. Règlements et normes utilisés .....	3
<b>Chapitre II</b> .....	<b>4</b>
<b>Pré-dimensionnement Des éléments</b> .....	<b>4</b>
Introduction.....	4
II.1. Disposition des poutrelles.....	04
II.2. Pré-dimensionnement des planchers .....	05
II.2.1. Plancher à corps creux .....	05
II.2.2. Les planchers à dalle pleine .....	05
II.4. Poutres :.....	06
II.4.1. Poutres secondaires.....	06
II.4.2. Poutres principales : .....	06
II.4.3. Vérification (RPA99 Art 7-5-1) :.....	07
II.6. Les voiles.....	07
II.7. Les poutrelles.....	08
II.8. Les escaliers .....	08
II.9. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :.....	10
II-9-1 Charges permanentes :.....	10
II-9-2 : Surcharges d'exploitations .....	14
II.10. Poteaux :.....	15
II.10.1. Evaluation de la descente de charge pour le poteau C6 : .....	15

II.10.2. Loi de dégression des charges d'exploitation :.....	16
II.10.3. Evaluation de la descente de charge du poteau(C6) : .....	18
II.10.4 : Evaluation de la descente de charge du poteau(D3) :.....	19
II.10.5. Vérification selon le RPA99 version 2003 :.....	21
II.10.6.Vérification de section (Art7-4-1).....	211
II.10.7. Vérification au flambement : .....	222
<b>Chapitre III.....</b>	<b>26</b>
<b>Calcul des éléments secondaires. ....</b>	<b>256</b>
III.1 Etude des planchers .....	256
III.1.1 Plancher à corps creux .....	256
Figure III.1. Dalle de compression.....	33
III.2. Étude des escaliers.....	33
III.2.1. Calcul de l'escalier type1 RDC .....	33
III.3. Étude de la poutre palière .....	37
III.3.1. Dimensionnement .....	37
III.3.2. Chargements.....	37
III.3.3. Calcul des sollicitations .....	37
III.3.4. Calcul à la flexion simple .....	37
III.3.5. Vérification à l'ELU .....	38
III.3.6. Vérification à l'ELS.....	39
III.3.7.Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	40
III.4. Calcul de la poutre de chainage .....	40
III.4.1. Dimensionnement RPA99 (Art 9.3.3), .....	40
III.4.2.Le chargement .....	41
III.4.3.Calcul des sollicitations .....	41
III.4.4. Vérification à L'ELU .....	41
III.4.5. Vérification à L'ELS .....	41
III.4.6.Schéma de ferrailage .....	42
III.5.Etudes des dalles pleines .....	43
III.5.1. Le chargement .....	43
III.5.2. Calcul des sollicitations .....	43
III.5.3. Ferrailage (calcul à la flexion simple) .....	44
III.5.4. Vérification à l'ELU .....	44
III.5.5. Vérification à L'ELS .....	44
III.5.7. de schéma de ferrailage .....	45

III.5.6. Les sollicitations dans les différents types de dalles pleines .....	45
III.6. Calcul de l'acrotère .....	47
III.6.1. Hypothèse de calcul .....	47
III.6.2. Évaluation des charges.....	47
III.6.3. Calcul des sollicitations .....	48
III.6.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime .....	48
III.6.5. Ferrailage de la section .....	49
III.6.6. Vérification à l'ELU .....	50
III.6.7. Vérification à l'ELS.....	50
III.6. Etude de la dalle d'ascenseur .....	52
III .7.1. Etudes de la dalle pleine du local machine :.....	52
III.7.2. Cas d'une charge répartie .....	53
III.7.3. Calcul de ferrailage : .....	54
III.7.4. Vérification à l'ELU .....	54
III.7.5. Vérification à l'ELS :.....	55
III.7.6. Cas d'une charge concentrée.....	56
III.7.7. Ferrailage : .....	59
III.7.8. Vérification à l'ELU .....	59
III.7.9. Calcul à l'ELS :.....	60
III.7.10. Schéma de ferrailage :.....	62
<b>Chapitre IV .....</b>	<b>63</b>
<b>Etude dynamique. ....</b>	<b>63</b>
IV.1. Introduction.....	63
IV.2. Méthode de calcul .....	63
IV.2.1) Méthode statique équivalente .....	63
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	65
<b>Chapitre V .....</b>	<b>72</b>
<b>Etude des éléments d'structuraux .....</b>	<b>642</b>
V.1. Étude des poteaux .....	72
V.1.1. Les armatures longitudinales .....	72
V.1.2. Sollicitations de calculs .....	72
V.1.3. Calcul des armatures longitudinales .....	73
V.1.4. Armatures transversales .....	75
V.1.5. Vérifications.....	76

V.2. Etudes des poutres .....	79
V.2. 1.Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) .....	79
V.2.2.Armatures transversales.....	80
V.2.3. Les armatures maximales préconisées par le RPA .....	80
V.2.4.Calcul à la flexion simple : .....	80
V.2.5.Vérification à L'ELU .....	82
V.2.6.Vérification à l'ELS : .....	82
V.3. Vérification des zones nodales : .....	84
V.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux : .....	85
V.3.2.Détermination du moment résistant dans les poutres : .....	85
V.3.3. Conclusion : .....	86
V.4. Etudes des voiles .....	86
V.4.1. Les recommandations du RPA99 .....	86
V.4.2.Calcul des sollicitations : .....	87
V.4.3. Conclusion .....	92
<b>Chapitre VI.....</b>	<b>93</b>
<b>Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>93</b>
Introduction .....	93
VI.1.Vérification du Radier général .....	93
VI.2. Pré dimensionnement du radier .....	93
VI.2.1. La Condition de coffrage .....	93
VI.2.2. Vérification de la condition de rigidité.....	94
VI.2.3. La surface du radier .....	94
VI.2.4. Vérifications nécessaires.....	94
VI.2.5. Vérification de la contrainte dans le sol.....	95
VI.2.6. Vérification de la stabilité au renversement .....	95
VI.2.7. Vérification de la poussée hydrostatique .....	95
VI.3.Ferraillage du radier .....	96
VI.3.1. Ferraillage de la dalle .....	96
VI.3.2.Calcul des sollicitations .....	96
VI.3.3.Vérification de l'effort tranchant .....	97
VI.3.4.Vérification des espacements .....	97
VI.3.5.Schéma de ferraillage du radier .....	98
VI.4.Etude des nervures .....	98
VI.4.1. Ferraillage des nervures : .....	99

VI.4.2.Calcul des sollicitations .....	99
VI.4.2.1.Ferraillage des nervures : .....	99
VI.4.3. Vérification de l'effort tranchant .....	10000
VI.4.4.Vérification à L'ELS.....	10000
VI.4.5. Les armatures transversales .....	10000
VI.4.6. Vérification des espacements .....	101
VI.4.7.Schéma de ferraillage des nervures .....	10202
VI.5.Etude du Voile périphérique.....	10203
VI.5.1. Les dimensions du voile périphérique .....	10303
VI.5.2. Caractéristiques du sol.....	10303
VI.5.3. Evaluation des charges et surcharges .....	10303
VI.5.4. Ferraillage du voile périphérique : .....	10303
VI.5.5. Vérification de l'effort tranchant .....	105
VI.5.6. Vérification à L'ELS.....	105
VI.5.7.Schéma de ferraillage du voile périphérique : .....	106

# LISTE DES FIGURES

Figure II.1 Schéma disposition des poutrelles. ....	04
Figure II.4 Section d'une poutrelle. ....	08
Figure II.5 Composantes d'un escalier. ....	09
Figure II.6 Schéma statique de l'escalier étage courant. ....	10
Figure II.3 Surface afférente du poteau <b>C6</b> .....	15
Figure III.1 Dalle de compression. ....	33
Figure III.2 Schéma de l'escalier RDC et étages courant..	34
Figure III.3 Schéma statique de l'escalier type 1 RDC. ....	35
Figure III.6 Schéma de ferraillage de l'escalier.....	37

Figure III.7 Schéma statique de la poutre palière .....	38
Figure III.8 Section creuse.....	39
Figure III.9 Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	41
Figure III.10 Désignation des poutres de chaînage.....	41
Figure III.11 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	44
Figure III.12 Dalle selon 2 sens .....	45
Figure III.13 Schéma de ferrailage de la dalle D1 .....	46
Figure III.14 Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	53
Figure III.15 Cage d'ascenseur.....	53
Figure III.16 Schéma représentant la surface d'impact. ....	58
Figure III.17 Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur. ....	63
Figure IV.1 Valeurs des pénalités.....	65
Figure IV.2 Spectre de réponse.....	66
Figure IV.3 Disposition des voiles.....	67
Figure V.4 Ferrailage d'une poutre.....	83
Figure V.5 les moments sur la zone nodale. ....	84
Figure V.6 Ferrailage du voile Vy2 .....	90
Figure V.7 Ferrailage du linteau .....	92
Figure VI.1 Ferrailage du radier .....	98
Figure VI.2 La file la plus sollicité de nervure selon X.....	98
Figure VI.3 La file la plus sollicité de nervure selon Y .....	98
Figure VI.4 Charges réparties sur le voile périphérique .....	104

# Liste des tableaux

Tableau. II.1. Pré-dimensionnement des dalles pleines.....	6
Tableau. II.2. Pré-dimensionnement des poutres.....	7
Tableau . II.3: Eléments constituant le plancher-terrasse accessible .....	10
Tableau . II.4: Eléments constituant le plancher-étages courants .....	11
Tableau. II.5. Eléments constituant le plancher étage courant-service .....	11
Tableau. II.6. Eléments constituant les dalles pleines .....	12
Tableau. II-7. Eléments constituant les balcons en dalle pleine.....	12
Tableau. II.8. Eléments constituant les volées .....	12
Tableau. II.9. Eléments constituant les paliers.....	13
Tableau. II.10. Eléments constituant les murs extérieurs.....	13
Tableau. II.11. Eléments constituant les voiles .....	14
Tableau. II.12. Surcharges d'exploitations. ....	14
Tableau. II.13. Poids propre des poteaux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau. II.15.Descente de charge du poteau C6.....	<b>Erreur ! Signet non défini.8</b>
Tableau. II.16. Descente de charge du poteau D3. ....	19
Tableau. II.17. Résultats de la descente de charge. ....	19
Tableau. II.18. Résultats du poteau le plus sollicité. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.0</b>
Tableau. II.19. Vérification des sections. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.1</b>
Tableau. II.20. Résultats des vérifications au flambement. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.3</b>
Tableau III.1 : les différents types des poutres. ....	25
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles. ....	26
Tableau III.3.les moments en travées de type 4.....	27
Tableau III.4.les efforts tranchant dans le type 4.....	28



Tableau III.5.les sollicitations dans les poutrelles de tous les étages. ....	29
Tableau III.6. Les sollicitations maximales des poutrelles dans tous les étages.....	29
Tableau III.7. Résultat de ferrailage. ....	30
Tableau III.8. Vérification à L'ELU .....	30
Tableau III.9. Vérification de l'état limite de compression du béton. ....	31
Tableau III.10. Vérification de la flèche. ....	32
Tableau III.11. Ferrailages des poutrelles.....	33
Tableau III.12. Les sollicitations dans l'escalier type 1 .....	36
Tableau III.13. Le ferrailage de l'escalier type 1.....	36
Tableau III.14. Vérifications à L'ELU. ....	36
Tableau III.15. Vérifications des contraintes à L'ELS. ....	36
Tableau III.16. Vérifications de la flèche. ....	37
Tableau III.22. Le chargement sur la poutre palière.....	38
Tableau . III.23.:Les sollicitations dans la poutre palière .....	38
Tableau III.24. Calcul à la flexion simple.....	38
Tableau III.25. Vérification de l'état limite de compression de béton .....	40
Tableau III.26. Chargement sur la poutre de chaînage. ....	42
Tableau III.27. Les sollicitations dans la poutre de chaînage. ....	42
Tableau III.28. Ferrailage de la poutre de chaînage. ....	42
Tableau III.29. Vérification de la contrainte dans le béton.....	43
Tableau III.30. Vérification de la flèche. ....	43
Tableau III.31. Sollicitations dans le panneau de dalle D1.....	44
Tableau III.32. Calcul à la flexion simple.....	45
Tableau III.33. Vérification des contraintes dans le béton. ....	45
Tableau III.34. Les sollicitations dans les différentes dalles. ....	46
Tableau III.36. Les sollicitations du calcul pour l'acrotère .....	49

Tableau.III.37. Résultats de ferrailages de la dalle de l'ascenseur .....	55
Tableau.III.38. Résultats de ferrailages. ....	60
Tableau IV.1 périodes et taux de participations des masses. ....	68
Tableau IV.2 Vérification de la résultante des forces sismiques. ....	69
Tableau IV.3. Vérifications des déplacements d'étages sens X-X. ....	69
Tableau IV.4. Vérification des déplacement d'étages sens Y-Y. ....	69
Tableau IV.5. Vérifications des effets P- $\Delta$ . ....	70
Tableau IV.6. Interaction voile-portique sous charge horizontales. ....	70
Tableau IV.7. Interaction voile-portique sous charge verticale. ....	71
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normale réduit. ....	71
Tableau V.1. Les sections d'armatures selon le RPA 99. ....	72
Tableau V.2. Sollicitations de calcul. ....	72
Tableau. V.3. Ferrailages des poteaux. ....	74
Tableau. V.4. Armatures transversales. ....	75
Tableau V.5. Vérification au flambement. ....	76
Tableau V.6. Vérifications des contraintes dans le béton. ....	77
Tableau V.7. Vérifications des contraintes tangentielles. ....	78
Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux. ....	79
Tableau V.9. Armatures préconisées par L'RPA. ....	80
Tableau. V.10. Calcul de la poutre principale .....	80
Tableau. V.11. Calcul de la poutre secondaire .....	81
Tableau. V.12. Choix des sections de ferrailage. ....	81
Tableau. V.13. Armatures transversales. ....	82
Tableau. V.14. Vérification de la contrainte tangentielle. ....	82
Tableau V.15. Vérification de la contrainte limite de béton. ....	83
Tableau V.16. Evaluation de la flèche. ....	84

Tableau. V.17. Ferrailage des poutres. ....	85
Tableau. V.18. Moments résistants dans les poteaux. ....	86
Tableau. V.19. Moments résistants dans les poutres. ....	86
Tableau. V.20. Vérifications des zones nodales. ....	86
Tableau. V.21. Sollicitations de calcul pour les voiles. ....	88
Tableau. V.22. Calcul des voiles. ....	90
Tableau. V.23. Calcul du linteau. ....	91
Tableau VI.1. Résultats de calcul de ferrailage du radier à l'ELU. ....	97
Tableau VI.2. Vérification a l'ELS. ....	97
Tableau VI.3. Calcul des sollicitations dans les nervures ....	99
Tableau VI.4. Les résultats de ferrailage des nervures . ....	<b>Erreur ! Signet non défini.00</b>
Tableau VI.5. Vérifications a l'ELS. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.00</b>
Tableau VI.6. Sections de ferrailage à L'ELS ....	<b>Erreur ! Signet non défini.00</b>
Tableau VI.7. Les Schémas de ferrailage des nervures . ....	<b>Erreur ! Signet non défini.02</b>
Tableau VI.8. Résultats de ferrailage du voile périphérique. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.05</b>
Tableau VI.9. Vérification des contraintes. ....	105

## Chapitre I : Généralités

### I.1. Présentation du projet

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment R+12 + un Sous-sol en béton armé a usage multiple, situé a la zone industrielle a côté du complexe de jute de Bejaia sur la route des Aurès en face L'ENSFP, centre-ville commune de Bejaïa, ce projet est un ouvrage courant, il est composé de :

- Un sous-sol destiné à l'usage personnel.
- Un rez-de-chaussée commercial.
- Le premier étage à usage administratif.
- onze étages à usage d'habitation avec trois logements par niveau : 2F3, 1F2, le dernier étage seule F5.

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2B) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le site est considéré comme ferme (S2).

#### I.1.1. Description architecturale

Longueur en plan.....	$L_x=20\text{m}$ .
Largeur en plan.....	$L_y=18,57\text{m}$ .
Hauteur totale du bâtiment.....	$H=40.97\text{m}$ .
Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère.....	$H_t=41,57\text{m}$ .
Hauteur du sous-sol.....	$h_{ss}=4.45\text{m}$ .
Hauteur du RDC.....	$h_{rdc}=3.40\text{m}$ .
Hauteur d'étages de service.....	$h_{etas}=03.06\text{m}$ .
Hauteur des étages courants.....	$h_{eta}=3.06\text{m}$ .

#### I.1.2. Données géotechniques du site

-Le terrain réservé pour la réalisation de ce bâtiment est constitué essentiellement de sols limoneux argileux marneux schisteux très compacts avec passage de blocs rocheux d'origine calcaire.

-D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2 (sols fermes).

-Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 1,8 bars à partir de 4.5m de profondeur du TN.

- Aucune substance agressive remarquée sur le terrain.

## I.2. Les états limites (BAEL91)

### I.2.1 : Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime :** C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service :** C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

### I.2.2. Hypothèses de calcul aux états limites

#### Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

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

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

- Les trois premières hypothèses citées en (I.2.2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques  $n = \frac{E_s}{E_b} = 1$   
Avec  $E_s$ ,  $E_b$  module de Young de l'acier et béton respectivement.  $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

## I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.3.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

## Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) noté «  $f_{c28}$  »

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

La résistance caractéristique à la compression à «  $j$  » jour est donnée par :

$$F_{cj} = \frac{j \times F_{c28}}{4,73 + 0,83 \times j} \text{ Pour } F_{c28} \leq 40\text{Mpa (j} \leq 28\text{jours) .....CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{j \times F_{c28}}{1,40 + 0,95 \times j} \text{ Pour } F_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28\text{jours) .....CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

$$j > 28j \rightarrow F_{cj} = F_{c28} = 25\text{Mpa}$$

## Résistance caractéristique à la traction (BAEL 91, Art. A-5-2-11)

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à «  $j$  » jours d'âge noté «  $f_{tj}$  » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} \leq 40\text{Mpa (BAEL 91, Art. A-5-2-11)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{Mpa on a } f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$$

## I.3.2. Acier de construction

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

$$F_e E400 = 400 \text{ MPa.}$$

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

$$\gamma_s = 1.0 \text{ (situations accidentel).}$$

## I.4. Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.

DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.

DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.

DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

# Chapitre II

## Pré-dimensionnement Des éléments

### Introduction

Le pré-dimensionnement des différents éléments constituant notre bâtiment en vigueur à savoir : BAEI91, RPA99 /version 2003 et le CBA93

### II.1. Disposition des poutrelles

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

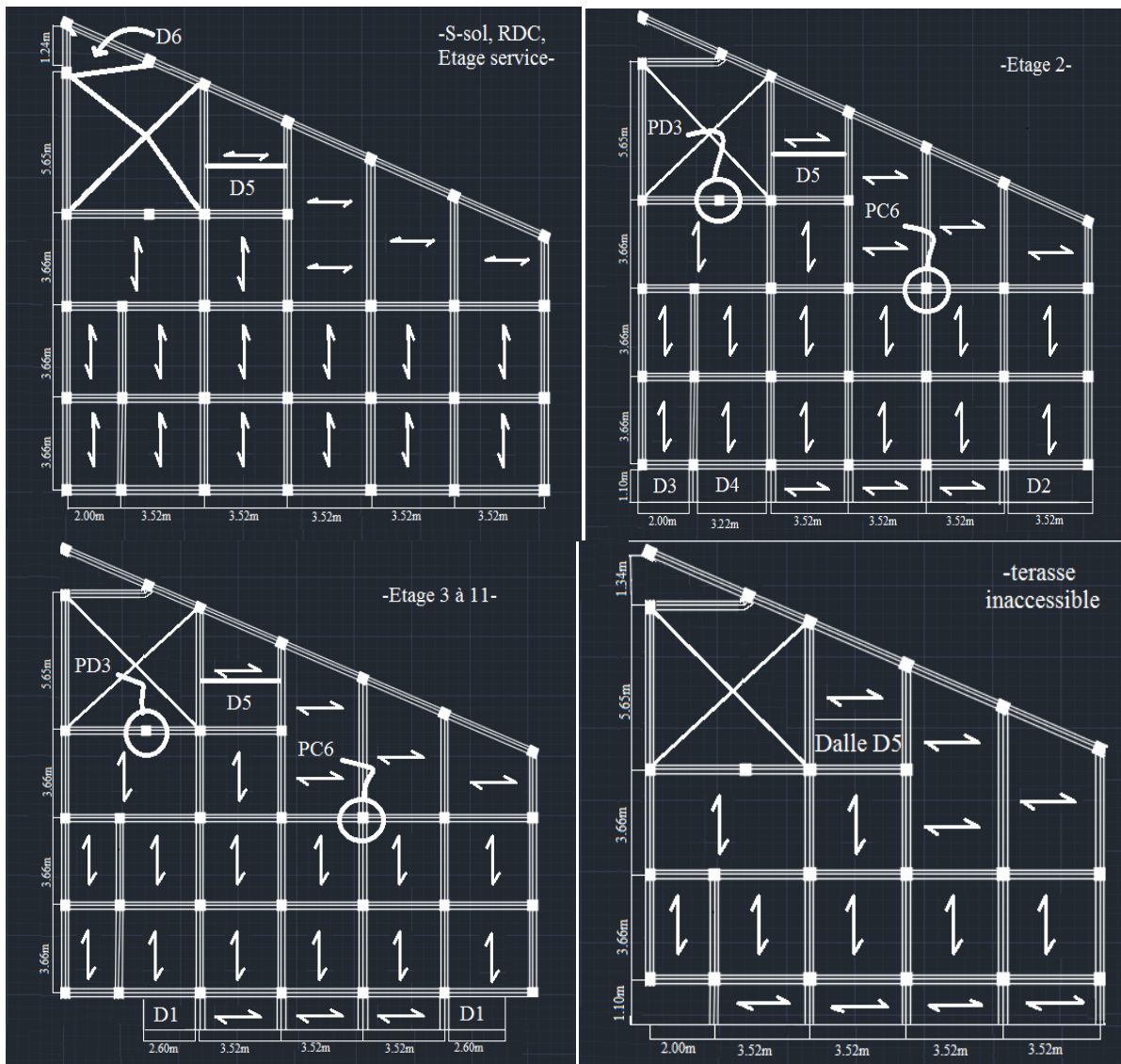


Fig. II.1. Schéma disposition des poutrelles.

## II.2. Pré-dimensionnement des planchers

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

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

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

### II.2.1. Plancher à corps creux

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression qui varie de 4 à 6 cm
- Treillis soudé.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$  tel que :  $h_t = h_{cc} + h_{dc}$  avec  $h_{cc}$  et  $h_{dc}$  (hauteur du corps creux et de dalle de compression respectivement) En vérifiant la condition suivante d'après le CBA 93 (**Art B.6.8.4.2.4**)

$$h_t = \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

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

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$L_{max} = 3,66 - 0,3 = 3,26\text{m}$   $h_t \leq (326/22,5 = 14,48\text{cm})$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20cm

Avec

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression

### II.3.2. Les planchers à dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

#### a. critère de résistance à la flexion :

$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis  $\perp$ .

$e \leq L_x/20$  pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appuis  $//$ .

$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur trois (3) ou quatre (4) appuis.

$L_x$  : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

$L_y$  : est la grande portée de la dalle.

#### b. coupe-feu

$e = 7\text{cm}$  ..... pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$  ..... pour deux heures de coupe-feu.

$e = 14\text{cm}$  ..... pour trois heures de coupe-feu.



**Tableau. II.13.** Pré-dimensionnement des dalles pleines.

Dalle	Nombre d'appuis	Critère de résistance à la flexion	Épaisseur choisi(cm)
D1	2	$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$	<b>3.8</b>
D2	2	$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$	<b>3.8</b>
D3	2	$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$	<b>3.8</b>
D4	3	$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$	<b>2.8</b>
D5	3	$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$	<b>3.3</b>
D6	4	$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$	<b>2.9</b>

Les dalles pleines sont montrées sur la figure II.1.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur  $e=13\text{cm}$ .

## II.4. Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

Hauteur :  $L/15 \leq h_t \leq L/10$

Avec, L : la portée libre de la poutre.

Largeur:  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

### II.4.1. Poutres secondaires

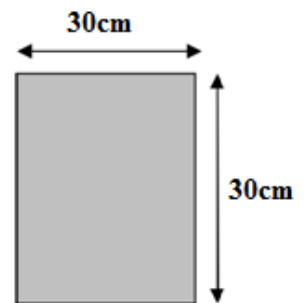
**Hauteur :**

$$L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$$

$$(352 - 30) / 15 \leq h_t \leq (352 - 30) / 10$$

$$21.46 \leq h_t \leq 32.2$$

On prend :  **$h_t = 30\text{ cm}$**



**Largeur :**

On prend :  **$b = 30\text{ cm}$**  (RPA2003)

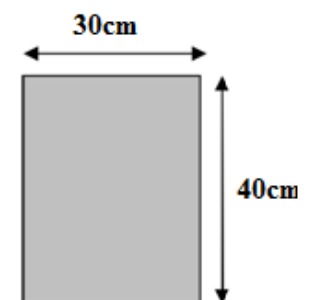
### II.4.2. Poutres principales :

**Hauteur :**

$$L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$$

$$(565 - 30) / 15 \leq h_t \leq (565 - 30) / 10$$

$$35.67 \leq h_t \leq 53.5$$



On prend :  $h_t = 40$  cm

**Largeur :**

On prend :  $b = 30$  cm

## II.4.3. Vérification (RPA99 Art 7-5-1) :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

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

$$h/b \leq 4$$

**Tableau. II.14.** Pré-dimensionnement des poutres.

	<b>Poutres principales</b>	<b>Poutres secondaires</b>	<b>Vérifié oui/non</b>
<b>Hauteur (cm)</b>	$40 \geq 30$	$30 \geq 30$	Oui
<b>Largeur (cm)</b>	$30 \geq 20$	$30 \geq 20$	Oui
<b>Hauteur/largeur</b>	$1.6 \leq 4$	$1 \leq 4$	Oui

On adoptera les dimensions suivantes :

**(30x 40) cm.cm pour les poutres principales**

**(30x 30) cm.cm pour les poutres secondaires**

## II.6. Les voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement verticaux minces et continus, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- 1)  $e \geq h_e / 25$  pour les voiles simples tel que :  $h_e$  la hauteur libre d'étage
- 2)  $e \geq 15\text{cm}$
- 3)  $L \geq 4 \times e$  avec  $L$  : la largeur du voile

Dans notre cas :

- hauteur RDC :  $340 - 20 = 320\text{cm}$ .

- hauteur du sous-sol:  $460 - 20 = 440\text{cm}$ .

- hauteur des étages courants :  $306 - 20 = 286\text{cm}$

- Pour le RDC:  $h = 320\text{cm} \rightarrow e \geq \frac{320}{25} \quad e \geq 12,8\text{cm}$

- Pour les étages :  $h = 286\text{cm} \rightarrow e \geq \frac{286}{25} \quad e \geq 11,44\text{cm}$

-Pour le sous-sol :  $h = 440\text{cm} \rightarrow e \geq \frac{440}{25} \quad e \geq 17,6\text{cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : pour le sous-sol :  $e = 20\text{cm}$ .

Les autres niveaux :  $e = 15\text{cm}$

## II.7. Les poutrelles

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad \dots\dots\dots\text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

Avec :  $b_0 = 10\text{ cm}$

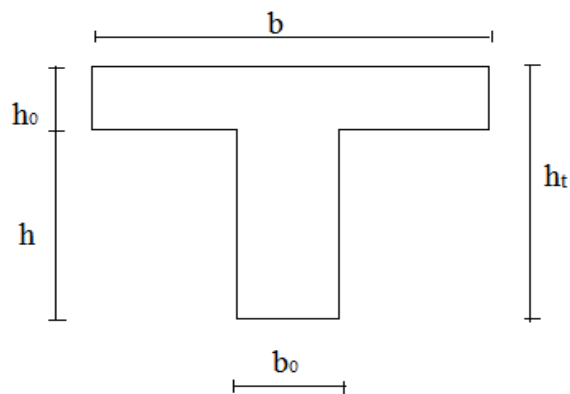
$L_x$  : distance entre nus des poutrelles

$L_y$  : distance entre nus d'appuis des poutrelles.

Avec :  $b_0 = 10\text{ cm}$

$L_x$  : distance entre nus des poutrelles

$L_y$  : distance entre nus d'appuis des poutrelles.



**Figure II.4.** Section d'une poutrelle.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$ht = 20\text{cm}, h_0 = 4\text{cm}, b_0 = 10\text{cm},$$

$$L_x = 60 - 10 = 50\text{cm}, l_y = 352 - 30 = 322\text{cm}$$

$$(b - 10)/2 \leq \min(l_x/2 ; l_y/10)$$

$$\text{Ce qui donne : } b \leq (2 \times 25) + 10$$

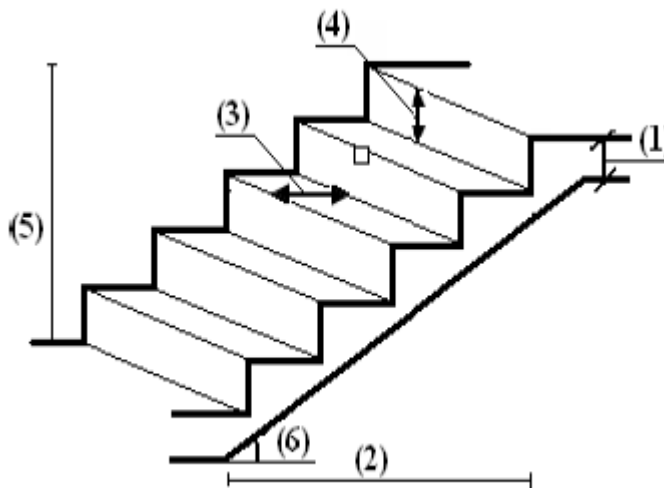
$$b = 60\text{cm}.$$

## II.8. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont réalisées en béton coulé sur place.

Les dimensions caractérisant un escalier sont :

- (1) :  $e$  (Épaisseur du palier de repos).
- (2) :  $L_0$  (projection horizontale de
- (3) :  $g$  (Giron) largeur de la marche.
- (4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche).
- (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée).
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse).



**Figure II.5.** Composantes d'un escalier.

**Dimensionnement**

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

La hauteur **h** des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur **g** se situe entre 25 et 32 cm.

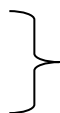
La formule empirique de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2xh \leq 0.64$$

Ou :  $g = \frac{L0}{n-1}$  ,  $h = \frac{H0}{n}$

Avec : n : nombre de contremarches.

n - 1 : Nombre de marches.



Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :  
Escalier à deux volées droites avec un palier de repos

**Volée**

Pour déterminer « **g** et **h** » on utilise la relation de BLONDE

$0.59 \leq g + 2xh \leq 0.64 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$

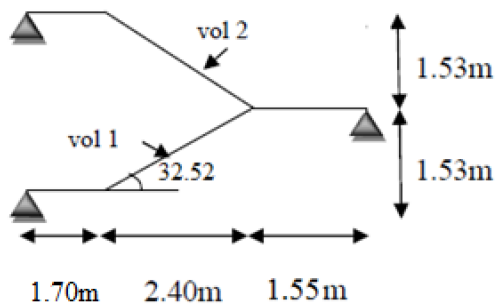
D'après le schéma statique du type1 nous avons : H0=1.53m ; L0=2.4m.

Remplaçant **g** et **h** dans (1) on trouve :

$$\frac{L0}{n - 1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$\frac{240}{n - 1} + \frac{306}{n} = 64$$

$$32n^2 - 306n + 153 = 0$$



Activer Windo

**Figure II.6.** Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

Après avoir résolu l'équation on a trouvé :

$$n=9 \text{ , } n-1=8$$

Donc :

$$h = \frac{153}{9} = 17, g = \frac{240}{8} = 30$$

L'épaisseur de la paillasse ( $e$ ) est donnée par :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}; \quad L = Lv + Lp1 + Lp2$$

Avec :

$Lv$  : longueur de la volée

$Lp1.Lp2$  : longueur des paliers

$$Lv = (2.40^2 + 1.53^2)^{\frac{1}{2}} = 2.84m$$

$$Lp1 = 1.7m \text{ / } Lp2 = 1.55 m$$

$$L = 2.84 + 1.7 + 1.55 = 6.09 m$$

$$\frac{609}{30} \leq e \leq \frac{609}{20}$$

Pour 2 heures de coupe-feu :  $e > 11 cm$

Donc on prend :  $e = 25cm$ .

**Calcul de  $\alpha$  :**

$$Tg(\alpha) = \frac{H0}{L0} = \frac{1.53}{2.4} = 0.63$$

$$\alpha = Arctg(0.63) = 32.52^\circ$$

## II.1. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :

On doit déterminer le chargement selon le règlement.

### II-1-1 Charges permanentes :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

**Tableau. II.1.** Eléments constituant le plancher-terrasse inaccessible

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

<b>1</b>	Couche de gravier	0,05	17	0,85
<b>2</b>	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
<b>3</b>	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
<b>4</b>	Dalle en corps creux	0,2	14	2,85
<b>5</b>	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
<b>6</b>	Isolation thermique (lin)	0,04	4	0,16
				<b>G=5,51</b>

- **Plancher "étage – courant" :**

**Tableau. II.3.** Eléments constituant le plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1</b>	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
<b>2</b>	Mortier de pose	0,02	20	0,4
<b>3</b>	Lit de sable	0,02	18	0,36
<b>4</b>	Murs de séparation interne	0,1	10	1
<b>5</b>	Dalle en corps creux	0,2	14	2,85
<b>6</b>	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=5,21</b>

- **Plancher "étage – courant - service" :**

• **Tableau. II.4.** Eléments constituant le plancher étage courant-service

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1</b>	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
<b>2</b>	Mortier de pose	0,02	20	0,4
<b>3</b>	Lit de sable	0,02	18	0,36
<b>4</b>	Murs de séparation interne	0,25	10	2,15
<b>5</b>	Dalle en corps creux	0,2	14	2,85

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=6,36</b>

- **Dalle pleine :**

**Tableau. II.5.** Eléments constituant les dalles pleines

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Enduit en mortier ciment	0,02	10	0,2
5	Dalle pleine	0,2	14	2,85
				<b>G=4,21</b>

- **Balcon en dalle pleine :**

**Tableau. II-6.** Eléments constituant les balcons en dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Enduit en mortier ciment	0,02	10	0,2
5	Dalle pleine	0,13	25	3,25
				<b>G=4,77</b>

- **Les charges permanentes des volés :**

- **Tableau. II.7.** Eléments constituant les volées

N°	Eléments	Disposition	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m)	Poids surfacique (KN/m)
1	Revêtement en carrelage	Horizontale	0,02	20	0,4
		Verticale	0.02*0.17/0.3		0,23
2	Mortier de pose	Horizontale	0,02	20	0,4
		Verticale	0.02*0.17/0.3		0,23

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

3	Marche		$h/2=0.17/2$	22	1,87
4	Dalle pleine		$0.25/\cos(\alpha)$	25	7.40
5	Enduit de ciment		$0.015/\cos(\alpha)$	18	0,32
6	Garde de corps		/	/	0,6
					<b>G=11.41</b>

- **La charge permanente des paliers :**

- **Tableau. II.8.** Eléments constituant les paliers

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Enduit en mortier ciment	0,02	10	0,2
5	Dalle pleine	0,25	25	6,25
				<b>G=7.81</b>

- **Maçonnerie :**

- ❖ **Murs extérieurs :**

- ❖ **Tableau. II.9.** Eléments constituant les murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
2	Brique creuse	0,1	10	1
3	Lame d'air	0,05	/	0,45
4	Brique creuse	0,1	10	1
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0.2
				<b>G=2,85</b>



- La charge permanente des voiles :

- **Tableau. II.11.** Eléments constituant les voiles

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,38
5	Béton armée	0,2	20	4
4	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=4,58</b>

## II-1-2 : Surcharges d'exploitations

**Tableau.II.12.** Surcharges d'exploitations.

Eléments	Surcharges
Acrotère	1KN/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse inaccessible	1KN/m <sup>3</sup>
Plancher étage courant (habitation)	1,5KN/m <sup>4</sup>
Plancher étage courant (service)	2,5KN/m <sup>5</sup>
Plancher bas d'étage RDC (commerce)	5KN/m <sup>6</sup>
Les escaliers	2,5KN/m <sup>7</sup>
Balcons	3,5KN/m <sup>8</sup>

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

### II.5. Poteaux :

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

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELU en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_u$  tel que :  $N_u = 1.35G + 1.5 Q$

#### II.5.1. Evaluation de la descente de charge pour le poteau C6 :

Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (C6).

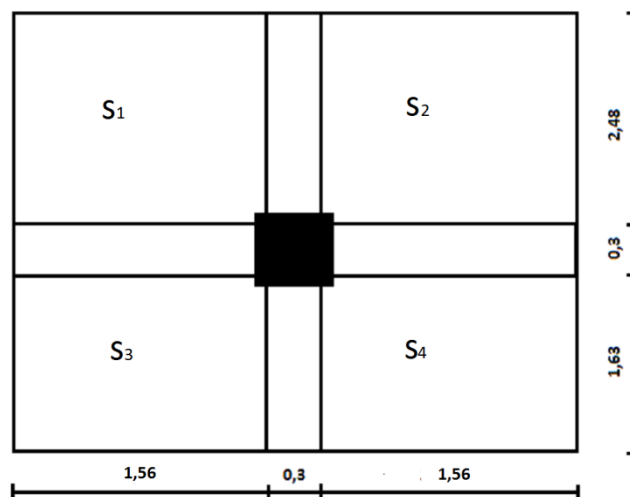


Figure. II.3. Surface afférente du poteau C6

$$S1 = 2,48 \times 1,56 = 3,8688 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,48 \times 1,56 = 3,8688 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,63 \times 1,56 = 2,5428 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,63 \times 1,56 = 2,5428 \text{ m}^2$$

Donc la surface afférente totale est :

$$S = (3,8688 \times 2) + (2,5428 \times 2) = 12,8232 \text{ m}^2$$

Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau (C6) :

Poutres principales :

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,11 = 12,33 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,12 = 7,02 \text{ KN}$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

D'où :  $G_t = G_{pp} + G_{ps} = 12,33 + 7,02 = 19,35 \text{ KN}$

**Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau (C6) :**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G_{pt} = St * G_{pt}$$

$$G_{pt} = 12,8232 * 5,51$$

D'où:  $G_{pt} = 70,66 \text{ KN}$

➤ **Plancher courant :**

$$G_{pc} = StxG_{pc}$$

$$G_{pc} = 12,8232x5,21$$

D'où:  $G_{pc} = 66,81 \text{ KN}$

➤ **Plancher courant de service :**

$$G_{pc} = StxG_{pc}$$

$$G_{pc} = 12,8232x6,36$$

D'où :  $G_{pc} = 81,56 \text{ KN}$

**Calcul du poids propre des poteaux :**

Poteau d'étage courant .....  $G_{pot} = 25x0,4x0,4x3,06 = 12,24 \text{ KN}$

**Tableau. II.15.** Poids propre des poteaux.

	<b>Hauteur D<sub>3</sub></b>	<b>Hauteur C<sub>6</sub></b>	<b>Poids D<sub>3</sub></b>	<b>Poids C<sub>6</sub></b>
<b>Sous-sol</b>	4.60	4.30	18.4	17.2
<b>RDC</b>	3.40	3.70	13.6	14.8
<b>Étage courant</b>	3.06	3.06	12.24	12.24

**Calcul des surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible .....  $Q = 12,8232 \times 1 = 12,8232 \text{ KN}$

Plancher étage courant (habitation).....  $Q = 12,8232 \times 1,5 = 19,2348 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant (service).....  $Q = 12,8232 \times 2,5 = 32,058 \text{ KN}$

Plancher de RDC (commerce).....  $Q = 12,8232 \times 5 = 64,12 \text{ KN}$

### II.5.2. Loi de dégression des charges d'exploitation :

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

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

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

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

1,2,3,.....n

Numérotés à partir du sommet du bâtiment

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

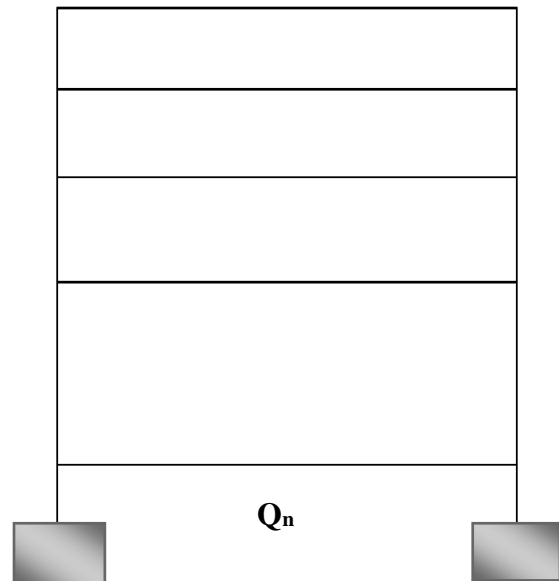
$$\Sigma 0 = Q_0 \qquad Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1 \qquad Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma n = Q_0 + (3+n)/2n (Q_0 + Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$



➤ Coefficients de dégression de surcharge :

Tableau. II.15. Coefficients de dégression de surcharge.

Niveau	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,688	0,67	0,65	0,64	0,63	0,62

$$Q_0 = 12,8232 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 32,058 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 49,37 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 64,76 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 78,22 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5) = 89,76 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6) = 99,38 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7) = 108,96 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8) = 118,69 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9) = 128,29 \text{ KN}$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

$$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10}) = 137,85 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,64 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{11}) = 148,24 \text{ KN}$$

$$Q_0 + (0,63(Q_1 + Q_2 + \dots + (Q_{12}-1)) + 1) = 168,69 \text{ KN}$$

$$Q_0 + (0,62(Q_1 + Q_2 + \dots + (Q_{12}-1)) + 1 + Q_{13}) = 228,38 \text{ KN}$$

### II.5.3. Evaluation de la descente de charge du poteau(C6) :

**Tableau. II.16.** Descente de charge du poteau C6.

Niveaux	Charges permanentes en (KN)					Charges d'exploitations (KN)			Effort normale $N=(1.35G_{cum}+1.5Q_{cum})$
	Poids planchers	Poids poteaux	Poids poutres	G	G <sub>cum</sub>	Coeff	Q	Q <sub>cum</sub>	
<b>13</b>	70.66	0	19.35	90.01	90.01	1	12.82	12.82	154.82
<b>12</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	188.41	1	19.23	32.05	332.67
<b>11</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	286.81	0.95	19.23	49.37	517.98
<b>10</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	385.21	0.9	19.23	64.76	689.43
<b>9</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	483.61	0.85	19.23	78,22	770.2
<b>8</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	582.01	0.8	19.23	89,76	920.35
<b>7</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	680.41	0.75	19.23	99,38	1067.62
<b>6</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	778.81	0.714	19.23	108,96	1214.83
<b>5</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	877.21	0.688	19.23	118,69	1362.27
<b>4</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	975.61	0.67	19.23	128,29	1509.5
<b>3</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	1074.01	0.65	19.23	137,85	1656.69
<b>2</b>	66.81	12.24	19.35	98.4	1172.41	0.64	19.23	148,24	1805.11
<b>1</b>	81.56	14.8	19.35	115.7	1280.11	0.63	32.05	168.69	1981.18
<b>0</b>	66.81	17.2	19.35	103.4	1391.52	0.62	64.12	228.38	2221.12

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

### II.5.4 : Evaluation de la descente de charge du poteau(D3) :

**Tableau. II.17.** Descente de charge du poteau D3.

niveau	Charges permanentes en (KN)						Charges d'exploitations en (KN)			Effort normale $N = (1.35G_{cum} + 1.5Q_{cum})$
	Poids volées	Poids planchers	Poids poteaux	Poids poutres	G	$G_{cum}$	Coeff	Q	$Q_{cum}$	
13	0	55.33	0	19.35	74.68	74.68	1	10.042	10.042	115.88
12	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	158.68	1	15.02	25.062	251.81
11	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	242.6	0.95	15.02	38.58	385.38
10	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	326.52	0.9	15.02	50.06	515.89
9	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	410.44	0.85	15.02	61.185	645.88
8	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	494.36	0.8	15.02	70.122	772.56
7	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	578.28	0.75	15.02	77.632	897.13
6	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	662.2	0.714	15.02	85.11	1021.64
5	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	746.12	0.688	15.02	92.71	1146.33
4	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	830.04	0.67	15.02	100.61	1271.47
3	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	913.96	0.65	15.02	107.67	1395.35
2	13.23	39.1	12.24	19.35	83,92	997.88	0.64	15.02	115.78	1520.81
1	13.23	47.73	13.6	19.35	93.91	1091.79	0.63	22.541	128.7	1666.96
0	13.23	39.1	18.4	19.35	90.08	1181.87	0.62	50.21	177.04	1861.09

- Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux :

- **Tableau. II.18.** Résultats de la descente de charge.

poteau	G (KN)	Q (KN)	ELS	ELU
C6	1391.52	228.38	1619.9	2221.12
D3	1181.87	177.04	1358.91	1861.09

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (C6) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10 % pour les poteaux intermédiaires voisin des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées comme dans notre cas :

$$Nu^* = 1.1 * (1.35G + 1.5Q) = 1.1 * 2221.12 = 2443.23 \text{ KN}$$

- **Vérification a la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{Nu^*}{B} \leq f_{bu}$  ,  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$

$$D'où : B \geq \frac{Nu^*}{14.2} \leftrightarrow B \geq \frac{2443.23}{14.2}$$

$B_{\min} = 1720.21 \text{ cm}^2$  donc on adopte une section de (40x50)=2000cm<sup>2</sup>

$B_{\text{adp}} \geq B_{\min}$  ..... condition vérifié.

Les résultats du poteau C6 dans chaque niveau sont indiqués dans le tableau en dessous :

**Tableau. II.19.** Résultats du poteau le plus sollicité.

<b>Nu*=1,1(1.35G<sub>cum</sub>+1.5Q<sub>cum</sub>)</b>	<b>S<sub>min</sub></b>	<b>S<sub>adp</sub></b>
170.320	119.93	30x35
365.94	257.7	30x35
569.78	401.25	30x35
758.37	534.06	30x40
847.22	596.63	30x40
1012.38	712.94	35x40
1174.38	827.02	35x40
1336.31	941.06	35x45
1498.5	1055.28	35x45
1660.45	1169.33	35x45
1822.36	1283.33	40x45
1985.62	1398.32	40x45
2179.3	1534.72	40x50
2443.23	1720.21	40x50

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

### II.5.5. Vérification selon le RPA99 version 2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone I et II}$$

$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone III}$$

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

### II.5.6. Vérification de section (Art7-4-1)

**Tableau. II.20.** Vérification des sections.

Poteaux	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
<b>Entre</b>	$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min} (b_1, h_1) = 40\text{cm}$	vérifiée
<b>Sol</b>	$\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 21.5\text{cm}$	vérifiée
<b>et RDC</b>	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0,8$	vérifiée
<b>40x50</b>			
<b>Étage</b>	$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min} (b_1, h_1) = 40\text{cm}$	vérifiée
<b>Courant</b>	$\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 15,3\text{cm}$	vérifiée
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup></b>	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0,88$	vérifiée
<b>40x45</b>			
<b>Étages</b>	$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min} (b_1, h_1) = 30\text{cm}$	vérifiée
<b>courant</b>	$\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 15,3\text{cm}$	vérifiée
<b>3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup></b>	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 0,77$	vérifiée



## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

35x45			
<b>Etages</b>	$Min (b1, h1) \geq 25cm$	$Min (b1, h1) = 35cm$	vérifiée
<b>courant</b>	$Min (b1, h1) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = 15,3cm$	vérifiée
<b>6ème au 7ème</b>	$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$	$\frac{b1}{h1} = 0,857$	vérifiée
35x40			
<b>Etages</b>	$Min (b1, h1) \geq 25cm$	$Min (b1, h1) = 30cm$	vérifiée
<b>courant</b>	$Min (b1, h1) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = 15,3cm$	vérifiée
<b>8ème au 9ème</b>	$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$	$\frac{b1}{h1} = 0,75$	vérifiée
30x40			
<b>Etages</b>	$Min (b1, h1) \geq 25cm$	$Min (b1, h1) = 30cm$	vérifiée
<b>courant</b>	$Min (b1, h1) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = 15,3cm$	vérifiée
<b>10ème au 12ème</b>	$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$	$\frac{b1}{h1} = 0,857$	vérifiée
30x35			

### II.5.7. Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations, d'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime

$$Nu^* \leq \alpha \left[ \frac{Brcal}{0.9} + \frac{fc28}{\gamma_b} \frac{Asxfe}{\gamma_s} \right] \dots(1) \dots\dots\dots CBA 93 (Article B.8.2.1)$$

$\alpha$  : Coefficient tenant en compte de l'élancement

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2x \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad si : 0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6x \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad si : 50 \leq \lambda \leq 70$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$\lambda = \frac{L_f}{i}$  Avec :

$L_f = 0.7 \times L_0$  : la longueur de flambement.

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{I/S}$ ) ;

$L_0$  : hauteur libre du poteau ;

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ).

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I = bh^3/12$ ).

On prend  $A_s = 1\% \times Br$

Donc de l'expression ' 1 ' on obtient :

$$Br_{cal} \geq \left[ \frac{Nu^*}{\alpha \left( \frac{f_e}{100\gamma_s} + \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right)} \right]$$

Pour notre sous-sol on a :

$$Br_{cal} \geq 0.1359 \text{ m}^2$$

$$Br = (b - 2) \times (h - 2)$$

$$Br = (0.4 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.1824 \text{ m}^2$$

$Br_{cal} < Br$  .....condition vérifiée.

La suite des résultats est présentée dans le tableau en dessous :

**Tableau. II.21.** Résultats des vérifications au flambement.

Etages	Nu*(KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	(Br $\geq$ Br <sub>cal</sub> )		Observation
					Br(m <sup>2</sup> )	Br <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )	
12	170.302	0.101	27.32	0.758	0.0924	0.0102	Vérifiée
11	365.94	0.101	27.32	0.758	0.0924	0.02195	Vérifiée
10	569.78	0.101	27.32	0.758	0.0924	0.03417	Vérifiée
9	758.37	0.115	24	0.778	0.1064	0.0443	Vérifiée
8	847.22	0.115	24	0.778	0.1064	0.0495	Vérifiée
7	1012.38	0.1154	23.917	0.777	0.1254	0.0592	Vérifiée
6	1174.38	0.1154	23.917	0.777	0.1254	0.0687	Vérifiée
5	1336.31	0.1299	21.247	0.792	0.1419	0.0767	Vérifiée
4	1498.5	0.1299	21.247	0.792	0.1419	0.086	Vérifiée

## Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments

<b>3</b>	1660.45	0.1299	21.247	0.792	0.1419	0.0953	Vérifiée
<b>2</b>	1822.36	0.13	21.23	0.791	0.1634	0.1047	Vérifiée
<b>1</b>	1985.62	0.13	21.23	0.791	0.1634	0.1141	Vérifiée
<b>RDC</b>	2179.3	0.1443	23.56	0.779	0.1824	0.1272	Vérifiée
<b>Sous-sol</b>	2443.23	0.1443	19.399	0.8	0.1824	0.1388	Vérifiée

### Sections adoptées :

**40x50 cm pour les niveaux (sous-sol et RDC).**  
**40x45 cm pour les niveaux (1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage).**  
**35x45 cm pour les niveaux (du 3<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage).**  
**35x40 cm pour les niveaux (du 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage).**  
**30x40 cm pour les niveaux (du 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage).**  
**30x35 cm pour les niveaux (du 10<sup>ème</sup> au 12<sup>ème</sup> étage).**

### Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

# Chapitre III

## Calcul des éléments secondaires.

### Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéressera à l'étude de tous les éléments secondaires, tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère et enfin l'ascenseur.

### III.1 Etude des planchers

#### III.1.1 Plancher à corps creux

##### III.1.1.1 Calcul des poutrelles

Les différents types de poutrelles : Dans notre étude on a 9 types de poutrelles dans les différents niveaux.

Tableau III.1 : les différents types des poutres.

Type	Schéma
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	
Type6	

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Choix des méthodes pour les différents types de poutrelles**

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

Type de poutrelles	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Vérification	Méthode adopté
<b>Type 1,3,4 et 5</b>	$Q = 5KN/min (5KN/m^2 ; 2G)$  $\left(\frac{L_i}{L_i} + 1\right) \in (0.8 ; 1,25)$  <i>F.P.N</i>  <i>I : constant</i>	Vérifié	Méthodes forfaitaire -BAEL 91 (Art .B.6.210)
	$\frac{L_i}{L_i} + 1 \in [0,8 ; 1,25]$	Vérifié	
<b>Type 2 et 6</b>	Isostatique	Isostatique	Isostatique

- **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

A L'ELU :  $qu = (1.35G + 1.5Q) * lo$       avec  $lo = 0.60 m$

A L'ELS :  $qs = (G + Q) * lo$

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$qu = (1.35 * 5.51 + 1.5 * 1) * 0.6 = 5.363kn/m$$

$$qs = (5.51 + 1) * 0.6 = 3.906 kn/m$$

- **Plancher étage courant habitations**

$$qu = (1.35 * 5.21 + 1.5 * 1.5) * 0.6 = 5.57kn/m$$

$$qs = (5.21 + 1.5) * 0.6 = 4.026kn/m$$

- **Plancher étage service**

$$qu = (1.35 * 6.36 + 1.5 * 2.5) * 0.6 = 7.4kn/m$$

$$qs = (6.36 + 2.5) * 0.6 = 5.316kn/m$$

- **Plancher étage commerce**

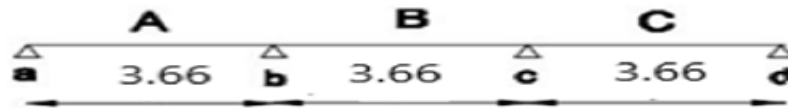
$$qu = (1.35 * 5.51 + 1.5 * 5) * 0.6 = 8.963kn/m$$

$$qs = (5.51 + 5) * 0.6 = 6.306kn/m$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Exemple de calcul de ma poutrelle : (type 4 RDC)

- Calcul des sollicitations (M, V)



- **Moment isostatique**
  - A L'ELU : Travée A-B-C  $\rightarrow Mu0 = ql^2/8 \gg Mu0 = 15.008 \text{ kn.m}$
  - A L'ELS : Travée A-B-C  $\rightarrow Ms0 = qsl^2/8 \gg Ms0 = 10.56 \text{ kn.m}$
- **Moment en appuis**
  - ELU :  $Ma = Md = -0.15Mu0 = -2.25 \text{ kn.m}$   
 $Mb = Mc = -0.5Mu0 = -7.005 \text{ kn.m}$
  - ELS :  $Ma = Md = -0.15Ms0 = -1.584 \text{ kn.m}$   
 $Mb = Mc = -0.5Ms0 = -5.28 \text{ kn.m}$
- **Moment en travées**
  - **Tableau III.3.** les moments en travées de type 4.

Méthode forfaitaire	$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$	$1+0.3\alpha$	$1.2+0.3\alpha$	$Mt+(Mg+Md)/2 > \max(1.05 ; 1+0.3 \alpha)$	1) TR	Moment en travées (kn.m)  Mt max
Travée					$Mt > (1.2+0.3\alpha) * M0/2$	
A	0.475	1.142	1.342	ELU = 13.4 kn.m ELS = 9.43 kn.m	ELU = 10.07 ELS = 7.08	ELU=13.4 kn.m ELS=9.43 kn.m
B	0.475	1.142	1.342	ELU = 10.13 kn.m ELS = 6.78 kn.m	ELU = 8.57 kn.m ELS = 6.03 kn.m	ELU=10.13 kn.m ELS=6.78 kn.m
C	0.475	1.142	1.342	Elu = 13.4 kn.m ELS = 9.42 kn.m	ELU = 10.07 kn.m ELS = 7.08 kn.m	ELU=13.4 kn.m ELS=9.43 kn.m

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- *Les efforts tranchants*

- **Tableau III.4.les efforts tranchant dans le type 4**

Travées	$Va = qu * \frac{l}{2}$	$Vb = -1.1 * Va$ $Vc = -1.1 * Va$	$Vb = 1.1 * Va$ $Vc = 1.1 * Va$	$Vd = -qu * l/2$
<b>Vu</b>	16.4 kn	-18.04 kn	18.04 kn	-16.4 kn

- **Le ferrailage :**

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des section en T (la nervure est solidaire avec la dalle de compression) :

$$Mtu = fbu \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$Mtu = 14.2 \times 0.6 \times 0.04 \times (0.18 - 0.02)$$

$$Mtu = 0.05453 \text{ MN.m} = 54.53 \text{ KN.m}$$

On a le moment équilibré par la table de compression  $Mtu = 54.53 \text{ KN}$  supérieur au moment max en travée  $Mt = 13.4 \text{ KN}$

Donc on assimile à une section rectangulaire ( $b \times h$ )

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{fbu \times b \times d^2} = 0.0485$$

$$\alpha = 0.062$$

$$Z = 0.175 \text{ m}$$

$$At = \frac{Mt}{Z \times f_{st}} = 2.2 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{tmin} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{tmin} = 1.3 \text{ cm}^2$$

On prend  $2HA12 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2$

➤ En appuis intermédiaire :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ai}}{fbu \times b_0 \times d^2} = 0.0485$$

$$\alpha = 0.196$$

$$Z = 0.16 \text{ m}$$

$$A_{ai} = \frac{M_{ai}}{Z \times f_{st}} = 1.62 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

On prend  $2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ En appuis de rive :

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ar}}{f_{bu} \times b_o \times d^2} = 0.049$$

$$\alpha = 0.063$$

$$Z = 0.175$$

$$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{Z \times f_{st}} = 0.37 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{armin} = 0.23 \times b_o \times d \times f_{t28} / F_e$$

$$A_{armin} = 0.217 \text{ cm}^2$$

On prend 1HA10=0.79 cm<sup>2</sup>

La suite des résultats pour le reste des poutrelles sont rapportées dans les tableaux en dessous

- Les sollicitations maximales des poutrelles dans tous les étages :

Sollicitations étages	RDC		1 <sup>er</sup> étage de service		étages habitations		Terrasse inaccessible	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Ma riv (KN.m)	-2.25	-1.58	-1.858	-1.335	-1.398	-1.011	-1.347	-0.981
Ma int (KN.m)	-9	-6.336	-7.434	-5.34	-5.6	-4.044	-5.388	-3.924
Mt( KN.m)	13.4	9.43	10.72	7.42	7.65	5.5	7.3	5.31
Vu max (KN)	18.863		15.573		11.718		11.28	

**Tableau III.6.** Les sollicitations maximales des poutrelles dans tous les étages

- Ferrailage des poutrelles dans tous les étages (calcul à la flexion simple)

**Tableau III.7.** Résultat de ferrailage.

Etages	position	Mu (Kn.m)	M <sub>bu</sub> (Mn.m)	A	Z m	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A cal (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )	A t <sub>rans</sub>	St(c m)
RDC	Travée	13.4	0.0485	0.062	0.175	1.3	2.2	2HA12+1HA 10 = 3.05	2Φ6 =0.57	15
	App int	9	0.196	0.275	0.16	0.217	1.62	2HA12 =2.26	2Φ6 = 0.57	15
	App rive	2.25	0.049	0.063	0.175	0.217	0.37	1HA10 =0.79	2Φ6 = 0.57	15
1 <sup>er</sup> étage service	Travée	10.72	0.0388	0.049	0.176	1.3	1.75	3HA10=2.36	2Φ6 = 0.57	15



## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

	<b>App int</b>	7.434	0.161	0.22	0.164	0.217	1.3	2HA10=1.57	2Φ6 = 0.57	15
	<b>App rive</b>	1.858	0.0403	0.051	0.176	0.217	0.3	1HA10=0.79	2Φ6 = 0.57	15
<b>Etages habitations</b>	<b>Travée</b>	7.65	0.026	0.033	0.177	1.3	1.16	3HA10= 2.36	2Φ6 = 0.57	15
	<b>App int</b>	5.6	0.121	0.021	0.178	0.217	0.9	2HA10 = 1.57	2Φ6 = 0.57	15
	<b>App rive</b>	1.398	0.0303	0.038	0.177	0.217	0.226	1HA10= 0.79	2Φ6 = 0.57	15
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>Travée</b>	7.3	0.0264	0.0334	0.177	1.3	1.18	3HA10 = 2.36	2Φ6 = 0.57	15
	<b>App int</b>	5.38	0.03	0.155	0.168	0.217	0.92	2HA10 = 1.57	2Φ6 = 0.57	15
	<b>App rive</b>	1.347	0.117	0.037	0.177	0.217	0.218	1HA10 = 0.79	2Φ6 = 0.57	15

- **Les vérifications à L'ELU et à L'ELS**  
On vérifie avec les sollicitations maximales au RDC
- **Vérifications à L'ELU :**

**Tableau III.8.** Vérification à L'ELU

Conditions à vérifier	Vérifications	Observations
-Vérification de l'effort tranchant $\zeta_u = (Vu/b0 * d) < \zeta_u = \min(0.13 * Fc28, 5)$	$\zeta_u = 1.05 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$	-Vérifié : pas de risque de rupture par cisaillement
- Vérification des armatures longitudinale aux appuis .Appui de rive : $Al > \gamma_s * Vu/Fe$	$Al = 3.84 \text{ cm}^2 > 0.54 \text{ cm}^2$	vérifié
-vérification d'espacement <b>CBA 93 (Article A.5.1.2.2)</b> $St < \min(0.9 * d ; 40 \text{ cm})$	$St < 16.2 \text{ cm} \quad St = 15 \text{ cm}$	Vérifié
. Appui intermédiaire : $Al > (Vu + Mu/0.9 * d) * \gamma_s/Fe$	$Al = 4.62 \text{ cm}^2 > -1.05 \text{ cm}^2$	Vérifié
-Vérification de la jonction table-nervure : $(Vu * b1)/(0.9 * d * b * h0) < \zeta_u'$	$1.21 \text{ Mpa} < \zeta_u = 3.33 \text{ Mpa}$	vérifié : pas de risque de rupture
-Vérification de la bielle $Vu < 0.267 * a * b0 * Fc28$	$Vu = 0.0188 \text{ MN} < 0.108 \text{ MN}$	Vérifié

- **Vérifications à L'ELS**
  - **État limite de compression du béton.....BAEL 91(Article B-6-3)**

**Tableau III.9.** Vérification de l'état limite de compression du béton.

En travée	Aux appuis
-calcul de H :	-Section rectangulaire ( $b0 * h$ )

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$.bh0^2/2 - 15 * A * (d - h0) = -160.5 \text{ cm}^3 \text{ sec en Té}$ <p style="text-align: center;">-calcul de l'axe neutre (Y) :</p> $(b0 * y^2) + [15A + (b - b0)h0]y - 15Ad - (b - b0) * h0^2/2$ $Y = 4.55 \text{ cm}$ <p style="text-align: center;">- Calcul du moment d'inertie(I)</p> $I = (by^3 =/3) - ((b - b0)(y - h0)^3/3) + 15A(d - y)^2$ $I = 10157.44 \text{ cm}^4$	<p style="text-align: center;">-calcul de l'axe neutre (Y) :</p> $(b0 * y^2/2) + 15Ay - 15ad$ $Y = 7.15 \text{ cm}$ <p style="text-align: center;">Calcul du moment d'inertie (I)</p> $I = (b0y^3/3) + 15A(d - y)^2$ $I = 3990.78 \text{ cm}^4$				
$\sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) * y \text{ (Mpa)}$	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) * y \text{ (Mpa)}$	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < 15 \text{ (Mpa)}$
4.225	15	vérifié	11.35	15	vérifié

**-État limite de déformation .....(BAEL91 (Article L.VI, 2)**

**-Évaluation de la flèche :** on continue avec les sollicitations maximales du RDC pour la vérification de la flèche comme exemple illustratif

**-Condition d'application de la flèche :**

-  $\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{M_{ts}}{15 * M_{0s}}\right) \rightarrow 0.0546 > 0.059 \dots\dots\dots$ non vérifié

-  $\left(\frac{At}{b0 * d}\right) < \left(\frac{3.6}{f_e}\right) \rightarrow 0.0169 < 0.009 \dots\dots\dots$ vérifié

-  $L < 8m \rightarrow 3.66m < 8m \dots\dots\dots$ vérifié

La 1<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée alors la vérification de la flèche est obligatoire

• **Vérification de la flèche :**

• **Tableau III.10.** Vérification de la flèche.

L m	G kn.m	P kn.m	J kn.m	Mjs Kn.m	Mgs Kn.m	Mps Kn.m	Y cm	I cm <sup>4</sup>	YG cm	I0 cm <sup>4</sup>	ρ	Δi	λv	σj Mpa	σg Mpa
3.66	3.306	6.306	1.71	2.462	4.752	9.43	4.55	101 57.4 4	7.23	1924 5.2	0.016	2.48	0.99	48.91	94.38
σsp Mpa	μj	μg	μp	Ev Mpa	Ei Mpa	I <sub>fgv</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>fgi</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>fji</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>fpi</sub> cm <sup>4</sup>	f <sub>gv</sub> cm	f <sub>gi</sub> cm	f <sub>ji</sub> cm	f <sub>pi</sub> cm	Δf	f'
180.365	0.32	0.56	0.74	10818.9	32456. 9	13547	879 6.2	11784	7446.8	0.43	0.229	0.09	0.50	0.62	0.73
<b>Δf &lt; f' vérifié</b>															

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Schémas de ferrillages :

- Tableau III.11. Ferrillages des poutrelles.

Etages	Travées	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC			
-Etage de service -Etages habitations -Terrasse inaccessible			

### III 1.1.2. Étude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423), les sections des armatures sont calculées comme suit :

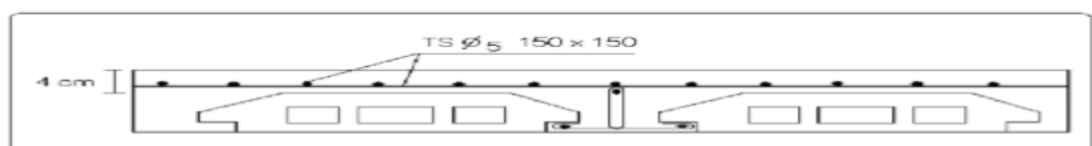
- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_L = (4 * b / Fe) = (4 * 60 / 400) = 0.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{II} = A_L / 2 = 0.3 \text{ (cm}^2\text{) / ml}$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé TS 5 150×150



# Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

## III.2. Étude des escaliers

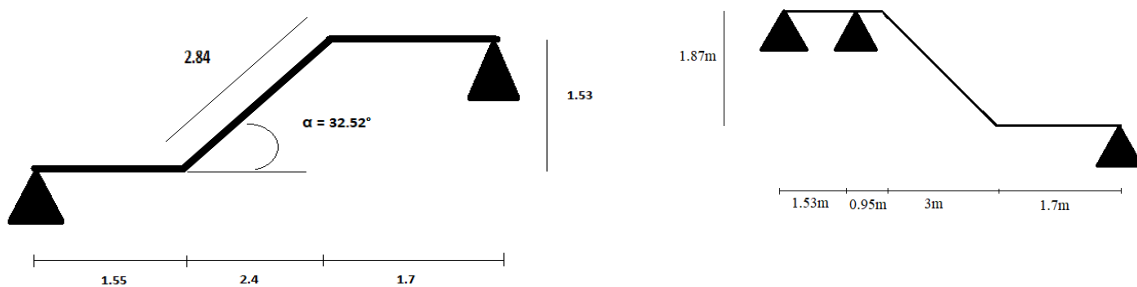


Figure III.2. Schéma de l'escalier RDC et étages courant.

### III.2.1. Calcul de l'escalier type (étagescourant)

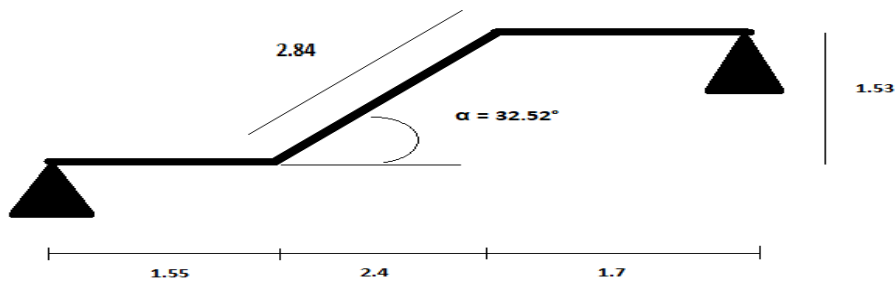


Figure III.2. Schéma de l'escalier type 1(RDC).

- **Les chargements**

Palier →  $G_p = 7.81 \text{ kn/m}^2$

Volée →  $G_v = 11.46 \text{ kn/m}^2 - Q = 2.5 \text{ kn/m}^2 - e = 25 \text{ cm}$

- **Combinaisons de charges**

**-Volée- Palier**

**- ELU :**  
 $(1.5 * Q) * 1m$

**- ELU :**  $q_{uv} = (1.35 * G_v) + (1.5 * Q) * 1mq_{up} = (1.35 * G_p) +$

$q_{uv} = 19.22 \text{ kn/mq}_{up} = 14.29 \text{ kn/m}$

**-ELS : -ELS :**

$q_{sv} = (G_v + Q) * 1m \quad q_{sp} = (G_p + Q) * 1m$

$q_{sv} = 13.91 \text{ kn/mq}_{sp} = 10.31 \text{ kn/m}$

Figure III.1. Dalle de compression

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

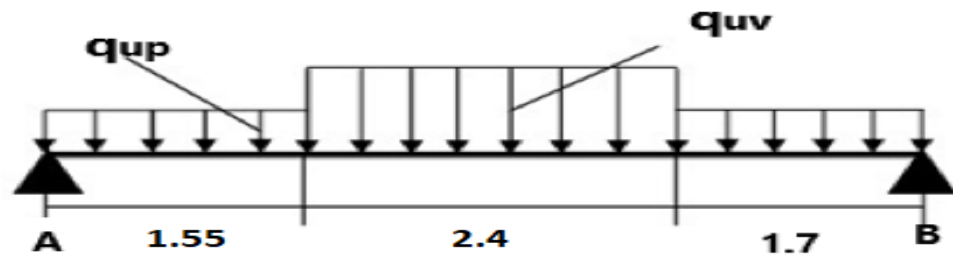


Figure III.3. Schéma statique de l'escalier type 1(RDC).

- **Calcul des sollicitations**

On calcule les sollicitations avec la méthode de l'RDM

**A l'ELU :**

**Calcul des réactions :**

$$RA + RB = 92.57 \text{ kn/m}$$

$$RA = 46.125 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } RB = 92.57 - 46.125 = 46.44 \text{ KN}$$

**Calcul des moments :**

Vu que les deux paliers sont presque symétriques alors on calcule le moment isostatique avec :

$$qeq = \frac{(q_{up} \cdot l_p) + (q_{uv} \cdot l_v)}{l_v + l_p} \rightarrow qeq = 17.175 \text{ kn.m}$$

$$M_{max} = (q l^2) / 8 \rightarrow M_{max} = 17.175 \cdot 5.65^2 / 8 \rightarrow M_{max} = 68.93 \text{ kn.m}$$

Donc on aura :

$$M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \cdot 68.93 = 58.6 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_{max} = -0.5 \cdot 68.93 = -34.46 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 46.44 \text{ kn}$$

**A l'ELS :**

$$RA = 33.62 \text{ KN}$$

$$RB = 33.38 \text{ KN}$$

$$qeq = 12.446 \text{ kn/m}$$

$$M_{max} = 50 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 42.5 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -25 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Calcul à la flexion simple

**Tableau III.13.** Le ferrailage de l'escalier type étages courants.

	$M_u$ KN.m	$M_{bu}$ KN.m	$\alpha$	$Z$ m	$A_{mi}$ <sup>n</sup> cm <sup>2</sup>	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup>	Choix cm <sup>2</sup>	St cm	$A_{r_{cal}}$ cm <sup>2</sup>	Choix cm <sup>2</sup>	St cm
<b>Travée</b>	58.6	0.0780	0.101	0.22	2.77	7.65	8HA14 =12.32	12	3.08	4HA10=3.14	25
<b>Appui</b>	34.46	0.0458	0.058	0.224	2.77	4.42	5HA12 =5.65	20	1.41	4HA10=3.14	25

- Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\zeta u = (V_u/b * d) < \zeta u' = \min(0.07 * F_{c28}/\gamma_b) \rightarrow \zeta u = 0.201 < 1.167 \text{ Mpa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l > (V_u + M_u/0.9 * d) * \gamma_s/FeAl = 8.79 \text{ cm}^2 > -3.59 \text{ cm}^2$$

Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales aux appuis

- Vérification à l'ELS

**Tableau III.15.** Vérifications des contraintes à L'ELS.

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I)*Y$ (Mpa)	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$
<b>Travée</b>	44.31	9.05	6.99	59211.86	5.23	15	Vérifié
<b>Appuis</b>	26.06	5.65	5.45	31499.16	4.5	15	Vérifié

- Vérification de l'état limite de déformation

- Condition d'application de la flèche :

- $(h/l) > \max((3/80); (M_{ts}/20 * M_{0s})) \rightarrow 0.044 > 0.042$  Vérifié

- $(A_t/b*d) < (2/fe) \rightarrow 0.00535 > 0.005$  pas vérifié

- $L < 8m$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée alors la vérification de la flèche est obligatoire

La flèche admissible est de  $f' = (L/1000) + 0.5 \text{ cm} \rightarrow f' = 1.065 \text{ cm}$

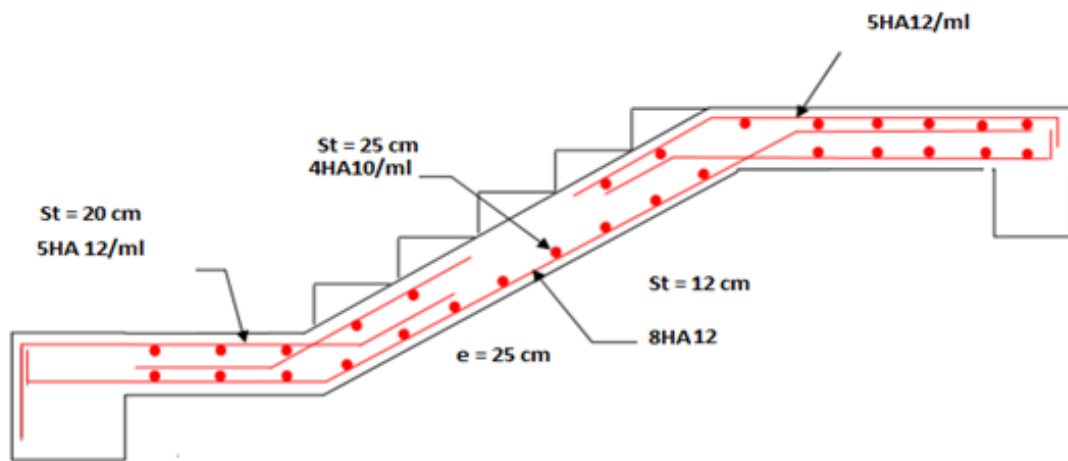
**Tableau III.16.** Vérifications de la flèche.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

L (m)	5,65	$\mu_j$	0,236
Mjser (kn,m)	32	$\mu_g$	0,327
Mpser(kn,m)	49,64	$\mu_p$	0,417
Mgser(kn,m)	39,66	Ei (Mpa)	108118,86
Y(cm)	7,55	Ev (Mpa)	32456,6
I (m <sup>4</sup> )	58457,9	If <sub>gv</sub> cm <sup>4</sup>	108372,5
YG(cm)	13,22	If <sub>gi</sub> cm <sup>4</sup>	71799,3
I0 (m <sup>4</sup> )	149180,2	If <sub>ji</sub> cm <sup>4</sup>	85059,1
$\rho$	0,0053	If <sub>pi</sub> cm <sup>4</sup>	62197
$\lambda_i$	3,92	F <sub>gv</sub> cm <sup>4</sup>	1,079
$\lambda_v$	1,57	F <sub>gi</sub> cm	0,543
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	126,86	F <sub>ji</sub> cm	0,37
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	157,22	F <sub>pi</sub> cm	0,785
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	196,79	$\Delta f$ cm	0,951
<b>Fadm &gt; <math>\Delta f \rightarrow 1,065 &gt; 0,951</math></b>			

- Schéma de ferrailage**

Le schéma de ferrailage pour les deux types d'escalier étages courant et RDC  
On a le meme schema de ferrailage



**Figure III.6.** Schéma de ferrailage de l'escalier

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### III.3. Étude de la poutre palière

Exemple : la poutre palière du type d'escalier 2

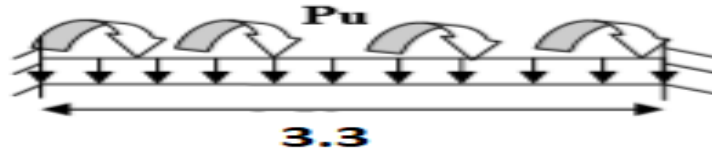


Figure III.7. Schéma statique de la poutre palière.

#### III.3.1. Dimensionnement

-Condition de RPA

$-b \geq 30\text{cm} / h \geq 30\text{cm} / (h/b) \leq 4$

$-L/15 < h < L/10 \rightarrow 22 < h < 33 \rightarrow$  on prend  $h=45\text{ cm } b = 40\text{ cm } (40*45)$

#### III.3.2. Chargements

Tableau III.22. Le chargement sur la poutre palière.

Pu (ELU)	Ps (ELS)
-Gmur = $(2.38*1.53) * 1.35 = 4.91\text{ kn/m}$	-Gmur = $(2.38*1.53) = 3.64\text{ kn/m}$
-RA = $46.44\text{ kn/m}$	-RA = $33.62\text{ kn/m}$
-Go = $(25*0.45*0.4) * 1.35 = 6.075\text{ kn/m}$	Go = $(25*0.45*0.4) = 4.5\text{ kn/m}$
<b>Pu = 57.43 kn/m</b>	<b>Ps = 41.76 kn/m</b>

#### III.3.3. Calcul des sollicitations

Tableau III.23. Les sollicitations dans la poutre palière.

	P (KN/m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V max (KN)
<b>ELU</b>	57.43	$Pu.l^2/24 = 26$	$Pu.l^2/12 = -52.1$	94.76
<b>ELS</b>	41.76	$Ps.l^2/24 = 18.95$	$Ps.l^2/12 = -37.89$	68.9

#### III.3.4. Calcul à la flexion simple

Tableau III.24. Calcul à la flexion simple



## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Position	Mu (kn.m)	μbu (Mn.m)	α	Z (m)	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	26	0.0247	0.0312	0.424	2.07	0.5%b*h = 9	1.76
Appui	52.1	0.0496	0.0636	0.419	2.07	0.5%b*h = 9	3.57

### III.3.5. Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\zeta_u = \left( \frac{Vu}{b} * d \right) < \zeta_{u'} = \min(0.07x f_c / 28 / \gamma_b) \rightarrow \zeta_u = 0.55 \text{ Mpa} < 1.167 \text{ Mpa}$$

Condition Vérifié par de risque de rupture par cisaillement

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$Al > \left( Vu + \frac{Mu}{0.9} * d \right) * \frac{\gamma_s}{F_e} \rightarrow Al = 9.24 \text{ cm}^2 > -1.14 \text{ cm}^2$$

- Calcul a la torsion (Art A.5.4.2 .2.) [CBA93]

➤ Calcul la section d'armature longitudinale :

$$Al = (Mt \text{ max} * U * \gamma_s) / (2 * \Omega * f_e)$$

$$e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{b}{6} = 6.67 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.1277 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.4332 \text{ m}$$

$$Mt(\text{max}) = Ma(\text{max}) * \frac{l}{2} \rightarrow Ma(\text{max}) = 34.46 \text{ kn.m} = 56.86 \text{ kn.m}$$

$$Al = 9.17 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures équivalentes.

$$\text{En travée : } At (f.s) + \frac{A_{tor}}{2} \rightarrow Al = 6.34 \text{ cm}^2$$

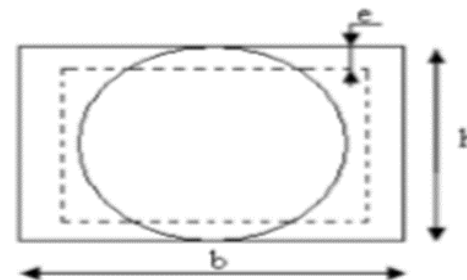
$$\text{En appuis : } Aa (f.s) + \frac{A_{tor}}{2} \rightarrow Al = 8.15 \text{ cm}^2$$

A<sub>min</sub> (RPA) = 9 cm<sup>2</sup> dans toute la section donc on ferraille avec les armatures équivalentes

$$\text{Travée : } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul la section d'armatures transversales :



## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- En torsion :

$$A_{tran} = (M_t(max) * St * \gamma_s) / (2 * \Omega * f_e)$$

$$St < \min(0.9d; 40cm) \quad St < 38.7cm \text{ on opte: } St = 15cm.$$

$$A_{tran} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{tran(min)} = 0.003 * St * b = 1.8 \text{ cm}^2$$

- En flexion simple :

$$A_{tran} = 0.4 * b * St / f_e \rightarrow A_{tran} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{tran} = A_{tran(min)} + A_{tran(f.s)} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> (cadre + étrier)

➤ Vérification des contraintes de cisaillement [Art A.5.421 BAEL91].

$$\zeta_{uT} = \sqrt{\zeta_{u(f.s)}^2 + \zeta_{u(tor)}^2}$$

$$\zeta_{u(tor)} = (M_t(max) / 2 * \Omega * e) \rightarrow \zeta_{u(tor)} = 3.03 \text{ Mpa} / \zeta_{u(f.s)} = 0.55 \text{ Mpa}$$

$$\zeta_{uT} = 3.07 \text{ Mpa} < \zeta_{u'} = 3.33 \text{ Mpa}$$

→ condition vérifié pas de risque de rupture par cisaillement.

### III.3.6. Vérification à l'ELS

- Vérification de l'état limite de compression de béton

**Tableau III.25. Vérification de l'état limite de compression de béton**

Position	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) * Y$ (Mpa)	$\sigma'_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$
Travée	18.95	9.24	14.15	153135.16	1.75	15	-Vérifié
Appuis	37.89	9.24	14.15	153135.16	3.5	15	-Vérifié

-État limite de déformation

- $(h/l) > \max((1/16); (M_t/10 * M_0s)) \rightarrow 0.136 > 0.1$  Vérifié
- $(A_t/b * d) < (4.2/f_e) \rightarrow 0.00537 < 0.0105$  vérifié

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

-  $L < 8m$

Les conditions sont vérifiées donc pas de vérification à l'état limite de déformation

### III.3.7. Schéma de ferrailage de la poutre palière

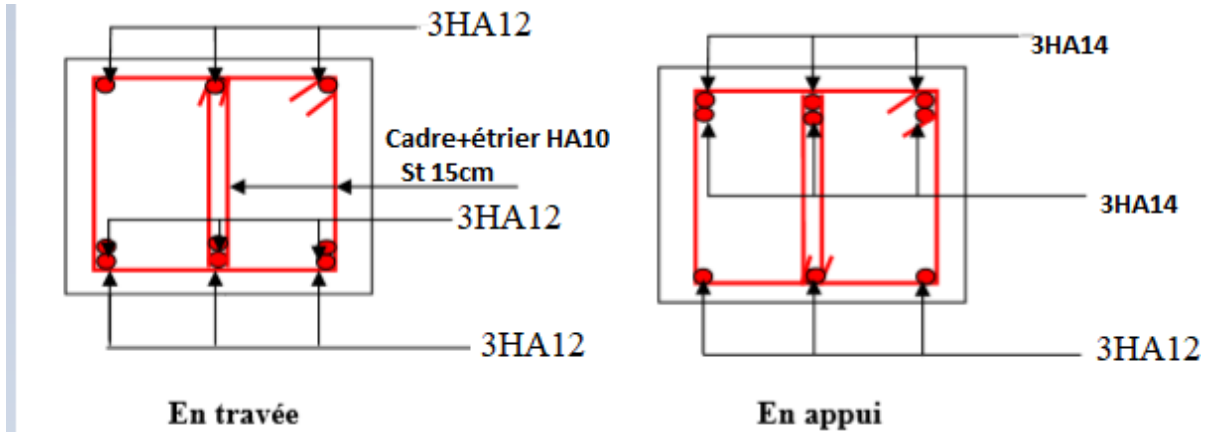


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.. Calcul de la poutre de chaînage

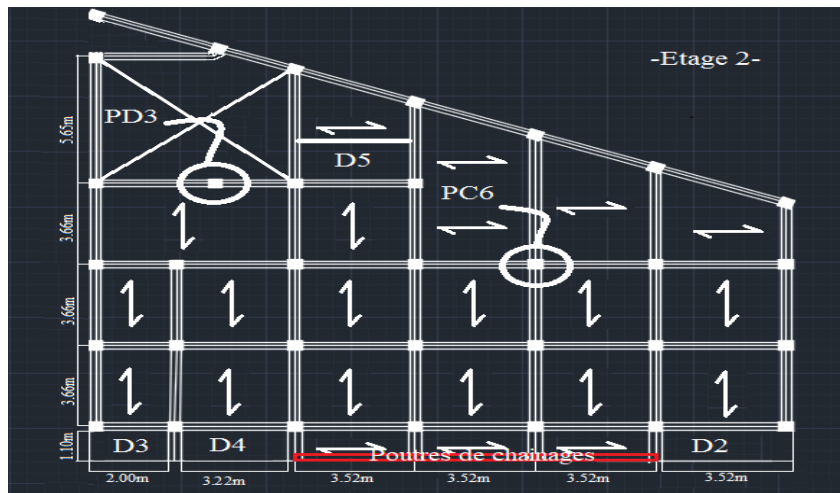


Figure III.10. Désignation des poutres de chaînage

Exemple : Poutre de chaînage pour les étages d'habitations

#### III.4.1. Dimensionnement RPA99 (Art 9.3.3),

$$-h \geq 15cm \rightarrow h \geq \left(\frac{2}{3}\right) * 30 = 20 cm$$

30 cm (épaisseur du double cloison)

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$-\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \rightarrow L_{max} = 352 \text{ cm}$$

-  $23.4 < h < 35.2 \rightarrow$  on prend  $h = 30 \text{ cm}$

-  $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{sec } (20 * 30) \text{ cm}^2$

### III.4.2. Le chargement

**Tableau III.26.** Chargement sur la poutre de chaînage

ELU	ELS
-Poids propre = $(25*0.2*0.3) * 1.35 = 2.025 \text{ kn/m}$ -Poids du mur = $(2.38*3.06) * 1.35 = 9.82 \text{ kn/m}$ -Pu = 11.84 kn/m	-Poids propre = 1.5 kn/m -Poids du mur = 7.28 kn/m -Ps = 8.78 kn/m

### III.4.3. Calcul des sollicitations

**Tableau III.27.** Les sollicitations dans la poutre de chaînage.

Sollicitations	Q kn/m	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)	V max kn
ELU	11.84	18.34	2.751	20.84
ELS	8.78	13.6	2.04	/

- Calcul à la flexion simple

- **Tableau III.28.** Ferrailage de la poutre de chaînage.

	M <sub>u</sub> KN.m	M <sub>bu</sub> KN.m	α	Z (m)	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Choix (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>r cal</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Choix (Cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>Travée</b>	18.34	0.0823	0.107	0.267	0.67	1.96	3HA10= 2.36	0.857	3HA8 = 1.51 Cadre+épingle	20
<b>Appui</b>	2.751	0.0123	0.015 5	0.278	0.67	0.28	3HA12 = 2.36	0.857	3HA8 = 1.51 Cadre+épingle	15

### III.4.4. Vérification à L'ELU

-Vérification de l'effort tranchant .....CBA93 (Art A.5.1.1)

$$\zeta u = (Vu/b * d) < \zeta u' = \min(0.1333 * Fc28, 5)$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$\zeta u = 0.56 \text{ Mpa} < \zeta u' = 3.33 \text{ Mpa}$  ..... Condition vérifié

**-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$Al > \left( Vu + \frac{Mu}{0.9} * d \right) * \frac{\gamma_s}{Fe}$$

$Al = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.43 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifié

### III.4.5. Vérification à L'ELS

**-Vérification de la contrainte dans le béton**

**Tableau III.29.** Vérification de la contrainte dans le béton.

Localisation	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> = (M <sub>ser</sub> /I)*Y (Mpa)	σ' <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> < σ' <sub>bc</sub>
Travée	13.6	2.36	8.34	17550	8.71	15	-Vérifié
Appuis	2.04	2.36	8.34	17550	0.97	15	-Vérifié

**-Évaluation de la flèche..... CBA 93 (Article B.6.5.1)**

-  $(h/l) > \max ((1/16); (Mts/10 * M0s)) \rightarrow 0.085 > 0.1$  .... pas Vérifié

-  $(At/b * d) < (4.2/fe) \rightarrow 0.00605 < 0.0105$  ..... vérifié

-  $L < 8m$  ..... Vérifié

La première condition n'est pas vérifiée alors la vérification de la flèche est nécessaire

**Tableau III.30.** Vérification de la flèche.

L m	M <sub>jser</sub> Knm	M <sub>pser</sub> Knm	M <sub>gser</sub> Kn. m	Y cm	I cm <sup>4</sup>	YG cm	I0 cm <sup>4</sup>	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	σ <sub>j</sub> Mpa	σ <sub>sg</sub> Mpa	σ <sub>sp</sub> Mpa	μ <sub>j</sub>
μ <sub>g</sub>	μ <sub>p</sub>	E <sub>i</sub> Mpa	E <sub>v</sub> Mpa	I <sub>gv</sub> Cm <sup>4</sup>	I <sub>gi</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>fj</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>fpi</sub> cm <sup>4</sup>	F <sub>gv</sub> Cm	F <sub>gi</sub> cm	F <sub>ji</sub> cm	F <sub>pi</sub> cm	Δf Cm	F' Cm	
3.52	2.32	13.6	4.64	8.34	17550	14.27	50649.3	0.0042	4.983	1.993	39.033	78.067	228.477	0
0	0.382	10818.86	32456.6	55714	89546	55714.2	19172	0.031	0.06	0.079	0.80	0.691	0.704	
<b>Δf &lt; F' (Vérifié)</b>														

### III.4.6. Schéma de ferrailage

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

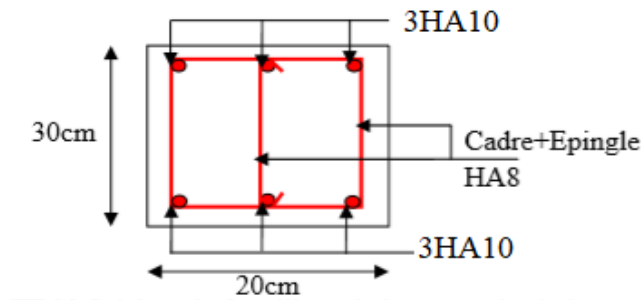


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

### III.5. Etudes des dalles pleines

-Exemple d'un panneau de dalle travaille sur deux sens (balcon)

$$-\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.42 > 0.4$$

La dalle travaille selon 2 sens.

#### III.5.1. Le chargement

$G=4.77 \text{ KN/m}^2$  et  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

**ELU :**

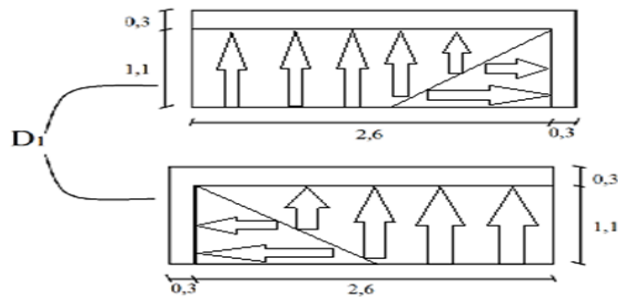
$qu = (1.35 * G + 1.5 * Q) * 1m$  **Figure III.12.** Dalle selon 2 sens.

$$qu = 1.35 \times 4.77 + 1.5 \times 3.5 = 11.69 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**  $qs = (G + Q) * 1m \rightarrow qs = 8.27 \text{ KN/ml}$

Annexe1 – ELU :  $\mu_x = 0.1075 / \mu_y = 0.2500$

$$\text{ELS : } \mu_x = 0.1098 / \mu_y = 0.3000$$



#### III.5.2. Calcul des sollicitations

**Tableau III.31.** Sollicitations dans le panneau de dalle D1

ELU	ELS
- $M_{0x} = \mu_x * (qu * l_x^2)$	- $M_{0x} = 1.09 \text{ kn.m}$
- $M_{0x} = 0.1075 * (11.69 \times 1.1^2)$	- $M_{0y} = 0.33 \text{ kn.m}$
- $M_{0x} = 1.52 \text{ kn.m}$	- $M_{tx} = 0.93 \text{ kn.m}$
- $M_{0y} = \mu_y * M_{0x} \rightarrow M_{0y} = 0.38 \text{ kn.m}$	- $M_{ty} = 0.28 \text{ kn.m}$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

<p><math>-M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 1.29 \text{ kn.m}</math></p> <p><math>-M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.323 \text{ kn.m}</math></p> <p><math>-Max = -0.3 M_{0x} = -0.456 \text{ kn.m}</math></p> <p><math>-May = -0.3 M_{0y} = -0.114 \text{ kn.m}</math></p> <p><math>V_{ux} = [(qu \cdot l_x) / 3] = 4.29 \text{ Kn}</math></p> <p><math>V_{uy} = [(qu \cdot l_y) / 3] = 6.25 \text{ Kn}</math></p>	<p><math>-Max = 0.33 \text{ kn/m}</math></p> <p><math>-May = 0.1 \text{ kn.m}</math></p>
--	--

### III.5.3. Ferrailage (calcul à la flexion simple)

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

**Tableau III.32.** Calcul à la flexion simple.

	Mu kN.m	M <sub>bu</sub> MN.m	$\alpha$	Z m	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
<b>En travée</b>								
<b>Sens x</b>	1.29	0.0075	0.0094	0.109	0.33	1.13	4HA10=3.14	25
<b>Sens y</b>	0.323	0.0018	0.0023	0.109	0.08	1.04	4HA10=3.14	25
<b>En appuis</b>								
<b>Sens x</b>	0.456	0.0026	0.0033	0.109	0.119	1.13	4HA10=3.14	25
<b>Sens y</b>	0.114	0.00066	0.00083	0.109	0.029	1.04	4HA10=3.14	25

### III.5.4. Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\zeta u = (Vu/b \cdot d) < \zeta u' = \min(0.24 \cdot Fc28/)$$

$$\rightarrow \zeta ux = 0.57 \text{ Mpa} < \zeta u' = 1.25 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### III.5.5. Vérification à l'ELS :

On recalcule à l'ELS on trouve :

- Vérification de l'état limite de fissuration du béton

**Tableau III.33.** Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$	Observation
<b>Travées (x)</b>	0.93	1628.9	1.77	1.01	15	Vérifier

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

<b>Appuis (x)</b>	0.28	1513	1.7	0.31	15	Vérifier
<b>Travées (y)</b>	0.32	1628.9	1.77	1.01	15	Vérifier
<b>Appuis (y)</b>	0.1	1513	1.7	0.31	15	Vérifier

- **Etat limite de déformation**

Selon x :

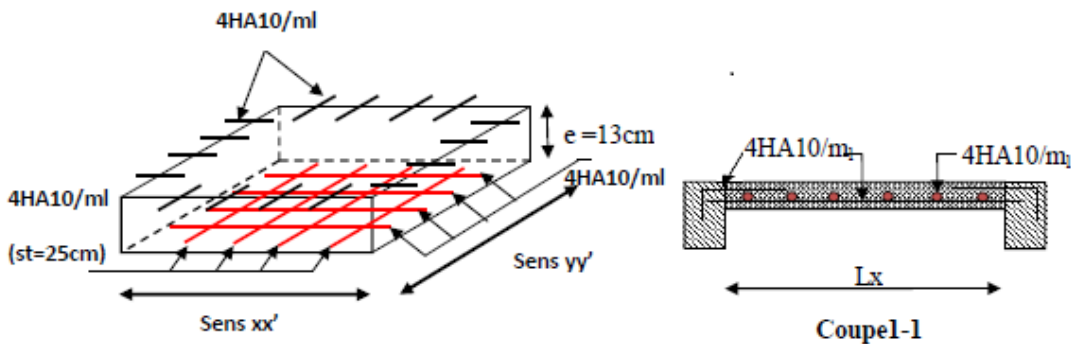
$$L < 8m \rightarrow 1.1 < 8 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$e/Lx > \max\left(\left(\frac{3}{80}\right); \left(\frac{Mtxs}{20M0xs}\right)\right) \rightarrow 0.118 > 0.0424 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$A_s/b_x d < 2/f_e \rightarrow 0.0028 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées même selon y alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage de la dalle D1 :**



**Figure III.13.** Schéma de ferrailage de la dalle D1.

Le calcul des autres dalles sont résumées dans le tableau suivant :

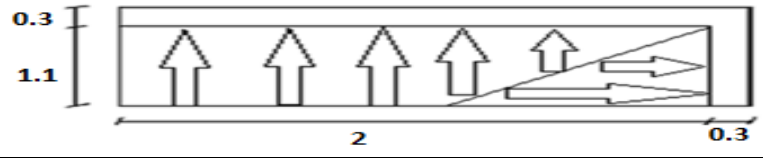

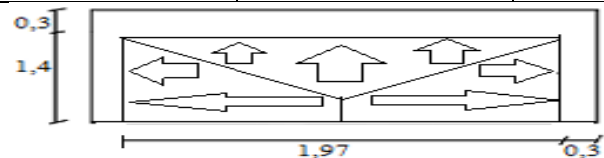
### III.5.6. Lessollicitations et le ferrailage dans les différents types des dalles pleines

**Tableau III.34.** Les sollicitations dans les différentes dalles.

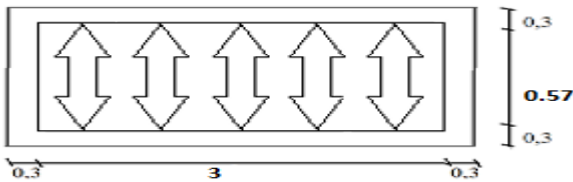
<b>Dalle sur 2 appuis 'D2'</b>	<b><math>\rho</math></b>		
$G = 4.77 \text{ kn/m}^2$ $Q = 3.5 \text{ kn/m}^2$	$0.31 < 0.4$	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
		$Mtx = -(qu \cdot L^2/2) - (Pu \cdot L) \rightarrow Mtx = -2.55 \text{ kn.m}$	$Mtx = 6.1 \text{ kn.m}$
		$Max = -(qu \cdot L^2/2) - (Pu \cdot L) \rightarrow Max = -8.55 \text{ kn.m}$	$Max = 1.80 \text{ kn.m}$
		$V \text{ max} = (qu \cdot l) + Pu = 14.23 \text{ kn}$	



## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Ferrailage	Sens xx		Sens yy	
	Travée	Appui	Travée	Appui
	4HA10=3.14 cm <sup>2</sup>	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>	3HA10=2.36 cm <sup>2</sup>	3HA10=2.36 cm <sup>2</sup>
<b>Dalle sur 2 appuis 'D3'</b>	<b>ρ</b>			
0.55 > 0.4	G = 4.77 kn/m <sup>2</sup> Q = 3.5 kn/m <sup>2</sup>			
<b>ELU</b>		<b>ELS</b>		
M0x = 1.4 kn.m / M0y = 0.35 kn.m		M0x = 1.04 kn.m / M0y = 0.097		
Mtx = 1.19 kn.m / Mty = 0.3 kn.m		Mtx = 0.884 kn.m / Mty = 0.0825 kn.m		
Max = 0.42 kn.m / May = 0.105 kn.m		Max = 0.312 kn.m / May = 0.03 kn.m		
Vmax = 10.52 kn				
Ferrailage	Sens xx		Sens yy	
	Travée	Appui	Travée	Appui
	4HA10=3.14 cm <sup>2</sup>	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>	4HA10=3.14 cm <sup>2</sup>	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>
<b>Dalle sur 3 appuis 'D4'</b>	<b>ρ</b>			
0.33 < 0.4	G = 4.77 kn/m <sup>2</sup> Q = 3.5 kn/m <sup>2</sup>			
<b>ELU</b>		<b>ELS</b>		
Mtx = -2.51 kn.m / Max = 8.55 kn.m		Mtx = -1.80 kn.m / Max = 6.1 kn.m		
Vmax = 14.23 kn				
Ferrailage	Sens xx		Sens yy	
	Travée	Appui	Travée	Appui
	4HA12=4.52 cm <sup>2</sup>	4HA12=4.52cm <sup>2</sup>	4HA10=3.14 cm <sup>2</sup>	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>
<b>Dalle sur 3 appuis 'D5'</b>	<b>ρ</b>			
0.71 > 0.4				

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

		ELU		ELS	
<p><math>G = 4.77</math></p> <p><math>Q = 1.5</math></p>		$M0x = (qu * Ly^3) / 24 = 2.77 \text{ kn.m} / Mtx = 2.07 \text{ kn.m}$  $M0y = (qu * Ly^2 * (Lx - Ly / 2) / 8) + (qu * Ly^3) / 48 = 3.13 \text{ kn.m}$  $Mty = -1.56 \text{ kn.m} / Vmax = 4.9 \text{ kn}$		$M0x = 1.99 \text{ kn.m} / Mtx = 1.5 \text{ kn.m}$  $M0y = 2.26 \text{ kn.m} / Mty = 1.7 \text{ kn.m}$  $Max = 0.99 \text{ kn.m} / May = 1.13 \text{ kn.m}$	
<b>Ferraillage</b>	<b>Sens xx</b>			<b>Sens yy</b>	
	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>		<b>Travée</b>	<b>Appui</b>
	$4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$	$4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$		$4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$	$4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$
<b>Dalle sur 3 appuis 'D6' : on assimile à une dalle rectangulaire sur 4 appuis</b>	$\rho$				
	$0.19 < 0.4$	<b>ELU</b>		<b>ELS</b>	
<p><math>G = 4.77 \text{ kn/m}^2</math></p> <p><math>Q = 2.5 \text{ kn/m}^2</math></p>		$M0x = 0.41$  $Mtx = 0.35 \text{ kn.m}$  $Max = 0.205 \text{ kn.m}$  $Vmax = 2.9 \text{ kn}$		$M0x = 0.295 \text{ kn.m}$  $Mtx = 0.251 \text{ kn.m}$  $Max = 0.147 \text{ kn.m}$	
<b>Ferraillage</b>	<b>Sens xx</b>			<b>Sens yy</b>	
	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>		<b>Travée</b>	<b>Appui</b>
	$4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$	$4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$		$3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$	$3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

### III.6. Calcul de l'acrotère

Réalisé en béton armé, l'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### III.6.1. Hypothèse de calcul

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

### III.6.2. Évaluation des charges

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

Poids propre :  $G1 = 25 * 0.0685 * 1 = 1.71 \text{ KN}$ .

Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment :  $e=1.5\text{cm}$ ) :  $G2=18 * 0.015 * 0.6 * 1=0.162 \text{ KN}$ .

Poids d'enduit de ciment extérieur (ciment :  $e=1.5\text{cm}$ ) :  $G3=18 * 0.02 * 0.6 * 1=0.162 \text{ KN}$

$$Wp = G1 + G2 + G3 = 2.034 \text{ KN}.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN}$$

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

$$F = 4 * A * Cp * Wp \text{ RPA (Art. 6.2.3)}$$

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

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

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } Fp = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.034 = 0.97 \text{ KN}$$

Calcul du centre de gravité de la section G ( $X_g$  ;  $Y_g$ )

$$xg = \frac{\sum Ai * xi}{\sum A} = 0.068 \text{ m}$$

$$yg = \frac{(\sum Ai * yi)}{\sum A} = 0.33 \text{ m}$$

### III.6.3. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$Ng = 2.03 \text{ KN} \rightarrow Mg = 0 \text{ KN/m}$$

$$Nq = 0 \text{ KN} \rightarrow Mq = Q * h = 1.5 * 0.6 = 0.9 \text{ KN/m}$$

$$Nfp = 0 \text{ KN} \rightarrow Mf = Fp * Yg = 0.97 * 0.33 = 0.32 \text{ KN/m}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bande de 1m.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.36. Les sollicitations du calcul pour l'acrotère

Colonne1	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.03	2.74	3.41
M (KN.m)	1.22	1.35	1.5

### III.6.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

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

$$NU = 2.74KN$$

$$MU = 1.35KN.m$$

$$e1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.35}{2.74} = 0.49 m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m$$

$e1 > \frac{h}{6}$  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  $e1$  par  $e$  qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec :  $e = e1 + e2 + ea$

$ea$ : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e1$ : l'excentricité structurale.

$e2$ : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$ea = \max(2cm, \frac{l}{250}) = \max(2cm, \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$e2 = \frac{3 * lf^2}{10^4 * h0} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$\alpha = \frac{Mg}{Mg + Mq} = 0 \text{ (RPA. Art. A.4.3.5)}$$

$\phi$  : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ( $\phi=2$ )

$\alpha$ : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1.

$lf$ : Longueur de flambement ;  $lf = 2L0 = 2 \times 0.6 = 1.2m$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$h_0$ : Hauteur de la section égale à 10cm

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{(10^4 \times 0.1)} * 2 = 0.00432m$$

D'où  $et = ea + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.49 + 0.0086 = 0.52m$

### III.6.5. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa \quad / \quad f_{st} = 348MPa$$

$$Nu = 2.74 \text{ kn}$$

$$Mu = 2.74 \times 0.52 = 1.42KN/m$$

$$h = 10cm ; d = 7cm ; b = 100cm$$

Selon le BAEL 91 :

$$M_f = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.47KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{(b \times d^2 \times f_{bu})} = 0.0147$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \text{ donc } As' = 0$$

D'où

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0.0186$$

$$z = d * (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069cm$$

$$A = \frac{M_f}{z * f_{st}} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera :  $As = A - Nu/f_{st} = 0.52 \text{ cm}^2$

### III.6.6. Vérification à l'ELU

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times 2.1/400 = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > As \text{ on prend } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{As}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2; \quad A_r = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/ml.$$

- Espacement :

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

Armatures de répartitions :  $St \leq 100/3 = 33 \text{ cm}$  on prend  $St = 30cm$

-Vérification au cisaillement :

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

$$\tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \rightarrow \tau \leq \min(2.5 : 3 \text{ Mpa}) \rightarrow \tau \leq 2.5MPa$$

$$Vu = F_p + Q = 0.97 + 1.5 = 3.14 \text{ KN}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau = \frac{Vu}{b x d} = \frac{2.47 * 10^{-3}}{1 x 0.07} \rightarrow \tau u = 0.035 \text{ Mpa}$$

$\tau \leq \tau'$  → Pas de risque de cisaillement.

### -Vérification de l'adhérence

$$\tau_s = \frac{Vu}{0.9 x d x \Sigma \mu_i}$$

$\Sigma \mu_i$  : Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n x \pi x \varphi = 4 x 3.14 x 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.47 x 10^{-3}}{0.9 x 0.07 x 100.48 x 10^{-3}} = 0.39 \text{ Mpa}$$

$$\tau_s = 0.6 x \Psi_2 x f_{t28} = 0.6 x 1.52 x 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} , \quad \Psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$\tau_s < \tau_s'$  Pas de risque de par rapport à l'adhérence

### III.6.7. Vérification à l'ELS

$$d = 0.07 \text{ m}; N_{ser} = 2.03 \text{ KN}; M_{ser} = 1.5 \text{ KN.m}$$

#### -Vérification des contraintes

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

#### -Position de l'axe neutre

$$c' = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression ( c ) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = \left( \frac{1.5}{2.03} \right) + \left( 0.07 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.75 \text{ m}$$

$e_1 > d$  (c) à l'extérieur de la section →  $c = 0.07 - 0.75 = -0.68 \text{ m}$   
 $c = -0.68 \text{ m}; y = y_c + c$

Calcul de  $y_c$ :

$$y^3 c + p + y c + q = 0 \quad \dots \dots (1)$$

$$p = -3 x c^2 + (d - c) * 6 * n * \frac{A_s}{b}$$

$$p = -3 * (-0.68)^2 + (0.07 + 0.68) * 6 * 15 * 2.01 * \frac{10^{-4}}{1}$$

$$p = -1.37 \text{ m}^2$$

$$q = -2 x c^3 + (d - c) * 6 * n * \frac{A_s}{b}$$

$$q = -2 (-0.68)^3 + (0.07 + 0.68)^2 * 6 * 15 * 2.01 * 10^{-4}$$

$$q = 0.61 \text{ m}^2$$

en remplaçant  $q$  et  $p$  dans (1), sa résolution donne :

Soit :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} = -8.84 x 10^{-3} < 0$$

On remplaçant  $q$  et  $p$  dans (1), sa résolution donne :

$$C \leq y_c \leq h - C \quad 0.68 \leq y_c \leq 0.78$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$y_{c1} = a \cos \alpha \text{ avec } a = 2\sqrt{-p/3} = 1.35$$

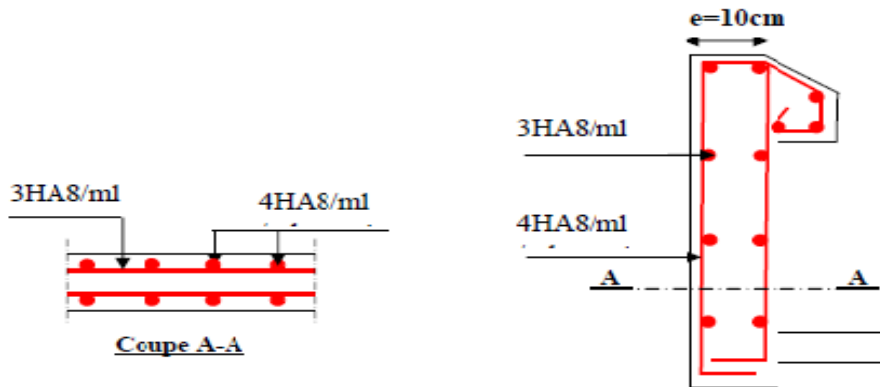
$$y_{c2} = a \cos(\alpha/3 + 120^\circ) = 1.34$$

$$y_{c3} = a \cos(\alpha/3 + 240^\circ) = 0,61 \text{ avec } \alpha = \cos^{-1}((3q\sqrt{-3/p}) / 2p) = 171.23^\circ$$

Donc, on prend  $y_c = 0,73$  ;  $y = 0,05m$

$$\mu t = \left(\frac{by^2}{2}\right) - A(d - y) = 1.24 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} * y \sigma_{bc} = \frac{2.03 * 10^{-3}}{1.24 * 10^{-3}} = 1.63 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$



**Figure III.14.** Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.7. Etude de la dalle d'ascenseur :

#### Définition et caractéristiques :

L'ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes et des objets en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

L'ascenseur qui fait objet de la présente étude est destinée pour déplacé 06 personnes dont ses caractéristiques sont les suivantes :

- $F_c = 145 \text{ KN}$  ..... Charge due à la rupture du cable.
- $P_M = 15 \text{ KN}$  ..... Charge de la cabine.
- $Dm = 50 \text{ KN}$  ..... Force verticale du au locale.
- La charge nominale est de 630Kg.
- La vitesse  $V = 0.63 \text{ m/s}$ .

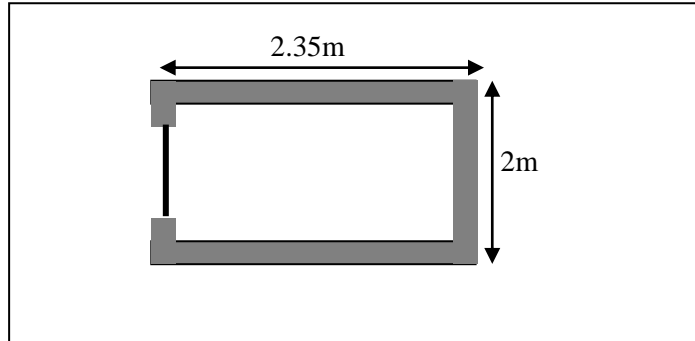
## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### III .7.1. Etudes de la dalle pleine du local machine :

L'étude de l'ascenseur se fait comme suite :

- **Dimensionnement**

La dalle reprend une charge importante, soit alors son épaisseur  $e = 15\text{cm}$ .



- **Evaluation des charges et sollicitations**

**Figure.III.15.** Cage d'ascenseur

$$G_1 = \gamma_b \times e = 3.75 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = \gamma_r \times e_r = 1.25 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de revêtement.}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Somme de } G_1 \text{ et } G_2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2 \times 2.35} = 30.85 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = 5 + 30.85 = 35.85 \text{ KN/m}^2$$

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

### III.7.2. Cas d'une charge répartie

- **Calcul des sollicitations :**

- **A L'ELU :**

$$q_u = 1.35G_{\text{totale}} + 1.5 Q = 49.9 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaillée selon les deux sens}$$

$$\mu_x = 0.0506 \quad / \quad \mu_y = 0.6864$$

$$\text{Sens (x-x) :} \quad M_0^x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.1 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y-y) :} \quad M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.93 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

- **En travée :**



## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

---

Sens (x-x) :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.585 \text{ KN.m}$

Sens (y-y) :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.89 \text{ KN.m}$

➤ **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a = 0.3 \times M_0^x = 3.03 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### III.7.3. Calcul de ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple  $d_x = 13\text{cm}$  et  $d_y = 12\text{cm}$ . Les résultats de ferrailage se résument dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.III.37.** Résultats de ferrillages de la dalle de l'ascenseur

Localisation	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{opt}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
En travée					
Sens x-x	0.0358	0.0455	0.1276	1.68	4HA10=3.14
Sens y-y	0.0245	0.031	0.1284	1.15	4HA10=3.14
En appuis					
	0.0126	0.0159	0.1292	0.59	4HA10=3.14

### III.7.4. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité :**

- **En travée**

On calcule  $A_{min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA  $\Rightarrow f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 15\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.85$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.29\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.20\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- Calcul des espacements**

Sens x-x :  $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$       on adopte  $S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$       on adopte  $S_t = 25\text{cm}$

- Vérfication de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.25 \text{ MPA.}$$

$\rho = 0.85 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 32.73 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 20.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérfiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

### III.7.5. Vérfication à l'ELS :

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = +1 = 35.85 + 1 = 36.85 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0.2 \\ \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

Sens (x-x) :  $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.49 \text{ KN.m}$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\text{Sens (y-y)} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.62 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens (x-x)} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.22 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens (y-y)} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.62 \text{KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

Sens (x-x), (y-y) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.47 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5670.3 \times 10^{-8} \text{m}^4$$

**Travée x :**

$$\sigma_{bc} = 4.42 \text{Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa}$$

**Travée y :**

$$\sigma_{bc} = 3.44 \text{Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa}$$

### III.7.6. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire ( $a_0 \times b_0$ ), elle agit uniformément sur une aire ( $u \times v$ ) située sur le plan moyen de la dalle.

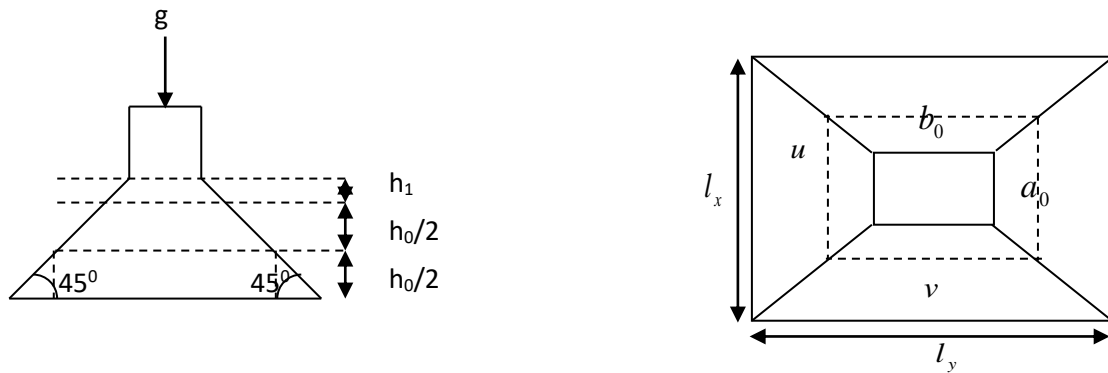
$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens (x-x).

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens (y-y).

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires



**Figure.III.16.** Schéma représentant la surface d'impact.

$$\left\{ \begin{array}{l} - U = a_0 + h_0 + 2 + \xi \times h \dots\dots\dots (a_0, U) : \text{Dimension // } L_x \\ - V = b_0 + h_0 + 2 + \xi \times h \dots\dots\dots (b_0, V) : \text{Dimension // } L_y \end{array} \right.$$

Avec :

$a_0 \times b_0$  : La surface de chargement.

$h$  : Epaisseur du revêtement (5cm).

$\xi$  : coefficient qui dépend du type de revêtement =1

On a une vitesse  $V = 0.63m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$  [Annexe 4]

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

- **Evaluation des moments :**

$$M_{x1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_u$$

$$M_{y1} = (M_2 + v + M_1) \times P_u$$

Avec $\nu$ : Coef de poisson	$\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$
------------------------------	--

$M_1$  et  $M_2$  : Données par l'abaque de PIGEAUD.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 \quad ; \quad \frac{U}{l_x} = 0.525 \quad ; \quad \frac{V}{l_y} = 0.447$$

En se référant à l'annexe 2 on trouve :  $M_1 = 0.112$  ,  $M_2 = 0.081$

- **Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 50 + 15 + 6.3 = 71.3 \text{ KN}$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 71.3 = 96.26 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 10.78 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 7.8 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.35 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.75 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.15 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\text{Sens(x-x)} : M_t^x = 0.85 \times M_x = 10.84 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens (y-y)} : M_t^y = 0.85 \times M_y = 7.78 \text{ KNm}$$

- **Moments en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 3.825 \text{ KNm}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### III.7.7. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d = 13cm$  et Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.32. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge concentrée).**

**Tableau.III.38. Résultats de ferrailages.**

Localisation	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculé}(cm^2 / ml)$	$A_{optée}(cm^2 / ml)$
En travée					
Sens x-x	0.0452	0.0578	0.1270	2.13	4HA10=3.14
Sens y-y	0.03242	0.4120	0.1279	1.52	4HA10=3.14
En appuis					
	0.0159	0.0201	0.1290	0.74	4HA10=3.14

### III.7.8. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité :**

➤ **En travée :**

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.29cm^2 / ml. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.20cm^2 / ml. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **En appui :**

$$A_a = 4HA10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min} = 1.20cm^2 / ml. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$h$  : Épaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{ cm.}$$

$$P_u = 96.26 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$P_u = 96.26 \text{ KN}$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_u < 472.5 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.25 \text{ MPA.}$$

On a :  $v=u \Rightarrow$

$$\text{— Au milieu de : } V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{96.26 \times 10^{-3}}{3 \times 1.05} = 30.56 \text{ KN.}$$

Donc :  $V_{\max} = 30.56 \text{ KN}$  ,  $\tau_u = 0.24 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPA}$  C'est vérifié (y'a pas de risque de cisaillement)

- **Espacement des barres :**

Sens x-x :  $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.7.9. Calcul à l'ELS :

- **Les moments engendrés par le système de levage :**

$$q_{ser} = g = 71.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 14.04 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 14.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$



## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

---

- **Les moments dus au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.27 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.68 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 15.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.85M_x = 13.33 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{ty} = 0.85M_y = 13.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_y = 4.7 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

- **Sens (x-x) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$Y = 3.47 \text{ cm}$$

$$I = 5670.3 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.16 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Sens (y-y) :**

$$Y = 3.47 \text{ cm}$$

$$I = 5670.3 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.03 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

- **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

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

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

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.7.10. Schéma de ferrailage :

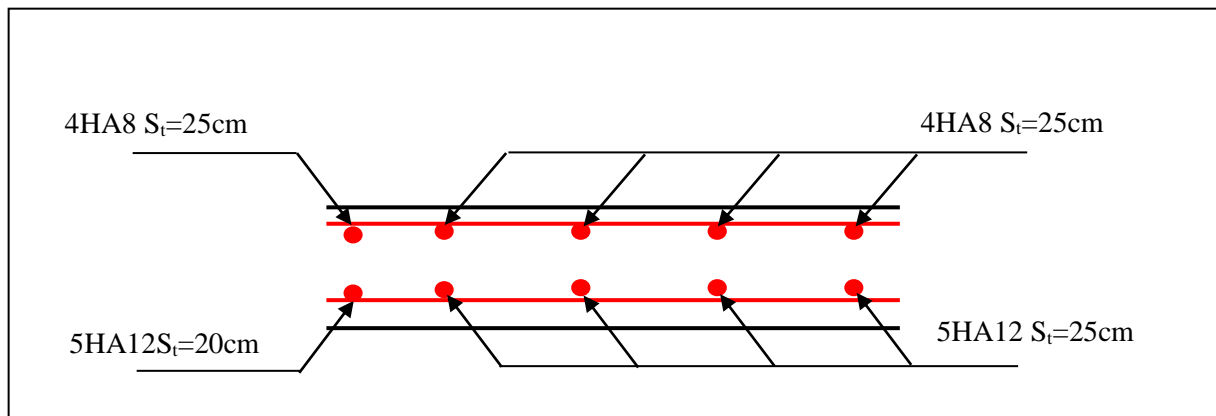


Figure .III.17. Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

# Chapitre IV

## Etude dynamique.

### IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme. Selon le RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a page 17), tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa, sera contreventé par voiles ou par voiles portiques.

Dans notre cas, l'ossature sera mixte (voiles + portiques), car cette structure est très intéressante du point de vue économie.

### IV.2. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques algériennes (**RPA99/version 2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- **Par la méthode statique équivalente.**
- **Par la méthode d'analyse modale spectrale**

#### IV.2.1) Méthode statique équivalente

Calcul de la force sismique totale **RPA99/ver2003 (Article 4.2.3)** La force sismique  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales selon la formule suivante:  $V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$

1)  $A$  : Coefficient d'accélération de la zone dans notre projet

## Chapitre IV : Etude dynamique

• Groupe d'usage : groupe 2

**RPA99/ver2003 (Tableau 4.1)**

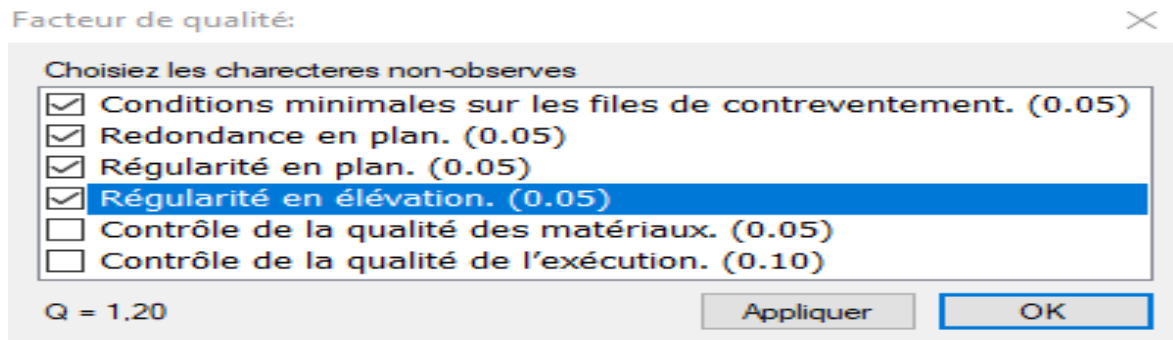
• Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

2)R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.  $R = 5$

**RPA99/ver2003 (Tableau 4.3)**

Q : Facteur de qualité  $Q = 1.20$

**RPA99/ver2003**



03

**Figure V.1.** Valeurs des pénalités.

3)W : Poids total de la structure.

$w = \sum w_i$  avec  $W = W_G + \beta \times W_Q$  **RPA99/ver2003 (Formule 4.5)**

$$W = 57481.2312 \text{ kn}$$

4)D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

- T1, T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. La structure à étudier est située dans un site très meuble (S4).

$$T1 = 0.15s \quad T2 = 0.70s \text{ RPA99/ver2003 (Tableau 4.7)}$$

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le coefficient d'amortissement **RPA99/ver2003 (Formule 4.3)**

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\zeta}\right)} \geq 0.7 \rightarrow \zeta = 0.1$$

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+10}\right)} = 0.76 \geq 0.7$$

1)  $T_c = C T h n^{3/4}$  **RPA99/ver2003 (Formule 4-6)**

$C T = 0.05$  d'après **RPA 99 (Tableau 4.6)**

$$h n = 40.97 \text{ m}$$

$$T_c = 0.809 \text{ s}$$

## Chapitre IV : Etude dynamique

$$2) T_{x,y} = 0.09 * h_n / \sqrt{D_{x,y}}$$

$$T_x = 0.824 \text{ s} \quad T_y = 0.85 \text{ s}$$

$$T_{x,y} = \min(1 \text{ et } 2) \rightarrow T_x = T_y = 0.809$$

Donc la formule de l'amplificateur dynamique **RPA99/ver2003 (Formule 4-2)**

$$D = 2.5 \eta \left( \left[ \frac{T^2}{T} \right] \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D_x = D_y = 1.72$$

la période fondamentale statique majorée de 30 %

$$T_x = T_y = 1.3 * 0.809 = 1.05 \text{ s}$$

- Calcul de l'effort statique  $V_{st}$

$$V_{st} = 1.72 * 0.15 * 1.2 * 57481.2312 / 5 \rightarrow V_{st} = 3559.23 \text{ kn}$$

L'effort  $V_{st}$  est majoré de 80%  $\rightarrow V_{st} = 2847.4 \text{ kn}$

### IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale

Représentation du spectre de réponse par le logiciel spectre

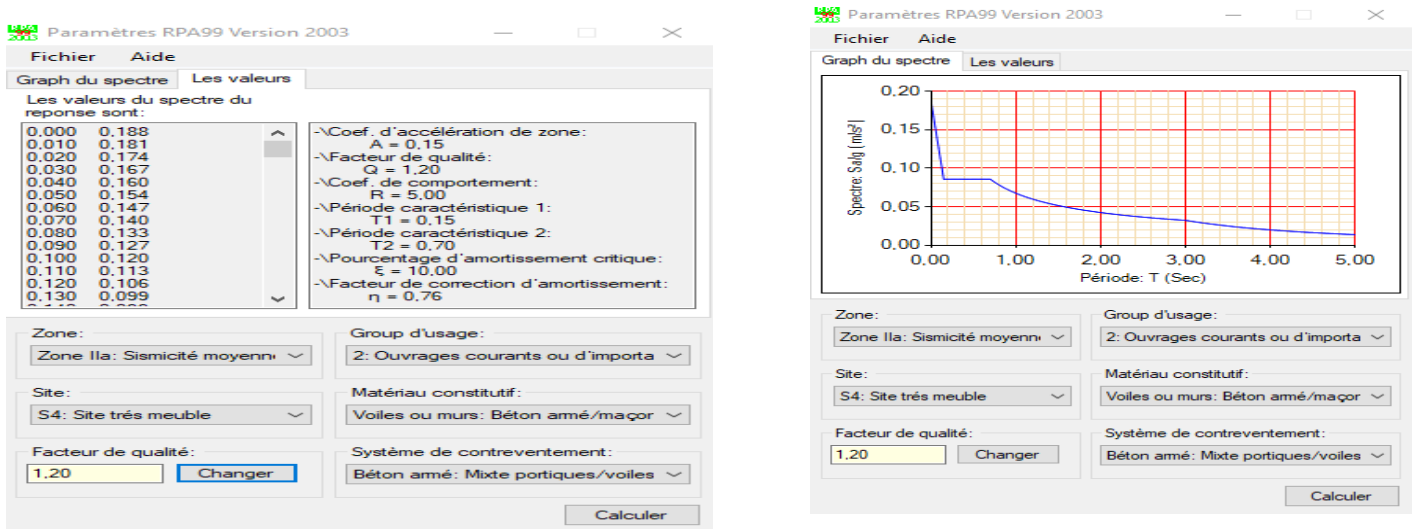


Figure IV.2. Spectre de réponse.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on a utilisé un logiciel d'analyse dénommé ETABS v16

- **Disposition des voiles**

**La forme architecturale et la présence d'un niveau commerciale au RDC dans notre structure a compliqué le choix de la disposition des voiles** Nous avons essayé plusieurs dispositions des voiles qui ont abouti soit a un mauvais comportement

## Chapitre IV : Etude dynamique

ou sois au non vérifications de l'interaction voile portique. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représente dans la (figure 4.3)

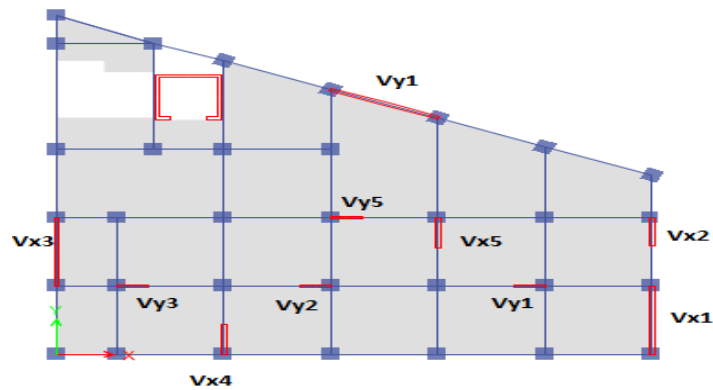
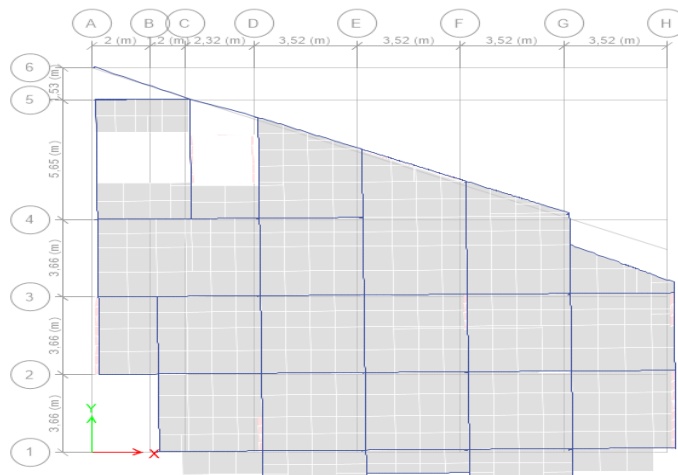
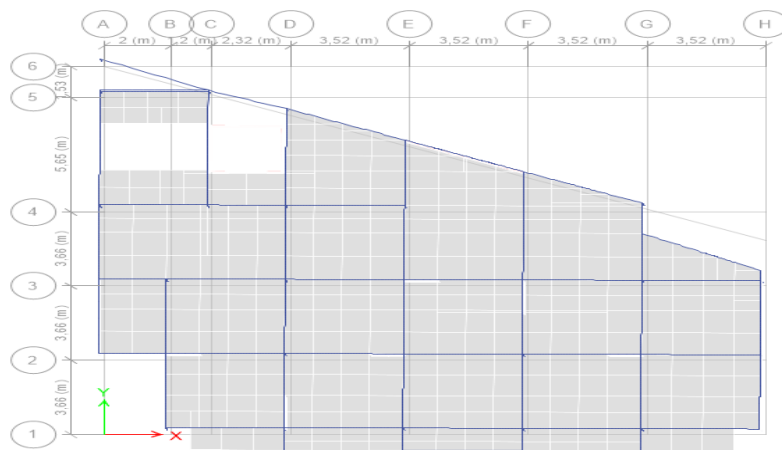


Figure IV.3. Disposition des voiles.

- Analyse des résultats
- Le premier mode selon xx

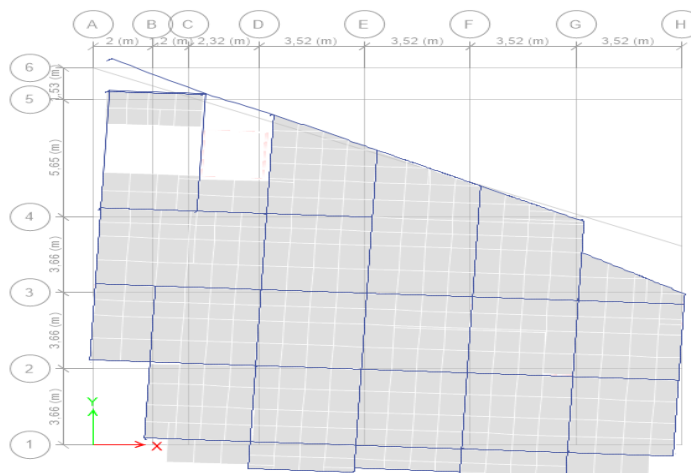


- Le deuxième mode selon yy



## Chapitre IV : Etude dynamique

- Le troisième mode est une rotation au tour de z



**Remarque :** d'après l'analyse du bâtiment on ne trouve pas une translation pure dans le mode 1 et le mode 2 y'a une légère rotation et apprendre en considération.

- Périodes de vibrations et taux de participations des masses modales**  
On observe que la participation massique est atteinte les 90% selon X dans le mode 9  
Selon Y dans le mode 12

**Tableau IV.1** périodes et taux de participations des masses.

Case	Mode	Période (s)	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,203	0,5416	0,1148
Modal	2	1	0,655	0,6582
Modal	3	0,773	0,6871	0,6582
Modal	4	0,373	0,813	0,669
Modal	5	0,283	0,8203	0,8198
Modal	6	0,211	0,8229	0,8225
Modal	7	0,191	0,8891	0,8239
Modal	8	0,136	0,8971	0,8762
Modal	9	0,128	0,9159	0,8941
Modal	10	0,101	0,9191	0,8945
Modal	11	0,096	0,9451	0,898
Modal	12	0,082	0,948	0,931

- Vérification de la résultante des forces sismiques**  
Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$

$$0.8V_{st} < V_{dyn}$$

## Chapitre IV : Etude dynamique

**Tableau IV.2** Vérification de la résultante des forces sismiques

	<b>0,8Vst (kn)</b>	<b>V<sub>dyn</sub></b>	<b>Observation</b>
<b>Sens x-x</b>	2847,4	2865.071	Vérifier
<b>Sens y-y</b>	2847,4	3201,9553	Vérifier

- **Déplacement d'étages sens X-X**

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta k = S_k - (S_k - 1) \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

**Tableau IV.3.** Vérifications des déplacements d'étages sens X-X.

story	Diaphragm	comb	Ux(mm)	Sk(mm)	Sk-1(mm)	Dk(mm)	hk(mm)	Dk/hk <0,01	observation
Story13	D2	EX Max	37,533	187,665	193,82	-6,155	3060	-0,00201144	vérifier
Story12	D2	EX Max	38,764	193,82	180,655	13,165	3060	0,00430229	vérifier
Story11	D2	EX Max	36,131	180,655	165,83	14,825	3060	0,00484477	vérifier
Story10	D2	EX Max	33,166	165,83	149,61	16,22	3060	0,00530065	vérifier
Story9	D2	EX Max	29,922	149,61	131,54	18,07	3060	0,00590523	vérifier
Story8	D2	EX Max	26,308	131,54	112,155	19,385	3060	0,00633497	vérifier
Story7	D2	EX Max	22,431	112,155	91,91	20,245	3060	0,00661601	vérifier
Story6	D2	EX Max	18,382	91,91	71,745	20,165	3060	0,00658987	vérifier
Story5	D2	EX Max	14,349	71,745	51,905	19,84	3060	0,00648366	vérifier
Story4	D2	EX Max	10,381	51,905	33,255	18,65	3060	0,00609477	vérifier
Story3	D2	EX Max	6,651	33,255	17,48	15,775	3060	0,00515523	vérifier
Story2	D2	EX Max	3,496	17,48	6,02	11,46	3060	0,0037451	vérifier
Story1	D2	EX Max	1,204	6,02	0	6,02	3400	0,00177059	vérifier

- **Déplacement d'étages sens Y-Y**

- **Tableau IV.4.** Vérification des déplacements d'étages sens Y-Y.

story	Diaphragm	comb	UY(mm)	Sk(mm)	Sk-1(mm)	Dk(mm)	hk(mm)	Dk/hk <0,01	observation
Story13	D2	EY Max	35,446	177,23	162,87	14,36	3060	0,00469281	vérifier
Story12	D2	EY Max	32,574	162,87	148,295	14,575	3060	0,00476307	vérifier
Story11	D2	EY Max	29,659	148,295	132,875	15,42	3060	0,00503922	vérifier
Story10	D2	EY Max	26,575	132,875	116,695	16,18	3060	0,00528758	vérifier
Story9	D2	EY Max	23,339	116,695	99,83	16,865	3060	0,00551144	vérifier
Story8	D2	EY Max	19,966	99,83	82,78	17,05	3060	0,0055719	vérifier
Story7	D2	EY Max	16,556	82,78	65,815	16,965	3060	0,00554412	vérifier
Story6	D2	EY Max	13,163	65,815	49,51	16,305	3060	0,00532843	vérifier
Story5	D2	EY Max	9,902	49,51	34,295	15,215	3060	0,00497222	vérifier
Story4	D2	EY Max	6,859	34,295	20,895	13,4	3060	0,00437908	vérifier
Story3	D2	EY Max	4,179	20,895	10,25	10,645	3060	0,00347876	vérifier
Story2	D2	EY Max	2,05	10,25	3,375	6,875	3060	0,00224673	vérifier
Story1	D2	EY Max	0,675	3,375	0	3,375	3400	0,00099265	vérifier



## Chapitre IV : Etude dynamique

- **Vérifications des effets P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = Pk * \Delta k / V_k * h k_{RPA99/2003} \text{(Article 5.9)}$$

**Tableau IV.5.** Vérifications des effets P-Δ.

Story	P (kN)	hk (mm)	sens xx			sensyy			Observation
			VX ((kN)	Dk (mm)	θk (mm)	VY (kN)	Dk (mm)	<sup>22</sup> θk<0,1 (mm)	
Story13	2652,042	3060	374,9563	-6,155	-0,01422677	474,9324	14,36	0,02620485	Vérifier
Story12	6682,5098	3060	786,1675	13,165	0,03656992	955,772	14,575	0,03330216	Vérifier
Story11	10691,1361	3060	1141,1615	14,825	0,04538894	1355,4538	15,42	0,03974679	Vérifier
Story10	14749,3066	3060	1444,2541	16,22	0,05413242	1698,1675	16,18	0,04592489	Vérifier
Story9	18793,0771	3060	1706,3139	18,07	0,06503928	1993,2648	16,865	0,05196343	Vérifier
Story8	22901,9896	3060	1935,0845	19,385	0,0749752	2247,9013	17,05	0,05676739	Vérifier
Story7	27010,9021	3060	2139,153	20,245	0,08353983	2471,3269	16,965	0,06059563	Vérifier
Story6	31231,9584	3060	2322,0372	20,165	0,08863533	2672,3521	16,305	0,06227374	Vérifier
Story5	35453,0146	3060	2484,9778	19,84	0,09250195	2848,1762	15,215	0,06189233	Vérifier
Story4	39674,0709	3060	2623,217	18,65	0,09217857	2990,1147	13,4	0,0581035	Vérifier
Story3	44019,1926	3060	2732,9532	15,775	0,08303436	3095,9849	10,645	0,04946152	Vérifier
Story2	48582,6544	3060	2815,8264	11,46	0,06461577	3175,0941	6,875	0,03437763	Vérifier
Story1	53760,9869	3400	2865,071	6,02	0,03322381	3220,25	3,375	0,01657191	Vérifier

- **Vérification de l'interaction voile portique sous charges horizontales**

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au plus 25% des sollicitations

**Tableau IV.6.** Interaction voile-portique sous charge horizontales.

Story	sens x-x				sens y-y			
	portique (kn)	voile (kn)	port	voile	portique (kn)	Voile (kn)	port	voile
Story13	475,8057	176,4787	0,72944516	0,27055484	562,3326	328,2206	0,63144189	0,36855811
Story12	636,3504	225,1358	0,73866581	0,26133419	714,6234	332,1452	0,68269472	0,31730528
Story11	835,0268	282,9948	0,74687895	0,25312105	744,7924	433,6477	0,63201549	0,36798451
Story10	1099,1927	392,1687	0,73703979	0,26296021	864,2049	590,6694	0,59400658	0,40599342
Story9	1168,6294	547,7123	0,68088388	0,31911612	862,448	892,0127	0,49157442	0,50842558

## Chapitre IV : Etude dynamique

<b>Story8</b>	1354,883	574,8412	0,70211225	0,29788775	1041,2249	919,4363	0,53105804	0,46894196
<b>Story7</b>	1382,4368	743,7725	0,65018848	0,34981152	991,6235	1183,6376	0,45586413	0,54413587
<b>Story6</b>	1614,2147	778,9525	0,67450979	0,32549021	1127,2317	1261,789	0,4718384	0,5281616
<b>Story5</b>	1562,6537	912,0807	0,63144299	0,36855701	1075,0802	1556,0469	0,40860063	0,59139937
<b>Story4</b>	1476,2582	1038,1785	0,58711289	0,41288711	996,0923	1855,947	0,34925616	0,65074384
<b>Story3</b>	1622,7234	989,0022	0,62132232	0,37867768	1312,3116	1863,0601	0,41327811	0,58672189
<b>Story2</b>	449,7641	889,6754	0,3357853	0,6642147	1880,4953	1241,9081	0,60225892	0,39774108
<b>Story1</b>	499,2445	790,7883	0,3870014	0,6129986	1654,7827	1593,1641	0,50948578	0,49051422

On remarque que l'interaction voiles portiques sous charge horizontales est vérifiée à tous les niveaux

- **Vérfications l'interaction voile portique sous charge verticales à la base**

Les **RPA99/2003 (Art3.4. a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au moins de 20% des efforts.
- Les portiques doivent reprendre plus de 80% des efforts.

**Tableau IV.7.** Interaction voile-portique sous charge verticale.

	<b>portique (kn)</b>	<b>voile (kn)</b>	<b>portique</b>	<b>voile</b>
<b>base (ELS)</b>	43330,5548	10228.9801	0,80901	0,19098

L'interaction voiles portiques sous charge verticales est vérifiée à la base

- **Vérification de l'effort normale réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :  $\nu = \frac{Nd}{B} * Fc28 < 0.3$       **RPA 99 (Article 7.1.3.3)**

**Tableau IV.8.** Vérification de l'effort normale réduit

<b>story</b>	<b>Effort normal</b>	<b>section m<sup>2</sup></b>	<b>U≤0.3</b>	<b>Observation</b>
<b>Story13</b>	206,89	0,18	0,05911143	vérifier
<b>Story12</b>	364,06	0,18	0,10401714	vérifier
<b>Story11</b>	546,56	0,18	0,15616	vérifier
<b>Story10</b>	731,64	0,2025	0,16258667	vérifier
<b>Story9</b>	917,97	0,2025	0,20399333	vérifier
<b>Story8</b>	1109,16	0,225	0,197184	vérifier
<b>Story7</b>	1356,98	0,225	0,24124089	vérifier
<b>Story6</b>	1644,07	0,275	0,23913745	vérifier
<b>Story5</b>	1933,73	0,275	0,28126982	vérifier
<b>Story4</b>	2100,2	0,275	0,30548364	vérifier
<b>Story3</b>	2489,49	0,33	0,30175636	vérifier
<b>Story2</b>	2550,9	0,33	0,3092	vérifier
<b>Story1</b>	2789,44	0,39	0,28609641	vérifier

# Chapitre V

## Calcul des éléments principaux.

### V.1 Etudes des éléments structuraux

#### V.1. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $0.8G+E$
- 3)  $0.8G-E$
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $G+Q$  .....RPA (art. 5.2)
- 6)  $G+Q+E$

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{\max}$  M correspondant.

Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{\min}$  M correspondant.

Moment maximum et l'effort normal correspondant  $M_{\max}$  N correspondant.

#### V.1.1. Les armatures longitudinales

le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).

le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.

6% en zones de recouvrement.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99 sont rapportées dans le tableau suivant

**Tableau V.1.** Les sections d'armatures selon le RPA 99.

Niveau	sec pot (cm <sup>2</sup> )	Amin cm <sup>2</sup> (RPA99)	Amax Zone courante (cm <sup>2</sup> )	Amax Zone de recouvrement (cm <sup>2</sup> )
10 ,11,12 <sup>ème</sup>	(40*45)=1600	14,4	64	96
8,9 <sup>ème</sup>	(45*45)=1800	16,2	72	108
6,7 <sup>ème</sup>	(45*50)=2250	18	90	135
3,4,5 <sup>ème</sup>	(50*55)=2750	22	110	165
1,2 <sup>ème</sup>	(55*60)=3300	26,4	132	198
S sol ,RDC	(65*60)=3900	31,2	156	234

#### V.1.2. Sollicitations de calculs

**Tableau V.2.** Sollicitations de calcul.

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

Niveau	Nmax→Mcor		Ncor←Mmax		Nmin→Mcor		V(kn)
S-Sol RDC	-3946,5752	209,7175	114,7392	328,8569	2482.52	130.97	340,7048
1et 2 <sup>ème</sup>	-3079,4651	99,3854	-2597,7084	429,1666	1781.31	70.105	542,8381
3et4,5 <sup>ème</sup>	-2200,8086	24,6983	-1808,726	156,458	955.9	29.07	174,1182
6,7 <sup>ème</sup>	-1345,5072	23,0897	-1145,0704	162,9609	267.26	33.24	180,6735
8,9 <sup>ème</sup>	-910,4719	6,6836	-643,3324	111,9475	226.71	25.176	125,0472
10,11,12 <sup>ème</sup>	-540,581	7,8975	-381,5726	113,9979	214.13	20.13	121,9358

### V.1.3. Calcul des armatures longitudinales

Exemple de calcul illustratif d'un poteau le plus sollicité du 1<sup>er</sup> étage avec les sollicitations suivantes

- a) Nmax = 3079,4651kn (compression) → Mcor = 99,3854kn.m
- b) Mmax = 429,1666 kn.m → Ncor = 2597,7084 (compression)
- c) Nmin = -1787.31kn (traction) → Mcor = 70.10 kn.m

#### a) Calcul sous Nmax et Mcor

$$eG = \frac{M}{N} = \frac{99,3854}{3079,4651} = 0.0322m \rightarrow eG < \frac{h}{2} = \frac{0.60}{2} = 0.3m$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) < (b)$$

$$(a) = Nu(d - d') - Mua \rightarrow Mua = MuG + Nu \left( d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow Mua = 0.930 MNm$$

$$(a) = 0.732 MN.m$$

$$(b) = (0.337h - 0.81d')b * h * fbu \rightarrow (b) = 0.833 MN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu bu = \frac{Mua}{b*d^2*fbu} \rightarrow \mu bu = 0,367 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu bu > \mu l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,607 \quad / \quad z = 0,431 \text{ m}$$

$$A = (Mua) / (z * fst) \rightarrow A = 62 \text{ cm}^2$$

$$Al = A - Nu / fst \rightarrow Al = -26.49 \text{ cm}^2$$

$$Amin = 3.78 \text{ cm}^2$$

#### b) Calcul sous Mmax et Ncor

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

$$eG = \frac{M}{N} = \frac{429,1666}{2597,7084} = 0.165 \text{ m} \rightarrow eG < \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3\text{m}$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) < (b)$$

$$(a) = Nu(d - d') - Mua \rightarrow Mua = MuG + Nu\left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow Mua = 1.13 \text{ MNm}$$

$$(a) = 0.272 \text{ MN.m}$$

$$(b) = (0.337h - 0.81d')b * h * fbu \rightarrow (b) = 0.833 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu bu = \frac{Mua}{b*d^2*fbu} \rightarrow \mu bu = 0.445 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha = 0,835 \quad / \quad z = 0,379 \text{ m}$$

$$A = (Mua) / (z * fst) \rightarrow A = 85.67 \text{ cm}^2$$

$$Al = A - Nu/fst \rightarrow Al = 11.023 \text{ cm}^2$$

### c) Calcul sous $N_{\min}$ et $M_{\text{cor}}$

$$eG = \frac{M}{N} = \frac{0.070105}{1.78731} = 0.0527\text{m} \rightarrow eG < \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3\text{m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) < (b)$$

$$(a) = Nu(d - d') - Mua \rightarrow Mua = MuG + Nu\left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow Mua = -0.412 \text{ MNm}$$

$$(a) = -1.341 \text{ MN.m}$$

$$(b) = (0.337h - 0.81d')b * h * fbu \rightarrow (b) = 0.833 \text{ MN.m}$$

Donc la section est entièrement tendue N traction et e entre les armatures

$$A1 = \frac{Nu * e2}{fst(d - d')} \quad A2 = \frac{Nu * e1}{fst(d - d')}$$

$$e1 = \frac{h}{2} - d' + e \quad e2 = (d - d') - e1$$

$$e1 = 0.309 \quad e2 = 0.230$$

$$A1 = 19.095 \text{ cm}^2 \quad A2 = 25.58 \text{ cm}^2$$

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

$$A_{min} = B * ft_{28}/f_e \rightarrow A_{min} = 17.32 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** Les armatures calculées sont par face

**Tableau. V.3.** Ferrailages des poteaux.

poteaux	Sections Cm <sup>2</sup>	Acal cm <sup>2</sup> /face	Amin RPA	Amin BAEL	Aadpt cm <sup>2</sup> / face
S sol ,RDC	3900	36.58	31,2	<b>20.47</b>	<b>7HA25+1HA20 =37.5</b>
1et 2ème	3300	25.58	26,4	<b>17.32</b>	<b>4HA25+2HA20=25.92</b>
3,4,5 ème	2750	13.43	22	<b>14.43</b>	<b>5HA20=15.71</b>
6,7ème	2250	5.23	18	<b>11.81</b>	<b>3HA20+2HA16=13.44</b>
8,9ème	2025	3.39	16.2	<b>10.63</b>	<b>1HA20+4HA16=11.18</b>
10,11,12 ème	1800	3.96	14.4	<b>9.45</b>	<b>5HA16=10.05</b>

### V.1.4. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho * Vu}{h1 * f_e}$$

Vu : effort tranchant de calcul.

h1 : hauteur totale de la section brute.

f<sub>e</sub> : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

**dans la zone nodale :**  $t < \min(10 * \Phi l, 15cm)$  en zone IIa.

**dans la zone courante :**  $t < 15 * \Phi l$  en zone I et IIa.

$\Phi l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda g \geq 5, \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda g < 5$$

La quantité d'armatures transversales minimales  $At = \% (t * b1)$

0.3% si  $\lambda g \geq 5$  0.8% si  $\lambda g < 3$  interpoler entre les valeurs limites précédentes si

$$3 < \lambda g < 5 \text{ avec } \lambda g = lf / b0ulf / a$$

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

Considérée, L<sub>f</sub> : longueur de flambement du poteau.

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

**Tableau. V.4.** Armatures transversales.

Niveau	Sous-sol	RDC	1,2ème	3, 4,5ème	6,7ème	8,9ème	10,11,12ème
<b>Section</b>	65*60	65*60	60*55	50*55	45*50	45*45	40*45
<b>Φl</b>	1,6	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4
<b>Lf</b>	310,8	238	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
<b>Δg</b>	4,781538462	3,66153846	3,57	3,89454545	4,284	4,76	5,355
<b>Vu (kn)</b>	342.78	342.78	545.91	1190.03	183.25	145.254	130.4
<b>St Z nodale</b>	10	10	10	10	10	10	10
<b>St Z courant</b>	15	15	15	15	15	15	15
<b>P</b>	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
<b>At<sub>cal</sub> cm<sup>2</sup></b>	7,42	7,42	12,79	4,85	5,15	4,54	4,075
<b>At<sub>min</sub> cm<sup>2</sup></b>	3,4575	6,1875	5,9175	4,755	3,5925	2,43	1,2675
<b>At<sub>choisi</sub> cm<sup>2</sup></b>	7,85	7,85	6,28	5,5	5,5	4,71	4,71
<b>N<sup>bre</sup> barres cm<sup>2</sup></b>	10HA10	10HA10	11HA12	7HA10	7HA10	6HA10	6HA10

### V.1.5. Vérifications

➤ **Vérification au flambement :**

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. On doit vérifier que

$$Nd \leq Nu = \alpha * \left[ \frac{Br * fc28}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right]$$

**Tableau V.5.** Vérification au flambement

Niveau	Sec (m <sup>2</sup> )	Lf (cm)	λ	α	As (m <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (kn)	Nd (kn)	Obs
sous sol	0.3900	310,8	17,92	0,807	0.00375	0,3654	6518.498	3827.68	vérifier
<b>RDC</b>	0.3900	238	13,7247	0,824	0.00375	0,3654	6655.675	3286.60	vérifier
<b>1et 2ème</b>	0.3300	214,2	13,475	0,825	0.002592	0,3074	5443.654	2745.52	vérifier
<b>3,4,5 ème</b>	0.2750	214,2	14,823	0,820	0,001571	0,2544	4314.160	2215.20	vérifier
<b>6,7ème</b>	0.2250	214,2	16,47	0,813	0,001344	0,2064	3491.617	1356.98	vérifier
<b>8,9ème</b>	0.1800	214,2	18,53	0,804	0,001118	0,1634	2748.525	917.97	vérifier
<b>10,11,12 ème</b>	0.1600	214,2	21,17	0,792	0,001005	0,1419	2358.112	546.56	vérifier

### Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{b'}$$

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

$$\sigma_{bc1} = \left(\frac{N_{ser}}{S}\right) + \frac{MG_{ser} * V}{I_{yy'}} \sigma_{bc2} = \left(\frac{N_{ser}}{S}\right) - \frac{MG_{ser} * v'}{I_{yy'}}$$

$$S = bxh + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$MG_{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left( \left(\frac{h}{2}\right) - V \right)$$

$$V = \frac{1}{S} * \left[ b \cdot \frac{h^2}{2} + 15(A' d' + Ad) \right] \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = b/3 * (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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

**Tableau V.6.** Vérifications des contraintes dans le béton.

Niveau	Sec (m <sup>2</sup> )	d(m)	As (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	V(m)	V'(m)	I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	M <sub>g<sub>ser</sub></sub> (Mn,m)	M <sub>ser</sub> (Mn,m)	N <sub>ser</sub> (Mn)	σ <sub>bc1</sub> (Mpa)	σ <sub>bc2</sub> (Mpa)	σ'	Obs
S sol RDC	65*60	0,62	0,00375	0,458325	0,368	0,281	0,01879	0,120	0,036	1,927	6,57	2,4	15	Vérifier
1et 2ème	60*55	0,57	0,002592	0,3790	0,334	0,265	0,130	0,122	0,062	1,727	7,7	2,1	15	Vérifier
3,4 et 5ème	55*50	0,52	0,001571	0,3095	0,299	0,25	0,00086	0,0957	0,061	1,404	7,9	1,8	15	Vérifier
6 et 7ème	50*45	0,47	0,001344	0,2400	0,264	0,236	0,00537	0,0791	0,066	0,953	7,85	0,48	15	Vérifier
8 et 9ème	45*45	0,42	0,001118	0,22662	0,225	0,225	0,00433	0,06	0,06	0,673	6,08	-0,14	15	Vérifier
10,11 et 12ème	45*40	0,42	0,001005	0,19809	0,225	0,225	0,00372	0,055	0,055	0,410	5,39	-1,25	15	Vérifier

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

$$\tau'_{bu} = \rho d \cdot f_c \cdot 28$$

**RPA (art 7.4.3.2)**

$$\rho d = -0,075 s i l g \geq 5$$

$$-0,040 s i l g < 5$$

$$\tau_{bu} = \frac{Vd}{b*d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7.** Vérifications des contraintes tangentielles.

Niveau	sec	Lf (m)	λg	ρd	d(m)	Vu (kn)	τu	τadm	Obs
sous-sol/RDC	65*60	3,108	4,781	0,04	0,62	342,7048	0,921	1	Vérifier
1et 2ème	60*55	2,142	3,57	0,04	0,57	224,92	0,717	1	Vérifier
3,4,5ème	55*50	2,142	3,894	0,04	0,52	190,03	0,730	1	Vérifier
6,7ème	50*45	2,142	4,284	0,04	0,47	183,25	0,866	1	Vérifier
8,9ème	45*45	2,142	4,76	0,04	0,42	145,254	0,768	1	Vérifier
10, 11,12ème	40*45	2,142	4,76	0,04	0,42	130,4	0,776	1	Vérifier

### V.1.6. Disposition constructive des poteaux

➤ **Longueurs de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :



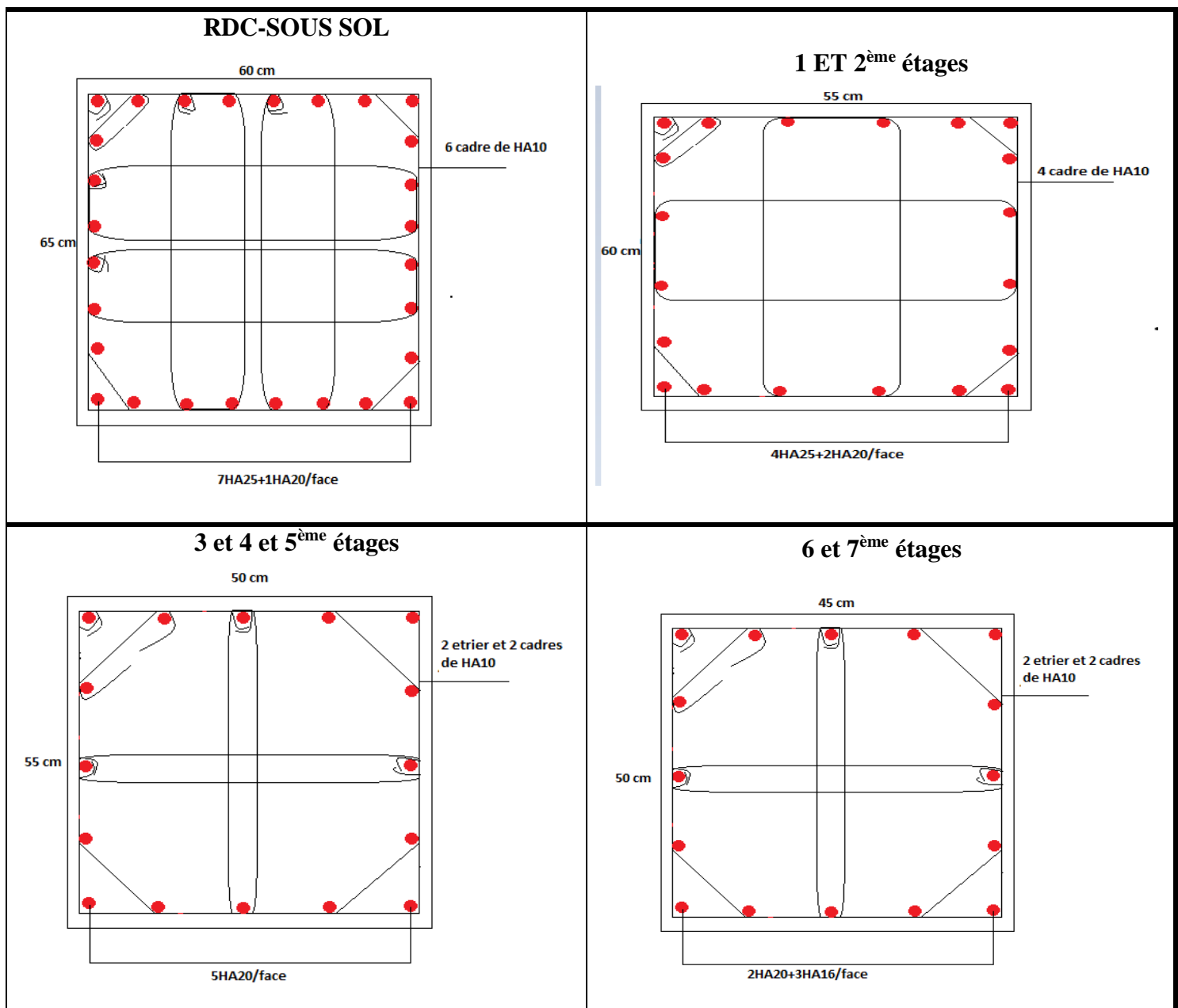
## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

$L_r > 40 \cdot \Phi$  en zone II.

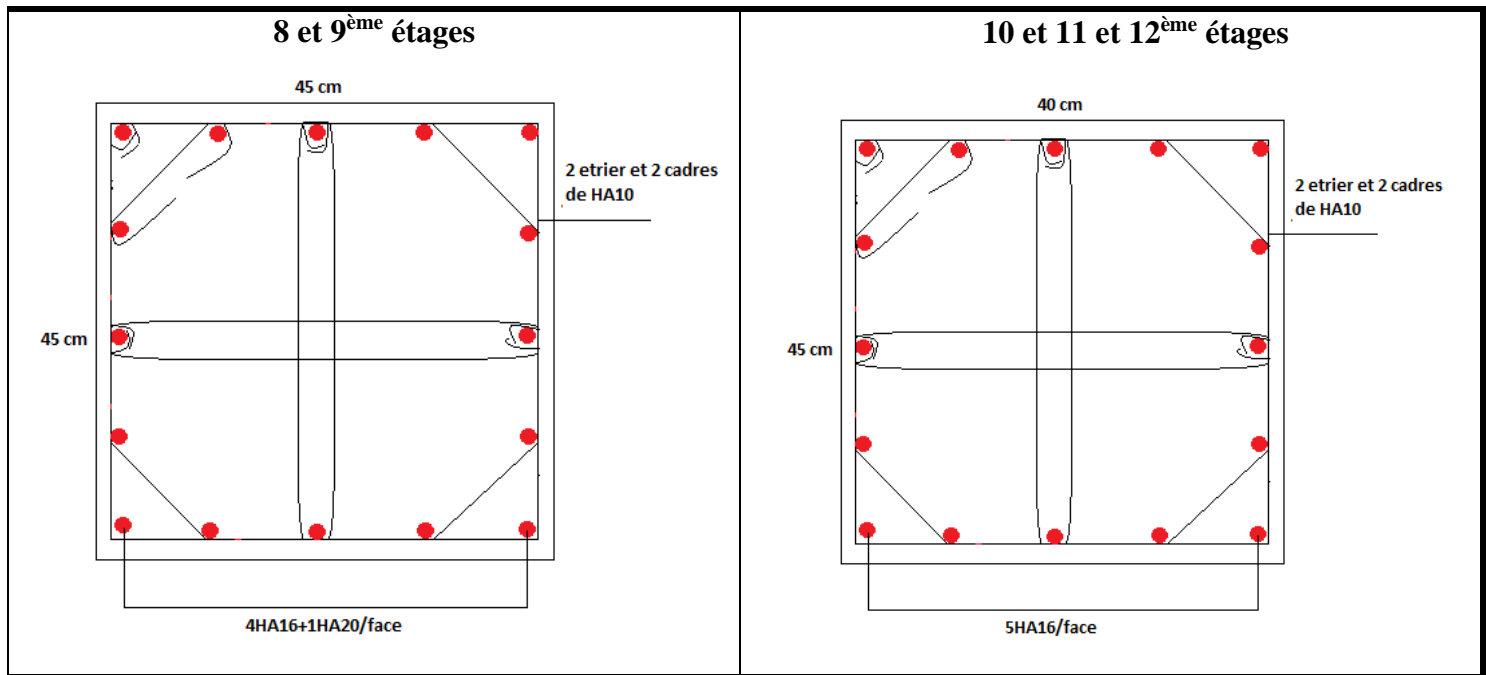
- $\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 80\text{cm}$
- $\Phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 64\text{cm}$
- $\Phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r = 100\text{cm}$

- Schéma de ferrailage des poteaux

**Tableau V.8.** Schéma de ferrailage des poteaux.



## Chapitre V : Calcul des éléments principaux



### IV.2. Etudes des poutres

#### Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$ 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$ 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$ 6).  $0.8G-E$

#### V.2. 1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

La longueur minimale de recouvrement est de 40 en zone II<sub>a</sub>.

### V.2.2. Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times b$ .

$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min(h/4; 12\Phi_l)$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

### V.2.3. Les armatures maximales préconisées par le RPA

Tableau V.9. Armatures préconisées par L'RPA.

Poutres	Section (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) en zone courante	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) en zone de recouvrement
<b>Poutre principale</b>	30*40	6	48	72
<b>Poutre secondaire</b>	30*30	4,5	36	54

### V.2.4. Calcul à la flexion simple :

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux suivant :

- **Poutres principales**

Tableau. V.10. Calcul de la poutre principale

Étages	Localisation	M (KN.m)	U <sub>bu</sub> (Mn.m)	α	z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC, Sous-Sol</b>	<b>Appui</b>	83.5	0.0529	0.0680	0,359	6.66	1,37
	<b>Trave</b>	48.17	0.0305	0.0388	0.364	3.8	1.37
<b>1 ET 2<sup>ème</sup> étages</b>	<b>Appui</b>	142.93	0.0906	0.119	0,352	11.65	1,37
	<b>Trave</b>	48.17	0.0305	0.0388	0.364	3.8	1.37
<b>3et4et 5<sup>ème</sup> étages</b>	<b>Appui</b>	169,3509	0,107	0,0.142	0,348	13.95	1,37
	<b>Trave</b>	48.17	0.0305	0.0388	0.364	3.8	1.37
<b>6et 7<sup>ème</sup> étages</b>	<b>Appui</b>	167.36	0.1061	0,140	0,349	13.77	1,37
	<b>Trave</b>	48.17	0.0305	0.0388	0.364	3.8	1.37
<b>8et 9<sup>ème</sup> étages</b>	<b>Appui</b>	154.52	0.098	0,129	0,0.350	12.65	1,37
	<b>Trave</b>	48.17	0.0305	0.0388	0.364	3.8	1.37
<b>10,11,12<sup>ème</sup> étages</b>	<b>Appui</b>	135,199	0.0857	0,112	0,353	10.99	1,37
	<b>travé</b>	48.17	0.0305	0.0388	0.364	3.8	1.37

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

### - Poutres secondaires

**Tableau. V.11.** Calcul de la poutre secondaire

Étages	Localisation	M (kn.m)	U <sub>bu</sub> (Mn.m)	$\alpha$	z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC S-S	Appui	45,85	0,398	0,050	0,264	4.98	1,01
	Travée	26.85	0.0233	0.0295	0.266	2.9	1,01
1 ET 2 <sup>ème</sup> étages	Appui	89.94	0,0781	0,101	0,258	9.97	1,01
	Traée	26.85	0.0233	0.0295	0.266	2.9	1,01
3et4et 5 <sup>ème</sup> étages	Appui	108.38	0,0942	0,123	0,256	12.13	1,01
	Travée	26.85	0.0233	0.0295	0.266	2.9	1,01
6et 7 <sup>ème</sup> étages	Appui	102.49	0,089	0,116	0,257	11.44	1,01
	Travée	26.85	0.0233	0.0295	0.266	2.9	1,01
8et 9 <sup>ème</sup> étages	Appui	88.42	0,076	0,100	0,259	9.80	1,01
	Travée	26.85	0.0233	0.0295	0.266	2.9	1,01
10,11,12 <sup>ème</sup> étages	Appui	78.65	0,068	0.0886	0,260	8.67	1,01
	Travée	26.85	0.0233	0.0295	0.266	2.9	1,01

**Remarque :** Pour le calcul du ferrailage des poutres principales et secondaires en travée on est calculé par le moment maximum dans tous les étages

### - Choix des sections de ferrillages

Le ferrailage des poutres secondaires et principales est avec le maximum trouvé dans le calcul aux appuis et en travées

**Tableau. V.12.** Choix des sections de ferrailage.

Type de poutre	Section	Moments ELU	Moments ELS	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA(cm2)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	
Principales	30x40	169,35	59.5064	Appuis	13.95	6	14.32	4HA16+2HA20
		48.17	35,5907	Travée	3.8	6	4.62	3HA14
Secondaires	30x30	108,38	21,2749	Appuis	12.13	4,5	13.44	2HA16+3HA20
		26.85	19,8236	Travée	2.9	4,5	15.45	3HA14

### - Longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40\phi_L$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80 \text{ cm, on adopte } L_r = 80 \text{ cm.}$$

### - Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition **du BAEL**.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm.}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 8$  d'où :  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

- **Vérification des sections d'armatures transversales :**  $A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$ .

**Calcul de  $S_t$  :** Selon le CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2),  $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ ,

**Avec :**

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \dots\dots\dots 1$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots\dots\dots 2$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \dots\dots\dots 3$$

**- Exigence du RPA :**

**Zone nodale:** en zone nodale les espacements sont calculés avec la formule suivante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$$

**Zone courante:** en zone courante les espacements sont calculés avec la formule suivante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}. \text{ Comme il faut vérifier : } A_t > A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h$$

Et le tableau précédent résume les exigences du R.P.A

**Tableau. V.13.** Armatures transversales.

Poutre	Espacement en zone		Vérification de la condition de non fragilité		
	Nodale (cm)	Courante (cm)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{tmin}$	$A_t > A_{tmin}$
Principale	10	15	2.01	1.2	vérifier
Secondaire	10	15	2.01	0.63	vérifier

### V.2.5. Vérification à L'ELU

**-Contrainte tangentielle maximale**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \text{ F. P. N} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}, 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.325\text{MPa}$$

**Tableau. V.14.** Vérification de la contrainte tangentielle.

Poutres	$V_U$ (MN)	$\tau_u$ (Mpa)	Observation
Principales	$197.2666 \times 10^{-3}$	1.73	Vérifié
Secondaires	$106.0663 \times 10^{-3}$	1.26	Vérifié

### V.2.6. Vérification à l'ELS :

**- Etat limite de compression du béton :**

**Tableau V.15.** Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (MN.m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$Y$ (m)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Principales	Appuis	$57,67 \times 10^{-3}$	$13.5047 \times 10^{-4}$	0.169	7.46	15	Vérifier
	Travées	$36,03 \times 10^{-3}$	$6.0156 \times 10^{-4}$	0.109	6.48	15	Vérifier

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

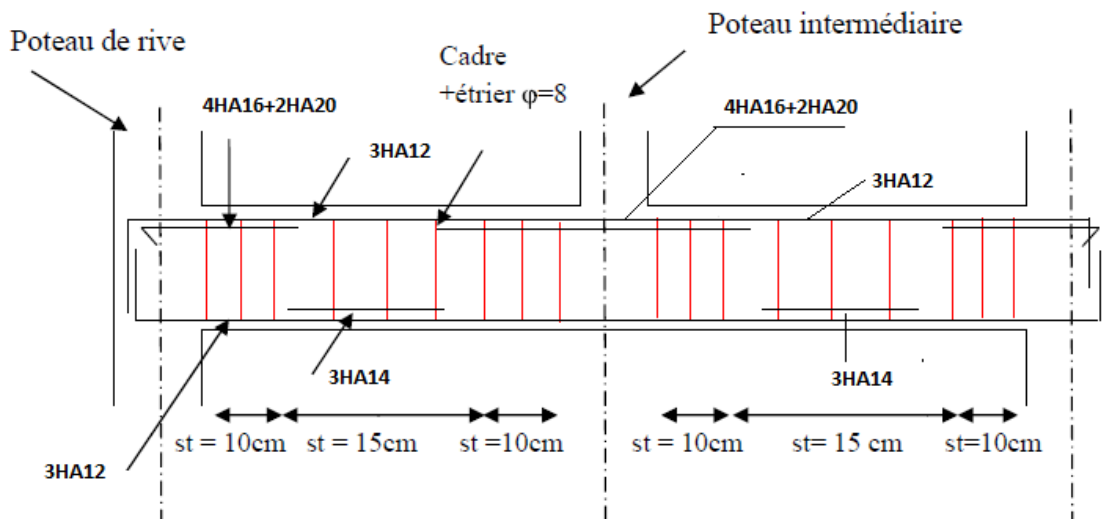
<b>Secondaires</b>	<b>Appuis</b>	$21,27 \times 10^{-3}$	$6.1345 \times 10^{-4}$	0.134	4.67	15	<b>Vérifier</b>
	<b>Travées</b>	$19,82 \times 10^{-3}$	$29740 \times 10^{-4}$	0.0909	6.06	15	<b>Vérifier</b>

- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

**Tableau V.16.** Evaluation de la flèche.

Poutres	L (m)	$F_{adm}$ (mm)	F (mm)	Observation
<b>Principales</b>	3.52	7.04	0.350	Vérifiée
<b>Secondaires</b>	3.66	7.32	0.980	Vérifiée

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale.

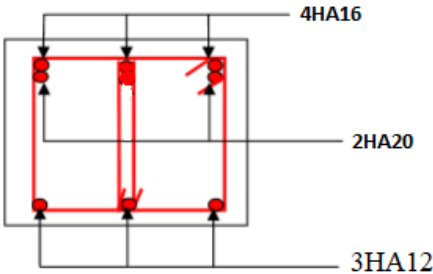
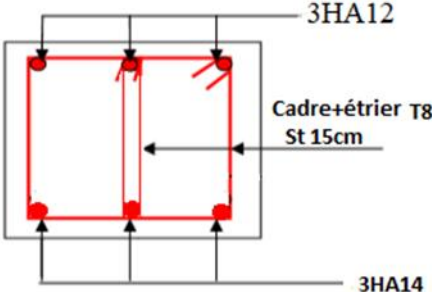
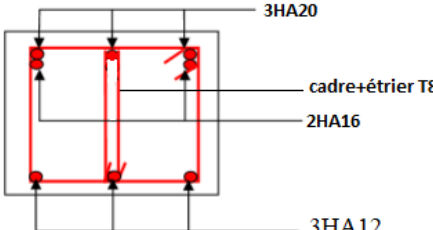
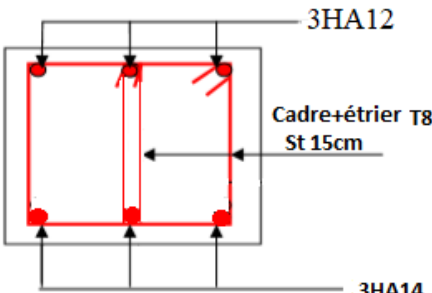


**Figure V.4.** Ferrailage d'une poutre.

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

- Schéma de ferrailage des poutres :

Tableau. V.17. Ferrailage des poutres.

Types de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
principale	30×40		
Secondaire	30×30		

### V.3. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux le **RPA99 (Art 7. 6. 2)** exige que :

$$M_R = |M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

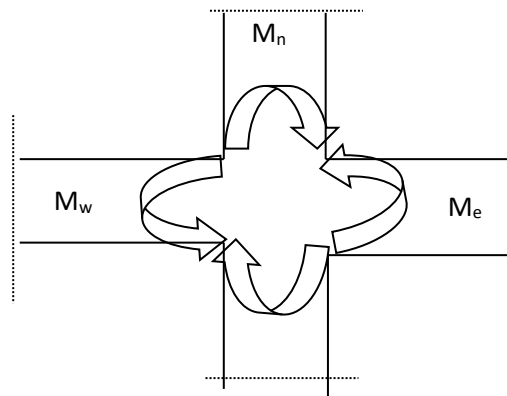


Figure V.5. Les moments sur la zone nodale.

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

### V.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment «  $M_R$  » 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.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s ;$$

$$\text{Avec : } Z=0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

**Tableau. V.18.** Moments résistants dans les poteaux.

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	AS (cm <sup>2</sup> )	MR (kN.m)
Sous-Sol /RDC	(65*60)=3900	0.585	37.5	877.5
1er et 2 <sup>ème</sup>	(55*60)=3300	0.540	25.92	559.872
3,4 et 5 <sup>ème</sup>	(50*55)=2750	0.495	15.71	311.058
6 et 7 <sup>ème</sup>	(45*50)=2250	0.450	13.44	241.92
8 et 9 <sup>ème</sup>	(45*45)=2025	0.405	11.18	181.116
10,11 et 12 <sup>ème</sup>	(40*45)=1800	0.405	10.05	170.81

**Tableau. V.19.** Moments résistants dans les poutres.

Poutres	Position	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	AS (cm <sup>2</sup> )	MR (KN.m)
2 <sup>Principales</sup>	Appuis	30*40 = 1200	0,36	14,32	206,208
	Travées		0.36	4.62	66.528
Secondaires	Appuis	30*30=900	0.27	13.44	145.152
	Travées		0,27	4.62	49.86

### V.3.2. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab 5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

**Tableau. V.20.** Vérifications des zones nodales

Niveau	localisation	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>w</sub>	1.25 (M <sub>w</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
S-sol RDC	PP	877.5	877.5	1755	206.208	66.528	340.92	Vérifié
	PS	877.5	877.5	1755	145.152	49.86	243.765	Vérifié
1 et 2 <sup>ème</sup>	PP	559.872	559.872	1119.74	206.208	66.528	340.92	Vérifié
	PS	559.872	559.872	1119.74	145.152	49.86	243.765	Vérifié
3,4 et 5 <sup>ème</sup>	PP	311.058	311.058	622.116	206.208	66.528	340.92	Vérifié
	PS	311.058	311.058	622.116	145.152	49.86	243.765	Vérifié



## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

6 et 7 <sup>ème</sup>	PP	241.92	241.92	483.84	206.208	66.528	340.92	
	PS	241.92	241.92	483.84	145.152	49.86	243.765	
8et 9 <sup>ème</sup>	PP	181.116	181.116	362.32	206.208	66.528	340.92	
	PS	181.116	181.116	362.32	145.152	49.86	243.765	
10,11et 12 <sup>ème</sup>	PP	170.81	170.81	341.6	206.208	66.528	340.92	
	PS	170.81	170.81	341.6	145.152	49.86	243.765	

### V.3.3. Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

## V.4. Etudes des voiles

Le **RPA/99/version 2003(Art.3.4. A.1.a)** exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zoneIIa.

### V.4.1. Les recommandations du RPA99

#### a) Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.2 %  $l_t e$   
Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,  $e$  : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ( $St$ ) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur  $L/10$  dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur  $10 \Phi$

#### c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m<sup>2</sup> au moins.

#### d) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$Avj = 1.1 * \frac{V}{f_e} \quad \text{avec} \quad V = 1.4 * Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$A_{min} = 0.15 \%$  section globale du voile.       $A_{min} = 0.1 \%$  zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $< e / 10$ .

### f) Longueur de recouvrement

$L_r = 40\Phi$  en zone qui peut être tendue

$L_r = 20\Phi$  en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons

### V.4.2.les sollicitations des voiles au niveau du RDC:

Tableau. V.21. Sollicitations de calcul pour les voiles.

Voiles	Nmax→Mcor		Max→Ncor		Nmin→Mcor		Vmax
Vx1	-1730,3684	2009,98	2075,36	-1468,165	-292,71	1486,1873	-1039,9802
Vx2	-745,21	315,3	315,3	-745,21	-154,99	300	-745,2137
Vx3	-2022,72	931,68	1975,01	-742,4	-893,016	1290,01	576,9562
Vx4	-1169,03	29,04	227,53	-672,2475	-422,7249	221,8226	-94,0282
Vx5	-1490,15	19,7651	245,8428	-1360,8786	-430,7319	214,5425	147,2491
Vy1	-2248,338	61,2	1790,25	-1418,37	-893,016	1290,01	544,0675
Vy2	-979,8	133,3	134,3	152,86	16,1401	134,21	-109,6634
Vy3	-1082,73	137,87	137,87	-1082,73	-99,6562	126,283	131,3177
Vy4	-1033,7	136,3516	136,35	-1033,7	-103,229	125,4733	132,0241
Vy5	-1096,98	104,373	116,12	-380,752	-164,555	114,5067	-124,6816

#### IV.4.2.1. Calcul du voile Vy2 au RDC

##### - Armatures verticales

Exemple de calcul illustratif  $e = 15 \text{ cm}$   $h = 1 \text{ m}$

Combinaison de calcul sous

$N_{max} = 979,8 \text{ kn}$  (compression) →  $M_{cor} = 133,3 \text{ kn.m}$

$M_{max} = 134,3 \text{ Kn.m}$  →  $N_{cor} = -152.86 \text{ kn}$  (Traction)

$N_{min} = -16.1401 \text{ kn}$  (Traction) →  $M_{cor} = 134.21 \text{ kn.m}$

$V_{max} = 109.6634 \text{ kn}$

##### - Sous $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

Calcul des contraintes :

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

---

$$\sigma_+ = \left(\frac{N}{S}\right) + \left(\frac{M}{I}\right) * y \quad \sigma_- = \left(\frac{N}{S}\right) - \left(\frac{M}{I}\right) * y$$

$$S = 0.15 * 1m = 0.15m^2 / I = e * \frac{h^3}{12} = 0.0125 m^4 / y = \frac{h}{2} = 0.5m$$

$$\sigma_+ = 11.86 Mpa \quad \sigma_- = 1.2Mpa$$

Section entièrement comprimé L=Lc

$$(a) = Nu(d - d') - Mua \rightarrow Mua = MuG + Nu \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow Mua = 0.574 MNm$$

$$(b) = (0.5h - d')b * h * fbu \rightarrow (b) = 0.958 MN.m$$

$$(a) = 0.307 < (b) = 0.958 \rightarrow A=0$$

$$A' = \frac{Nu - \psi * b * h * fbu}{fs'} \rightarrow \psi = \frac{0.357 + \frac{Nu(d-d') - Mua}{bh^2 * fbu}}{0.857 - \left(\frac{d'}{h}\right)} = 0.620$$

$$A' = -9.79cm^2$$

- **Sous Mmax** → Ncor

Calcul des contraintes

$$\sigma_+ = 4.35 Mpa \quad \sigma_- = -6.39 Mpa$$

$$lt = \frac{l * \sigma_-}{(\sigma_-) + (\sigma_+)} \rightarrow lt = 0.6m / lc = 0.4m$$

Section partiellement comprimé

$$(a) = Nu(d - d') - Mua \rightarrow Mua = MuG + Nu \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow Mua = 0.0655 MNm$$

$$(b) = (0.337h - 0.81d')b * h * fbu \rightarrow (b) = 0.631 MN.m$$

$$(a) = 0.0655 < (b) = 0.631$$

le calcul se fait par assimilation a la flexion simple

$$\mu bu = \frac{Mua}{b * d^2 * fbu} \rightarrow \mu bu = 0,0340 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu bu < \mu l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0432 / z = 0.933 m$$

$$A = (Mua) / (z * fst) \rightarrow A = 2.01 cm^2$$

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

---

$$A_l = A - N_u / f_{st} \rightarrow A_l = 6.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.72 \text{ cm}^2$$

- **Sous  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$**

$$\sigma_+ = 5.26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_- = -5.47 \text{ Mpa}$$

$$l_t = \frac{l * \sigma_-}{(\sigma_-) + (\sigma_+)} \rightarrow l_t = 0.50 \text{ m} / l_c = 0.50 \text{ m}$$

Section partiellement comprimé

$$(a) = N_u(d - d') - M_{ua} \rightarrow M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_{ua} = 0.127 \text{ MNm}$$

$$(b) = (0.337h - 0.81d') b * h * f_{bu} \rightarrow (b) = 0.631 \text{ MN.m}$$

$$(a) = -0.141 < (b) = 0.127$$

le calcul se fait par assimilation a la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = 0,066 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0854 / z = 0.917 \text{ m}$$

$$A = (M_{ua}) / (z * f_{st}) \rightarrow A = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A - N_u / f_{st} \rightarrow A_l = 4.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.72 \text{ cm}^2$$

D'après le calcul les sollicitations  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$  nous donne le  $A_{\max}$

$$A_{\max} = 6.40 \text{ cm}^2$$

Le minimum de l'RPA

$$A_{\min}(\text{voile}) = 0.15\% e * l \rightarrow A_{\min v} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(ZT) = 0.20\% e * l_t = 0.002 * 15 * 60 \rightarrow A_{\min}(ZT) = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(ZC) = 0.1\% e * l_c = 0.001 * 15 * 40 \rightarrow A_{\min}(ZC) = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} > A_{\min}(ZT) + A_{\min}(ZC)$$

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

donc on ferraille avec le  $A_{cal} = 6.40\text{cm}^2$

Soit  $7\text{HA}12 = 7.92\text{ cm}^2$

- Armature transversales

$$A_h \geq (\tau_u * e * St) / (0.8 * 400)$$

$$\tau_u = 1.4 * V_d / e * d \rightarrow \tau_u = 1.4 * 0.10966 / 0.15 * 0.95 = 1.07\text{ MN}$$

soit  $St = 20\text{cm}$

$$A_h = 1.003\text{cm}^2$$

Soit  $2\text{HA}10 = 1.57\text{cm}^2$  /face

Schéma de ferrailage du voile  $V_{y2}$

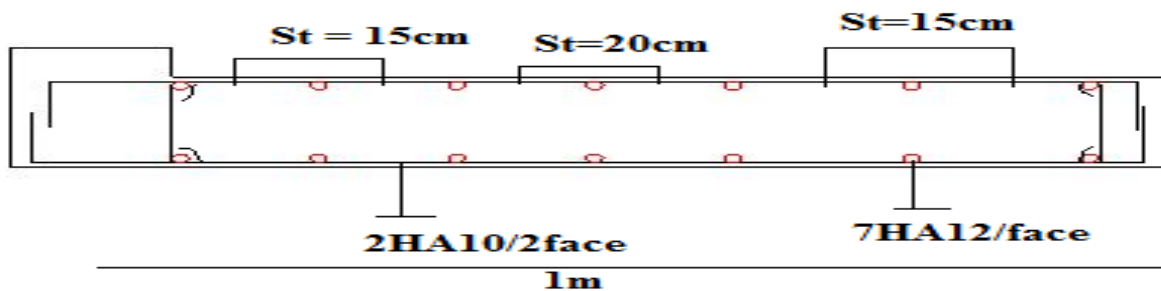


Figure. V.6. Ferrailage du voile  $V_{y2}$ .

### IV.4.2.2. Résultat de calcul des voiles au RDC

Tableau. V.22. Calcul des voiles.

	$V_{x1}, V_{x3}, V_{y1}$	$V_{x2}, V_{x4}, V_{x5}$	$V_{y3}, V_{y4}, V_{y5}$
<b>e(m)</b>	0,15	0,15	0,15
<b>L(m)</b>	3,66	1,5	1
<b>M(kn,m)</b>	1486,1873	300	126,283
<b>N (kn)</b>	292,71	154,99	99,6562
<b>V (kn)</b>	1039,9802	745,2137	132,0241
<b><math>\sigma+</math> (Mpa)</b>	4,971006599	6,022177778	5,715694667
<b><math>\sigma-</math> (Mpa)</b>	-3,9046678	-4,64448889	-4,38694533
<b>Section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
<b>Lt(m)</b>	1,6	0,65	0,43
<b>Amin Zt Rpa (cm<sup>2</sup>)</b>	9,6	3,9	2,58
<b>Av min (cm<sup>2</sup>)</b>	8,235	3,375	2,25
<b>Lc(m)</b>	0,46	0,2	0,14

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

Amin ZC (m <sup>2</sup> )	0,69	0,3	0,21
Acal (cm <sup>2</sup> )	8,189851396	4,048945973	8,293500648
Aadopté (cm <sup>2</sup> )	16,96	9,05	11,31
N barres/face	<b>15HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>10HA12</b>
ST extrémité (cm)	20	15	10
ST milieu (cm)	25	20	10
$\tau$ (Mpa)	2,68877614	4,796777839	1,297078877
$\tau_{adm}$	5Mpa	5Mpa	5Mpa
Ah cal (cm <sup>2</sup> )	2,520727632	4,496979224	1,216011447
Aadopté/face	1,57	1,57	1,57
N barres/2face	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>
St cm	20	20	20

### V.4.2.3.Ferraillage du linteau

Sollicitations dans le linteau au niveau RDC

$$Mg = 198.74 \text{ kn.m} / Md = 195.92 \text{ kn.m} / V = 525.40 \text{ kn}$$

$$\tau_b = \frac{V'}{b_0 * d} \rightarrow V' = 1.4 * V = 735.56 \text{ kn}$$

$$d = 0.9 * h \rightarrow h = 1.2 \text{ m} \rightarrow d = 1.08 \text{ m}$$

$$\tau_b = 3.40 \text{ Mpa} > 0.06 * f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa} \text{ Nécessité des armatures diagonales}$$

#### 1) Aciers longitudinaux

$$A_{l \text{ min RPA}} = 0.0015 * 120 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

#### 2) Aciers transversaux

$$A_{t \text{ min RPA}} = 0.0025 * b * s = 0.0025 * 15 * 15 \rightarrow A_{t \text{ min}} = 0.562 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

#### 3) Armatures diagonales

$$AD = \frac{v}{2 * f_e * \sin \alpha}$$

$$\text{Tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{1} \rightarrow \alpha = 47.72$$

$$AD = \frac{0.52540}{2 * 400 * \sin 47.72} = 8.87 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

#### 4) Armatures de peau

$$A_{p \text{ min RPA}} = 0.0020 * b * h = 0.002 * 15 * 120 \rightarrow A_p = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **Remarque :** le calcul des linteaux des autres niveaux se calcul avec la même méthode en flexion simple la hauteur du linteau est de 1 m

## Chapitre V : Calcul des éléments principaux

- Schéma de ferrailage du linteau

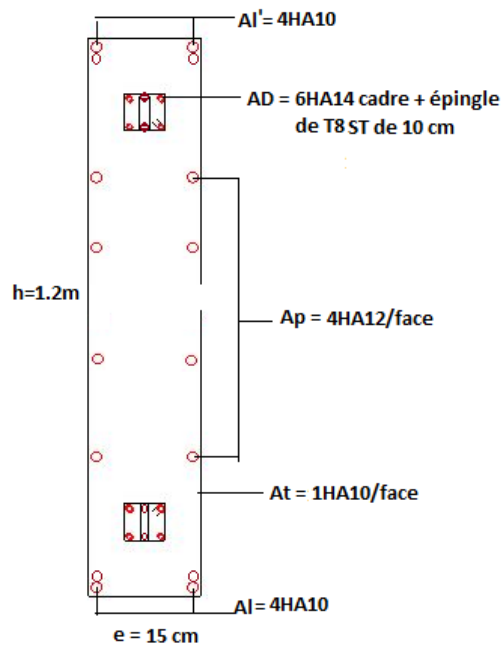


Figure. V.7. Ferrailage du linteau.

### IV.6.3. Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, vu la forme irrégulière du plan de bâtiment, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par les sollicitations extraites du logiciels de calcul (ETABS 2016) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes

# Chapitre VI

## Etude de l'infrastructure.

### Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette

Transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des

Radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

### VI.1. Vérification du Radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

### VI.2. Pré dimensionnement du radier

#### VI.2.1. La Condition de coffrage

$L_{max} = 5.65m$ , la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

- Nervure  $\rightarrow ht \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{565}{10} = 56.5cm$  soit  $ht = 60 cm$
- Dalle  $\rightarrow h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = 28.25 cm$  ; soit  $h_0 = 30 cm$



## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### V.2.2. Vérification de la condition de rigidité

$$L_{max} \leq \pi * \frac{le}{2}$$
$$le = \sqrt[4]{\frac{4 * EI}{K * b}}$$

- E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 * 10^4$  KPa.
- I : inertie de la section du radier.
- K : module de résistance du sol. (On un sol moyen donc  $K=4$  Kg/cm<sup>3</sup>).
- b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m

$$I = b * ht^3 / 12 \rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 * l_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}} ht = 0.85$$

A partir des deux conditions précédentes on prend  $ht = 1.1$  m Pour les nervures du radier.

### VI.2.3. La surface du radier

$$\frac{Nt}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{Nt}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Nt : Effort transmis de la superstructure + poids du radier + poids du sous-sol

- Poids du radier = S structure \*  $h_0 * \gamma_b$

$$Pr = 285.7 * 0.3 * 25 = 2142.75 \text{ kn}$$

$$Nt = 60860.7 \text{ kn}$$

$$S_{rad} = \frac{60860.7}{180} = 338.11 \text{ m}^2$$

### VI.2.4. Vérifications nécessaires

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au

Poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$Nd \leq 0.045 \times Uc \times ht \times f_{cj} / \gamma_b$$

Nd : effort normal de calcul.

ht : hauteur de la nervure.

Uc : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (65×60) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact Uc est donné par la formule suivante :  $Uc = 2 \times (a+b+2ht) \rightarrow Uc = 6.1$

$$Nd = 1922.7257 \leq 0.045 * 6.1 * 0.9 * 25 / 1.5 \rightarrow Nd = 1.922 \text{ MN} < 4.11$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Donc, pas de risque de poinçonnement.

### VI.2.5. Vérification de la contrainte dans le sol

$$\sigma_{moy} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4 \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{N}{S_{rad}}\right) + \left(\frac{M}{I}\right) * Y(x.y)$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{N}{S_{rad}}\right) - \left(\frac{M}{I}\right) * Y(x.y)$$

On a :

$$I_{xx} = 7896 \text{ m}^4 Xg = 9.73 \text{ m} M_{xx} = 11353.6012 \text{ kn.m}$$

$$I_{yy} = 12491.2 \text{ m}^4 Yg = 8.04 \text{ m} M_{yy} = 2072.63 \text{ kn.m}$$

**Sens XX**

$$\sigma_1 = \left(\frac{60860.7}{338.11}\right) + \left(\frac{11353.6}{7896}\right) * 8.04 = 0.19 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{60860.7}{338.11}\right) - \left(\frac{11353.6}{7896}\right) * 8.04 = 0.16 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3*0.19+0.16}{4} = 0.180 \text{ MPA} = \sigma_{sol} = 0.180 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Sens YY**

$$\sigma_1 = \left(\frac{60860.7}{338.11}\right) + \left(\frac{2072.63}{12491.2}\right) * 9.73 = 0.18 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{60860.7}{338.11}\right) - \left(\frac{2072.63}{12491.2}\right) * 9.73 = 0.175 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3*0.181+0.178}{4} = 0.178 \text{ MPA} < \sigma_{sol} = 0.180 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### VI.2.6. Vérification de la stabilité au renversement

**Sens xx**

Le RPA doit vérifier que  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$e = \frac{11353.7}{60860.7} = 0.186 \text{ m} < \frac{21.4}{4} = 5.35 \quad \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**Sens yy**

$$e = \frac{2072.63}{60860.7} = 0.034 < \frac{11.4}{4} = 2.85 \quad \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Donc pas de risque de renversement

### VI.2.7. Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s * h * S_{rad} * \gamma_w$

avec :

$$N = 60860.7 \text{ KN}$$

h= 4.45m, la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Fs= 1.5 (coefficient de sécurité).

Srad= 338.11m<sup>2</sup> (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ kn/m}^3$  poids volumique d'eau

$$N60860.7 \text{ kn} > 1.5 * 4.45 * 338.11 * 10 = 22568.84 \text{ kn} \dots\dots\dots\text{Vérifier}$$

### VI.3.Ferraillage du radier

#### VI.3.1. Ferraillage de la dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable, le ferraillage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier

#### VI.3.2.Calcul des sollicitations

-ELU

$$q_u = N_u / S_{rad}$$

- ELS

$$q_s = N_s / S_{rad}$$

$$N_u = N_u(\text{struct}) + N_u(\text{rad}) + N_u(\text{nerv}) \quad N_s = N_s(\text{struct}) + N_s(\text{rad}) + N_s(\text{nerv})$$

$$N_u = 86778.78 \text{ kn}$$

$$N_s = 63585.33$$

$$q_u = 256.65 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = 188.06 \text{ kn/m}^2$$

le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3.66 - 0.65 = 3.01 \text{ m} / L_y = 5.52 - 0.6 = 4.92 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.01}{4.92} = 0.61 > 0.4 \text{ La dalle travaille selon deux sens}$$

#### VI.3.3.Calcul à L'ELU

$$\mu_x = 0.0808$$

$$\mu_y = 0.3075$$

$$M_{ox} = \mu_x * q_u * l_x^2 \rightarrow M_{tx} = 0.85 * M_{ox}$$

$$M_{oy} = \mu_y * q_u * l_y^2 \rightarrow M_{ty} = 0.85 * M_{oy}$$

Condition de non fragilité

$$\text{Sens xx} \rightarrow A_{x\min} = \frac{\rho_0(3-\rho)}{2} * b * h$$

$$\text{Sens yy} \rightarrow A_{y\min} = \rho_0 * b * h$$

Les résultats de calcul à L'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

**Tableau VI.1.** Résultats de calcul de ferrailage du radier à l'ELU.

Localisation	sens	h (m)	b (m)	μ (x, y)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M (KN.m)	μ <sub>bu</sub> (Mn.m)	α	z (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	xx	0,3	1	0,0808	187,82	159,7	0,18	0,25	0,224	2,86	20,41	21,99	7HA20
	yy	0,3	1	0,3075	57,77	49,107	0,055	0,071	0,242	2,4	5,81	8,04	4HA16
Appui	xx	0,3	1	0,0808	187,82	93,94	0,106	0,14	0,235	2,86	11,44	12,06	6HA16
	yy	0,3	1	0,3075	57,77	28,88	0,0326	0,0414	0,245	2,4	3,37	6,16	4HA14

### VI.3.4. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b} * d \leq \tau_u = 0.05 * 25 = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$V_x = qu * \frac{lx}{2} * \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = 0.338 \text{ MN} / V_y = qu * \frac{ly}{2} * \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} = 0.0775 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{0.338}{1 * 0.25} = 1.352 \text{ Mpa} \quad \tau_u = \frac{0.0775}{1 * 0.25} = 0.31 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1.352 \text{ Mpa} > \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa}$  ..... condition n'est pas Vérifier

Donc on augmente l'épaisseur du radier à **h=40cm**

### VI.3.5. Vérification à l'ELS

Les résultats de calcul à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2.** Vérification a l'ELS.

Localisation	Sens	h (m)	b (m)	μ (x, y)	M <sub>0</sub> (kn.m)	M (kn.m)	Y (m)	I * 10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> < σ' <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> < σ' <sub>s</sub> (Mpa)	observation
Travée	xx	0,4	1	0,0857	146,019	124,11	0,122	2.319	6,55 < 15	182,56 < 201	Vérifier
	yy	0,4	1	0,0857	125,138	10,63	0,08	1.0498	0,816 < 15	40,94 < 201	Vérifier
Appui	xx	0,4	1	0,0857	146,019	73	0,095	1.462	4,78 < 15	190,35 < 201	Vérifier
	yy	0,4	1	0,0857	125,138	6,25	0,071	0.8385	0,535 < 15	31,14 < 201	Vérifier

### VI.3.6. Vérification des espacements

$$St < \min(2.5 * hr, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

-Travée : Sens xx → St = 100/7 = 14cm

-Appuis : Sens xx → St = 100/6 = 16cm

Sens yy → St = 100/4 = 25cm

Sens yy → St = 100/4 = 25cm

# Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

## VI.3.6. Schéma de ferrailage du radier

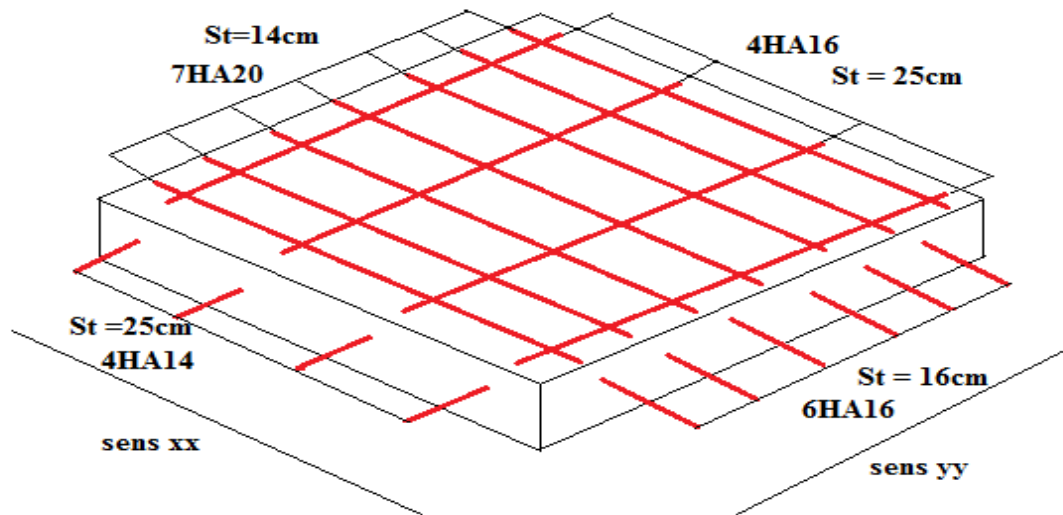


Figure V.1. Ferrailage du radier.

## VI.4. Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

On va faire l'étude pour une file de nervure la plus sollicitée selon X et une file de nervure selon Y

- La file la plus sollicitée de nervure selon X

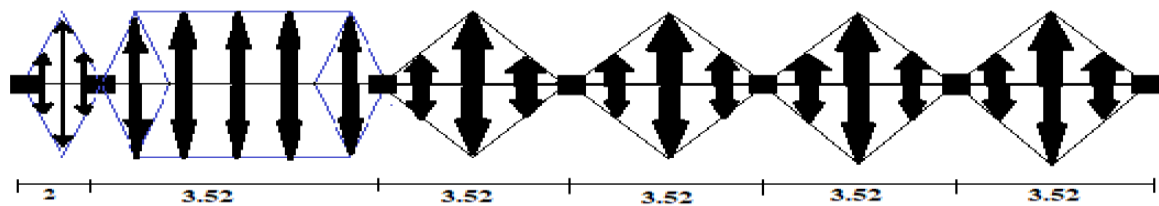


Figure VI.2. La file la plus sollicitée de nervure selon X.

- La file la plus sollicitée de nervure selon Y

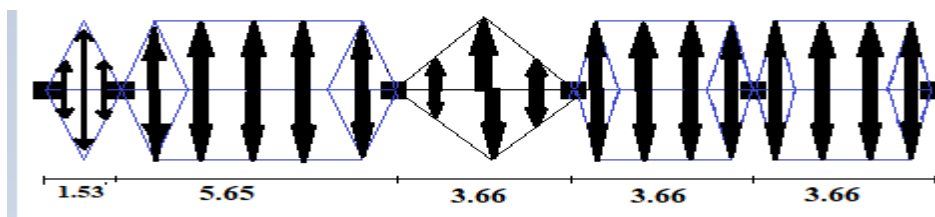


Figure VI.3. La file la plus sollicitée de nervure selon Y

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### VI.4.1. Ferrailage des nervures :

- Les charges qui reviennent sur la nervure :

$Pm$  = charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

$Pv$  = charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle

$$Pm = \frac{qu}{2} * \left[ \left(1 - \frac{\rho g^2}{3}\right) * l x g + \left(1 - \frac{\rho d^2}{3}\right) * l x d \right] \text{ Pour une charge trapézoïdale}$$

$$Pm = Pv = \frac{qu}{2} * \frac{\sum l x i^2}{\sum l x i} \text{ Pour une charge triangulaire}$$

$$Pv = \frac{qu}{2} * \left[ \left(1 - \frac{\rho g}{3}\right) * l x g + \left(1 - \frac{\rho d}{3}\right) * l x d \right] \text{ Pour une charge trapézoïdale}$$

$$Qu = 256.65 \text{ kn/m}^2 \quad / Qs = 188.06 \text{ kn/m}^2 \quad \rho d = \frac{L x d}{L y} \rho g = \frac{L x g}{L y}$$

### VI.4.2. Calcul des sollicitations

Pour le calcul on va utiliser la méthode de Caquot

Les résultats sont calculés à partir de l'Excel résumée dans le tableau suivant

**Tableau VI.3.** Calcul des sollicitations dans les nervures .

Sens	Travées	L (m)	Pm ELU (KN)	X0 (m)	Mtu (kN,m)	Pm ELS (KN)	Mts (kn,m)
SENS XX	AB	2	513,3	0,373	35,794	376,12	26,228
	BC	3,52	995,242	1,691	779,383	729,262	571,092
	CD	3,52	903,408	1,773	535,051	661,971	392,058
	DE	3,52	903,408	1,76	556,387	661,971	407,692
	EF	3,52	903,408	1,677	427,796	661,971	313,467
	FG	3,52	903,408	2,108	900,762	661,971	660,032
SENS YY	AB	1,53	392,674	-2,457	1185,245	287,73	868,49
	BC	5,65	1062,74	2,827	2311,474	778,72	1693,726
	CD	3,66	939,34	2,003	37,756	688,3	27,661
	DE	3,66	1691,68	1,802	1420,424	1239,56	1040,789
	EF	3,66	845,84	2,314	766,014	619,8	561,313

#### VI.4.2.1. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage se fera pour pour une section de  $b \cdot h$

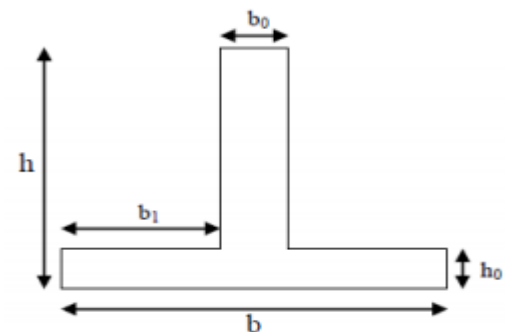
En travée  $Mtu > Mu \text{ sec } (b \cdot h)$

En appui  $sec (b_0 \cdot h)$

$$ht = 0.9m / h_0 = 0.4m / b_0 = 0.65m$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{Lx}{2}, \frac{Ly}{10}\right)$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{352}{2}, \frac{565}{10}\right) \rightarrow b \leq 1.78m \rightarrow b = 1.7m$$



## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

- Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4.** Les résultats de ferrailage des nervures.

Localisation	Sens	Mu (kn,m)	Acal(cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	XX	900,762	25.09	29.45	6HA25
	YY	2311,474	66.31	67.89	6HA32+4HA25
Appui	XX	-1106,19	32.14	34.36	7HA25
	YY	1935,742	59.33	64,75	5HA32+5HA25

### VI.4.3. Vérification de l'effort tranchant

$$V_x = 1907.257 \text{ kn} ; V_y = 3142.783 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b} * d \leq \overline{\tau_u} = \min(0.1 * f_{ct28}; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ux} = \frac{1.90725}{1.7 * 1.05} = 1.06 \text{ Mpa} \quad \tau_{uy} = \frac{3.14278}{1.7 * 1.05} = 1.76 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.76 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

### VI.4.4. Vérification à L'ELS

Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

**Tableau VI.5.** Vérifications à l'ELS.

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	Y (m)	I * 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>	σ <sub>bc</sub> < σ <sub>bcadm</sub> (Mpa)	σ <sub>st</sub> < σ <sub>stadm</sub> (Mpa)
Travée	XX	660,032	0,209	36.41742	3,78 < 15	228,61 > 201
	YY	1693,726	0,299	72.58216	6,99 < 15	262,59 > 201
Appui	XX	-810,559	0,315	30.63635	6,80 < 15	251,53 > 201
	YY	-1418,41	0,430	54.56133	11,18 < 15	241,63 > 201

- On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées. Donc on recalcule la section de ferrailage à L'ELS

**Tableau VI.6.** Sections de ferrailage à L'ELS

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	β * 10 <sup>-3</sup>	α	σ <sub>stadm</sub> (Mpa)	A <sub>ser</sub>	Choix
Travée	XX	660,032	1.752	0,22508459	201	33.81	7HA25
	YY	1693,726	4.495	0,35245181	201	90.93	12HA32
Appui	XX	810,559	5.627	0,39400168	201	44.21	6HA32
	YY	1418,41	9.847	0,48778329	201	80.25	9HA32

### VI.4.5. Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

---

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi l_{min}\right) = (31.4; 65; 25) \text{ soit } \Phi t = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

### VI.4.6. Vérification des espacements

$$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = (94; 40)\text{cm} \Rightarrow St \leq 40\text{cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{6.79 \times 10 - 4 \times 400}{(0.4 \times 0.65)} = 1.04\text{m} = 104\text{cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3ft_{28})} = \frac{0.8 \times 6.79 \times 400 \times 10 - 4}{(0.65 \times (1.76 - 0.3 \times 2.1))} = 0.30\text{m} = 30\text{cm}$$

$$\text{Soit } St = 30 \text{ cm}$$

### Remarque :

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 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$\text{Donc } A_p = 3 \times 1.1 = 3.3 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$



# Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

## VI.4.7. Schéma de ferrailage des nervures

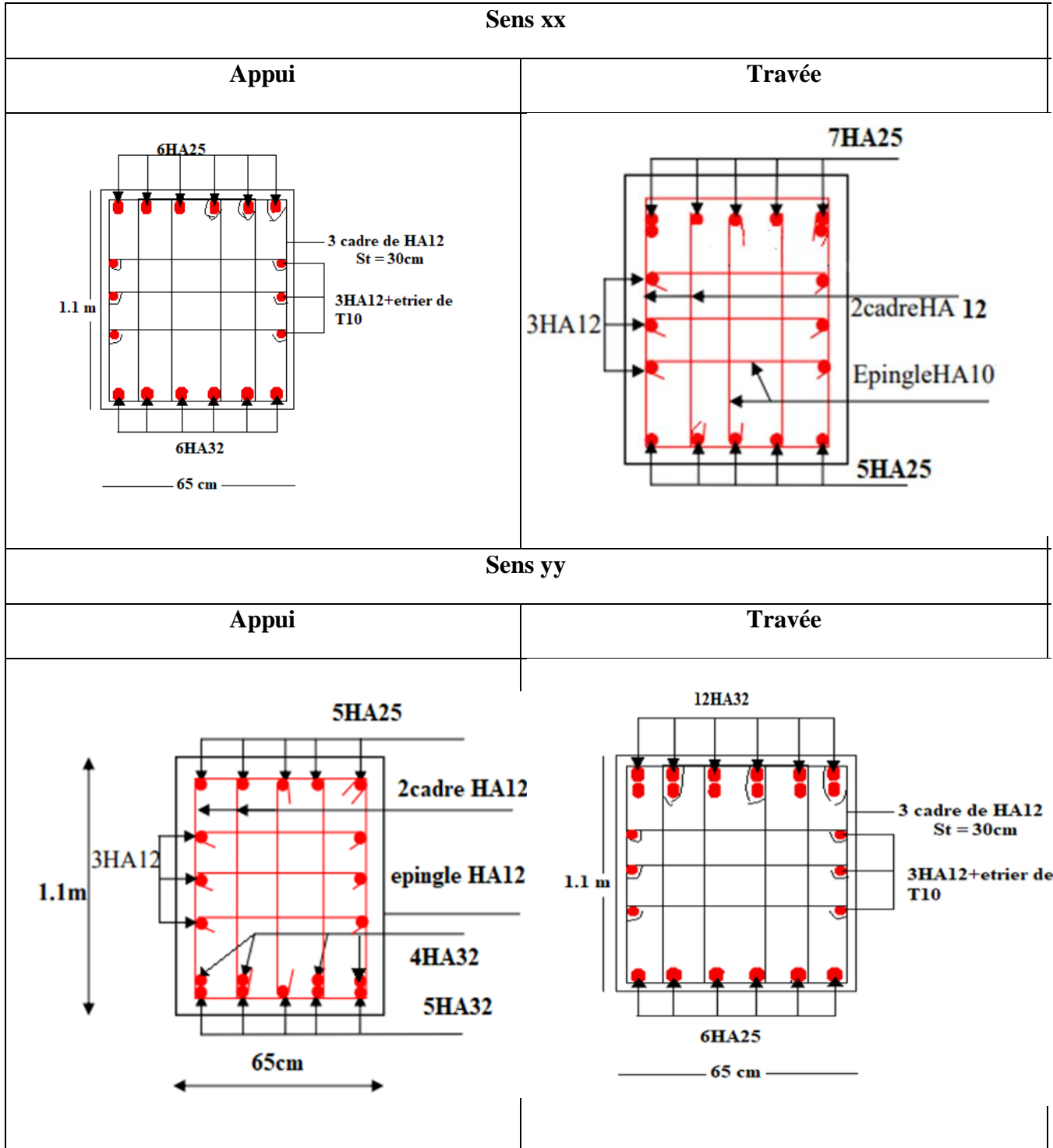


Tableau VI.7. Les Schémas de ferrailage des nervures.

## VI.5. Etude du Voile périphérique

Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.5.1. Les dimensions du voile périphérique

- La hauteur  $h=4.44$  m
- La longueur  $L=5.65$ m
- L'épaisseur  $e=20$ cm

### VI.5.2. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma=20$  kn/m<sup>2</sup>
- L'angle de frottement  $\Phi= 25$
- La cohésion  $c=0,28$  bar

### VI.5.3. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 4.44 \times 20 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 0.28 \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \rightarrow G = 15.0037 \text{ kn/m}^2$$

- La surcharge accidentelle  
On a  $q = 10 \text{ kn/m}^2$

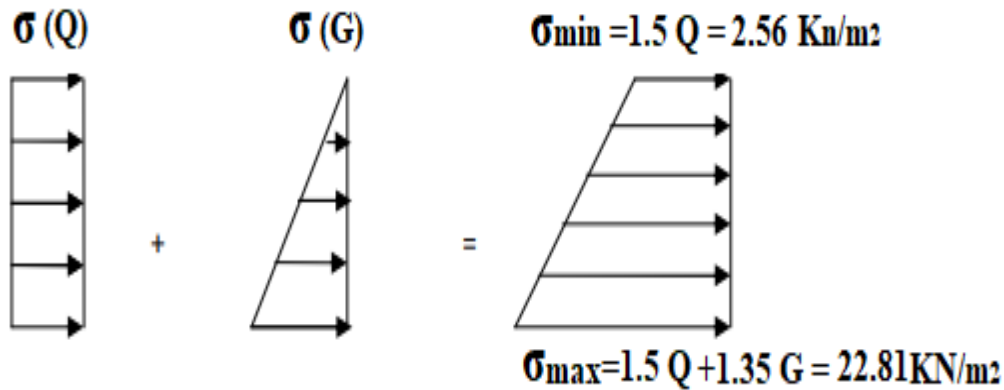
$$Q = q \times \left[ \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$
$$Q = 1.71 \text{ kn/m}^2$$

### VI.5.4. Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



**Figure VI.4.** Charges réparties sur le voile périphérique.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{min} = 1.5 * Q \rightarrow \sigma_{min} = 2.565 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35 * G + 1.5 * Q \rightarrow \sigma_{max} = 22.82 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * 22.82 + 2.565}{4} \rightarrow \sigma_{moy} = 17.76 \text{ kn/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable

$$Lx = 4.44 \text{ m} / Ly = 5.65 \text{ m} / e = 20\text{cm} / b = 1\text{m}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4.44-0.2}{5.65-0.65} = 0.848 > 0.4 \text{ le panneau travaille selon deux sens}$$

- ELU :  $\mu_x = 0.0517$  /  $\mu_y = 0.6678$

- ELS :  $\mu_x = 0.0586$  /  $\mu_y = 0.7655$

$$M_{ox} = \mu_x * q_u * l_x^2 \rightarrow M_{tx} = 0.85 * M_{ox}$$

$$M_{oy} = \mu_y * q_u * l_y^2 \rightarrow M_{ty} = 0.85 * M_{oy}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Avec :  $A_{min} = 0.1\% b h$ ..... **RPA/2003. (Art.10.1.2)**

**Tableau VI.8.** Résultats de ferrailage du voile périphérique.

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Localisation	sens	h (m)	b (m)	μ (x, y)	M <sub>0</sub> (kn.m)	M (Kn.m)	μ <sub>bu</sub> (Mn.m)	α	z (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	xx	0,2	1	0,0517	21,21	18,03	0,0565	0,0728	0,145	2	3,56	5.65	5HA12
	yy	0,2	1	0,6678	14,16	12,04	0,0377	0,0481	0,147	2	2,35	4.52	4HA12
Appui	xx	0,2	1	0,0517	21,21	10,605	0,0332	0,0423	0,147	2	2,07	4.52	4HA12
	yy	0,2	1	0,6678	14,16	7,08	0,0222	0,028	0,148	2	1,37	4.52	4HA12

Espacements

Sens x-x : St min (2 e ; 25cm ; 100/4) = 25cm St=25cm.

Sens-y-y : St min (2 e ; 25cm ; 100/4) = 25cm St=25cm

### VI.5.5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b} * d \leq \tau_u = \min(0.1 * f_{c28}; 3Mpa) = 1.25Mpa$$

$$V_x = qu * \frac{lx}{2} * \frac{ly^4}{lx^4+ly^4} = 0.0318 MN / V_y = qu * \frac{ly}{2} * \frac{lx^4}{lx^4+ly^4} = 0.0194 MN$$

$$\tau_u = \frac{0.0318}{1 * 0.15} = 0.212Mpa \quad \tau_u = \frac{0.0194}{1 * 0.15} = 0.129Mpa$$

$\tau_u = 0.212Mpa < 1.25Mpa$  .....pas de risque de rupture par cisaillement

### VI.5.6. Vérification à L'ELS

$$\sigma_{min} = Q = 1.71 KN/m^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 16.71kn/m^2 \quad \sigma_{moy} = 12.96 kn/m$$

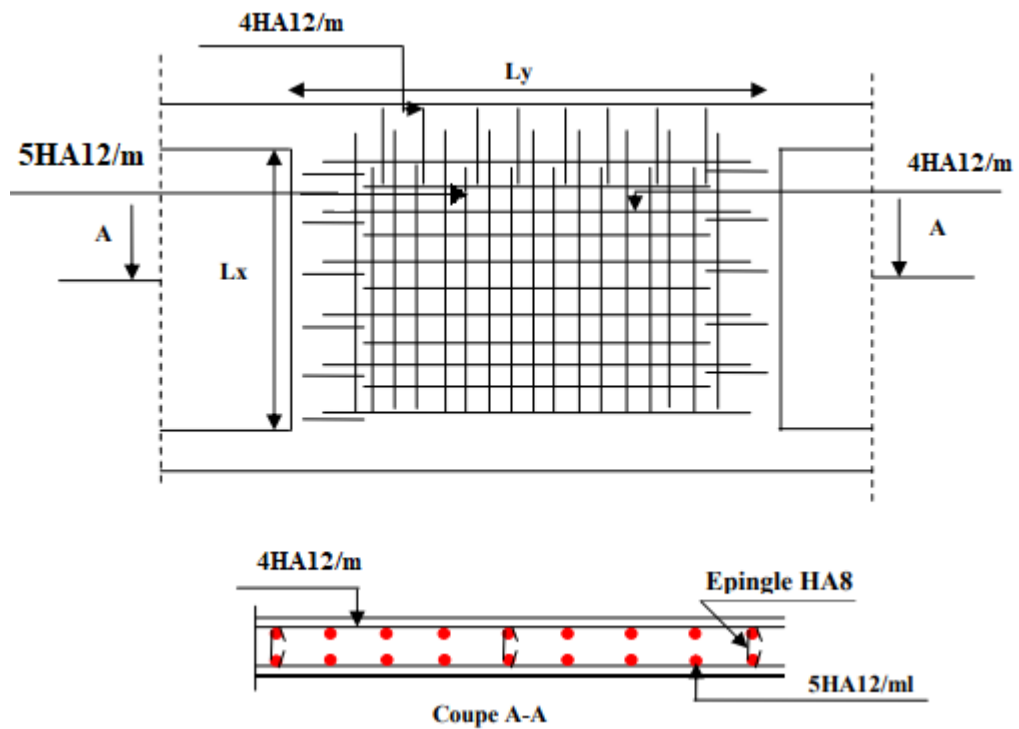
- Vérification des contraintes

**Tableau VI.9.** Vérification des contraintes.

Localisation	Sens	h (m)	b	μ (x, y)	M <sub>0</sub> (kn.m)	M (kn.m)	Y (m)	I * 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>	σ <sub>bc</sub> < σ' <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> < σ' <sub>s</sub> (Mpa)	Observation
Travée	xx	0,2	1	0,0586	17,6	14,96	0,0426	1,2352	5,16 < 15	195,045	Vérifier
	yy	0,2	1	0,7655	13,47	11,45	0,038	1,033	4,3 < 15	184,89	Vérifier
Appui	xx	0,2	1	0,0586	17,6	8,8	0,0388	1,033	3,3 < 15	142,08	Vérifier
	yy	0,2	1	0,7655	13,47	6,73	0,0388	1,033	2,53 < 15	108,76	Vérifier

### VI.5.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure



**Figure VI.5.** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

### V.6.Conclusion

Nous avons fait l'étude d'un bâtiment (R+12+sous-sol) à usage multiples, vue l'importance des charges du bâtiment qui exerce sur le sol, et la disposition des poteaux (la forme architecturale du bâtiment en plan). Nous avons opté pour un radier général qui nous permet d'éviter le chevauchement des semelles filantes

Le radier et le type de fondation le plus adéquat

## Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de projet de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment R+12+sous-sol à usages multiples (commerces services habitations). L'étude du bâtiment est fait béton armé voile portique avec interaction

L'étude de cet ouvrage nous a permet d'enrichir nos connaissances sur domaine de génie civil Et le domaine du bâtiment et t d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. D'autres part cette études nous permet d'arriver à certaines conclusions qui sont :

La disposition des voiles toute en respectant la conception architecturale du plan, et les souhaits du propriétaire. Souvent ces conditions sont des obstacles pour l'ingénieur en génie civil ces contraintes influe directement sur le comportement de la structure et le cout de l'exécution.

La vérification des règlements parasismique Algériennes doivent êtres vérifier vis-à-vis les résultats qu'on a extraire du logiciel de calcul ETABS V2016

Pour l'infrastructure on a opté pour le type de fondation radier générale vu l'importance des charges du bâtiment et pour éviter le chevauchement des semelles filantes le radier est le plus favorable.

D'après l'étude qu'on a faite, il est plus favorable que l'ingénieur en génie civil et l'architecte travaille en étroite collaboration à fin d'éviter toutes obstacles qui intervient sur l'étude et la conception du bâtiment et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout de l'exécution du projet.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $u = 0$		ELS $u = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817

0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 1



### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec  $L_x < L_y$ .

$\rho = 0.8$

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de $M_1$	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045

<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	<b>0.1</b>	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	<b>0.2</b>	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	<b>0.3</b>	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	<b>0.4</b>	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	<b>0.5</b>	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	<b>0.6</b>	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	<b>0.7</b>	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	<b>0.8</b>	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	<b>0.9</b>	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	<b>1.0</b>	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

## Annexe 2

**Tableau des Armatures**  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe 3

# Rapport du sol

## IV. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Les résultats des investigations géotechniques réalisées dans le site du projet d'une construction en R+12 avec S/sol à usage touristique dans la ville de Bejaia au profit de la Sarl SYM Resorts « DJERMANI Mohamed, Salim et Yacine », révèlent un terrain de portance satisfaisante.

L'assiette d'assise est caractérisée par deux parties distinctes par rapport à leur relief. Une partie amont (supérieure) de pente assez abrupte et irrégulière avec des arbres. Une partie aval (inférieure) plate objet de terrassements en grandes masses.

Elle se trouve au milieu de la ville de Bejaia à côté du complexe de jute de Bejaia sur la route des Aurés. Les investigations engagées sur site, comprennent un sondage carotté et quatre sondages pénétrométriques exécutés jusqu'au refus sur une plate forme située à la côte +4<sup>m</sup> environ de la RN, révèlent l'existence de sols limoneux argileux marneux schisteux très compacts avec passage de blocs rocheux d'origine calcaire.

A cet effet, on peut conclure comme suite :

- ✓ La fondation de la construction sur radier général.
- ✓ Le radier sera posé à -3<sup>m</sup>.00 environ en dessous du niveau de la RN.
- ✓ L'adoption d'une contrainte admissible des sols de fondation de 1.80 bars.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques moyennes des sols de fondation sont :
  - a) Du niveau de la route jusqu'à 5<sup>m</sup>.0 de hauteur :  $C= 0.28 \text{ bar}$ ,  $\phi= 25^\circ$ .
  - b) Au-delà de 5<sup>m</sup>.00 de hauteur jusqu'à la tête du talus :  $C= 0.23 \text{ bar}$ ,  $\phi= 19^\circ$ .
- ✓ Aucune substance agressive n'est remarquée dans le terrain.
- ✓ Le site est de catégorie S2, qui concerne les sols fermes.
- ✓ Le versant est stable globalement. La bonne organisation et la maîtrise des travaux de terrassements sont impératives pour sauvegarder la stabilité et l'équilibre du versant.
- ✓ Conforter toutes les parois et talus issues des terrassements et avant l'entame de la réalisation des

- ✓ Etablir un plan de terrassements généraux, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage et permettra aussi une meilleure organisation et mécanisation des travaux de terrassement.
- ✓ Réalisation du radier général en B.A dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  muni d'un système de cuvelage, qui permettra une étanchéité et un drainage efficace des eaux souterraines.

LEC Bejaia

7

- ✓ L'entame du projet par la réalisation des ouvrages situés en aval.
- ✓ Eviter d'enlever aveuglement les arbres existantes en amont du terrain, qui peuvent être très utiles pour l'équilibre du versant. Procéder même à la plantation d'avantage d'arbres (eucalyptus, ....).
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.

**L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE**

Ingénieur Charge D'études  
A. DJEDJIG

SCP / LEC BEJAIA  
Service Etude

