

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة سعد دحلب - البلدية 1

Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا

Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : structure

THEME :

Etude comparative techico économique pour deux structures une planchers béton armé et une structure en matériaux airuim

Etudié et réaliser par :

- Mme Doua Sana
- Mme Attou Hadjer

Encadrée par :

- AMELLAL OMAR

Blida, Juin 2024



RESUME :

Le présent travail est consacré à l'étude d'une structure Etude d'un bâtiment en béton armé (R+10 + entre sol+ sous-sol) contreventé par un système mixte, a usage multiple. Cette structure est implantée dans la wilaya Ain Defla qui est classée en zone de moyenne sismicité (II_b)

L'étude de ce projet porte dans un premier temps sur le pré dimensionnement des éléments structuraux et les éléments non structuraux de la structure, ensuite sa modélisation par un logiciel de calcul des structures afin d'effectuer une analyse sismique et dynamique. Les résultats obtenus seront utilisés dans le ferrailage des éléments structuraux et en dernier lieu, l'étude de l'infrastructure.

L'étude sera faite conformément aux règles parasismiques Algériennes (RPA99 modifiées 2003), aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et en appliquant le BAEL91.

ملخص

العمل الحالي مخصص لدراسة هيكل إنشائي لمبنى من الخرسانة المسلحة (أرضي + 10 طوابق + طابق أرضي + طابق تحت الأرض) مقاوم للزلازل بواسطة نظام مختلط، للاستخدام المتعدد. يتم تنفيذ هذا الهيكل في ولاية عين الدفلى تتمحور دراسة هذا المشروع في المرحلة الأولى حول التصميم (II_b) التي تصنف على أنها منطقة زلزالية متوسطة التقديري للعناصر الإنشائية والعناصر غير الإنشائية للهيكل، ثم نمذجته باستخدام برنامج حاسوبي لحساب الهياكل لإجراء تحليل زلزالي وديناميكي. سيتم استخدام النتائج المتحصل عليها في تسليح العناصر الإنشائية وفي آخر المطاف، وقواعد (المعدلة عام 2003 RPA99) سيتم إجراء الدراسة وفقاً للقواعد الزلزالية الجزائرية. دراسة البنية التحتية تصميم وحساب الهياكل

ABSTRACT

This work is devoted to the study of a structure Study of a reinforced concrete building (R+10 + between ground + basement) braced by a mixed system, for multiple use. This structure is located in the Ain Defla wilaya which is classified as a medium seismicity zone (II_b)

The study of this project initially focuses on the pre-sizing of the structural elements and the non-structural elements of the structure, then its modeling by a

structural calculation software to carry out seismic and dynamic analysis. The results obtained will be used in the reinforcement of structural elements and ultimately, the study of the infrastructure.

The study will be carried out in accordance with Algerian seismic rules (RPA99 modified 2003), the rules for the design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93) and by applying BAEL91

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu, le tout puissant, de nous avoir donné la volonté et le courage afin d'arriver à la finalité de ce modeste travail.

Ensuite nos parents qui nous ont beaucoup soutenus pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Ainsi que tous les membres de nos familles à nous encourager dans notre projet.

*Nous remercions très sincèrement notre promoteur Mr **O.AMELLAL** de nous avoir encadré ainsi que leur disponibilité, orientation et précieux avec lesquels ils ont suivi et guide se travaille.*

Nous tenons à remercier aussi toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin .

Merci beaucoup .

Dédicaces

J'ai le grand plaisir de dédicé ce modeste travail, À mes chers parents, qui m'ont soutenu à chaque étape de ce voyage, je dédie ce mémoire avec une profonde gratitude pour votre amour inconditionnel et votre soutien constant.

À mes frères Daoud et Mounir et Abd El Wahab et Imad ma cousine Malak , dont le soutien et l'encouragement ont été une source constante d'inspiration, je vous remercie du fond du cœur pour votre présence et votre soutien inébranlable.

A mon binôme Hadjer et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A mon oncle Abd allah

Un merci spécial à ceux qui m'ont aidé pendant cette étape d'étude Sandakli Mustapha

À tous mes amis, qui ont partagé avec moi cette incroyable aventure académique et qui ont été là pour célébrer les succès et surmonter les défis, je vous dédie ce mémoire en reconnaissance de notre amitié et de notre camaraderie indéfectible.

Que cette dédicace soit le témoignage de mon appréciation pour chacune des personnes qui ont enrichi mon parcours universitaire de leur amour, de leur soutien et de leur amitié.

DOUA SANA

Dédicaces

J'ai le grand plaisir de dédicé ce modeste travail, À mes chers parents, qui m'ont soutenu à chaque étape de ce voyage, je dédie ce mémoire avec une profonde gratitude pour votre amour inconditionnel et votre soutien constant.

À mes frères Moussa et Maamar et ma sœur Lina , dont le soutien et l'encouragement ont été une source constante d'inspiration, je vous remercie du fond du cœur pour votre présence et votre soutien inébranlable.

A mon binôme Sana et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A mes meilleures amies Fouad , Oum Keltoum , Rayane , Selma

*Un merci spécial à ceux qui m'ont aidé pendant cette étape d'étude Sandakli Mustapha et
KHALED Fouad*

À tous mes amis, qui ont partagé avec moi cette incroyable aventure académique et qui ont été là pour célébrer les succès et surmonter les défis, je vous dédie ce mémoire en reconnaissance de notre amitié et de notre camaraderie indéfectible.

Que cette dédicace soit le témoignage de mon appréciation pour chacune des personnes qui ont enrichi mon parcours universitaire de leur amour, de leur soutien et de leur amitié.

ATTOU HADJER

Symboles Et 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.
- α** : Coefficient de la fibre neutre.
- B** : Aire d'une section de béton.
- Br** : 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/m²).
- 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.
- Δf_t** : la flèche totale.
- Δf_{adm}** : la flèche admissible.
- F** : Coefficient de sécurité = 1.5
- G** : Action permanente.
- H** : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
- ht** : 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

Ns : 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).

S_t : 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 : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

⁶¹ **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)

ht : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Sommaire

Remerciement

Dédicaces

Dédicaces

Symboles Et Notations

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

I.1 Introduction.....	01
Présentation de l'ouvrage	08
caractéristique géométrique de l'ouvrage	09
données géotechnique du site.....	09
Caractéristique mécanique des matériaux	09
Béton.....	09
Acier.....	12

Chapitre II : Redimensionnement

II.1 Introduction.....	15
II.2 Plancher.....	15
II.2.1 Plancher corps creux.....	16
II.2.2 Plancher dalle pleine.....	18
II.3 Prédimensionnement des poutres.....	18
Prédimensionnement des poteaux.....	19
Evaluation des charges et surcharge.....	19
Descente des charges.....	21
Vérification du poteau.....	33
Vérification a la compression simple.....	33
Vérification au flambement.....	35
vérification selon les règles du RPA99	36
Les voiles :	37

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

III.1 Etude des planchers	40
Plancher a corps creux.....	40
Pré dimensionnement des poutrelles	41
Calcul des poutrelles.....	42
Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91).....	42
Méthode de Caquot (annexe E.2 du BAEL 91).....	43
Les différents types des poutrelles	45
Choix de la méthode de calcul des sollicitations.....	45
Planchers a dalles pleines	67
Caractéristique de la dalle.....	67
Calcul de ferrailage	69
Vérification à l'ELU.....	71
Vérification à l'ELS.....	71
Vérification de la flèche.....	72
Etude l'ascenseur.....	78
Les escaliers	84
Dimensionnement.....	85
Etude Les escaliers.....	89
la poutre palière	94
Etude de l'acrotère.....	99

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction.....	107
IV.2 Méthode de calcul.....	107
IV.2.1 Méthode statique équivalent.....	108
IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale	108
IV.3 Modalisation	108
IV.4 Méthode de calcul des forces sismique	109
IV.5 La disposition des voiles	112

IV.6 Période de vibration et participation massique	114
IV.7 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	117
IV.8 Justification vis-à-vis des déformations.....	119
IV.9 Vérification de l'effort normal	121
IV.10 Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).....	123
IV.11 Vérification de la résultante des forces sismique.....	123
IV.12 Conclusion	124

Chapitre V : ferrailage des éléments principaux

V.1 Introduction	126
V.2 Etude des poteaux	126
V.2.1 Recommandations et exigences du RPA99/2003.....	126
V.2.3 Calcul du ferrailage	132
V.2.4 Vérification nécessaire	136
V.2.5 Schéma de ferrailage	138
V.3 Etude des poutres	141
V.3.1 Recommandations et exigences du RPA99/2003.....	141
V.3.2 Calcul de ferrailage.....	142
V.3.3 Vérification nécessaire	134
V.3.4 Schéma de ferrailage.....	138
V.4 Etude des voiles	156
V.4.1 Introduction	156
V.4.2 Recommandation de RPA99/2003	156
V.4.3 Exemple de calcul	158
V.4.4 Schéma de ferrailage.....	174

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	177
VI.2 Combinaison de calcul.....	177
VI.3 Caractéristique du sol d'assise.....	177
VI.4 Choix de type de fondation	177

VI.4.1 Vérification de la semelle isolée	177
VI.4.2 Vérification de la semelle filant	178
VI.4.3 Radier générale	179
VI.4.4 Ferrailage de radier	183
VI.4.5 Ferrailage du débord.....	186
VI.5 Etude des nervures	187
VI.5.1 Ferrailage des nervures	190
VI.6 Etude du voile périphérique.....	193
VI.6.1 Introduction	193
VI.6.2 Caractéristique des voiles	193
VI.6.3 Caractéristique du sol	193
VI.6.4 Ferrailage du voile	194
Conclusion générale	198
Référence bibliographique	200

Annexes

Les Plans Architecturel

Liste des Tableaux

N°

Tableau II:les armatures utilisé dans la construction	12
Tableau II 1:Vérification des conditions exigées par le RPA	18
Tableau II 2:evaluation des charges revenant en plancher à corps creux	19
Tableau II 3: evaluation des charges revenant en plancher terrasse inaccessible à corps creux	19
Tableau II 4:evaluation des charges revenant en plancher en dalle pleine	20
Tableau II 5:evaluation des charges revenant en plancher aux murs exterieurs	20
Tableau II 6:evaluation des charges revenant en plancher aux murs interieurs	20
Tableau II 7:Descente de charge pour le poteau E3	25
Tableau II 8:Descente de charge pour le poteau D4	29
Tableau II 9:Descente de charge pour le poteau H1	33
Tableau II 10:Vérification à la compression simple	34
Tableau II 11:la vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux	34
Tableau II 12: Vérification au flambement de poteau le plus sollicité à chaque niveau	36
Tableau II 13:vérification selon les règles du RPA99	37
Tableau III 1:Les différents types des poutrelles	45
Tableau III 2:choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents	46
Tableau III 3:Calcul des charges revenants aux poutrelles	46
Tableau III 4:la méthode de Caquot minorée	49
Tableau III 5:exemple de calcul plancher EC	51
Tableau III 6:sollicitations maximales pour les poutrelles EC	52
Tableau III 7:sollicitations maximales pour les planchers terrasse inaccessible	53
Tableau III 8:sollicitations maximales pour le plancher etage 1	53
Tableau III 9:sollicitations maximales pour le plancher RDC	54
Tableau III 10:sollicitations maximales pour le plancher entre sol	54
Tableau III 11:Sollicitations maximales pour les différents niveaux	55

Tableau III 12:verification de la fleche pour les poutrelle terrasse inaccessible	
Tableau III 13:calcul de ferrailage à l'ELU des différents niveaux	63
Tableau III 14:Choix des barres d'armatures et vérification au cisaillement	64
Tableau III 15:Vérification des contraintes à l'ELS	64
Tableau III 16:Vérification de la flèche à l'ELS	65
Tableau III 17:Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux	66
Tableau III 18: ferrailage de la dalle à la flexion simple	71
Tableau III 19:verification de l'effort tranchant	71
Tableau III 20: récapitulatif des vérifications a l'ELS	72
Tableau III 21:Etude de dalle pleine (DP2)	73
Tableau III 1:ferrailage de la dalle 2 à la flexion simple	74
Tableau III 2:Vérification de l'effort tranchant (DP2)	74
Tableau III 3:récapitulatif des vérifications a l'ELS	74
Tableau III 4:Etude de dalle pleine (DP3)	76
Tableau III 5:ferrailage de la dalle 3 à la flexion simple	76
Tableau III 6:Vérification de l'effort tranchant (DP3)	76
Tableau III 28:récapitulatif des vérifications a l'ELS	77
Tableau. Ferrailage de la Tableau III 29:Ferrailage de la dalle de l'ascenseur	82
Tableau III 30:Efforts tranchants dans la dalle de l'ascenseur	82
Tableau III 31:Moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur	83
Tableau III 32:Vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur	83
Tableau III 7:Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine	88
Tableau III 8:Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine	88
Tableau III 9:Calcul des sollicitations	90
Tableau III 10: Ferrailage de l'escalier	90
Tableau III 37:vérification des contraintes	91
Tableau III 38:Propréité de la section	92
Tableau III 39 : ferrailage poutre palière	95

Tableau III 40 : ferrailage poutre palière	97
Tableau III 41 : Tableau des contraintes	99
Tableau III 42 : Combinaisons de calcul	101
Tableau III 43 : tableaux de ferrailage	103
Tableau IV 1: Valeurs des pénalités	110
Tableau IV 2:période et taux de participation massique de la structure initial	114
Tableau IV 3:Périodes et taux de participation massique de la structure final	115
Tableau IV 4:1er mode de vibration -Translation suivant l'axe des Y-Y	115
Tableau IV 5:2eme mode de vibration -Translation suivant l'axe des X-X	116
Tableau IV 6:3eme mode de vibration -Rotation autour de l'axe dese Z-Z	117
Tableau IV 7:Charges verticales reprises par les portiques et voiles	117
Tableau IV 8:Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens x-x	119
Tableau IV 9:Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens y-y	119
Tableau IV 10:Vérification des déplacements sens x-x	120
Tableau IV 11:Vérification des déplacements sens y-y	121
Tableau IV 12:Vérification de l'effort normal réduit	122
Tableau IV 13:Vérification de la résultante des forces sismiques	122
Tableau IV 14:Vérification de la résultante des forces sismiques	122
Tableau IV 15:Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x-x	123
Tableau IV 16:Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y-y	124
Tableau IV 17:Dimensions finales des éléments structuraux	125
Tableau V 1:Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	128
Tableau V 2:Sollicitation et ferrailages dans les poteaux	132
Tableau V 3:Vérification de ferrailage transversal	134
Tableau V 4:Vérification au flambement des différents poteaux	135
Tableau V 5:Vérification de la contrainte dans le béton dans les poteaux	137
Tableau V 6:Vérification des sollicitations tangente dans les poteaux	138
Tableau V 7:Ferrailage des poutres principales	143

Tableau V 8:Ferraillage des poutres secondaires	144
Tableau V 9:Vérifications des contraintes tangentielles	146
Tableau V 10:Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	147
Tableau V 11:Vérifications de l'état limite de compression du béton	147
Tableau V 12:Moments résistants dans les poteaux	149
Tableau V 13:Moments résistants dans les poutres principales	150
Tableau V 14:Moments résistants dans les poutres secondaires	151
Tableau V 15:les résultats des vérifications des zones nodales	152
Tableau V 16:Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	153
Tableau V 17:Schéma de ferraillage des poutres principale du plancher	154
Tableau V 18:Schéma de ferraillage des poutres secondaires du plancher	155
Tableau V 19:Sollicitations maximales dans les voiles V_{x2} ; V_{x4} (0,25 x 1,7)	158
Tableau V 20:Calcul de σ_{lim}	159
Tableau V 21:Aciers verticaux et aciers horizontaux	160
Tableau V 22:Aciers transversaux	161
Tableau V 23: Aciers supplémentaires	164
Tableau V 24:Ferraillage du voile V_{x2} ; V_{x4} dans tous les niveaux	170
Tableau V 25:Ferraillage du voile V_{y1} , V_{y3} dans tous les niveaux	171
Tableau V 26:Ferraillage du voile V_{x3} ; V_{x1} dans tous les niveaux	172
Tableau V 27:Ferraillage du voile V_{y2} dans tous les niveaux	173
Tableau VI 1 : Section d'armature du radier	184
Tableau VI 2: Vérifications des contraintes à l'ELS	185
Tableau VI 3: Section d'armature du radier à l'ELS	185
Tableau VI 4:vérifications de la contrainte de traction dans les aciers	185
Tableau VI 5: Tableau du ferraillage du débord	186
Tableau VI 6: Vérification des contraintes à l'ELS	187
Tableau VI 7: Les chargements sur les travées sens X-X	189
Tableau VI 1: Les chargements sur les travées sens Y-Y	190

Tableau VI 2: Sollicitation dans les nervures à l'ELU (X-X)	190
Tableau VI 3: Sollicitation dans les nervures à l'ELS(X-X)	190
Tableau VI 4: Sollicitation dans les nervures à l'ELU (Y-Y)	190
Tableau VI 12: Sollicitation dans les nervures à l'ELS (Y-Y)	191
Tableau VI 13: Ferrailages des nervure	191
Tableau VI 14: Vérification des contraintes à l'ELS	192
Tableau VI 15: Vérifications des contraintes à l'ELS	192
Tableau VI 16:Ferrailage des voiles périphérique	195
Tableau VI 17: Vérifications des contraintes à l'ELS	197

Liste des Figures

N°

Figure I.1: Diagramme des contraintes-déformation à l'ELU	10
Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS	11
Figure 3:diagramme contraintes déformations de l'acier	13
figure II 1:Coupe transversale d'un plancher à corps creux	15
figure II 2:Surface afférente poteau E3	22
figure II 3:Surface afférente poteau D4	25
figure II 4: Surface afférente poteau H1	29
figure II 5:Les voiles	37
Figure III 1:Plan de disposition des poutrelles étages 02 jusqu'à étage 10	41
Figure III 2 : Coupe transversale d'une poutrelle	41
Figure III 3:Diagramme des moments aux appuis pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées	42
Figure III 4:Diagramme des efforts tranchants pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées	43
Figure III 5:schema statique dans la poutrelle T2	47
Figure III 6:schema statique dans la poutrelle T1	49
Figure III 7:schema statique dans la poutrelle T5	51
Figure III 8:Ferraillage de la dalle de compression	67
Figure III 9:Schéma de ferraillage de la dalle sur un trois appuis	73
Figure III 10: shema de ferraillage de la dalle sur 3 appuis	75
Figure III 11:Schéma de ferraillage de la dalle 3 sur un trois appuis	78
Figure III 12:Schéma statique et concept d'ascenseur	78
Figure III 13:Dimensions de l'ascenseur	79
Figure III 14:illustre le schéma de la dalle de l'ascenseur ainsi que sa surface d'impact	80
Figure III 15:Schéma de ferraillage d'ascenseur	84
Figure III 16:Les escaliers	85

Figure III 17:Escalier étage courant	86
Figure III 18:vue en élévation de la 2eme et 3eme volée	86
Figure III 19:vue en élévation de la 1ere volée	87
Figure III 20:Schéma statique escalier type 1	89
Figure III 21 : Schéma de ferrailage escalier	94
Figure III 22:Schéma statique de la poutre palière	94
Figure III 23Schéma de ferrailage de la poutre palière	99
Figure III 24: Dimension de l'acrotère	100
Figure III 25 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	105
Figure IV 1:Vue en 3D de la modélisation de la structure	109
Figure IV 2:Spectre de réponse (Selon X et Y)	112
Figure IV 3:La disposition des voiles initial	113
Figure IV 4:Plan de disposition des voiles de contreventement initial	113
Figure IV 5:Plan de disposition des voiles de contreventement final	114
Figure V 1:Zone nodale	127
Figure V 2:Section d'un poteau	136
Figure V 3:Schéma de ferrailage poteau s-sol +Entre Sol+ RDC	138
Figure V 4:Schéma de ferrailage poteaux 1er étage 2ème étage+3ème étage	139
Figure V 5:Schéma de ferrailage poteaux +4ème étage	139
Figure V 6:Schéma de ferrailage poteaux 5ème étage+6ème étage	140
Figure V 7:Schéma de ferrailage poteaux 7ème étage+8ème étage+9ème étage+10ème étage	140
Figure V 8:Répartition des moments dans les zones nodales	148
Figure V 9:Niveaux de vérification	159
Figure V 10:Zone courante et tendue dans les voiles	167
Figure V 11:Schéma de ferrailage du voile Vx2 ;Vx4. (niveau RDC.)	174
Figure V 12:Schéma de ferrailage du voile Vy1 ;Vy3. (niveau RDC.)	174
Figure V 13:Schéma de ferrailage du voile Vx1 ;Vx3. (niveau RDC.)	174
Figure V 14:Schéma de ferrailage du voile Vy2. (niveau RDC.)	175

Figure VI 1: Semelle isolée	177
Figure VI 2: Semelle filante dans le sens X-X	178
Figure VI 3: Semelle filante dans le sens Y-Y	179
Figure VI 4: Schéma de ferrailage du radier	186
Figure VI 5: Schéma statique du débord	186
Figure VI 6: Schéma de ferrailage du débord	187
Figure VI 7: Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier	188
Figure VI 8: Schéma des Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x	189
Figure VI 9: Schéma des Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y	189
Figure VI 10 : Schéma ferrailage de la nervure selon x-x	
Figure VI 11: Schéma ferrailage de la nervure selon y-y	
Figure VI 12: Poussée des terres sur les voiles périphériques	194
Figure VI 13: Répartition des contraintes sur le voile	194
Figure VI 14: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	195
Figure VI 15: Schéma de ferrailage voile périphérique	197

Introduction Générale

Le Génie civil est une branche de l'ingénierie qui englobe la planification, puis la conception, ensuite la construction et l'entretien des immeubles résidentiels et commerciaux voir également les structures et l'installations d'approvisionnement en eau (gaz et d'électricité).

Le génie civil a évolué au fil des siècles en s'adaptant à des contraintes nouvelles dictées par l'expérience passée mais aussi par les différentes catastrophes qui ont jalonné l'Histoire de l'Humanité tels que les tremblements de terre, les éruptions volcaniques, les inondations...

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement qui est devenue depuis quelques années une préoccupation réelle.

L'Algérie se situant, à l'instar de la Turquie, de l'Italie et de la Grèce, dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est donc considérée comme étant une région à activité sismique intense.

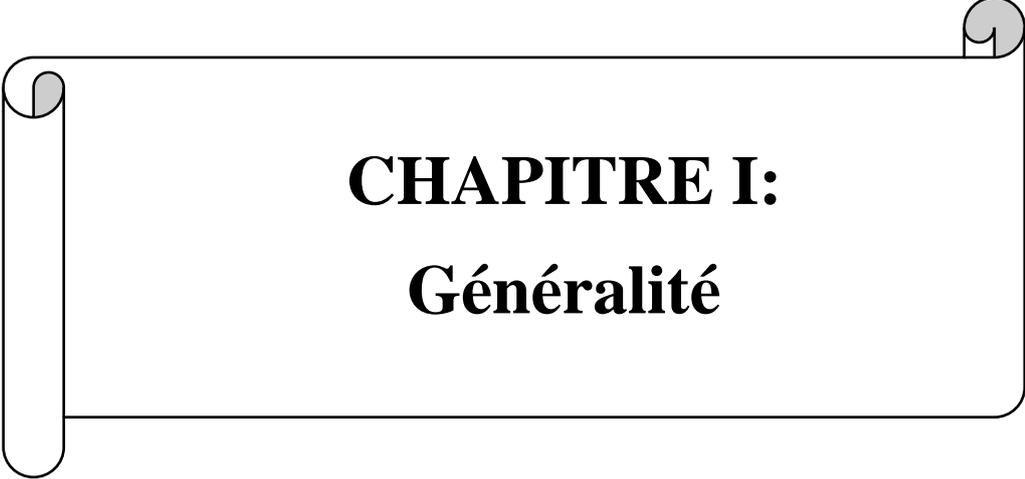
A chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique, ce qui incite les spécialistes à actualiser les législations en vigueur et à les adapter à de nouvelles situations. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés par le tremblement de terre de Boumerdès, le 21 Mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui visent à améliorer la résistance et la stabilité de la structure.

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+10+sous-sol et entre sol) à usage multiple (habitation, crèche, commerce, parking) implanté à Ain defla zone sismique « zone II b », d'où nécessité de l'étude dynamique toute en respectant les exigences RPA vu que la hauteur du bâtiment dépasse 14 mètres, tels que le contreventement est mixte (poteau-voile).

Le présent travail est réparti sur six chapitres à savoir :

Introduction générale

- Le premier chapitre consiste à faire la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et des matériaux à utiliser ;
- Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux;
- Le troisième chapitre est le calcul des éléments secondaires;
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres à la structure (selon le logiciel ETABS 2018)
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel ETABS 2018 est abordé dans le cinquième chapitre;
- Le dernier chapitre comporte l'étude de l'infrastructure suivi d'une conclusion générale



CHAPITRE I:
Généralité

I.1 INTRODUCTION

En premier lieu nous allons faire une étude statique et dynamique de notre bâtiment afin de faire un calcul complet des éléments résistants et de voir le comportement de notre construction vis-à-vis du séisme.

Puis une étude comparative technique et économique est effectuée entre deux types de structures, l'une en béton armé usuelle et l'autre en matériaux aléatoires, afin de déduire les avantages et inconvénients de ce matériau.

Cette analyse permet de prendre des décisions éclairées en matière de conception et de construction, en prenant en compte des facteurs tels que la durabilité, la résistance, les coûts initiaux et les avantages à long terme.

Le béton armé est largement utilisé dans la construction en raison de sa solidité, de sa résistance au feu et de sa durabilité. Cependant, sa mise en œuvre peut nécessiter des ressources importantes en termes de temps et de main-d'œuvre, ainsi que des coûts associés à l'achat de matériaux et à la mise en place des armatures.

Avantages du béton armé :

Solidité et résistance : Le béton armé est réputé pour sa robustesse et sa capacité à supporter de lourdes charges, ce qui en fait un choix privilégié pour les structures nécessitant une grande résistance, telles que les bâtiments industriels ou les ponts.

Durabilité : Le béton armé a une durée de vie longue et peut résister aux intempéries, à la corrosion et aux dommages causés par les incendies, ce qui en fait un matériau idéal pour les structures exposées à des conditions difficiles.

Flexibilité de conception : Le béton armé permet une grande liberté de conception, offrant la possibilité de réaliser des formes complexes et des éléments architecturaux uniques, ce qui en fait un choix polyvalent pour une variété de projets de construction.

Disponibilité des matériaux : Les matériaux nécessaires à la fabrication du béton armé, tels que le ciment, le sable, le gravier et l'acier d'armature, sont largement disponibles dans de nombreuses régions du monde, ce qui facilite sa production et sa mise en œuvre.

Inconvénients du béton armé:

Poids et encombrement : Le béton armé est un matériau lourd, ce qui peut poser des défis en termes de transport, de manutention et de construction, notamment dans les projets nécessitant des structures de grande envergure.

Temps de durcissement : Le béton armé nécessite un temps de durcissement prolongé, ce qui peut ralentir le rythme de construction et prolonger les délais du projet.

Impact environnemental : La production de ciment, principal composant du béton, génère d'importantes émissions de dioxyde de carbone (CO₂), contribuant ainsi au changement climatique. De plus, l'extraction des matériaux nécessaires à la fabrication du béton peut avoir un impact négatif sur les écosystèmes locaux.

Risque de fissuration : Le béton armé est sujet aux fissures, en particulier en cas de mouvements du sol, de retrait hydraulique ou de charges excessives, ce qui peut nécessiter des travaux de réparation coûteux

En conclusion, bien que le béton armé et l'airium offrent des avantages significatifs dans la construction, ils présentent également des inconvénients qui doivent être pris en compte lors du choix du matériau le mieux adapté à un projet spécifique. Une analyse approfondie des coûts, des performances et des considérations environnementales est essentielle pour prendre une décision éclairée

D'autre part, les structures en matériaux airium sont une alternative innovante de plus en plus prisée, offrant légèreté, isolation thermique et acoustique, ainsi qu'une bonne résistance structurelle. Les matériaux airium sont généralement constitués de mousse minérale à cellules ouvertes, ce qui les rend écologiques et économes en énergie. Leur installation peut être plus rapide que celle du béton armé, réduisant ainsi les coûts de main-d'œuvre et de temps

Pour mener une étude comparative efficace, il est essentiel d'examiner plusieurs aspects :

Performances structurelles : Comparer la capacité de charge, la résistance aux contraintes et la durabilité des deux types de structures dans différentes conditions environnementales et d'utilisation.

Isolation thermique et acoustique : Évaluer l'efficacité des deux types de structures en termes d'isolation thermique et acoustique, ce qui peut avoir un impact sur les coûts de chauffage et de climatisation ainsi que sur le confort des occupants.

Coûts initiaux : Calculer les coûts initiaux de conception, de matériaux et de main-d'œuvre pour chaque type de structure, y compris les frais de construction et d'installation.

Coûts à long terme : Prendre en compte les coûts d'entretien, de réparation et d'exploitation à long terme pour évaluer l'investissement global dans chaque option.

Impact environnemental : Analyser l'empreinte écologique de chaque type de structure, en tenant compte de facteurs tels que la consommation de ressources, les émissions de CO₂ et la recyclabilité des matériaux.

Une étude comparative approfondie permettra de déterminer quelle structure répond le mieux aux besoins spécifiques du projet en termes de performances, de durabilité et de rentabilité

Avantages de l'airium :

Isolation thermique et acoustique : L'airium offre une excellente isolation thermique et acoustique grâce à sa structure à cellules ouvertes, ce qui permet de réduire les besoins en chauffage et en climatisation et d'améliorer le confort des occupants.

Légèreté : Les matériaux airium sont extrêmement légers, ce qui facilite leur manipulation, leur transport et leur installation sur le chantier, réduisant ainsi les coûts de main-d'œuvre et de logistique.

Écologie : L'airium est fabriqué à partir de matériaux naturels et recyclables, et sa production génère moins de déchets et de pollution que la fabrication du béton. De plus, son excellente isolation permet de réduire la consommation d'énergie des bâtiments, ce qui contribue à la durabilité environnementale.

Résistance aux incendies : Bien que moins étudié que le béton armé dans ce domaine, l'airium montre des propriétés prometteuses en termes de résistance au feu, offrant une protection supplémentaire aux occupants des bâtiments en cas d'incendie.

Inconvénients de l'airium :

Coût initial : Bien que les matériaux airium puissent offrir des économies à long terme grâce à leur efficacité énergétique, leur coût initial peut être plus élevé que celui du béton armé, en raison notamment de leur fabrication spécifique et de leur disponibilité limitée sur le marché.

Durabilité à long terme : Bien que l'airium soit considéré comme durable, sa longévité à long terme par rapport au béton armé n'a peut-être pas été aussi largement étudiée, ce qui peut soulever des préoccupations quant à sa performance structurelle sur plusieurs décennies.

Compatibilité avec d'autres matériaux : En raison de sa composition unique, l'airium peut nécessiter des compétences et des techniques de construction spécifiques, ce qui peut rendre sa mise en œuvre plus complexe, surtout si elle est associée à d'autres matériaux de construction traditionnels.

Sensibilité à l'humidité : Bien que l'airium offre une bonne résistance à l'humidité, une exposition prolongée à des conditions humides ou des infiltrations d'eau peut compromettre ses performances d'isolation et de résistance, nécessitant ainsi une surveillance et des mesures correctives appropriées .

Caractéristiques :

Masse volumique sèche 350 à 450 kg/m³

Conductivité Thermique de 0,08 à 0,11 W/m.K

Résistance au feu classe A1 Taux d'absorption < 30 %

Epaisseur : 10 cm minimum jusqu'à 20 cm

recomandé Résistance à la compression à 28 j > à 900 kPa

En résumé, le béton armé est privilégié pour sa solidité et sa durabilité, tandis que l'airium se distingue par son excellente isolation thermique, sa légèreté et son caractère écologique. Le choix entre les deux dépendra des exigences spécifiques du projet, telles que les contraintes budgétaires, les performances structurelles requises et les considérations environnementales

La fabrication de l'airium nécessite la sélection minutieuse de matières premières telles que le sable, le ciment, l'eau et un agent moussant. Ces composants sont mélangés dans des proportions spécifiques pour former une pâte homogène. L'agent moussant est ajouté pour

créer des bulles d'air dispersées uniformément, conférant à l'airium sa légèreté et ses propriétés isolantes. Une fois le mélange préparé, il est moulé dans des moules appropriés selon les dimensions et la forme désirées. Le matériau est ensuite laissé à durcir dans des conditions contrôlées de température et d'humidité. Après le durcissement, l'airium peut être découpé et façonné selon les besoins du projet, avec l'application de techniques de finition telles que le lissage de surface pour obtenir une texture finale souhaitée. Il est important de noter que le processus de fabrication peut varier en fonction des formulations spécifiques et des équipements utilisés par les fabricants. Des additifs peuvent également être incorporés pour améliorer certaines propriétés du matériau, telles que sa résistance au feu ou aux intempéries. En résumé, la fabrication de l'airium permet de produire un matériau isolant léger à cellules ouvertes, offrant des avantages tels que l'isolation thermique et acoustique, la légèreté et la durabilité.

I.2 Présentation de projet :

Notre projet consiste à étudier d'un bâtiment en (R+10 +entre-sol+ sous-sol) à usage multiple le RDC et 1^{er} étage et à usage Commercial et du 2^{eme} au 10^{eme} étage et à usage habitation, qui sera implanté dans la wilaya Ain Defla qui est classée en zone de moyenne sismicité (Iib) selon RPA 99/ version 2003. La structure est composée d'un :

- Sous-sol.
- Entre-sol
- RDC à usage commercial
- 1^{er} étage à usage service
- Du (2 à 10) étages à usage d'habitation
- Une cage d'escalier
- Une cage d'ascenseur

Nos calculs respecteront les règlements en vigueur :

- Règles Parasismiques Algériennes 99 (RPA) / version 2003.
- Béton Armé aux Etats Limite (BEAL 91 révisé 99)
- Code de béton Algérien (CBA 93)
- Document Technique Réglementaire (DTR)

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Dimensions en plan de l'ouvrage

Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) : 23,26 m.

Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 13,15m.

- Dimensions en élévation de l'ouvrage

Hauteur du sous-sol : 3,23 m

Hauteur du entre-sol : 2,8 m

Hauteur du rez-de-chaussée : 5,04 m.

Hauteur du 1^{er} étage : 3,4 m.

Hauteur d'étage courant : 3,06 m.

Hauteur totale du bâtiment (du sous-sol à l'acroter) : 42,61 m.

- . Classification selon le RPA99VER .2003 (Article 3.2 , page 25).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le " groupe 2 ", car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48m.

le contreventement est mixte (poteau-voile).

I.4 données géotechnique du site

Le sol étudié doit recevoir 150 logements à « HAY EL-KHACHAB », wilaya AIN DEFLA. Les puits de reconnaissance,

les essais pénétrométriques ainsi que les analyses de laboratoire nous permettent de prendre la couche d'argile limoneuse sableuse, graveleuses, comme couche de fondation du projet. D'après ce rapport de sol on peut le classer S3 (sol meuble). Le taux de travail à appliquer est de 1.6 bar.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent être conformes aux règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

❖ Béton

béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment qui présente une bonne résistance à la compression.

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Le dosage courant par 1m^3 dun béton normalise sera comme suit :

- Granulats :
- Sable : $380 \text{ à } 450 \text{ dm}^3$ (diamètre des granulats $\leq 5\text{mm}$)
- Gravillon : $750 \text{ à } 850 \text{ dm}^3$ (diamètre des granulats $\leq 25\text{mm}$)
- Ciment : 350 kg/m^3
- Eau de gâchage : $150 \text{ à } 200\text{L}$

La résistance caractéristique du béton :

- En compression « c_{jf} » C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

A un age $j \leq 28$ jour : $f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$

- En traction « t_{jf} » C.B.A 93 [A.2.1.1.2].

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_{tj} = 2.1 \text{MPa}$ déduite de la formule : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$

Les contraintes limites du béton :

- Etat limite ultime C.B.A 93 [A.3.3.2] :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

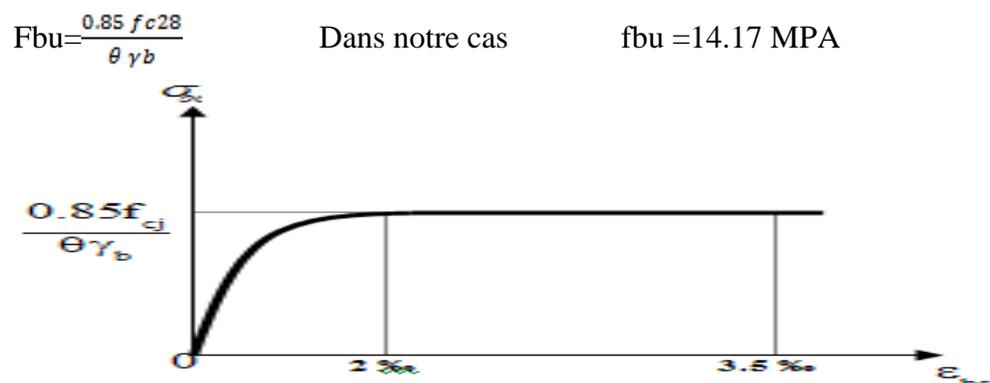


Figure I.1: Diagramme des contraintes-déformation à l'ELU

Notations:

$\theta = 1$ durée ≥ 24 h

$\theta = 0.9$ $1\text{h} \leq \text{durée} \leq 24\text{h}$

$\theta = 0.85$ durée ≤ 24 h

$\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1.15$ Combinaisons accidentelles.

- Etat limite de service :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, qui comprennent les états limites de fissuration.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ MPA pour $f_{c28} = 25$ MPA

Donc $\sigma_{bc} = 15$ MPA



Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

Contrainte limite de cisaillement (art A-5-1-2-1 BAEL 91/ modifiée 99)

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

- V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée.
- b : largeur de la section cisailée.
- h : hauteur utile.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes.

$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$ Pour fissuration peu préjudiciable

$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$ Pour fissuration préjudiciable et très Préjudiciable.

Déformation longitudinale :

Selon la durée de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

- Module de déformation instantanée :

$E_{ij} = 32164.2$ [MPa] , déduite de la formule : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ MPA pour le calcul sous charges de courte durée $\leq 24h$

- Module de déformation différé :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ MPA Dans notre cas $E_{vj} = 1.08 \times 10^4$ MPA

Déformation transversale :

$G = E / 2(1 + \nu)$ Avec E : module de Young

Coefficient de poisson : il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation longitudinale, et égal à :

- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

❖ Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de traction auxquels ce dernier ne reprend pas.

On a :

- Barre lisse
- Barre à haute adhérence (HA)
- Treillis soudé

Nuance	Acier doux	Acier (HA)	Treillis soudé	
Désignation	FeE215	FeE400	$d \geq 6mm$	TSL500
		FeE500	$\emptyset < 6mm$	TSL250

Tableau II: les armatures utilisé dans la construction

Module d'élasticité longitudinale :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA.}$

Contrainte limites :

- Contrainte limite ultime (ELU) :

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ Avec : γ_s : coefficient de sécurité : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$

- Contrainte limite de service (ELS) :

Cas de fissuration peut préjudiciable : $\sigma_s = \frac{2}{3} f_e$ dans notre cas $\sigma_s = 266.67 \text{ MPA}$

Cas de fissuration préjudiciable $\sigma_s = \left[\min \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$ dans notre cas $\sigma_s = 201.63 \text{ MPA}$

Avec : η coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour rondes lisses ;
- $\eta = 1.6$ pour acier HA ;

Diagramme déformations contraintes :

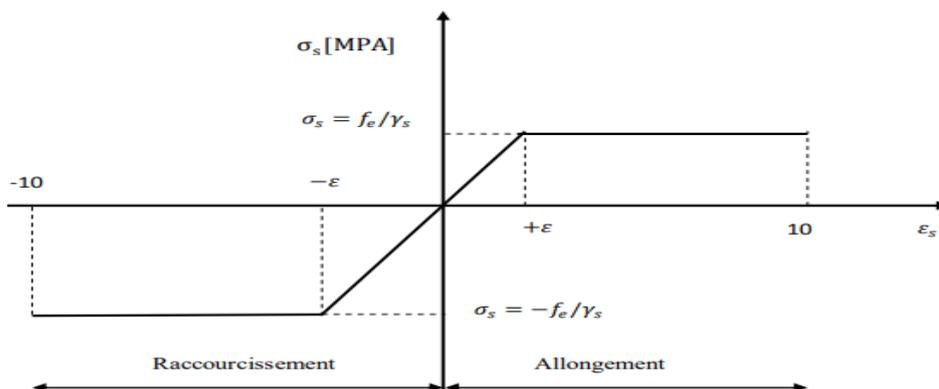
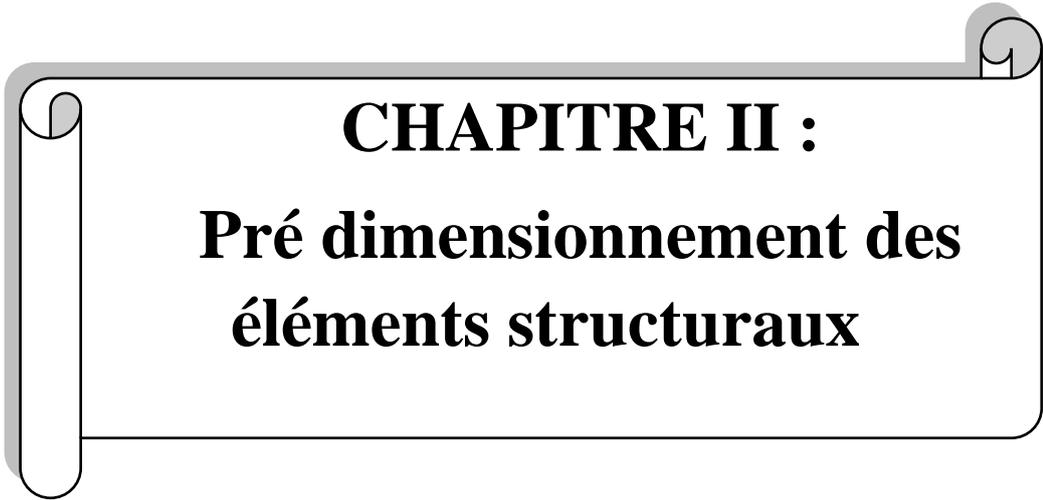


Figure 3: diagramme contraintes déformations de l'acier



CHAPITRE II :
Pré dimensionnement des
éléments structuraux

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/version 2003 et le BAEL.93.

Dans ce chapitre, on va faire le pré-dimensionnement de chaque type d'élément.

II.1.Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées ; tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des derniers niveaux.

Pour notre structure, on utilise deux types de planchers:

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

II.1.1 Plancher à corps creux

Plancher à corps creux est composé de corps creux (hourdis) , de poutrelles en béton armé placé sur place et une dalle de compression

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h=h_{cc} +$

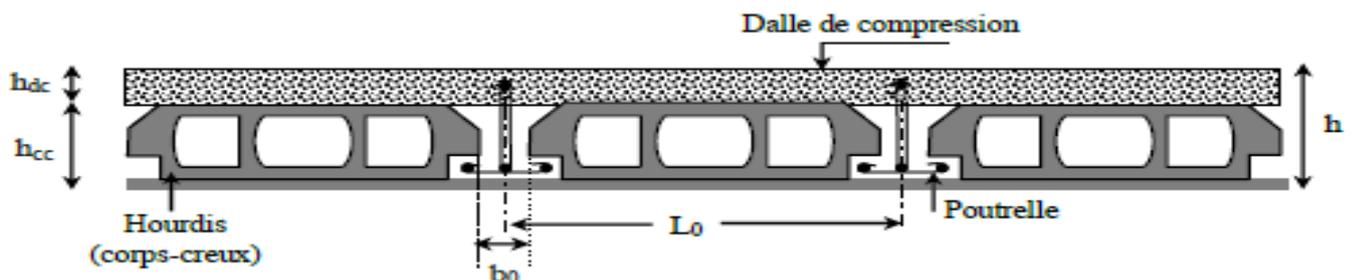


figure II 1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

- $h_{c.c}$: hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de la flèche donnée par CBA93 (Art B.6.8.4.2.4).

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

L_{max} : Distance maximale entre nus d'appuis des poutrelles selon le sens de la disposition.

$$L_{\max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{510}{22.5} = 22.7 \text{ cm}$$

On prend b de la poutre forfaitairement : **B=30cm**

soit un plancher (20+5) cm

- ✓ H_t=20+5
- ✓ h_{cc} : 20 cm hauteur de corps creux.
- ✓ h₀ : 5cm hauteur de la dalle de compression (Choisie forfaitairement entre 4 et 6 cm)

II.1.2 Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées L_x et L_y. On désigne par L_x la plus petite portée. Le dimensionnement de l'épaisseur

« e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

• Critère de résistance à la flexion :

L_x/20 ≤ e Pour une dalle, sur un seul ou deux appuis.

L_x/35 ≤ e ≤ L_x/30 ... Pour une dalle hyperstatique, (4 appuis) et 3 appuis et. ρ < 0,4

L_x/45 ≤ e ≤ L_x/40 Pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis. ρ ≥ 0,4

• Critère de résistance au feu (coupe-feu) :

e ≥ 7 cm pour une heure de coupe-feu.

e ≥ 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

e ≥ 14 cm pour quatre heures de coupe-feu.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

• Isolation phonique :

$$e \geq 14 \text{ cm.}$$

- Dalle sur un seul appui : (Balcons)

$$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{1}{20} = 0.05 \text{ m} ; e = 5 \text{ cm}$$

- Pour les dalles des balcons (dalles sur un seul appui) on prend $e = 15 \text{ cm}$, en tenant compte le critère de coupe de feu et l'isolation phonique

II.2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement se

base sur les trois étapes suivantes :

- ✓ Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99
- ✓ Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- ✓ Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La longueur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée
- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largueur de la poutre.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

➤ Selon le R.P.A 99 (version2003) :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$ cm

II.2.1 Poutre principale :

$L_{max} = 670 - 30 = 640$ cm.

$$\frac{640}{15} \leq h \leq \frac{640}{10} \implies 42.66 \leq h \leq 64 \text{ cm}$$

On prend $h = 45$ cm

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \implies 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend $b = 30$ cm

II.2.2 Poutre secondaire :

$L_{max} = 540 - 30 = 510$ cm.

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \implies 34 \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On prend $h = 40$ cm

▪ $0.3h \leq b \leq 0.7h \implies 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$

On prend $b = 30$ cm

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	vérification
$h \geq 30$ cm	45	40	Vérifiée
$B \geq 20$ cm	30	30	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.5	1.5	Vérifiée

Tableau II 1: Vérification des conditions exigées par le RPA

II.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux Fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

❖ Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont prè-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

❖ L'évaluation des charges et surcharges :

- Plancher à corps creux (étage courant) :

N	Element	Poids volumique (kn/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (kn / m ²)
1	Revetement en carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	-Dalle en corps creux	/	0.2+0.05	3.25
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
6	cloison de séparation	/	0.1	1
Charge permanent				5.68

Tableau II 2:evaluation des charges revenant en plancher à corps creux

- plancher terrasse inaccessible à corps creux :

N	élément	Poids volumique (kn / m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (kn / m ²)
1	Protection en gravillon	20	0.04	0.8
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.1	2.2
4	Isolation thermique	4	0.04	0.16
5	corps creux	/	0.2+0.05	3.25
6	Enduit en platre	10	0.02	0.2
Charge permanent				6.73

Tableau II 3: evaluation des charges revenant en plancher terrasse inaccessible à corps creux

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

- la dalle pleine du balcon

N	Element	Poids volumique (kn/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (kn / m ²)
1	Revetement en carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Plancher en dalle plein	25	0.15	3,75
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent				5.18

Tableau II 4:evaluation des charges revenant en plancher en dalle pleine

- Murs extérieurs double parois en brique creuses :

N	Element	Poids volumique (kn/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (kn / m ²)
1	Enduit du ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuse	/	0.15	1.3
3	Brique creuse	/	0.10	0.9
4	Enduit du ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent				2.74

Tableau II 5:evaluation des charges revenant en plancher aux murs extérieurs

- Murs intérieurs une seule paroi en brique creuse :

N	Element	Poids volumique (kn/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (kn / m ²)
1	Enduit du ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuse	/	0.10	0.9
3	Enduit du ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent				1.44

Tableau II 6:evaluation des charges revenant en plancher aux murs intérieurs

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

❖ Descente des charges :

La descente de charge est le chemin suivi par Les différentes actions (charge et surcharge) Suivant la direction du plus haut niveau au plus bas avant sa transmission au sol, On effectuera la descente de charge sur le poteau le plus sollicité.

On le fera sur les poteaux :

E3 : poteau central (la plus grande surface)

D4 : poteau de rive

A7 : poteau de angle

❖ La loi de dégression (DTR-BC2-2):

D'après le DTR CB 2 .2, pour un nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n \geq 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour Des surcharges d'exploitation différentes.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n) / 2n] \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$$

→ Pour $n \geq 5$

❖ Le poids propre des poteaux

On suppose que tous les poteaux sont de (30×30).

- Poteau étage courant (2à10)

$$P_{\text{pot}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$$

- Poteau étage RDC

$$P_{\text{pot}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 5.04 = 11.34 \text{ KN}$$

- Poteau 1^{er} étage

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$P_{\text{pot}}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.4=7.65 \text{ KN}$$

- Poteau étage entre sol

$$P_{\text{pot}}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 2.8=6.36 \text{ KN}$$

- Poteau s-sol

$$P_{\text{pot}}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.23=7.26 \text{ KN}$$

La descente de charge pour le poteau E3 :

Les surfaces afférentes

- Plancher terrasse inaccessible :

$$S_1=3,2 \times 2,55 = 8,16 \text{ m}^2$$

$$S_2= 3,2 \times 1,685 = 5,392 \text{ m}^2$$

$$S_3=3,075 \times 2,55 = 7,841 \text{ m}^2$$

$$S_4=3,075 \times 1,685 = 5,181 \text{ m}^2$$

$$\Sigma S_{\text{affG}} = 26,574 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affQ}} = [0.3(3.2+3.075+2.55+1.68)] + S_{\text{affG}} \quad S_{\text{affQ}} = 29.727 \text{ m}^2$$

- $PG=G \times S_{\text{affG}} = 6.73 \times 26,574 = 178.84 \text{ KN}$
- $PQ=Q \times S_{\text{affQ}} = 1 \times 29,727 = 29.727 \text{ KN}$

- Plancher des étages 2 jusqu'à 10 :

$$PG=G \times S_{\text{affG}} = 5.68 \times 26,574 = 150.94 \text{ KN}$$

$$PQ=Q \times S_{\text{affQ}} = 1,5 \times 26,574 = 39,85 \text{ KN}$$

- Plancher étage 1 :

$$PG=G \times S_{\text{affG}} = 5.68 \times 26,574 = 150.94 \text{ KN}$$

$$PQ=Q \times S_{\text{affQ}} = 2,5 \times 26,574 = 66,435 \text{ KN}$$

- Plancher étage RDC :

$$PG=G \times S_{\text{affG}} = 5.68 \times 26,574 = 150.94 \text{ KN}$$

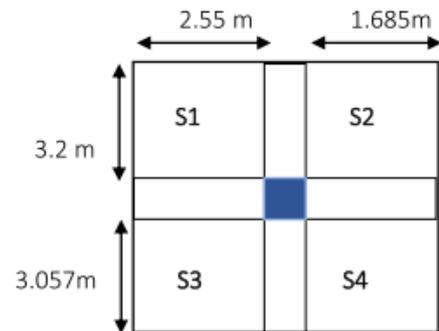


figure II 2: Surface afférente poteau E3

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$PQ=Q \times S_{\text{aff}Q}= 5 \times 26,574 = 132,87 \text{ KN}$$

- Plancher étage sous-sol :

$$PG=G \times S_{\text{aff}G}= 5.68 \times 26,574=150.94 \text{ KN}$$

$$PQ=Q \times S_{\text{aff}Q}= 5 \times 26,574 = 132,87 \text{ KN}$$

- Plancher étage entre sol :

$$PG=G \times S_{\text{aff}G}= 5.68 \times 26,574=150.94 \text{ KN}$$

$$PQ=Q \times S_{\text{aff}Q}= 1,5 \times 26,574 = 39,861 \text{ KN}$$

- Le poids des poutres :

$$Pp = 25 \times 0,45 \times 0,30 \times (3.2 + 3.075) = 21.17 \text{ KN.}$$

$$Ps = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times (2.55 + 1.685) = 12.70 \text{ KN.}$$

$$PP \text{ total} = 33.88 \text{ KN.}$$

	Elément	G (KN)	Q (KN)
étage 10	plancher	178.84	29.727
	poutre	33.88	
	poteau	6.885	
	total	219.60	29.727
étage 9	plancher	150.94	39.85
	poutre	33.88	
	poteau	6.885	
	total	411.30	69.58
étage 8	plancher	150.94	39.85
	poutre	33.88	
	poteau	6.885	
	total	603.05	105.46
étage 7	plancher	150.94	39.85
	poutre	33.88	
	poteau	6.885	
	total	794.7	137.34

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

étage 6	plancher	150.94	39.85
	poutre	33.88	
	poteau	6.885	
	total	986.40	165.25
étage 5	plancher	150.94	39.85
	poutre	33.88	
	poteau	6.885	
	total	1178.11	189.16
étage 4	plancher	150.94	39.85
	poutre	33.88	
	poteau	6.885	
	total	1369.8	209.09
étage 3	plancher	150.94	39.85
	poutre	33.88	
	poteau	6.885	
	total	1561.50	228.94
étage 2	plancher	150.94	39.85
	poutre	33.88	
	poteau	6.885	
	total	1753.2	249.12
étage 1	plancher	150.94	66.43
	poutre	33.88	
	poteau	7.65	
	total	1945.67	286.72
étage R.D.C	plancher	150.94	132.86
	poutre	33.88	
	poteau	11.34	
	total	2141.79	366.544
étage Entre sol	plancher	150.94	39.85
	poutre	33.88	
	poteau	6.36	
	total	2332.935	384.64
	plancher	150.94	

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

étage	poutre	33.88	132.86
	Sous-sol	7.26	
	total	2525.01	461.54

Tableau II 7: Descente de charge pour le poteau E3

Descente de charge pour le poteau E3

La descente de charge pour le poteau de rive D4 :

Les surfaces afférentes

$$S_1 = 1.65 \times 3.075 = 5.073 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.55 \times 3.075 = 7.84 \text{ m}^2$$

$$S_{3 \text{ D.P}} = 1.65 \times 0.35 = 0.557 \text{ m}^2$$

$$S_{4 \text{ D.P}} = 2.55 \times 0.35 = 0.8925 \text{ m}^2$$

$$\Sigma S_{\text{affG}} = 14.38 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affQ}} = [0.3(3.075 + 0.35 + 1.65 + 2.55)] + S_G$$

$$S_{\text{affQ}} = 16.66 \text{ m}^2$$

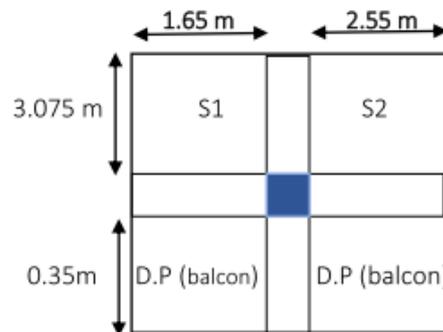


figure II 3: Surface afférente poteau D4

- Plancher terrasse inaccessible :

$$PG = G \times S_{\text{affG}} = 6.73 \times 14.38 = 96.77 \text{ KN}$$

$$PQ = Q \times S_{\text{affQ}} = 1 \times 16.66 = 16.66 \text{ KN}$$

- Plancher des étages 2 jusqu'à 10 :

✓ Plancher corps creux:

$$PG = G \times (S_1 + S_2) = 5.68 \times (S_1 + S_2) = 73.34 \text{ KN}$$

$$PQ = Q \times (S_1 + S_2) = 1.5 \times (S_1 + S_2) = 19.36 \text{ KN}$$

✓ Plancher dalle plein (balcon)

$$PG = G \times (S_3 + S_4) = 5.18 \times (S_3 + S_4) = 7.61 \text{ KN}$$

$$PQ = Q \times (S_3 + S_4) = 3.5 \times (S_3 + S_4) = 5.14 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} PG_{\text{tot}} = 80.84 \text{ KN} \\ PQ_{\text{tot}} = 24.5 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

- Plancher étage 1 :

$$PG=G \times (S1+S2)= 5.68 \times (S1+S2) =73.34 \text{ KN}$$

$$PQ=Q \times (S1+S2)= 2.5 \times (S1+S2) =32.28 \text{ KN}$$

- Plancher étage RDC :

$$PG=G \times (S1+S2)= 5.68 \times (S1+S2) =73.34 \text{ KN}$$

$$PQ=Q \times (S1+S2)= 5 \times (S1+S2) =64.565 \text{ KN}$$

- Plancher étage entre-sol :

$$PG=G \times (S1+S2)= 5.68 \times (S1+S2) =73.34 \text{ KN}$$

$$PQ=Q \times (S1+S2)= 1.5 \times (S1+S2) =19.36 \text{ KN}$$

- Plancher étage sous-sol :

$$PG=G \times (S1+S2)= 5.68 \times (S1+S2) =73.34 \text{ KN}$$

$$PQ=Q \times (S1+S2)= 5 \times (S1+S2) =64.565 \text{ KN}$$

- Le poids des poutres :

$$Pp = 25 \times 0,45 \times 0,35 \times (0,35 + 3,075) = 11,55 \text{ KN.}$$

$$Ps = 25 \times 0,35 \times 0,30 \times (2,55 + 1,65) = 12,6 \text{ KN.}$$

$$PP \text{ total} = 24,15 \text{ KN.}$$

- Poids propre des murs :

– Pour Etage courant (2à10) :

$$ht = he - hP = 2,66 \text{ m}$$

$$Smur = ht \times L = 2,66 (1,05 + 0,35) = 3,724 \text{ m}^2$$

$$Gmur = Smur \times G = 10,2 \text{ KN}$$

– Pour RDC :

$$ht = he - hP = 4,64 \text{ m}$$

$$Smur = ht \times L = 4,872 \text{ m}^2$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$G_{mur} = S_{mur} \times G = 13.34 \text{ KN}$$

Pour Etage 1:

$$h_t = h_e - h_P = 3 \text{ m}$$

$$S_{mur} = h_t \times L = 3.15 \text{ m}^2$$

$$G_{mur} = S_{mur} \times G = 8.631 \text{ KN}$$

Pour entre sol :

$$h_t = h_e - h_P = 2.44 \text{ m}$$

$$S_{mur} = h_t \times L = 2.52 \text{ m}^2$$

$$G_{mur} = S_{mur} \times G = 6.9 \text{ KN}$$

Pour Etage sous-sol :

$$h_t = h_e - h_P = 2.83 \text{ m}$$

$$S_{mur} = h_t \times L = 3.03 \text{ m}^2$$

$$G_{mur} = S_{mur} \times G = 8.31 \text{ KN}$$

	Elément	G (KN)	Q (KN)
	acrotère	8.996	4.2
étage 10	plancher	96.77	16.66
	poutre	24.15	
	poteau	6.88	
	Mur	10.2	20.89
	total	119.996	
étage 9	plancher	80.84	24.5
	poutre	24.15	
	poteau	6.88	
	Mur	10.2	43.302
	total	242.06	
étage 8	plancher	80.84	24.5
	poutre	24.15	
	poteau	6.88	

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

	Mur	10.2	
	total	364.13	63.29
étage 7	plancher	80.84	24.5
	poutre	24.15	
	poteau	6.88	
	Mur	10.2	
	total	486.20	80.83
étage 6	plancher	80.84	24.5
	poutre	24.15	
	poteau	6.88	
	Mur	10.2	
	total	608.27	95.92
étage 5	plancher	80.84	24.5
	poutre	24.15	
	poteau	6.88	
	Mur	10.2	
	total	730.34	108.57
étage 4	plancher	80.84	24.5
	poutre	24.15	
	poteau	6.88	
	Mur	10.2	
	total	852.416	121.05
étage 3	plancher	80.84	24.5
	poutre	24.15	
	poteau	6.88	
	Mur	10.2	
	total	974.48	133.65
étage 2	plancher	80.84	24.5
	poutre	24.15	
	poteau	6.88	
	Mur	10.2	
	total	1096.55	146.04
	plancher	73.34	

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

étage 1	poutre	24.15	32.28
	poteau	7.65	
	Mur	8.63	
	total	1210.32	163.41
étage R.D.C	plancher	73.34	64.56
	poutre	24.15	
	poteau	11.34	
	Mur	13.34	
total	1332.49	201.04	
étage Entre sol	plancher	73.34	19.36
	poutre	24.15	
	poteau	6.36	
	Mur	6.9	
total	1443.24	209.73	
étage Sous-sol	plancher	73.34	64.565
	poutre	24.15	
	poteau	7.26	
	Mur	8.31	
total	1556.336	246.15	

Tableau II 8: Descente de charge pour le poteau D4

Descente de charge pour le poteau D4

La descente de charge pour le poteau d'angle H1 :

surfaces afférentes :

$$S = \frac{235.5 + 170.67}{2} \times 320 = 646987.2 = 6.5 \text{ m}^2$$

$$X^2 + 320^2 = 326.5^2 \longrightarrow X = 64.83 \text{ m}$$

Plancher terrasse inaccessible :

$$PG = 6.5 \times 6.73 = 43.75 \text{ KN}$$

$$PQ = 6.5 \times 1 = 6.5 \text{ KN}$$

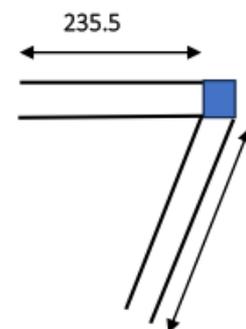


figure II 4: Surface afférente poteau H1

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Plancher étage courant (2 à 10) :

$$PG=6.5 \times 5.68 = 36.92 \text{ KN}$$

$$PQ=6.5 \times 1.5 = 9.75 \text{ KN}$$

Plancher étage 1 :

$$PG=6.5 \times 5.68 = 36.92 \text{ KN}$$

$$PQ=6.5 \times 2.5 = 16.25 \text{ KN}$$

Plancher RDC :

$$PG=6.5 \times 5.68 = 36.92 \text{ KN}$$

$$PQ=6.5 \times 5 = 32.5 \text{ KN}$$

Plancher entre sol :

$$PG=6.5 \times 5.68 = 36.92 \text{ KN}$$

$$PQ=6.5 \times 1.5 = 9.75 \text{ KN}$$

Plancher sous sol :

$$PG=6.5 \times 5.68 = 36.92 \text{ KN}$$

$$PQ=6.5 \times 5 = 32.5 \text{ KN}$$

Poids de poutre

$$P_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 3.265 = 11.02 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 25 \times 0.40 \times 0.3 \times 2.355 = 7.065 \text{ KN}$$

$$P_{TOT} = 18.085 \text{ KN}$$

Poids acrotère : Périmètre= 5.92m

$$P_G = 2.142 \times 5.92 = 12.685 \text{ KN}$$

$$P_Q = 1 \times 5.92 = 5.92 \text{ KN}$$

Double cloison

$$(2^{\text{ème}} \text{ à } 10 \text{ étage}) P_{DC} = 2.74 \times (2.36 \times 2.66) + (3.27 \times 2.61) = 40.58 \text{ KN}$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$(1^{\text{er}} \text{ étage}) P_{DC} = 2.74 \times (2.36 \times 3) + (3.27 \times 2.95) = 45.83 \text{ KN}$$

$$(\text{RDC}) P_{DC} = 2.74 \times (2.36 \times 4.64) + (3.27 \times 4.59) = 71.13 \text{ KN}$$

$$(\text{Entre sol}) P_{DC} = 2.74 \times (2.36 \times 2.44) + (3.27 \times 2.35) = 36.57 \text{ KN}$$

$$(\text{Sous sol}) P_{DC} = 2.74 \times (2.36 \times 2.83) + (3.27 \times 2.78) = 43.21 \text{ KN}$$

	Elément	G (KN)	Q (KN)
	acrotère	12.685	5.92
étage	plancher	43.75	6.5
	poutre	18.085	
	poteau	6.88	
	Mur	40.58	12.42
	total	121.98	
étage 9	plancher	36.92	9.75
	poutre	18.085	
	poteau	6.88	
	Mur	40.58	21.3575
	total	224.445	
étage 8	plancher	36.92	9.75
	poutre	18.085	
	poteau	6.88	
	Mur	40.58	29.32
	total	326.91	
étage 7	plancher	36.92	9.75
	poutre	18.085	
	poteau	6.88	
	Mur	40.58	36.30
	total	429.375	
étage 6	plancher	36.92	9.75
	poutre	18.085	
	poteau	6.88	
	Mur	40.58	42.32
	total	531.84	

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

étage 5	plancher	36.92	9.75
	poutre	18.085	
	poteau	6.88	
	Mur	40.58	
	total	634.305	47.35
étage 4	plancher	36.92	9.75
	poutre	18.085	
	poteau	6.88	
	Mur	40.58	
	total	736.77	52.33
étage 3	plancher	36.92	9.75
	poutre	18.085	
	poteau	6.88	
	Mur	40.58	
	total	839.235	57.34
étage 2	plancher	36.92	9.75
	poutre	18.085	
	poteau	6.88	
	Mur	40.58	
	total	941.7	62.28
Etage 1	plancher	36.92	16.25
	poutre	18.085	
	poteau	7.65	
	Mur	45.83	
	total	1050.185	71.40
Etage R.D.C	plancher	36.92	32.5
	poutre	18.085	
	poteau	11.34	
	Mur	71.13	
	total	1187.66	90.66
Etage Entre sol	plancher	36.92	9.75
	poutre	18.085	
	poteau	6.36	

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

	Mur	36.57	95.29
	total	1285.595	
Etage Sous-sol	plancher	36.92	32.5
	poutre	18.085	
	poteau	7.26	
	Mur	43.21	113.85
	total	1391.07	

Tableau II 9: Descente de charge pour le poteau H1

- Effort normale à ma base du poteau $Nu=1.35G + 1.5Q$

Poteaux E3 : $Nu= 4101.07$ KN

Poteaux D4 : $Nu= 2470.27$ KN

Poteaux A7 : $Nu= 2048.723$ KN

➡ Le poteau **E3** est le plus défavorable.

❖ Vérification du poteau

Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante : Avec $\frac{Nu}{B} \leq \sigma_{bc}$

Nu : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $B=b \times h$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'Etat Limite Ultime, tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

étage	Nu (KN)	section cm ²	Comparaison (B > B calculé)		Observation
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
10	341.05	(30 x 30)	0.09	0.024	<i>vérifiée</i>
9	659.62	(30 x 30)	0.09	0.046	<i>vérifiée</i>
8	829.8	(30 x 30)	0.09	0.06	<i>vérifiée</i>
7	1278.85	(30 x 30)	0.09	0.09	<i>vérifiée</i>

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

6	1579.51	(30 x 30)	0.09	0.11	<i>Non vérifiée</i>
5	1874.04	(30 x 30)	0.09	0.13	<i>Non vérifiée</i>
4	2162.86	(30 x 30)	0.09	0.15	<i>Non vérifiée</i>
3	2451.43	(30 x 30)	0.09	0.17	<i>Non vérifiée</i>
2	2740.5	(30 x 30)	0.09	0.19	<i>Non vérifiée</i>
1	3056.73	(30 x 30)	0.09	0.21	<i>Non vérifiée</i>
RDC	3441.23	(30 x 30)	0.09	0.24	<i>Non vérifiée</i>
Entre sol	3729.42	(30 x 30)	0.09	0.26	<i>Non vérifiée</i>
Sous-sol	4101.7	(30 x 30)	0.09	0.29	<i>Non vérifiée</i>

Tableau II 10: Vérification à la compression simple

Il faut augmenter la section des poteaux,

Le tableau ci-dessous résume la vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux :

étage	Nu (KN)	section (cm ²)	Comparaison (B > B _{calculé})		Observation
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
10	299.8	(30 x 30)	0.09	0.024	<i>vérifiée</i>
9	577.12	(30 x 30)	0.09	0.046	<i>vérifiée</i>
8	848.5	(30 x 30)	0.09	0.06	<i>vérifiée</i>
7	1113.87	(30 x 30)	0.09	0.09	<i>vérifiée</i>
6	1373.87	(35 x 35)	0.12	0.11	<i>vérifiée</i>
5	1626.7	(40 x 40)	0.16	0.13	<i>vérifiée</i>
4	1874.15	(40 x 40)	0.16	0.15	<i>vérifiée</i>
3	2121.48	(45 x 45)	0.20	0.17	<i>vérifiée</i>
2	2369.35	(45 x 45)	0.20	0.19	<i>vérifiée</i>
1	2644.28	(50 x 50)	0.25	0.21	<i>vérifiée</i>
RDC	2987.57	(50 x 50)	0.25	0.24	<i>vérifiée</i>
Entre sol	3231.59	(55 x 55)	0.30	0.26	<i>vérifiée</i>
Sous-sol	3564.96	(55 x 55)	0.30	0.29	<i>vérifiée</i>

Tableau II 11: la vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Vérification au flambement :

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

$Br = (b - 2) \times (b - 2)$ cm : Section réduite de poteau.

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement λ .

γ_s : 1,15 coefficient de sécurité d'acier ; γ_b : 1,5 coefficient de sécurité de béton.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times (50/\lambda)^2 \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement. ; h_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

Vérification au flambement pour le poteau d'entre sol :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.8 = 1.96 \text{ m}$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.63 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{7.63 \times 10^{-3}}{0.3025}} = 0.159 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.96}{0.159} = 12.30 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow = 0.829$$

$$\alpha = 0.829$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$Br_{cal} \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = 0.177 \text{ m}^2$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

nous avons :

$$Br = (0.55 - 2) \times (0.55 - 2) = 0.2809 \text{ m}^2$$

$$Br = 0.2809 \text{ m}^2 > Br_{\text{cal}} = 0.177 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber. De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	Nu(KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br_{\text{calc}})$		Observation
					Br	Br_{calc}	Vérifiée
10	299.8	0.09	23.8	0.778	0.0784	0.017	Vérifiée
9	577.12	0.09	23.8	0.778	0.0784	0.033	Vérifiée
8	848.5	0.09	23.8	0.778	0.0784	0.049	Vérifiée
7	1113.87	0.09	23.8	0.778	0.0784	0.065	Vérifiée
6	1373.87	0.10	21.42	0.79	0.1089	0.079	Vérifiée
5	1626.7	0.11	19.47	0.80	0.144	0.092	Vérifiée
4	1874.15	0.11	19.47	0.80	0.144	0.106	Vérifiée
3	2121.48	0.13	16.47	0.813	0.1849	0.118	Vérifiée
2	2369.35	0.13	16.47	0.813	0.1849	0.132	Vérifiée
1	2644.28	0.144	16.52	0.813	0.2304	0.147	Vérifiée
RDC	2987.57	0.144	24.5	0.77	0.2304	0.176	Vérifiée
Entre sol	3231.59	0.159	12.32	0.829	0.2809	0.177	Vérifiée
Sous-sol	3564.96	0.159	14.22	0.822	0.2809	0.187	Vérifiée

Tableau II 12: Vérification au flambement de poteau le plus sollicité à chaque niveau

vérification selon les règles du RPA99 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes (zone IIb)

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 30 \text{ cm.} \\ \min (b, h) \geq h_e / 20. \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right.$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Poteau	(55 x 55)	(50 x 50)	(45 x 45)	(40 x 40)	(35 x 35)	(30 x 30)	Observation
$\min (a, h) \geq 30 \text{ cm.}$	55	50	45	40	35	30	Vérifiée
$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	14.65	23.7	13.8	13.8	13.8	13.8	Vérifiée
$1/4 < b/h < 4$	1	1	1	1	1	1	Vérifiée

Tableau II 13: vérification selon les règles du RPA99

le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

II.4 Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, 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 (Artc 7.7.1) suivantes :

1. $e \geq 15 \text{ cm}$

2. $e \geq \frac{h_e}{20}$

3. $L = 4 \times e$

- h_e : hauteur libre d'étage
- a : épaisseur du voile.
- L : longueur du voile.

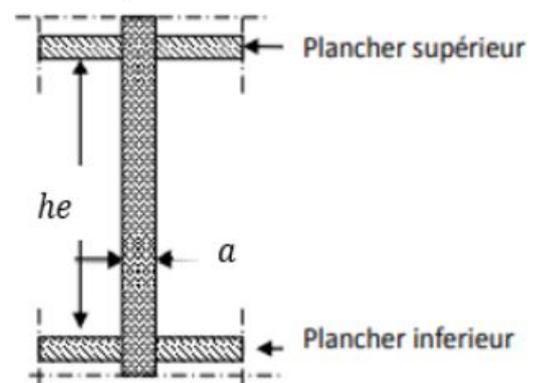


figure II 5: Les voiles

Dans notre projet on a

- **Sous-sol**

$$h_e = 332 - 30 = 302 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{302}{20}; 15 \text{ cm}\right) \longrightarrow e \geq \max(15, 10; 15 \text{ cm})$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

on prend $e = 25 \text{ cm}$

- **Entre sol**

$$h_e = 280 - 30 = 250 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{250}{20}; 15 \text{ cm}\right) \longrightarrow e \geq \max(12,50; 15 \text{ cm})$$

on prend $e = 25 \text{ cm}$

- **RDC**

$$h_e = 504 - 30 = 474 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{474}{20}; 15 \text{ cm}\right) \longrightarrow e \geq \max(23,7; 15 \text{ cm})$$

on prend $e = 25 \text{ cm}$

- **Etage 01**

$$h_e = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{310}{20}; 15 \text{ cm}\right) \longrightarrow e \geq \max(15,50; 15 \text{ cm})$$

on prend $e = 20 \text{ cm}$

- **Autres étage**

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{276}{20}; 15 \text{ cm}\right) \longrightarrow e \geq \max(13,80; 15 \text{ cm})$$

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

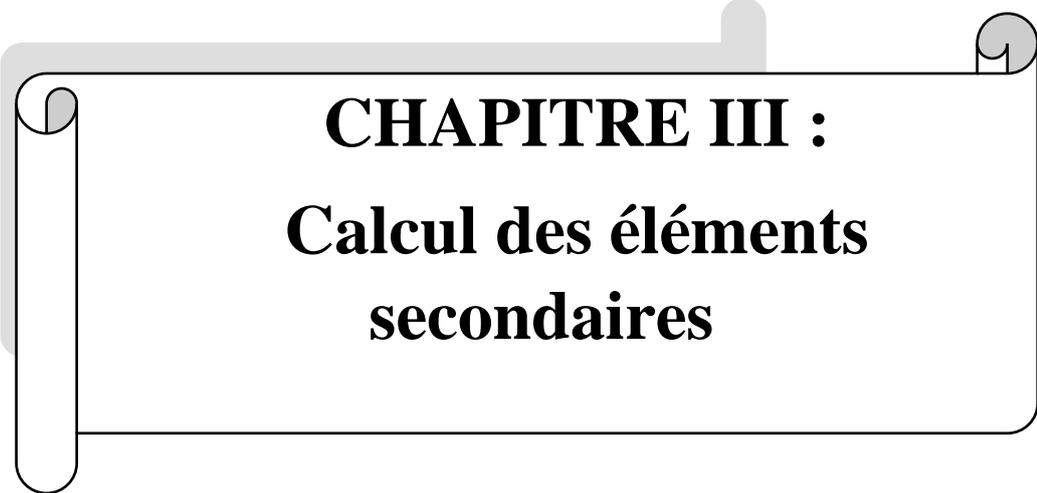
Longueur minimale :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e \text{ D ou } L_{\min} \geq 25 \times 4 \text{ Cm} \longrightarrow \text{ Soit : } L_{\min} = 100 \text{ Cm.}$$

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.7.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} l \geq 4e \dots\dots\dots \text{ vérifiée} \\ e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$



CHAPITRE III :
Calcul des éléments
secondaires

III.1. Introduction

Concernant ce chapitre on s'intéressera uniquement sur l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement, afin d'évaluer les charges sur l'élément considéré, et calculer les sollicitations les plus défavorable pour déterminer la section d'acier nécessaire pour reprendre ces charges.

On distingue Durant ce chapitre les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux)
- La dalle pleine
- L'acrotère
- La cage d'escaliers
- L'ascenseur

III.2. Etude des planchers**III.2.1. Plancher à corps creux**

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis) qui ne sont que des éléments de remplissage et de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance et d'une dalle de compression.

Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

La disposition des poutrelles retenue dans notre projet comme suit :

Dispositions des poutrelles étages 02 jusqu'à étage 10 :

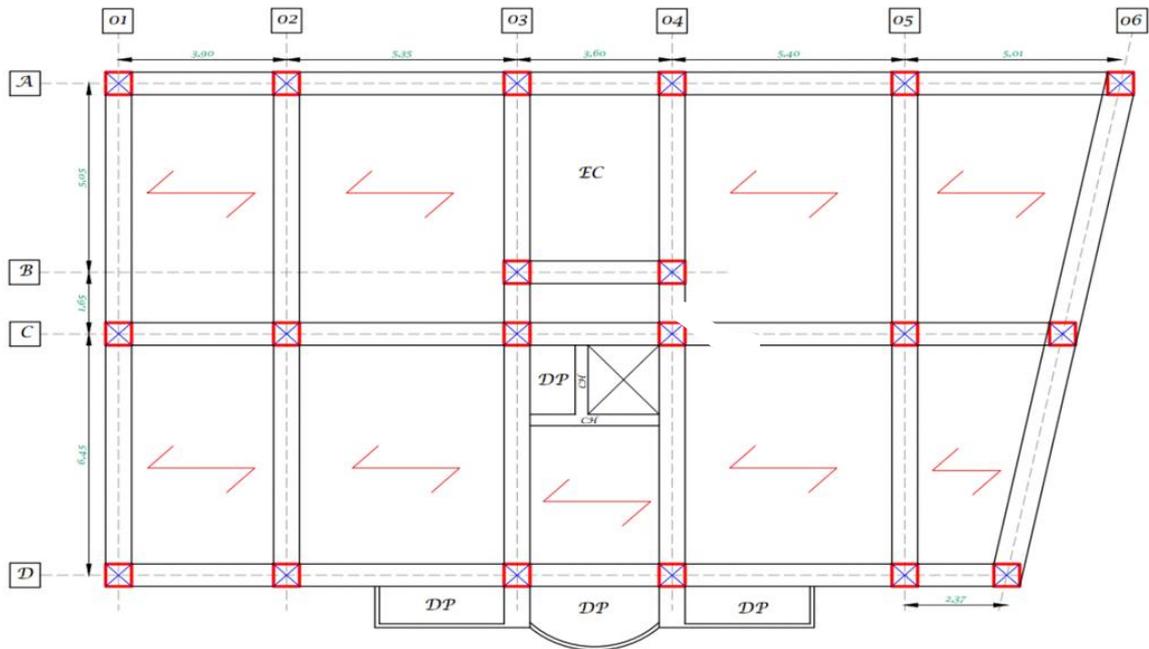


Figure III 1: Plan de disposition des poutrelles étages 02 jusqu'à étage 10

Pré dimensionnement des poutrelles

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

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

h₀ : hauteur de la dalle de compression

b₀ : largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : largeur efficace $b - b_0 \leq \min((l_x / 2) ; l_y / 10) \dots \dots \dots$ (CBA93.Art4.1.3)

Avec :

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successives.

L_y : longueur minimale d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles entre nus d'appuis.

Dans notre cas, on a ce qui suit : H = 25cm ; h₀ = 5 cm ; b₀ = 10 cm

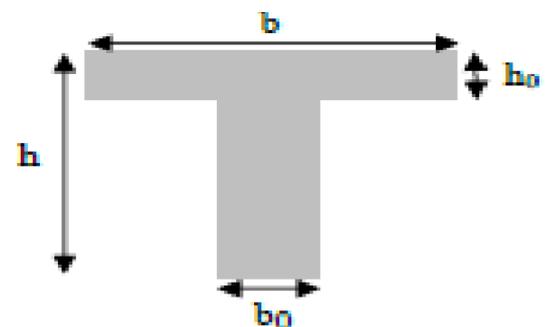


Figure III 2 : Coupe transversale d'une poutrelle

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$L_y = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$

Soit : $\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2} ; \frac{330}{10} \right) \Rightarrow \frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} (27.5 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$

$b = 2 * 27,5 + b_0$

$b = 2 * 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$

Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$

Calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple et au cisaillement comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela nous disposons deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- ❖ **Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91)**
- ❖ **Condition d'application (BAEL .Art.6.2.210)**

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on sera de la méthode forfaitaire à

condition de vérifier les conditions suivantes :

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

✓ **Application de la méthode**

- **Moments aux appuis ($M_a \leq 0$)**

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

Avec : $- M_0$: moment isostatique maximal dans la travée

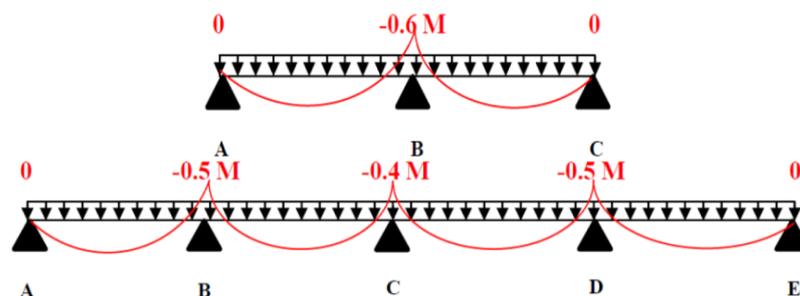


Figure III 2: Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 et à plus de 2 travées

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (aucun ferrailage) seulement le BAEL91 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$\longrightarrow 0,15 \times M_0 \text{ Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n).$$

○ **Moment en travées**

(1)..... $Mt + \frac{Mg+Md}{2} \geq \text{max} [1,05M_0 ; (1+ 0,3 \alpha) M_0]$

(2) $Mti \geq$

- $[\frac{1+0,3 \alpha}{2}] M_0$ Pour une travée intermédiaire
- $[\frac{1,2+0,3 \alpha}{2}] M_0$ Pour une travée de rive

Avec : - $\alpha = Q / (G+Q)$: Degré de surcharge.

- Mg : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée.

- Md : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée

-Mg et Md sont pris avec valeurs absolue.

○ **efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql / 2$ sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives ou :

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

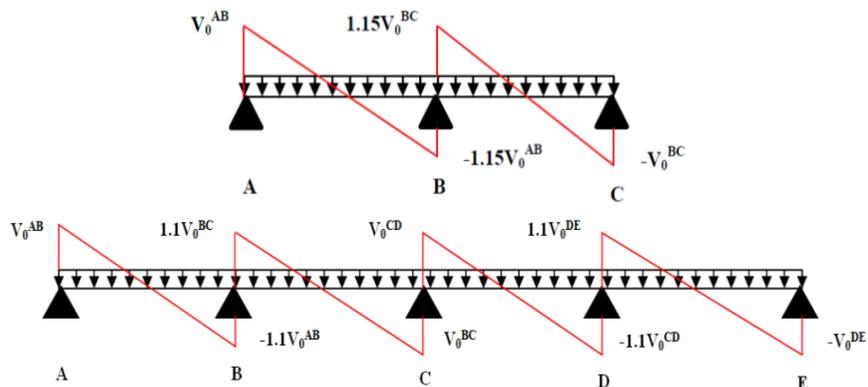


Figure III 3:Diagramme des efforts tranchants pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées

❖ **Méthode de Caquot (annexe E.2 du BAEL 91)**

❖ **Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \text{min} (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$)

✓ **Principe de la méthode**

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

✓ **Application de la méthode**

○ **Moment en travée :**

$$x_0 = \frac{l}{2} \frac{M_g - M_d}{q \cdot l}$$

$$M_{0(x)} = \frac{q \cdot x_0}{2} (l - x_0)$$

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

○ **Moment en appui :**

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

Avec :

- l_g' , l_d' : longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré
- q_g , q_d : chargement à gauche et à droite de l'appui considéré
- $l' = (0,8 l$ pour travée intermédiaire) et ($l' = l$ pour travée de rive)

○ **Efforts tranchants**

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

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

Avec :

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

Remarque

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

➤ **Les différents types des poutrelles :**

On a 6 types de poutrelles.

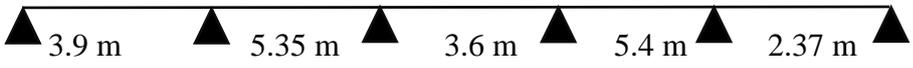
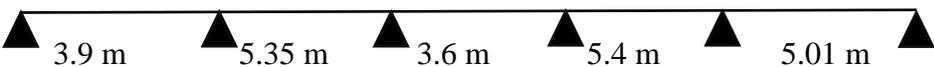
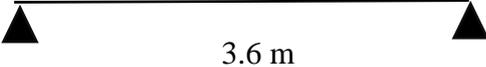
type	Etage	Schéma statique
1	Etage 1 jusqu'à étage 10	
2	Etage 1 jusqu'à étage 10	
3	Etage 1 jusqu'à étage 10	
4	entre sol et RDC	
5	Etage 1 jusqu'à étage 10	

Tableau III 11: Les différents types des poutrelles

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

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

-Poutrelles hyperstatiques (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot

-Poutrelles isostatiques : le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

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

Type de poutrelle	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 2	Vérifiée	- $Q_{max}=5KN \leq \min(5KN/m^2; 2G)$ -F.P.N - $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ - $I=constant$	Méthode forfaitaire
Type 1 Type 3 Type 4	Non Vérifiée	$L_i/L_{i+1} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 5	/	Poutrelles isostatiques	Méthode de la RDM

Tableau III 12: choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 2 du plancher étage courant et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée Type 1 du plancher étage courant.

❖ **Calcul des charges revenants aux poutrelles :**

L'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times l_0$

L'ELS : $q_s = (G + Q) \times l_0$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀	q _u (kn/ml)	q _s (kn/ml)
Terrasse inaccessible	6.73	1	0.65	6.88	5.02
Etage Courant	5.68	1.5	0.65	6.44	4.66
1 ^{er} étage	5.68	2.5	0.65	7.42	5.31
RDC	5.68	5	0.65	9.85	6.94
Entre sol	5.68	1.5	0.65	6.45	4.66

Tableau III 13: Calcul des charges revenants aux poutrelles

❖ Calcul des sollicitations dans la poutrelle T2 (Méthode forfaitaire) :

➤ Plancher étage courant :

Schéma statique

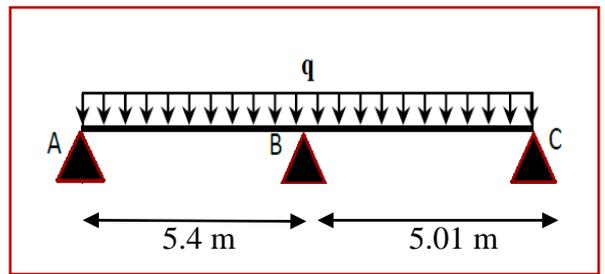


Figure III 4: schéma statique dans la poutrelle T2

• Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

➤ Plancher étage courant

• $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \text{Min}(2G ; 5(\text{KN/m}^2)) = 5\text{KN/m}^2$ vérifiée

• $0.8 \leq \frac{5.4}{5.01} = 1.07 \leq 1.25$ vérifiée

• FPN
vérifiée

• $I = \text{constant}$ vérifiée

• Les sollicitations A l'ELU et a l'ELS :

• Moment isostatique :

A l'ELU {

$$\text{Travée AB : } M_0 = \frac{6.44 \times 5.4^2}{8} = 23.499 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0 = \frac{6.44 \times 5.01^2}{8} = 20.228 \text{ KN.m}$$

A l'ELS {

$$\text{Travée AB : } M_0 = \frac{4.66 \times 5.4^2}{8} = 17.011 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0 = \frac{4.66 \times 5.01^2}{8} = 14.643 \text{ KN}$$

• Moments aux appuis :

Appuis intermédiaires :

A l'ELU : $M_B = -0.6 \times \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = -0.6 \times 23.4 = -14.04 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $M_B = -0.6 \times \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = -0.6 \times 16.98 = -10.18 \text{ KN.m}$

Appuis de rive :

Au niveau des appuis de rive, le moment est nul, mais il faut mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $0,15 \times M_0$.

Avec : $M_0 = \max(M_{0AB}; M_{0BC})$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU: } M_{rive} = -2.96 \text{ KN.m} \\ \text{A l'ELS: } M_{rive} = -2.14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

• **Moments en travées :**

$\alpha = \frac{1.5}{1.5+5.68} = 0.2$; $(1+0.3\alpha) = 1.06$; $(1.2+0.3\alpha) = 1.26$

a) Première condition :

$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max [(1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0]$

b) Deuxième condition :

$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0$ cas d'une travée intermédiaire

$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0$ cas d'un tracé de rive

A l'ELU

a) Première condition :

Travée AB : $M_t \geq 1.06M_0 - \frac{0+MB}{2} = 17.92 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_t \geq 1.06M_0 - \frac{MB+0}{2} = 14.447 \text{ KN.m}$

b) Deuxième condition :

Travée AB : $M_{tAB} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \longrightarrow M_{tAB} \geq \frac{(1.26)}{2} \times 23.4 = 14.74 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \longrightarrow M_{tAB} \geq \frac{(1.26)}{2} \times 20.2 = 12.72 \text{ KN.m}$

A l'ELS

a) Première condition :

Travée AB : $M_t \geq 1.06M_0 - \frac{0+MB}{2} = 12.974 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_t \geq 1.06M_0 - \frac{MB+0}{2} = 10.458 \text{ KN.m}$

b) Deuxième condition :

Travée AB : $M_{tAB} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \longrightarrow M_{tAB} \geq \frac{(1.26)}{2} \times 16.98 = 10.69 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \longrightarrow M_{tAB} \geq \frac{(1.26)}{2} \times 14.62 = 9.21 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

On calcul V pour chaque tranchant

$V_0 = \frac{q \times l}{2}$

Travée AB : $V_0 = \frac{6.44 \times 5.4}{2} = 17.38 \text{ KN}$

Travée BC : $V_0 = \frac{6.44 \times 5.01}{2} = 16.13 \text{ KN}$

Calcul effort tranchant :

Pour une poutre à deux travées l'effort tranchant est déterminé par la méthode générale (forfitaire) :

$V = 1,15 \times V_0$ (l'effort tranchant hyperstatique en appuis = $15\%V_0$) pour les poutres à deux travées

$$\begin{array}{l} \text{Travée AB} \\ \text{Travée BC} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} V_A = V_0 = 17.407 \text{ KN} \\ V_B = 1.15V_0 = 20.018 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} V_B = V_0 = 16.15 \text{ KN} \\ V_C = 1.15V_0 = 18.62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

la méthode de Caquot minorée :

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente et prendre ($G' = 2/3 G$).

La charge G' est utilisée pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement par cette méthode.

Le calcul des moments en travée se fait par la charge total G et non pas G' .

	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L_0 (m)	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Etage courant	3.78	1.5	0.65	4.77	3.43
1 ^{er} étage	3.78	2.5	0.65	5.75	4.08
RDC	3.78	5	0.65	8.20	5.71
Entre sol	3.78	1.5	0.65	4.77	3.43
Terrasse inaccessible	4.48	1	0.65	4.91	3.56

Tableau III 14:la méthode de Caquot minorée

- **Calcul des sollicitations dans la poutrelle T1 (Méthode de Caquot) :**

- **Plancher étage courant :**

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.9}{5.35} = 0,72 \notin [0,8;1,25]$$

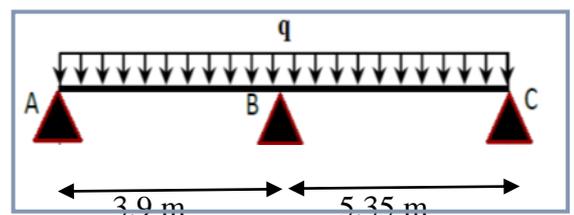


Figure III 5:schema statique dans la poutrelle T1

- **Les sollicitations A l'ELU et a l'ELS :**

- **Moment isostatique :**

$$\begin{array}{l} \text{A l'ELU} \\ \text{A l'ELS} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{Travée AB : } M_0 = \frac{4,77 \times 3,9^2}{8} = 9,06 \text{ KN.m} \\ \text{Travée BC : } M_0 = \frac{4,77 \times 5,35^2}{8} = 17,066 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Travée AB : } M_0 = \frac{3,43 \times 3,9^2}{8} = 6,52 \text{ KN.m} \\ \text{Travée BC : } M_0 = \frac{3,43 \times 5,35^2}{8} = 12,27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moments aux appuis**

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0,15M_0$$

D'où, $M_A = M_C$

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU : } -2.55 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } -1.84 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = - \frac{q'_g x l'_g{}^3 + q'_d x l'_d{}^3}{8.5 (l'_g + l'_d)} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } - \frac{4.77(3.9)^3 + 4.77(5.35)^3}{8.5(3.9+5.35)} = - 12.913 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } - \frac{3.43(3.9)^3 + 3.43(5.35)^3}{8.5(3.9+5.35)} = - 9.27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Moment en travées

Travée AB :

$$X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{qxl} = \frac{3.9}{2} - \frac{12.913}{6.44 \times 3.9} = 1.43 \text{ m}$$

$$M_0(X_0) = q \frac{x_0^2}{2} (l - x_0) \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 6.44 \times \frac{1.43^2}{2} (3.9 - 1.43) = 11.38 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 4.66 \times \frac{1.43^2}{2} (3.9 - 1.43) = 8.22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = M_0(X_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right) \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 11.38 - 12.91 \left(\frac{1.43}{3.9}\right) = 6.64 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 8.22 - 9.27 \left(\frac{1.43}{3.9}\right) = 4.83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée BC :

$$X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{qxl} = \frac{5.35}{2} + \frac{12.91}{6.44 \times 5.35} = 3.05 \text{ m}$$

$$M_0(X_0) = q \frac{x_0^2}{2} (l - x_0) \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 6.44 \times \frac{3.05^2}{2} (5.35 - 3.05) = 22.58 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 4.66 \times \frac{3.05^2}{2} (5.35 - 3.05) = 16.34 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = M_0(X_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right) \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 22.58 - 12.91 \left(1 - \frac{3.05}{5.35}\right) = 17.055 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 16.34 - 9.27 \left(1 - \frac{3.05}{5.35}\right) = 12.37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- L'effort tranchant

$$V = V_0 + \frac{Md - Mg}{l} \quad \text{et} \quad V_0 = \frac{ql}{2}$$

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{6.44 \times 3.9}{2} - \frac{12.91}{3.9} = 9.257 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{4.66 \times 3.9}{2} - \frac{12.91}{3.9} = -5.77 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{Travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{6.44 \times 5.35}{2} + \frac{12.91}{5.35} = 19.66 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{4.66 \times 5.35}{2} + \frac{12.91}{5.35} = -10.05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- ❖ Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 5 (Méthode de RDM)

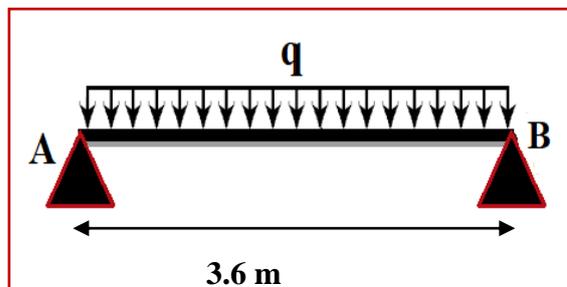


Figure III 6: schéma statique dans la poutrelle T5

Exemple plancher étage courant

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	L ₀ (m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Etage courant	5.68	1.5	0.65	6.447	4.667

Tableau III 15: exemple de calcul plancher EC

- Moments en travées

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_0 = 10.44 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0 = 7.561 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Moments aux appuis

$$\text{ELU : } M_A = M_B = -0.15 M_0 = -1.566 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_B = -0.15 M_0 = -1.13 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$V = \frac{ql}{2} \begin{cases} V_A = 11.605 \text{ KN} \\ V_B = -11.605 \text{ KN} \end{cases}$$

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

- Pour plancher courant :

Type	ELU			Effort tranchant Vu(KN)	ELS		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t		M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t
T1	-2.56	- 12.929	17.055	19.66	-1.84	-9.28	12.37
T2	-3.52	- 14.099	17.923	20.018	-2.55	- 10.207	12.974
T3	-1.36	-9.478	15.46	17.514	-0.97	-6.806	11.24
T5	-1.566	/	10.44	11.605	-1.13	/	7.561

Tableau III 16: sollicitations maximales pour les poutrelles EC

➤ Pour plancher terrasse inaccessible :

Type	ELU			Effort tranchant Vu(KN)	ELS		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t		M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t
T3	-1.4	-9.279	15.632	18.682	-1.016	-7.063	12.326
T4	-2.31	- 12.782	15.671	19.788	-1.67	-9.28	11.467

Tableau III 17:sollicitations maximales pour les planchers terrasse inaccessible

Pour plancher étage 1 :

Type	ELU			Effort tranchant Vu(KN)	ELS		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t		M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t
T1	-3.09	- 15.564	19.343	22.763	-2.19	- 11.041	13.903
T2	-4.05	- 16.232	17.309	23.045	-2.907	- 11.628	15.345
T3	-1.6	- 11.409	17.378	20.17	-1.16	-8.093	12.517
T5	-1.803	/	12.024	13.36	-1.29	/	8.614

Tableau III 18:sollicitations maximales pour le plancher etage 1

➤ **Pour plancher RDC :**

	ELU				ELS		
Type	Evaluation des moments			Effort tranchant	Evaluation des moments		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t	Vu(KN)	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t
T3	-2.33	- 16.238	22.166	26.832	-1.62	- 11.312	14.389
T4	-3.85	-21.33	21.186	28.955	-2.68	- 14.862	14.983

Tableau III 19: sollicitations maximales pour le plancher RDC

➤ **Pour plancher entre sol :**

	ELU				ELS		
Type	Evaluation des moments			Effort tranchant	Evaluation des moments		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t	Vu(KN)	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t
T3	-1.36	-9.478	15.46	17.514	-0.97	-6.806	11.24
T4	-2.25	-12.45	14.481	18.63	-1.61	-8.941	10.51

Tableau III 20: sollicitations maximales pour le plancher entre sol

❖ **Sollicitations maximales pour les différents niveaux :**

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales dans les différents niveaux :

	ELU				ELS		
étage	Evaluation des moments			Effort tranchant	Evaluation des moments		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t	Vu(KN)	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t
terrasse inaccessible	-2.31	- 12.78 2	15.671	19.788	-1.67	-9.28	12.326

Etage courant	-3.52	- 14.09 9	17.923	20.018	-2.55	- 10.20 7	12.974
Etage 1	-4.05	- 16.23 2	19.343	23.045	-2.907	- 11.62 8	15.345
RDC	-3.85	- 21.33	22.166	28.955	-2.68	- 14.86 2	14.983
entre sol	-2.25	- 12.45	15.46	18.63	-1.61	-8.941	11.24

Tableau III 21: Sollicitations maximales pour les différents niveaux

➤ Ferrailage des poutrelles :

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\text{cm}; \quad b_0 = 10\text{cm}; \quad h = 25\text{ cm}; \quad h_0 = 5\text{ cm}; \quad d = 0,9 \times h = 22.5\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{Mpa}; \quad f_{c28} = 25\text{ Mpa}.$$

Exemple de calcul du ferrailage (terrasse inaccessible) :

➤ Calcul à l'ELU

Calcul des armatures longitudinales CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

a. En travée

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Si $M_{t\max} \geq M_{tu}$ l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

Si $M_{t\max} < M_{tu}$ l'axe La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times (0.225 - 0.05/2) = 92.11\text{KN. m} > M_{t\max} \Rightarrow$ Donc on fait un calcul d'une section rectangulaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.671 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.0336 \leq 0.186 \quad \rightarrow \text{pivot A : } \mu_{bu} < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{calcul de } A \quad f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0427$$

$$Z=d(1-0.4\alpha)=0.221 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{15.67 \times 10^{-3}}{0.22 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{calculé}$ condition vérifier

b. En appui

La table de compression est tendue, le béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire($b_0 \times h$).

- Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{12.78 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.1 \times 0.225^2} = 0,1781$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \text{ Pivot A et } \mu_{bu} < \mu_l \longrightarrow A' = 0$$

$$\text{calcul de } A \quad f_{st} = \frac{f_s}{Y_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.247$$

$$Z=d(1-0.4\alpha)=0.202 \text{ m}$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{12.78 \times 10^{-3}}{0.20 \times 348} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} = 0.271 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{calculé}$ condition vérifier

- Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2.31 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.1 \times 0.225^2} = 0.0322$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \text{ Pivot A et } \mu_{bu} < \mu_l \longrightarrow A' = 0$$

$$\text{calcul de } A \quad f_{st} = \frac{f_s}{Y_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.041$$

$$Z=d(1-0.4\alpha)=0.22 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{2.31 \times 10^{-3}}{0.22 \times 348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} = 0,271 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{calculé}$ condition vérifier

❖ Choix des barres

En travée : $A = 2,03 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 3HA10 = 2,36 cm^2

En appui intermédiaire: $A = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 2HA12 = 2,26 cm^2

En appui de rive : $A = 0,301 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 1HA10 = 0,79

Ferraillage transversal

$$\phi t \geq \min(\phi l_{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \text{ BAEL91(Article H.III.3)}$$

ϕt : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi t \geq \min(10 \text{ mm}; 7,14 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

soit $\phi t = 8 \text{ mm}$ On adopte pour $A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Vérifications nécessaires

Vérification à l'ELU

Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = V_u \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19,788 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,225} = 0,879 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

espacement :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 20,25 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} \rightarrow St \leq 129,55 \text{ cm} \\ \frac{0,8 f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)} \rightarrow St \leq 101 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A. 5. 1. 2. 2)}$$

Avec : - $\alpha = 90$ Flexion simple, armature droite

- $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant Vu

- Appui de rive

$$A_{l\min} \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_s} = \frac{1.15 \times 18.62 \times 10^{-3}}{400} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$Al = A_{travé} + A_{appui} = 2,7 + 0,79 = 3,49 \text{ cm}^2 > 0.614 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifier}$$

- Appui intermédiaire

$$Al \geq \frac{1.15}{f_s} \times \left(Vu + \frac{M_a^{inter}}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(19.788 \times 10^{-3} + \frac{-9.28 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.225} \right) = -0.748 \text{ cm}^2$$

$$Al = A_{travé} + A_{appui} = 2,36 + 2,26 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Vérification de la bille : (BAEL99. Art.6.1.3) :

$$Vu \leq 0.267 b_0 \times a \times fc28 \dots\dots\dots \text{ Avec : } a = 0.9d = 0.205 \text{ , et } d = 0.225$$

$$vu = 0.267 \times 0.1 \times 0.205 \times 25 = 0.13683$$

$$Vu = 19.788 < 136.83 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification de la jonction de table nervure BAEL99 (Art. A.5.1.2.1.1) :

$$\tau_u = \frac{Vu \times b1}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{19.788 \times 0.275 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.225 \times 0.65 \times 0.05} = 0.826 < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$\text{Avec } b1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications à faire sont :

- État limite d'ouverture des fissures. (Vérification des contraintes.)
- État limite de déformation. (Vérification La flèche).
- Etat limite de compression de béton :

- **État limite d'ouverture des fissures.**

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times fc28 \quad (\text{BAEL E.III.2})$$

Remarque :

Si $H > 0$ L'axe neutre est passe par la table de compression ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Si $H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

- En travée

- Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 2.36(22.5 - 5) = 193 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$)

Calcul de Y et I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15(Ad) = 0$$

$$32.5y^2 + 35.5y - 796.5 = 0 \Rightarrow Y = 4.43 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 13443 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.06 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 4.08 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- En appui intermédiaire :

- Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{10 \times 5^2}{2} - 15 \times 2.26(22.5 - 5) = - 573.25 \text{ cm}$$

$H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

Calcul de Y et I :

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

$$5y^2 + 308.9y - 1450.25 = 0 \Rightarrow Y = 4.38 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 12955.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.14 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 3.14 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Etat limite de la déformation (vérification de la flèche) :
- Condition de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 5.4 \text{ m} ; M_{0s} = 18.31 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 12.326 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 (Article B.6.5))}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 (Article B.6.5))}$$

$$\frac{At}{d \times b_0} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{(CBA 93)}$$

Avec :

- h : est la hauteur de la poutrelle.
- l : longueur de la travée.

- Mts : moment en travée à l'ELS.
- M0s : moment isostatique de cette travée à l'ELS.
- A : section des armatures choisies.

Dans notre cas :

- 1) $\frac{0.25}{5.4} = 0.046 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$ *condition non vérifiée*
- 2) $\frac{0.25}{5.4} = 0.046 \leq \frac{12.326}{10 \times 18.31} = 0.067$ *condition non vérifiée*
- 3) $\frac{2.36}{22.5 \times 10} = 0.0104 \geq \frac{4.2}{f_s} = 0,0105$ *condition vérifiée*

La 1ère et 2ème condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui est conduit Selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles BAEL91.

Vérification de la flèche

On a:

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

- f_{gv} : La flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).
- f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).
- f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement
- f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 m est de : $l > 5m$

$$f_{adm} = 0,5 + \left(\frac{l}{1000}\right) f_{adm} = 0,5 + \left(\frac{540}{1000}\right) = 1.04 \text{ cm} \dots \dots \text{CBA93.art (B.6.5.3)}$$

La flèche f est calculée par les expressions suivantes :

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E I_f} \text{ pour les travées (sur 2 appuis)}$$

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

- $q_{jser} = 0,65 \times j = 0,65 \times 3.25 = 2.11 \text{ KN/m} \Rightarrow$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtements.
- $q_{gser} = 0,65 \times g = 0,65 \times 6.73 = 4.37 \text{ KN/m} \Rightarrow$ la charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times 7.73 = 5.02 \text{ KN/m} \Rightarrow$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation qui revient à la poutrelle.

Avec :

$$J = G - G_{\text{revet}} = 6.73 - (0.8 + 0.12 + 2.2 + 0.16 + 0.2) = 3.25 \text{ KN/m}^2$$

$$.g = G = 6.73 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G + Q = 6.73 + 1 = 7.73 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{8} \begin{cases} M_{\text{ser}}^g = K \times q_s^g \times \frac{l^2}{8} = 10.67 \text{ KN.m} & \text{avec } K = \frac{M_t}{M_{os}} = 0.673 \\ M_{\text{ser}}^j = k \times q_s^j \times \frac{l^2}{8} = 5.15 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^p = K \times q_s^p \times \frac{l^2}{8} = 12.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$y_g = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A d + A' d')}{b_0 x h x (b - b_0) x h_0 + n(A + A')} = \frac{0.1 \times 0.25^2}{2} + (0.65 - 0.1) \frac{0.05^2}{2} + 15(2.36 \times 0.225 \times 10^{-4})}{0.1 \times 0.25 \times (0.65 - 0.1) \times 0.05 + 15(2.36 \times 10^{-4})} = 8.17 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{65 \times 8.17^3}{3} + \frac{10(25 - 8.17)^3}{3} - \frac{(65 - 10)(8.17 - 5)^3}{3} + 15 \times 2.36(22.5 - 8.17)^2 = 34391.27 \text{ cm}^4$$

• Calcul des coefficients λi et λv

$$\lambda i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \rho} = \frac{0.05 \times 65 \times 2.1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \rho} = 4.066 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée}$$

$$\lambda v = 0.4 \lambda i = 1.62 \dots \dots \dots \text{Déformation différée}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = 0.0104$$

• Calcul des déformations E_i et E_v

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.86 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Module de déformation longitudinal instantanée du béton}$$

$$E_i = 3 E_v = 32456.59 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée}$$

• Calcul des contraintes:

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa)

On a

$$Y = 4.43$$

$$I = 13443$$

$$\sigma_{st}^g = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}^g (d - y)}{I} = 216.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}^j = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}^j (d - y)}{I} = 103.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}^p = 15 \times \frac{M_{ser}^p (d-y)}{I} = 257.12 \text{ Mpa}$$

- Coefficients μ

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st}^g + f_{t28}} = 0.67$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st}^j + f_{t28}} = 0.43$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st}^p + f_{t28}} = 0.71$$

- Inertie fictive (I_f)

On $I_0 = 34391.27 \text{ cm}^4$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = 10168.53 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = M_{ser} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} \times 10^8 = 9.42 \text{ mm}$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = 13777.44 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = M_{ser} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} \times 10^8 = 3.35 \text{ mm}$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = 9743.49 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = M_{ser} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} \times 10^8 = 11.83 \text{ mm}$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = 18140.45 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = M_{ser} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} \times 10^8 = 15.97 \text{ mm}$$

$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 14.92 \text{ mm} > f_{adm} = 10.40 \text{ mm}$ Donc la flèche n'est pas vérifiée.

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée, on propose d'augmenter la section d'acier.

Les résultats obtenus après augmentation des sections d'armatures, sont résumé dans le tableau suivant :

Plancher	As (cm ²)	I (cm ²)	Y (cm ²)	Δf (mm ²)	f _{adm} (mm ²)	Observation
Terrasse inaccessible	3HA14=4.62	23133	5.8	9.13	10.04	Vérifiée

Tableau III 22:verification de la fleche pour les poutrelle terrasse inaccessible

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

plancher	endroit	M	μ_{bu}	α	Z	A _T
terrasse inaccessible	travée	15.67	0.033	0.0427	0.22	2.03
	Appui inter	12.782	0.17	0.24	0.202	1.81
	Appui de rive	2.31	0.04	0.55	0.22	0.4
étage courants	travée	17.923	0.033	0.049	0.22	2.33
	Appui inter	14.099	0.19	0.27	0.200	2.02
	Appui de rive	3.52	0.049	0.062	0.21	0.46
Etage 01	travée	19.343	0.041	0.052	0.22	2.52
	Appui inter	16.232	0.22	0.32	0.19	2.38
	Appui de rive	4.05	0.052	0.072	0.21	0.53
RDC	travée	22.166	0.047	0.0609	0.21	2.6
	Appui inter	21.33	0.29	0.45	0.18	3.3
	Appui de rive	3.85	0.053	0.069	0.21	0.50
Entre sol	travée	15.46	0.033	0.042	0.22	2
	Appui inter	12.45	0.17	0.24	0.20	1.76
	Appui de rive	2.25	0.0313	0.039	0.22	0.3

Tableau III 23:calcul de ferrailage à l'ELU des différents niveaux

PLANCHER	En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive	$V_{max}(KN)$	r_u	\bar{r}_u
terrasse inaccessible	3HA14=4.62cm ²	2HA12=2.26cm ²	1HA10=0.79cm ²	19.788	0.879	3.33
étage courants	3HA14=4.62cm ²	2HA12=2.26cm ²	1HA10=0.79cm ²	20.018	0.889	3.33
Etage 01	3HA14=4.62cm ²	2HA12=2.26cm ²	1HA10=0.79cm ²	23.045	1.024	3.33
RDC	3HA16=6.03 cm ²	2HA12=2.26cm ²	1HA10=0.79cm ²	28.955	1.28	3.33
Entre sol	3HA14=4.62cm ²	2HA12=2.26cm ²	1HA10=0.79cm ²	18.63	0.828	3.33

Tableau III 24: Choix des barres d'armatures et vérification au cisaillement

• Les choix des armatures transversal : Pour tous les types de poutrelle on prend :

$Al = 2HA6 = 0.57cm^2$ et l'espacement $St = 15$ cm

• **Etat limite de compression de béton :**

Plancher	En travée				En appui			
	Ms(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	Ms(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)
terrasse inaccessible	12.326	5.9	23545	3.12	9.28	4.3	12951	3.11
étage courants	12.97	5.9	23545	3.27	10.20	4.3	12951	3.42
Etage 01	15.343	5.9	23545	3.87	11.62	4.3	12951	3.90
RDC	14.983	5.9	23545	3.78	14.862	4.35	12951	4.99
Entre sol	11.24	5.9	23545	2.83	8.941	4.35	12951	3
Observation	$\sigma_{bc}=15MPa$				$\sigma_{bc}=15MPa$			
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$	Vérifiée				Vérifiée			

Tableau III 25: Vérification des contraintes à l'ELS

Plancher	Terrasse inaccessible	Étage courant	Étage 1	RDC
$q_{j\ ser}$ (KN/M)	2.11	1.43	1.43	1.43
$q_{g\ ser}$ (KN/M)	4.37	3.69	3.69	3.69
$q_{p\ ser}$ (KN/M)	5.02	4.66	5.31	6.94
$M_{j\ ser}$ (KN/M)	5.42	3.5	3.5	3.5
$M_{g\ ser}$ (KN/M)	10.77	9.05	9.05	9.05
$M_{p\ ser}$ (KN/M)	12.31	11.43	13.02	17.02
$I_D\ cm^4$	235454	23545	23545	27646
ρ	0.020	0.0205	0.0205	0.025
σ_{sj} (MPA)	57.18	37	37	30.51
σ_{sg} (MPA)	113.080	95.48	95.48	78.74
σ_{sp} (MPA)	129.90	120.58	137.40	148.10
μ_j	0.45	0.28	0.28	0.28
μ_g	0.67	0.63	0.63	0.63
μ_p	0.712	0.69	0.72	0.78
$I_{f_{ji}}\ (cm^4)$	230245	28265	28265	3221
$I_{f_{gi}}\ (cm^4)$	186932	19482	19482	3213
$I_{f_{pi}}\ (cm^4)$	181464	1843	17947	20591
$I_{f_{vi}}\ (cm^4)$	282662	29527	29527	33563
$f_{ji}\ (mm)$	2.11	1.11	1.11	0.97
$f_{gi}\ (mm)$	5.15	4.17	4.17	3.51
$f_{pi}\ (mm)$	6.096	5.57	6.52	7.42
$f_{vi}\ (mm)$	10.035	8.26	8.26	7.26
Δf	8.864	8.54	9.49	10.2
$f_{adm}\ (mm)$	10.4	10.4	10.4	10.4
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III 26: Vérification de la flèche à l'ELS

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Terrasse inaccessible			
E.C			
RDC			

Tableau III 27: Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux

La dalle travaille selon un seul sens Lx

Donc les moments sont donnés par :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \frac{qL_x^2 X Ly}{2} - \frac{2}{3} qL_x^3 \\ M_0^y = \frac{qL_x^3}{6} \end{array} \right.$$

Evaluation de charge :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1.35 \times 5.18) + (1.5 \times 3.5)$$

$$q_u = 12.24 \text{ kn/m}$$

$$q_s = G+Q = 5.18+3.5$$

$$q_s = 8.68 \text{ kn/m}$$

Les calculs seront faits pour une bonde de 1 m

La correction des moments pour tenir compte des semi-encastremets :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{x,y} = [0.75 \text{ à } 0,85] M_0^{x,y} \\ M_a^{x,y} = [-0.3 \text{ à } 0,5] M_0^{x,y} \end{array} \right.$$

A L'ELU

$$M_0^x = \frac{12.24 \times 1 \times 3.2}{2} - \frac{2}{3} 12.24 \times 1^3 = 11.42 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{12.24 \times 1^3}{6} = 2.04 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.71 \text{ KN. m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.73 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^x = - 0.5 \times M_0^x = - 5.71 \text{ KN. m}$$

$$M_a^y = - 0.5 \times M_0^y = - 1.02 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$M_0^x = \frac{8.68 \times 1 \times 3.2}{2} - \frac{2}{3} 8.68 \times 1^3 = 8.1 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{8.68 \times 1^3}{6} = 1.44 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.88 \text{ KN. m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.22 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -4.05 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -0.72 \text{ KN.m}$$

. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple et est calculé comme une poutre rectangulaire pour une bande de 1ML

A.N : Selon X-X :

a) En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M t^x}{f_{bu} b x b x d^2} = \frac{9.71 \times 10^{-8}}{14.17 \times 1 \times 0.135^2} = 0.041$$

$$\mu_{bu} < 0,186 ; A' = 0 \longrightarrow \text{pivot A ; } f_{st} = \frac{F_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Calcul de A : $A_x^t = \frac{M t^x}{Z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,052$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,127 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{9.71 \times 10^{-8}}{0,127 \times 348} = 2.19 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = \rho_0 \times b \times e \leq A_{calculé}$ Avec $\rho_0 = 0,0008$ car il s'agit de barres HA Fe400

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2,19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M a^x}{f_{bu} b x b x d^2} = \frac{5.71 \times 10^{-8}}{14.17 \times 1 \times 0.135^2} = 0.023$$

$$\mu_{bu} < 0,186 ; A' = 0 \longrightarrow \text{pivot A ; } f_{st} = \frac{F_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Calcul de A : $A_x^a = \frac{M a^x}{Z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}) = 0,030$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,128 \text{ m}$$

$$A_x^a = \frac{5.71 \times 10^{-8}}{0,128 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = \rho_0 \times b \times e \leq A_{calculé}$ Avec $\rho_0 = 0,0008$ car il s'agit de barres HA Fe400

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 < 1.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Choix des barres :

En travée: $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

En appui : $A_a = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

L'espacement :

1) En travée

$$St \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{BAEL91 /99 (A.8.2,42)}$$

Soit $St = 25 \text{ cm}$

2) En appui

$$St \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{BAEL91 /99 (A.8.2,42)}$$

Soit $St = 33 \text{ cm}$

Les armatures de répartition :

$$A_y = A_t / 4 = 0.79 \text{ cm}^2$$

/ml (BAEL91/99) Soit

$$A_y = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

/ml

Avec :

$$St \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{BAEL91 /99 (A.8.2,42)}$$

Soit $St = 33 \text{ cm}$

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	9.71	0.0405	0,052	0,127	2.19	1,2	4HA10 = 3.14	25
	Y-Y	1.73	0.0072	0.009	0.129	0.38	1.2	4HA8 = 2.01	40
Appuis	X-X	-5.7	0.0238	0,03	0,128	1.27	1.2	3HA10 = 2.36	33
	Y-Y	-1.02	0.0042	0.00533	0.129	0.22	1.2	4HA8 = 2.01	40

Tableau III 28: ferrailage de la dalle à la flexion simple

Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \quad V = \frac{q \times l}{2}$$

Type	Sens	Vu (kn)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		Observation
			τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	
D.P.1	X-X	6.12	0.047	1.17	Vérifiée
	Y-Y	19.58	0.145	1.17	Vérifiée

Tableau III 29:verification de l'effort tranchant

Vérification à l'ELS :

La dalle se trouve à l'extérieure , alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton. Ainsi que la contrainte de traction dans l'acier

Verifications des contraintes

- En travée :

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

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = M_t^y \text{ ser} \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}(d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28}) \right)$$

En appui :

$$\frac{b}{3} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = M_t^y \text{ ser} \times \frac{y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}(d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} Fe ; \max(0.5Fe; 110\sqrt{\eta} \times ft_{28}) \right)$$

Endroit	Sens	Mser (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)		Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)		Obs
					σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$		σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	
Travée	X-X	6.88	6.33	66413	0.65	15	Vérifié <i>e</i>	10.37	201.63	Vérifiée
	Y-Y	1.23	5.51	325805	0.021	15	Vérifié <i>e</i>	0.42	201.63	Vérifiée
Appuis	X-X	-4.05	7.02	32196	0.88	15	Vérifié <i>e</i>	11.28	201.63	Vérifiée
	Y-Y	-0.7	5.85	14879	0.028	15	Vérifié <i>e</i>	0.52	201.63	Vérifiée

Tableau III 30: récapitulatif des vérifications a l'ELS

Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe}$$

0,15 \geq max (0,042 ; 0,0375)condition vérifiée.

0,0023 \geq 0,005condition vérifiée

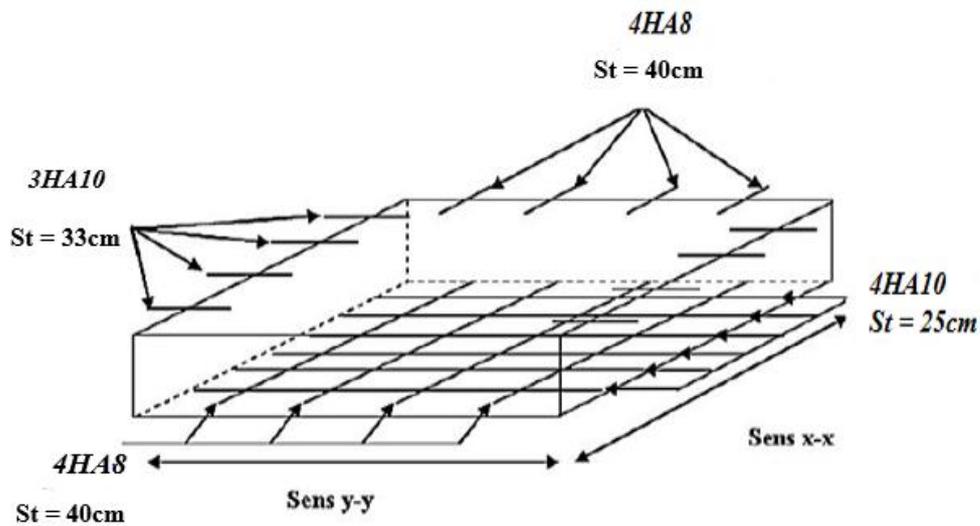


Figure III 8:Schéma de ferrailage de la dalle sur un trois appuis

Etude de dalle plien (D.P.2)

Caractéristique de la dalle :

- $G = 5.18 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- $L_x = 1 \text{ m}$; $L_y = 3.3 \text{ m}$; $\rho = l_x/l_y = 0.30 < 0.4$

	Sollicitation		travée		appui	
	Mox	Moy	Mtx	Mty	Max	May
ELU	12.04	2.04	10.23	1.73	-6.02	-1.02
ELS	8.53	1.44	7.25	1.22	-4.26	-0.72

Tableau III 31:Etude de dalle pleine (DP2)

Calcul de ferrailage

ELU :

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	10.23	0.042	0,054	0,127	2.31	1,2	4HA10 = 3.14	25
	Y-Y	1.73	0.0072	0.009	0.129	0.38	1.2	4HA8 = 2.01	40
Appuis	X-X	-6.02	0.025	0,032	0,128	1.34	1.2	3HA10 = 2.36	33
	Y-Y	-1.02	0.0042	0.00533	0.129	0.22	1.2	4HA8 = 2.01	40

Tableau III 32: ferrailage de la dalle 2 à la flexion simple

Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant

Type	Sens	Vu (kn)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		Observation
			τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	
D.P.2	X-X	6.12	0.047	1.17	Vérifiée
	Y-Y	20.19	0.15	1.17	Vérifiée

Tableau III 33: Vérification de l'effort tranchant (DP2)

Vérification à l'ELS :

Verifications des contraintes

Endroit	Sens	M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)		Obs
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	X-X	7.25	6.33	66413	0.69	15	Vérifiée	10.92	201.63	Vérifiée
	Y-Y	1.22	5.51	325805	0.021	15	Vérifiée	0.42	201.63	Vérifiée
Appuis	X-X	-4.26	7.02	32196	0.93	15	Vérifiée	11.89	201.63	Vérifiée
	Y-Y	-0.7	5.85	14879	0.028	15	Vérifiée	0.52	201.63	Vérifiée

Tableau III 34: récapitulatif des vérifications à l'ELS

Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0^{ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{F_e}$$

0,15 ≥ max (0,042 ; 0,0375)condition vérifiée.

0,0023 ≥ 0,005condition vérifiée

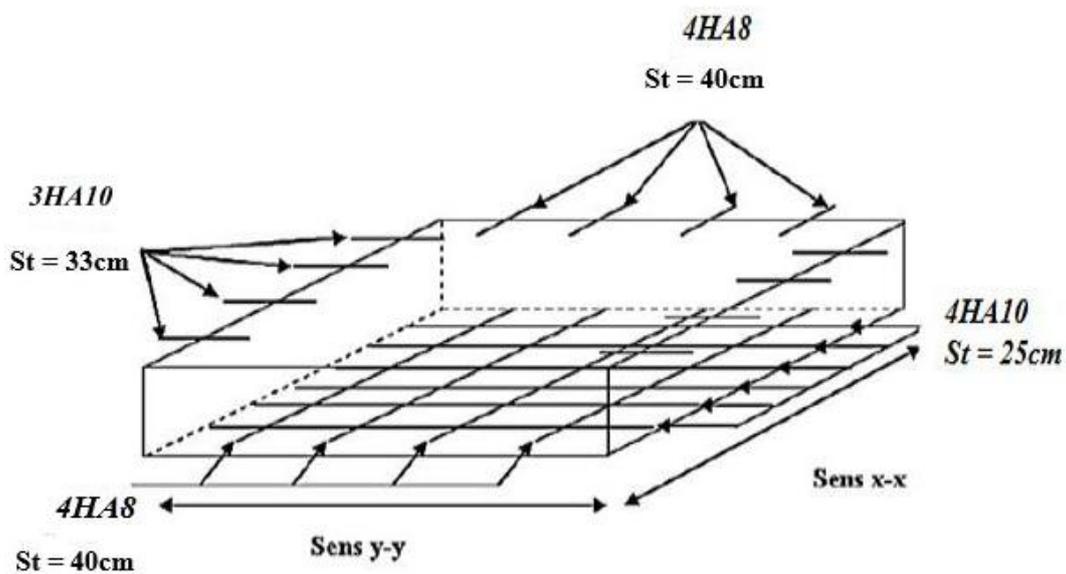


Figure III 9: shema de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

Etude de dalle plien (D.P.3)

Caractéristique de la dalle :

- G = 5.18 KN/m² ; Q = 3.5 KN/m²
- Lx = 1m ; Ly = 2.9 m ; ρ = lx/ly = 0.34 < 0.4

	Sollicitation		travée		appui	
	Mox	Moy	Mtx	Mty	Max	May
ELU	9.59	2.04	8.15	1.73	-4.79	-1.02
ELS	6.79	1.44	5.77	1.22	-3.39	-0.72

Tableau III 35: Etude de dalle pleine (DP3)

Calcul de ferrailage

ELU :

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	8.15	0.034	0,043	0,127	1.83	1,2	4HA10 = 3.14	25
	Y-Y	1.73	0.0072	0.009	0.129	0.38	1.2	4HA8 = 2.01	40
Appuis	X-X	-4.79	0.02	0,025	0,128	1.07	1.2	4HA8 = 2.01	33
	Y-Y	-1.02	0.0042	0.00533	0.129	0.22	1.2	4HA8 = 2.01	40

Tableau III 36: ferrailage de la dalle 3 à la flexion simple

Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant

Type	Sens	Vu (kn)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		Observation
			τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	
D.P. 3	X-X	6.12	0.047	1.17	Vérifiée
	Y-Y	17.75	0.13	1.17	Vérifiée

Tableau III 37: Vérification de l'effort tranchant (DP3)

Vérification à l'ELS :

Verifications des contraintes

Endroit	Sens	Mser (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)		Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)		Obs
					σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$		σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	
Travée	X-X	5.77	6.33	66413	0.55	15	Vérifié <i>e</i>	8.7	201.63	Vérifiée
	Y-Y	1.22	5.51	325805	0.021	15	Vérifié <i>e</i>	0.42	201.63	Vérifiée
Appuis	X-X	-3.39	7.02	32196	0.74	15	Vérifié <i>e</i>	9.47	201.63	Vérifiée
	Y-Y	-0.72	5.85	14879	0.028	15	Vérifié <i>e</i>	0.52	201.63	Vérifiée

Tableau III 38:récapitulatif des vérifications a l'ELS

Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \frac{M_t^{x, ser}}{20 \times M_0^{x, ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{F_e}$$

0,15 ≥ max (0,042 ; 0,0375).....condition vérifiée.

0,0023 ≥ 0,005condition vérifiée

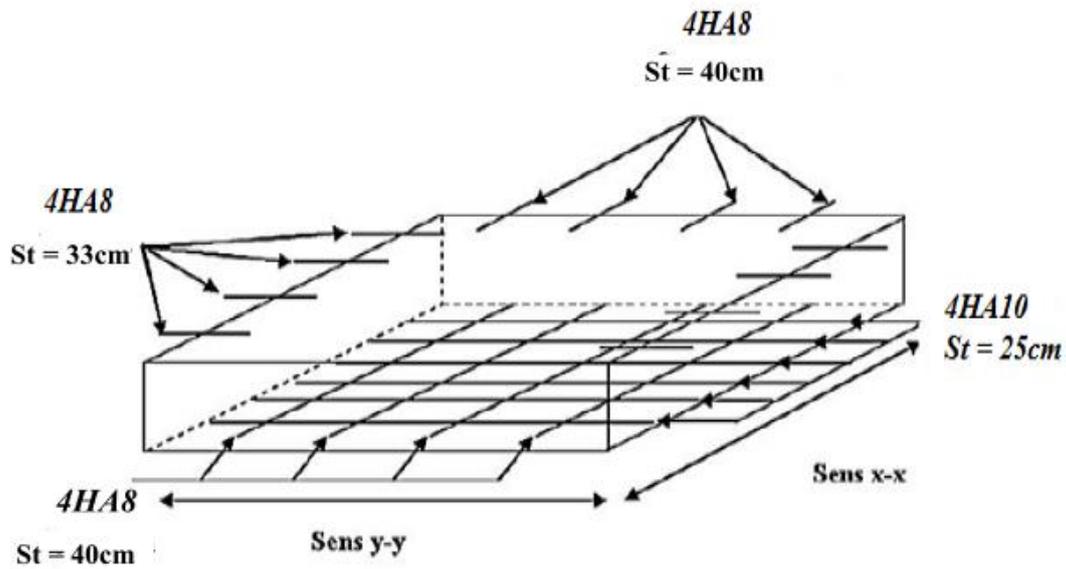


Figure III 10:Schéma de ferrailage de la dalle 3 sur un trois appuis

Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine L'ascenseur qu'on étudie est conçu pour 06 personnes

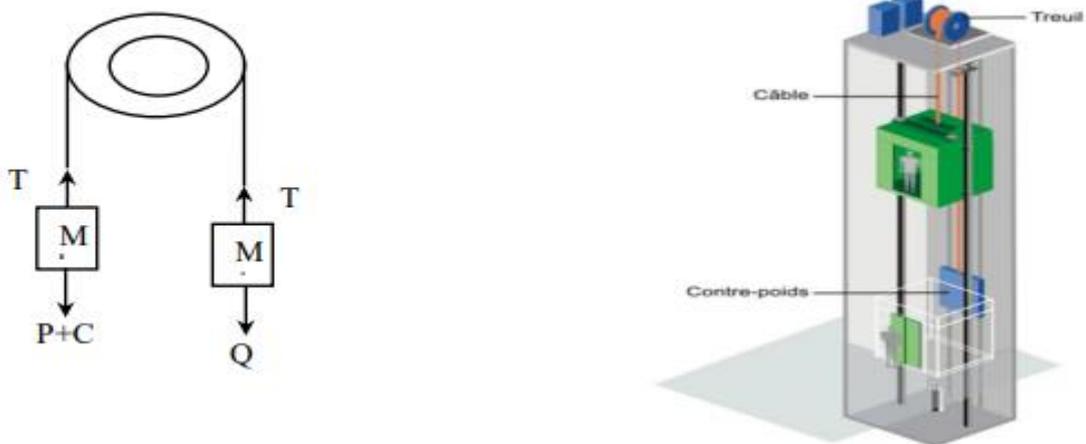


Figure III 11:Schéma statique et concept d'ascenseur

Les caractéristiques d'ascenseur

- L : Longueur d'ascenseur = 1,85 m.
- l : Largeur d'ascenseur = 1,65 m.
- F_C : Charge due à la rupture des câbles d'ascenseur : 145 KN.
- P_M : Charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- D_M : Charge due à la salle de machine = 51 KN.
- P_P : Charge nominale = 6,3 KN.
- V : La vitesse = 0,63 m/s

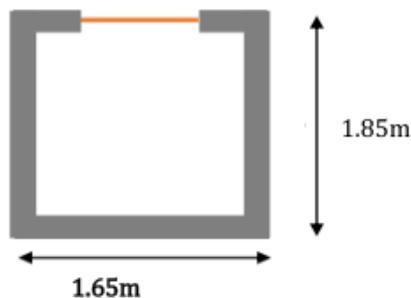


Figure III 12: Dimensions de l'ascenseur

- $B_s * T_s = 1,65 * 1,85 \text{ m}^2$ dimensions de la gaine

Dimensionnement de la dalle :

$L_x=1.65\text{m}$; $L_y=1.85 \text{ m}$ $\rho=0.89>0.4 \Rightarrow$ la dalle fléchit selon les deux sens.

$$165 / 45 \leq e \leq 165 / 40 \Rightarrow 3.66 \leq e \leq 4.12$$

Pour deux heures coupe-feu et une isolation phonique, $e=15\text{cm}$

• Poids propre de la dalle et du revêtement :

Son poids propre **G0** tels que :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Poids propre de la dalle.}$$

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Poids du revêtement sur la dalle (} e = 5\text{cm).}$$

$$G_0 = G_1 + G_2 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

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

• Charges concentrées :

La dalle est aussi soumise à une charge concentrée due au poids du système de levage :

$$G_{concentrée} = D_m + P_m = 51 + 15 = 66 \text{ KN}$$

$$Q_{concentrée} = P_{personnes} = 6.30 \text{ KN}$$

Sous charges uniformément réparties :

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

Donc
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{165}{185} = 0,89 > 0,4$$

⇒ La dalle travaille en flexion simple dans deux sens.

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \text{Annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0466 \times 8.0475 \times 1,65^2 = 1.021 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = \mu_y \times M_{x1} = 1.021 \times 0,7635 = 0.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sous charges concentrées :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur l'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 d'application de la charge donnée en fonction de vitesse.

v : dimensions du rectangle d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle

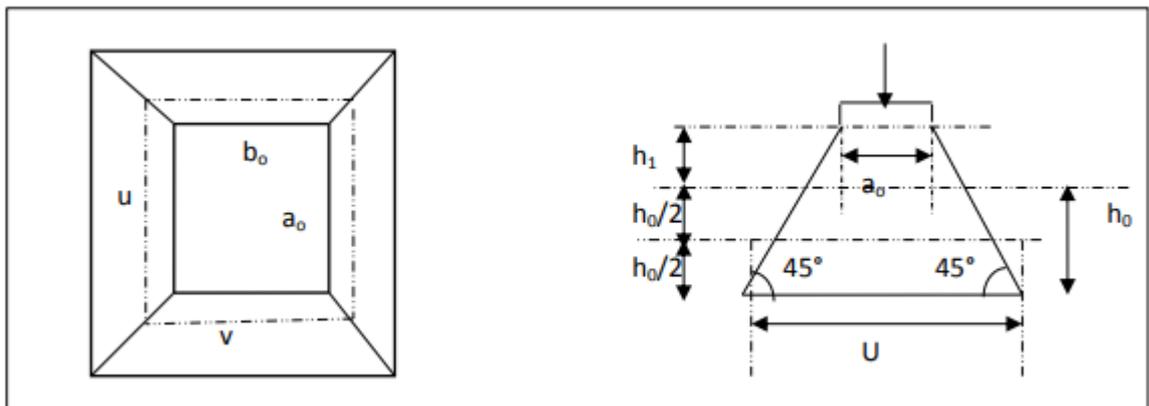


Figure III 13: illustre le schéma de la dalle de l'ascenseur ainsi que sa surface d'impact

On a
$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \end{cases} \text{ pour } v_1 = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

$\xi = 0.75$ $h_1 = 5\text{cm}$ de revêtement. $h_0 = 15\text{ cm}$ de la dalle pleine.

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 102.5 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 102.5 \text{ cm} \end{cases} \quad v : \text{ est le coefficient de poisson.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = qu \times (M1 + vM2) \\ M_{y2} = qu \times (M2 + vM1) \end{cases}$$

- M_1 est en fonction de $\frac{\mu}{lx}$ et $\rho \Rightarrow \frac{\mu}{lx} = \frac{102.5}{165} = 0,621$ et $\rho = 0,89$
- M_2 est en fonction de $\frac{\vartheta}{Ly}$ et $\rho \Rightarrow \frac{\vartheta}{Ly} = \frac{102.5}{185} = 0,554$ et $\rho = 0,89$

En se référant à l'abaque de Pigeaud (Annexe 2), on trouve :

$$M_1 = 0.085 ; M_2 = 0.067$$

Donc :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{concentrée}} + 1.5 \times Q_{\text{concentrée}} = 1,35 \times 66 + 1,5 \times 6,30 = 98.55\text{KN}$$

$$q_{ser} = G_{\text{concentrée}} + Q_{\text{concentrée}} = 66 + 6,30 = 72.3\text{KN}.$$

$$M_{x2} = 98.55 \times (0.085 + 0.15 \times 0.067) = 9.36\text{KN}$$

$$M_{y2} = 98.55 \times (0.067 + 0.15 \times 0.085) = 7.85\text{KN}$$

Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1.021 + 9.36 = 10.381 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.78 + 7.85 = 8.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

en appui :

$$M_a = -0.5 \times M_x = -5.19 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 8.82 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85M_y = 7.34 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, de **15cm** d'épaisseur, on prendra **d = 13.5cm**.

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau suivant :

Sens	M (kn/m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé cm ² /ml	Amin cm ² /ml	A adopté cm ² /ml	St
x-x	8.82	0.034	0.043	0.132	1.91	1.26	3HA10 2.36	33
y-y	7.34	0.028	0.036	0.133	1.59	1.2	4HA8 2.01	25
Appui	-5.19	0.020	0.025	0.133	1.11	1.26	4HA8 2.01	25

Tableau. Ferrailage de la Tableau III 39: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur

de l'ascenseur

Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL 91, aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u \leq 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- q_u : Charge de calcul à l'ELU.
- h : Épaisseur totale de la dalle.
- u_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$q_u = 98.55 \text{ KN}$$

$$u_c = 2 \times (1.025 + 1.025) = 4.1 \text{ m}$$

$$0,045 \times 4100 \times 150 \times \frac{25}{1,5} = 461.25 \text{ KN}$$

98.55 KN < 461.25 KN ⇒ Pas de risque de poinçonnement de la dalle.

• **Vérification vise à vis de l'effort tranchant :**

Sont donnes sur le tableau suivant :

Effort tranchant (KN)	Sous charge répartie	Sous charge concentré	Superposition V = V ₁ +V ₂	$\tau^{max} = \frac{V^{max}}{bd}$ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)
Vx	49.25	32.05	81.3	0.6	1.17
Vy	59.11	32.05	91.16		1.17

Tableau III 40: Efforts tranchants dans la dalle de l'ascenseur

Calcul à l'ELS :

➤ **Calcul les sollicitations :**

Le calcul des sollicitations est mené de la même manière qu'à l'ELU, Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Moments (kn.m)	Sous charge répartie	Sous charge concentré	Superposition	M travée	M appuis
Mx	1.5	9.07	10.57	8.98	- 5.28
My	0.43	5.23	5.66	4.81	

Tableau III 41: Moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur

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

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens	M _t (kn.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	Observation
travée	x-x	8.98	2.36	2.72	4.7841	5.17	15	Vérifier
	y-y	4.81	2.01	2.56	4.1677	2.96	15	Vérifier
appui	x-x	- 5.28	2.01	2.56	4.1677	3.25	15	Vérifier

Tableau III 42: Vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\frac{h_t}{Lx} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x ser}{20 \times M_0^x ser} ; \frac{3}{80} \right\} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{F_e} \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Sens x-x :

$$\frac{h_t}{Lx} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x ser}{20 \times M_0^x ser} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$\frac{h_t}{Lx} = \frac{0.15}{1.65} = 0.090 \geq \max \left\{ \frac{8.98}{20 \times 10.57} = 0.042 ; \frac{3}{80} = 0.0375 \right\}$$

0,090 ≥ max (0,042 ; 0,0375).....Vérifiée

➤ $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{F_e} \rightarrow 0,00131 \leq 0,005$

0,00131 ≤ 0,005 → *condition vérifiée.*

➤ L = 1,8 ≤ 8 m → *condition vérifier*

Sens y-y :

$$\frac{h_t}{L_y} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,080 \geq \max (0,042 ; 0,0375)$$

0,080 \geq 0,042 \rightarrow *condition vérifiée*

$$\triangleright \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{F_e} \quad \rightarrow \quad 0,0011 \leq 0,005$$

$$0,00148 \leq 0,005 \quad \rightarrow \quad \textit{condition vérifiée.}$$

$$\triangleright L = 2,5 \leq 8 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \textit{condition vérifier}$$

Donc Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

❖ Schémas de ferrailage ascenseur :

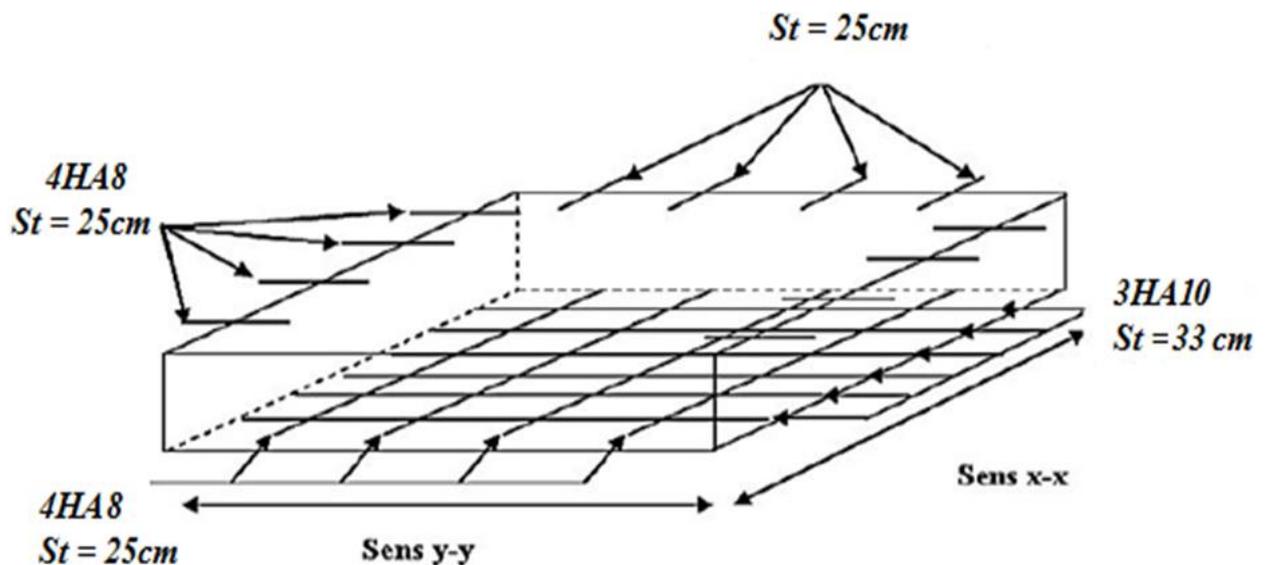


Figure III 14:Schéma de ferrailage d'ascenseur

Les Escaliers

Définition

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches en béton permettant le passage d'un niveau à l'autre. Elles sont en béton armé, métallique ou en bois. Dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. La figure suivante représente les différents éléments de l'escalier :

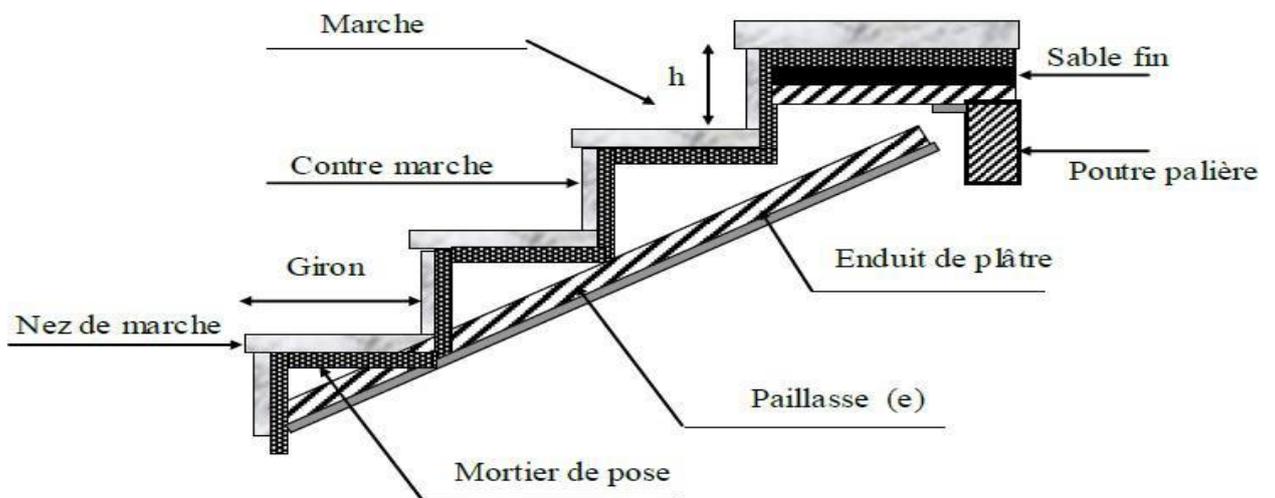


Figure III 15: Les escaliers

Dimensionnement :

La hauteur h se situe entre 14 et 18 cm ; on prend $h=17$ cm

la largeur g se situe entre 25 et 32 cm. On prend $g=30$ cm

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est : $60 \leq 2h+g \leq 65$ cm \longrightarrow $60 \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 65$ Conditions Vérifier avec $n= H/h$.

- n : le nombre de contre marche sur la volée ;
- H : hauteur de la volée.
- $n-1$: le nombre de marche ;
- L_0 : longueur projetée de la volée.
- L_{P1} : La longueur de palier départ. L_{P2} : La longueur de palier d'arrivée.
- L : longueur totale de l'escalier ($L= L_v + L_p$).

1. Escalier étage courant (trois volée)

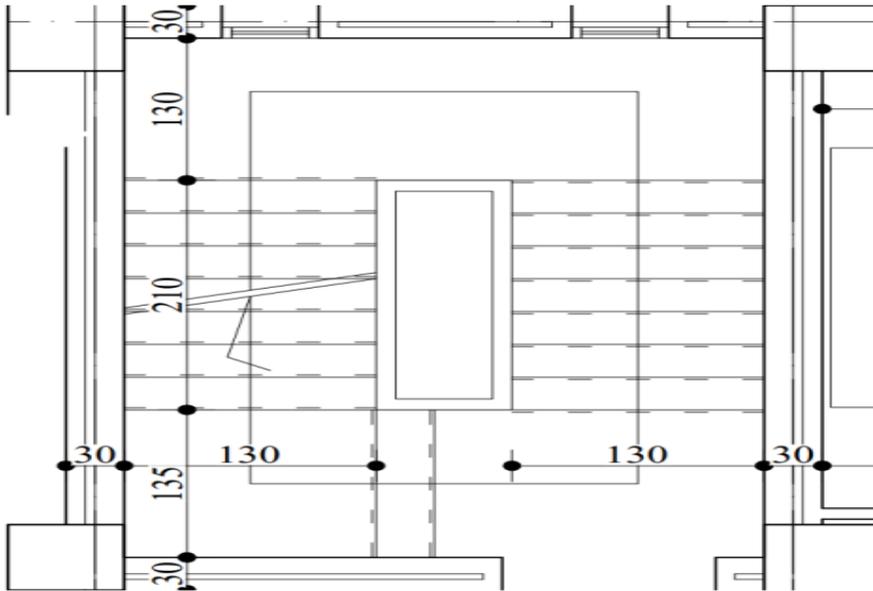


Figure III 16: Escalier étage courant

Pour la deuxième et la troisième volée :

Volée 2 et volée 3 sont identique donc on fait les calculs juste pour un seul volée.

Application :

- $n = \frac{136}{17} = 8$ contre marche

- $n-1 = 7$ marche

- $l_0 = 7 \times g = 210$ m

- **L'inclinaison de la pailasse**

$$\alpha = \text{tg}^{-1} (H/L_0) = \text{tg}^{-1} (136/210) = 32.92^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = 0,839$$

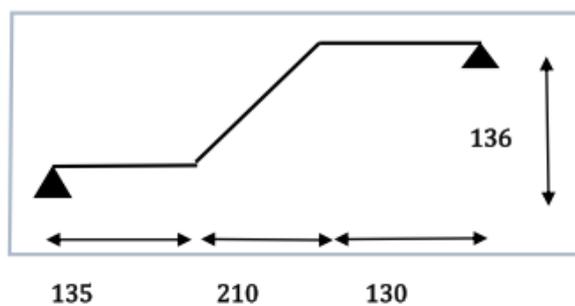


Figure III 17: vue en élévation de la 2eme et 3eme volée

•la longueur de la paille

$$L_V = \sqrt{H^2 + l_0^2} = L_V = \sqrt{136^2 + 210^2} = 250.20 \text{ m}$$

$$L = L_{P1} + L_V + L_{P2} = 1.35 + 2.5 + 1.30 = 4.75 \text{ m}$$

•Epaisseur de la paille

$$L/30 \leq e \leq L/20 \implies 475/30 = 15.83 \text{ cm} \leq e \leq 475/20 = 23.75 \text{ cm}$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

Pour la première volée (départ)

Application :

• $n = \frac{34}{17} = 2$ contre marche

$n-1 = 1$ marche

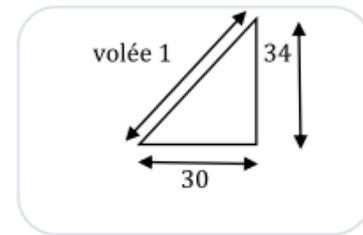


Figure III 18:vue en élévation de la 1ere volée

•L'inclinaison de la paille

$$\alpha = \text{tg}^{-1} (H/L_0) = \text{tg}^{-1} (34/30) = 48.57^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = 0,661$$

•la longueur de la paille

$$L_V = \sqrt{H^2 + l_0^2} = L_V = \sqrt{30^2 + 34^2} = 45.34 \text{ cm}$$

$$L = L_V = 0,453 \text{ m}$$

•Epaisseur de la paille

$$L/30 \leq e \leq L/20 \implies 45.34/30 = 1.5 \text{ cm} \leq e \leq 45.34/20 = 2.26 \text{ cm}$$

On prend $e = 2 \text{ cm}$

N	Element	Poids volumique (kn/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (kn / m ²)
1	Revetement en carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	dalle plein	25	0.15	3,75
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent				5.18

Tableau III 43:Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

N	Element		Poids volumique (kn/m ²)	Epaisseur (m)	Etage courant		
					Volée 1	Volée 2	Volée 3
1	Revetement en carrelage	horizontal	20	0.02	0.4	0.4	0.4
		vertical	20	$\frac{0.02h}{g}$	0.24	0.24	0.24
2	Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.4	0.4	0.4
		vertical	20	$\frac{0.02h}{g}$	0.24	0.24	0.24
3	marche		22	h/2	1.87	1.87	1.87
4	paillasse		25	e/cos(α)	0.75	5.95	5.95
5	Enduit de ciment		18	$\frac{0.015}{\cos\alpha}$	0.40	0.32	0.32
6	Garde corps		/	/	0.6	0.6	0.6
Charge permanent					4.9	10.02	10.02

Tableau III 44:Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

•Etude des escaliers

L'étude se fait à la flexion simple, afin de déterminer les sollicitations maximales pour avoir le ferrailage qui convient à notre type d'escalier.

Etude la deuxième et la troisième volée :

Volée 2 et volée 3 sont identique donc on fait les calculs juste pour un seul volée.

$$\text{Charge et la surcharge} \left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } G_v = 10.02 \text{ KN/m}^2 \\ \text{palier : } G_p = 5.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

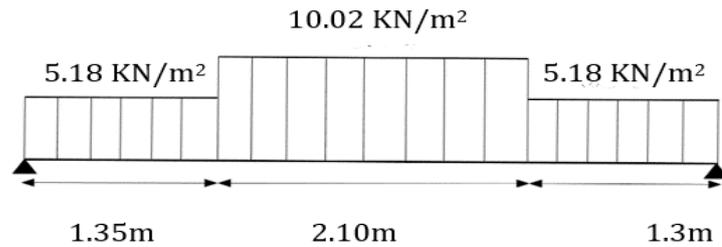


Figure III 19: Schéma statique escalier type 1

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

Le calcul se fait pour une bande de 1m

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_{\text{escalier}}) \times 1 = 17.27 \text{ KN/ml} \\ q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_{\text{escalier}}) \times 1 = 10.74 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} q_{sv} = (G_v + Q_{\text{escalier}}) \times 1 = 12.52 \text{ KN/ml} \\ q_{sp} = (G_p + Q_{\text{escalier}}) \times 1 = 7.68 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

calcul des réactions aux appuis:

$$\text{ELU} : \Sigma F/x = 0 : R_A + R_B = q_{uv} \times 2.1 + q_{up} \times (1,35 + 1,30) = 64.72 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : \Sigma F/x = 0 : R_A + R_B = q_{sv} \times 2.1 + q_{sp} \times (1,35 + 1,30) = 46.64 \text{ KN}$$

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \Sigma M/A : R_B = 32.3 \text{ KN} \\ \Sigma M/B : R_A = 32.4 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \Sigma M/A : R_B = 23.26 \text{ KN} \\ \Sigma M/B : R_A = 23.63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations

la poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM)

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Combinaison	Réaction d'appuis(KN)		M0max (KN.m)	Moment (KN.m)		Vmax (KN)
	A	B		Travée	Appuis	
ELU	32.3	32.4	42.98	32.24	21.51	32.44
ELS	23.26	23.63	31.06	26.41	12.42	30.4

Tableau III 45: Calcul des sollicitations

❖ Ferrailage

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

On a : FPN e = 20 cm d = 18 cm b = 100 cm

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadop(cm ²)	St
Travée	32.24	0.101	0.13	0.141	6.52	1.81	6HA12=6.79 cm ²	20
Appui	21.51	0.067	0.0873	0.144	4.26	1.81	4HA12=4.52cm ²	25

Tableau III 46: Ferrailage de l'escalier

• Armature de répartition :

En travée: $A_{rep} \geq \frac{A_{principal}}{4} \implies A_{rep} \geq 1.69 \text{ cm}^2$

On choisit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

En appuis: $A_{rep} \geq \frac{A_{principal}}{4} \implies A_{rep} \geq 1.13 \text{ cm}^2$

On choisit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = 32,44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,18 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{f_{c28} \times 0,07}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL(99.art(A.5.2.2))}$$

•Vérification des espacements :

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens Principal : en travées : $St=25 \text{ cm} \leq \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

en Appuis : $St=25 \text{ cm} \leq \min (3 \times 25 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Sens Secondaire : $St=20\text{cm} \leq \min (4 \times 16 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

•Vérification à L'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

1-La contrainte dans le béton σ_{bc} .

2-L'état limite de déformation (flèche)

1. Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc}

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Ms (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	26.41	3.317	764530	11.45	15	Vérifier
Appuis	12.42	2.27	512740	6.47	15	Vérifier

Tableau III 47: vérification des contraintes

2. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée Selon le

BAEL (art B.6.5.1)

• $\frac{s}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{20M0}\right) \rightarrow 0,042 < 0,063 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

• $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_s} \rightarrow 6.79\text{cm}^2 < 18 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

• $L < 8 \text{ m} \rightarrow 4.75 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

La première condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètre est définie par le BAEL 91

Comme suite :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \longrightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4.75}{500} = 9.5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CBA93.art(B.6.5.3)}$$

Calcul des moments en travée sous les chargements g , j et p

j : L'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

g : L'ensemble des charges permanentes

p : La charge permanente + la charge d'exploitation

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Evaluation de charge

Evaluation des moments en travées

$$\text{Sous } j \left\{ \begin{array}{l} q_v^j = 9.38 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 4.54 \text{ KN/m} \end{array} \right. \longrightarrow M_t^j = 18.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous } g \left\{ \begin{array}{l} q_v^g = 10.02 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5.18 \text{ KN/m} \end{array} \right. \longrightarrow M_t^g = 20.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous } p \left\{ \begin{array}{l} q_v^p = 12.52 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7.68 \text{ KN/m} \end{array} \right. \longrightarrow M_t^p = 26.41 \text{ KN.m}$$

Propriété de la section

Y(cm)	I(cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _I (Mpa)	E _v (Mpa)
4.26	12352.7	244414	0,00376	5,57	2,23	32456,596	10818,865

Tableau III 48: Propriété de la section

Calcul les Contraintes :

calcul de μ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sg} = 266,0206707 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = 246,0218989 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 344,1410413 \text{ Mpa} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \mu_g = 0,398334 \\ \mu_j = 0,3671136 \\ \mu_p = 0,49554281 \end{array} \right.$$

Calcul de I_f :

$$\text{Sous j} \left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = 88244 \text{ cm}^4 \\ I_{fv} = 147829 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\text{Sous g} \left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = 83475 \text{ cm}^4 \\ I_{fv} = 142378 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\text{Sous p} \left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = 71452 \text{ cm}^4 \\ I_{fv} = 127716 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Evaluation de la flèche :

$$f_{ji} = 1.486 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 1.699 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 2.568 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = 2.989 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.37 \text{ mm} < f_{adm} = 9.5 \text{ mm} \dots \dots \text{Donc la flèche est vérifiée .}$$

➤ Schéma de ferrailage

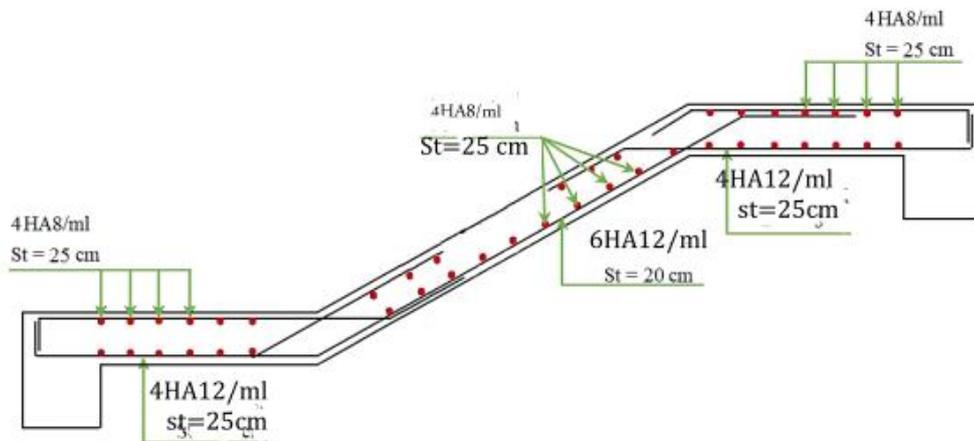


Figure III 21 : Schéma de ferrailage escalier

➤ Poutre palière (Étage courant) :

• Dimensionnement de la poutre palière :

Dans notre plan on a une poutre de chaînage à partir du 1ere étage, et elle agit comme une poutre palière, et vu qu'elles ont la même portée donc on choisit de ferrailer avec la poutre qui a des réactions plus importantes c'est-à-dire la poutre de chaînage.

$$L_{max} = 3.09 - 0.3 = 2.79 \text{ m}$$

$$279/15 \leq h \leq 279/10 \implies 18.6 \text{ cm} \leq h \leq 27.9 \text{ cm}$$

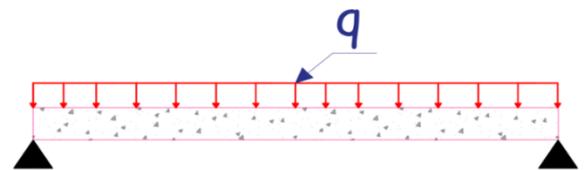


Figure III 20: Schéma statique de la poutre palière

• Exigence du RPA99/2003(VII.7.5) :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Donc on prend h=30cm et b=30cm

• Calcul de la poutre palière en flexion simple :

$$g_0 = b \times h \times Y_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Avec g_0 : poids propre de la poutre palière.

✚ La charge transmise par la paillasse :

C'est la réaction d'appuis au point B :

$$\begin{cases} ELU: R_u^b = 32.4 \text{ KN} \\ ELS: R_s^b = 23.63 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} q_u = 1.35g_0 + R_u^b = 35.44 \text{ KN/m} \\ q_s = g_0 + R_s^b = 25.88 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_{tu} = \frac{q_u l^2}{24} = 11.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = \frac{q_u l^2}{12} = -22.98 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 49.44 \text{ KN}$$

❖ Ferrailage à l'ELU :

Endroit	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal} (\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min} (\frac{cm^2}{ml})$	$A^{cal} > A_{min}$
Travée	11.49	0.037	0.0472	0.264	1.24	0.97	Vérifier
Appuis	-22.98	0.074	0.096	0.259	2.55	0.97	Vérifier

Tableau III 39 : ferrailage poutre palière

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{49.44 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.617 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} = -0.01625 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2, -0.01625 \text{ cm}^2) = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Calcul a la torsion :**

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -21.25 \times \frac{2.79}{2} = -29.644 KN.m$$

Avec :

M_b : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type étage courant).

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

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

$$e = \frac{\varnothing}{6} = \frac{h}{6} = 5cm \quad e : \text{épaisseur de la paroi}$$

$$\Omega = [(b-e) (h-e)] = 0.0625m^2 \quad \Omega : \text{air du contour tracé à mi-hauteur}$$

$$U = 2[(b-e) + (h-e)] = 1 m \quad U : \text{périmètre de la section}$$

Armature longitudinale :

$$A_l^{tor} = \frac{U \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 6.82cm^2$$

Armature transversale :

$$\text{On fixe } St = 15cm \rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times Fe} = 0.889 cm^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = 4.74Mpa$$

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

$$\text{Avec } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{tor^2} + \tau_u^2} = 4.78 > \tau_{adm} = 3.33 MPa \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à $h=40cm$ et $b= 35cm$

$$g_0 = 3.5 \frac{KN}{m}$$

Calcul des sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35g_0 + R_u^b = 37.13KN/m \\ q_s = g_0 + R_s^b = 27.13 KN/m \end{array} \right.$$

$$M_{tu} = \frac{q_u l^2}{24} = 12.04 KN.m$$

$$M_{au} = \frac{q_u l^2}{12} = -24.08 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 51.79 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Endroit	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal} \left(\frac{cm^2}{ml}\right)$	$A_{min} \left(\frac{cm^2}{ml}\right)$	$A^{cal} > A_{min}$
Travée	12.04	0.0187	0.023	0.356	0.970	1.52	Non Vérifier
Appuis	-24.08	0.0374	0.047	0.353	1.96	1.52	Vérifier

Tableau III 40 : ferraillage poutre palière

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.411 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.525 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} = -0.319 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{trans} = \max(0.525 \text{ cm}^2, -0.319 \text{ cm}^2) = 0.525 \text{ cm}^2$$

• **Calcul a la torsion :**

$$M_{tor} = -29.644 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{b}{6} = 5.8 \text{ cm}$$

$$\Omega = [(b-e)(h-e)] = 0.099 \text{ m}^2$$

$$U = 2[(b-e) + (h-e)] = 1.26 \text{ m}$$

Armature longitudinale :

$$A_i^{tor} = 5.41 \text{ cm}^2$$

Armature transversale :

$$A_i^{tor} = 0.641 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau^{tor} = 2.54 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{tor2} + \tau_u^2} = 2.58 \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

Ferraillage global (flexion simple + torsion) :

Ferraillage longitudinal calculé :

- **En travée :**

$$A_i^{tot} = A_i^{FS} + \frac{A_i^{tor}}{2} = 1.52 + \frac{5.41}{2} = 4.225 \text{ cm}^2$$

- **En appuis**

$$A_i^{tot} = A_i^{FS} + \frac{A_i^{tor}}{2} = 1.96 + \frac{5.41}{2} = 4.665 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 7 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 56 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_{min} \geq A_i^{tot} = 4.225 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots\dots \text{pas vérifiée} \\ \text{En appuis : } A_{min} \geq A_i^{tot} = 4.665 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots\dots \text{pas vérifiée} \end{cases}$$

Avec B : la section de la poutre palière

Donc en travée et en appui en ferraille avec $A_{min} = 7 \text{ cm}^2$

- **Choix du ferraillage longitudinal :**

$$\begin{cases} \text{En travée : } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2 \\ \text{En appuis : } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- ❖ **Ferraillage transversal :**

$$A_{tran}^{tot} = A_{tran}^{FS} + A_{tran}^{tor} = 0.641 + 0.525 = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit $4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

Vérification A L'ELS :

$$M_{as} = \frac{q_s l^2}{12} = -17.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = \frac{q_s l^2}{24} = 8.80 \text{ KN.m}$$

Endroit	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)		Observation
				σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	8.80	11.27	71742	1.38	15	Vérifier
Appuis	-17.59	9.52	52137	3.21	15	Vérifier

Tableau III 41 : Tableau des contraintes

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = 0.14 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$A = 6.88\text{cm}^2 \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = 11.97\text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

La flèche est donc vérifiée.

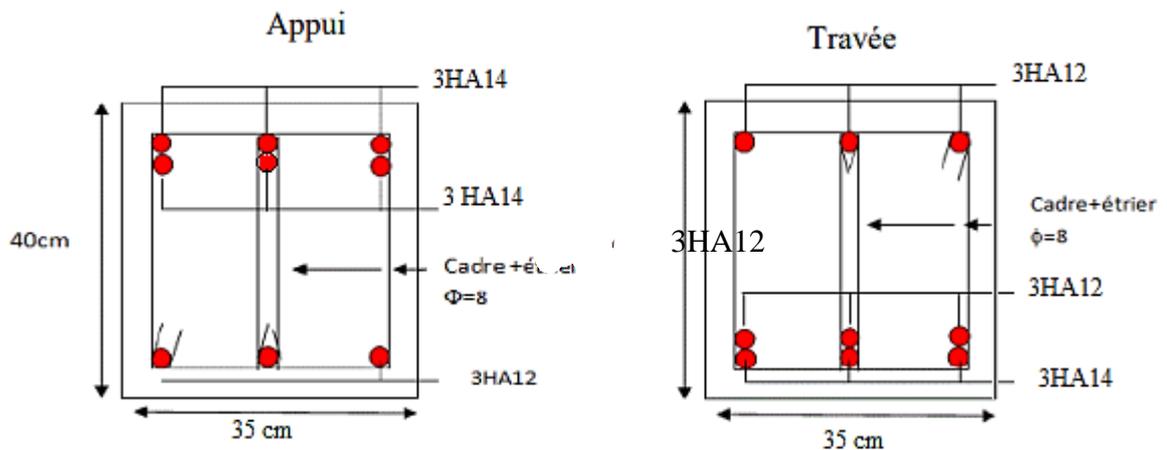


Figure III 21 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

L'acrotère :

C'est un élément en béton armé ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales, entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses inaccessibles. Elle soumit à son poids propre « G » qui donne un effort normal « N_G » et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml .provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p.

Etude de l'acrotère :

Hypothèses de calcul :

1. L'acrotère est sollicité en flexion composée.
2. La fissuration est préjudiciable.
3. Le calcul se fera pour une bande de 1m.

Evaluation des charges et surcharges :

Soit :

S : la section de l'acrotère

$$S = (60 * 10) + (10 * 8) + \frac{10 * 2}{2} = 690 \text{cm}^2 = 0,07 \text{m}^2$$

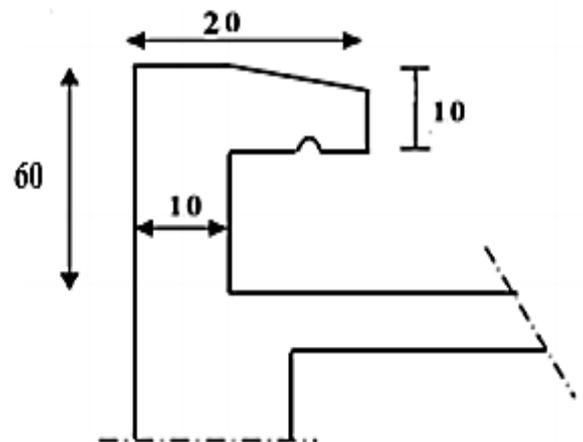


Figure III 22: Dimension de l'acrotère

Poids propre :

$$G_0 = 25 \times S_{Acr} \times 1 = 25 \times 0,07 = 1,75 \text{ KN}$$

Revetment du ciment: (e=2cm ; $\rho=14 \text{KN/m}^3$)

$$S = \rho_{ci} * e * \rho_{cme} = 14 * 0,02 * (0,6 + 0,1) * 2 = 0,392 \text{KN/m}$$

$$G = 2,14 \text{KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

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

• Force sismique :

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

A: Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIb, A= 0,2).

C_p: Facteur de force horizontale (C_p = 0,8). (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p: Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 2,14 = 1,37 \text{ KN}$$

- Calcul des sollicitations :
- Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} = \frac{0,6 \times 0,1 \times 0,05 + 0,1 \times 0,08 \times 0,15 + 0,1 \times 0,01 \times 0,133}{0,069} = 0,063\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{0,6 \times 0,1 \times 0,3 + 0,1 \times 0,08 \times 0,54 + 0,1 \times 0,01 \times 0,586}{0,069} = 0,33\text{m}$$

L'acrotère est soumis à :

$$NG = WP = 2,14 \text{ KN}$$

$$MQ = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN. m}$$

$$MFP = FP \times YG = 1,37 \times 0,33 = 0,452 \text{ KN. M}$$

• Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul utilisées et leurs résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,14	2,889	2,14
M (KN.m)	1,052	0,9	0,6

Tableau III 42 : Combinaisons de calcul

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

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} \rightarrow e_0 = \frac{0,9}{2,889} = 0.312 \text{ m} ; \frac{h}{6} = 0,1\text{m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, D'après le BAEL (Art 4.4), la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état ultime de stabilité de forme (flambement). le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

Tels que :

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}, 0.24) = 2 \text{ cm}$$

h étant la portée de l'élément \Rightarrow dans notre cas $h = 60 \text{ cm}$.

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2+\alpha \times 0)}{10000 \times h_0}$$

Avec :

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sus la charge

Considérée.

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} \quad \text{Dans notre cas } \alpha = 0$$

α : Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier

ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

L_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

H_0 : Hauteur de section qui est égale à 10 cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10000} = 0,864 \text{ cm}$$

D'où :

$$e = 31,2 + 2 + 0,864 = 34,1 \text{ cm} = 0,34 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2,14 \text{ KN} \rightarrow M_u = N_u \times e = 2,14 \times 0,34 = 0,73 \text{ KN. M}$$

Ferraillage de l'acrotère :

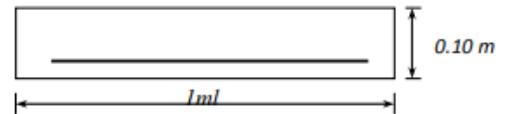
On calcul les armatures à L'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

Vu que $e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée, cela nous ramène à un calcul à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures

tendues avec :

$$M_f = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_f = 0,79 \text{ KN.m}$$



Le tableau ci- dessous résume les résultats du ferrailage :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_1(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
0,79	0,009	0,011	0,079	0,288	0,966

Tableau III 43 : tableaux de ferrailage

❖ **Vérification a l'ELU :**

$A_{min} > A...$... Non vérifiée ; On ferraille avec $A_{min} \rightarrow$ on adopte 4HA8 = $2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} ; A_s = 2.01\text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.5025\text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA6} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Espacement :**

Armatures principales : $St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$, On adopte $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $St \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$; On adopte $St = 15 \text{ cm}$.

❖ **Vérification de cisaillement :**

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

$$\text{ELU : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0188 \text{ MPa} ; \tau = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau$... Vérifiée

$$\text{Situation accidentelle : } V_u = F_p + Q = 1.37 + 1 = 2.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0296 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

alors Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérifications à l'ELS :**

- Vérifications des contraintes

$M_{Ser} = 0,6 \text{ KN. m}$; $N_{Ser} = 2,14 \text{ KN. m}$; $d = 0,08\text{m}$; $\eta = 1,6 \text{ (HA)}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu t} \quad ; \quad \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu t} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \right. \\ \left. (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta F t 28}) \right) \end{array} \right.$$

$$\mu t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) \quad \text{Avec : } y = y_c + c$$

On a : $\{ N_{ser} = 2,14 \text{ KN} \quad M_{ser} = 0,60 \text{ KN. M} \rightarrow e_{ser} = 0,28\text{m}$

N : compression $\leftrightarrow c = e_{ser} - \frac{h}{2} = 0,23\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 90 \frac{A_s}{b} (d - c) = -0,16 \text{ m}^2 \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A_s}{b} (d - c)^2 = -0,025 \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

Pour résoudre l'équation $y c^3 + p y c + q = 0$, avec $y = y_c + c$; il y a deux façons de la faire :

Soit par tâtonnement, soit par la méthode suivante :

On calcule le $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \end{array} \right. \quad \text{avec:} \quad \left\{ \begin{array}{l} a = \sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \end{array} \right.$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

$$\text{On calcul :} \quad \left\{ \begin{array}{l} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = (-0,025)^2 + \frac{4 \times (-0,16)^3}{27} = 1.82 \times 10^{-5} > 0 \Rightarrow \text{une seule racine réelle}$$

Soit :

$$\begin{cases} t = (\sqrt{1.82 \times 10^{-5}} - (-0,025)) = 0.029 \\ z = t^{1/3} = 0.029^{1/3} = 0.307 \\ y_c = z - \frac{p}{3z} = 0.307 - \frac{-0,16}{3 \times 0.307} = 0.48m \end{cases}$$

Donc : $\mu t = \frac{by^2}{2} 15A(d - y) \Rightarrow \mu t = \frac{1 \times 0.48^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.48)$

$\Rightarrow \mu t = 0.1164m^3$

D'où:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{2.14 \times 10^{-3} \times 0.48}{0.1164} = 8.82 \times 10^{-3} MPA < \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 Mpa \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2.14 \times 10^{-3} \times \frac{(0.08 - 0.48)}{0.1164} = -0.11 MPA < \bar{\sigma}_{st} = 201.66 MPA \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage :

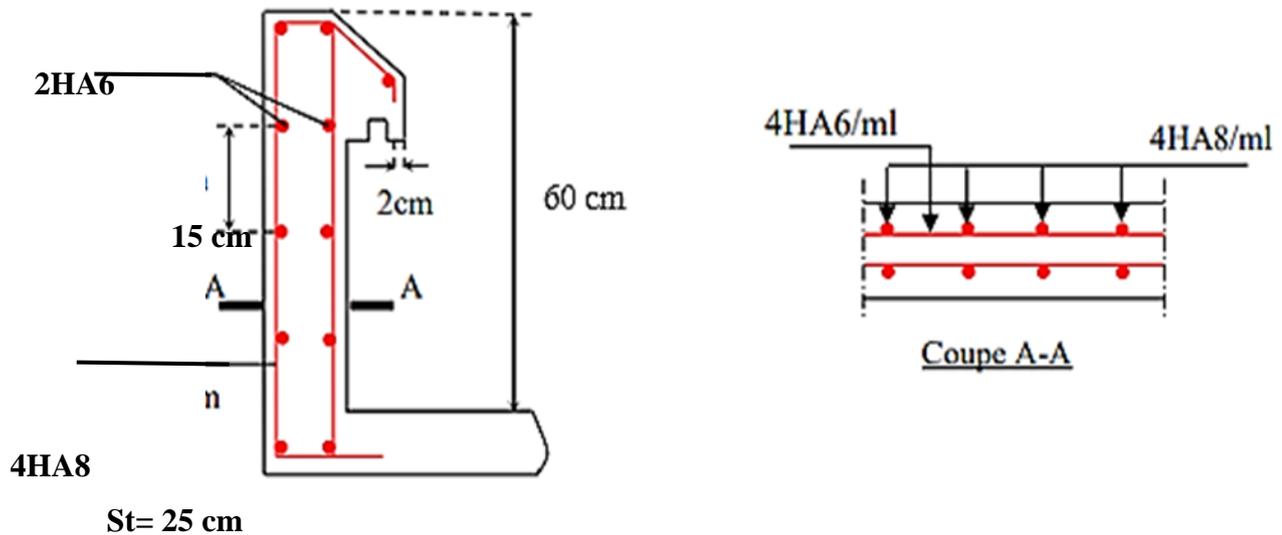
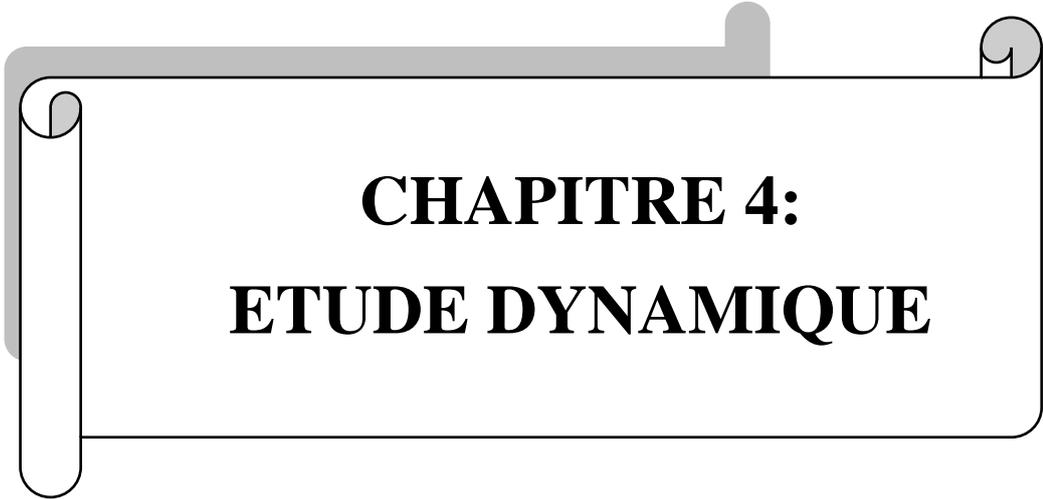


Figure III 235 :Schéma de ferrailage de l'acrotere



CHAPITRE 4:
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux, et qui cause le plus de dégâts. Ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, d'ailleurs de minimiser les conséquences. D'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions après agitation.

IV.2. Méthode de calcul :

D'après le RPA99/2003 on a trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre cas nous avons utilisé la méthode modale spectrale, dont les conditions d'application sont satisfaisantes pour notre structure et son utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel ETAPS 18. Dans ce cas l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : La constante gravitationnelle.

A : Coefficient d'accélération de la zone (**tableau 4.1 du RPA99/2003**).

$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$: Facteur de correction d'amortissement (si $\xi \neq 5$)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2 du RPA99/2003**).

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie du site (**tableau 4.7 du RPA99/2003**). On a un sol meuble (site S3).

Q : facteur de qualité (**tableau 4.4 du RPA99/2003**).

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure.

Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives, à 6 pour les structures très dissipatives (**tableau 4.3 du RPA99/2003**).

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Principes :

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

Selon le RPA cette méthode est applicable que pour les structures qui n'ont pas dépassée les 23mètre de hauteur (zone IIb, groupe d'usage 2) et notre structure est en (Zone IIb, groupe d'usage 2) d'une hauteur de 42,61 mètre donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, au cas où la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99/2003 art 4.1.3).

Conclusion : Puisque la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3. Modélisation :

L'étude dynamique nécessite des méthodes de calcul très rigoureuses, parmi ces méthodes de modélisation qui existent, on trouve la modélisation en éléments finis qui est indispensable, consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments. On détermine les

inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure, mais la complexité de cela se trouve dans sa réalisation qui prends pas mal de temps. C'est pour cela qu'on se sert du logiciel de modélisation (ETABS V18).

Ce logiciel (ETABS 2018) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure à partir d'une modélisation en trois dimensions. Ainsi il permet aussi la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, aussi le transfert de donnée avec d'autres logiciels (Autocad, Sap2000 et SAFE).

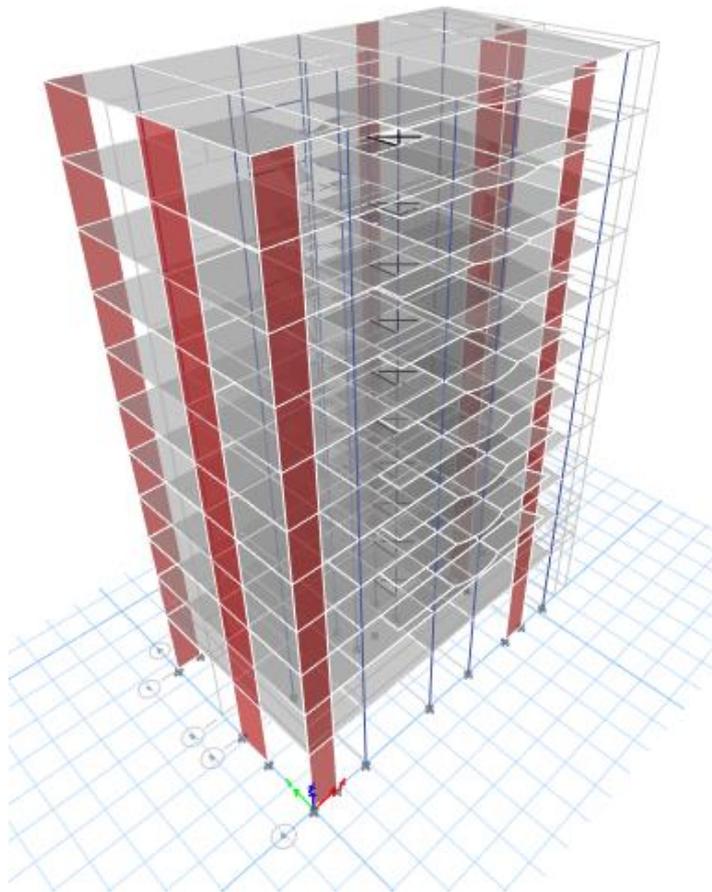


Figure IV 1: Vue en 3D de la modélisation de la structure

IV.4. Méthode de calcul des forces sismiques :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99 Art. (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismiques. Dans notre cas : Groupe d'usage 2

- Zone sismique : II_b → A = 0,2.*
- R : Coefficient de comportement global de la structure.*
- Q : Facteur de qualité.*
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré.*
- W : Poids total de la structure.*

- R = 5 → Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA99 en fonction du système de contreventement (Mixte portiques / voiles avec interaction).
- $Q = 1 + \Sigma (P_q)$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

N°	Critère « P _q »	Observation		Pénalités	
		Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
01	Condition minimale sur les fils de contreventement	Non	Non	0.05	0.05
02	Redondance en plan	Non	Non	0.05	0.05
03	Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
04	Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
05	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
06	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	Oui	0	0

Tableau IV 1: Valeurs des pénalités

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1,10 \\ Q_y = 1,10 \end{cases}$

On a : $W = n \Sigma W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges parmanantes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondérationn fonction de la nature et de la durés de la charge d'exploitation

Dans notre projet on a un niveau à usage bureau, et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération: $\beta = 0,20$ pour usage habitation

Le poids total de la structure : $W = 32164.355 \text{ KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec : $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$ **RPA99/2003 (Formule 4.2)**

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

on a : $\xi = 7\%$ ce qui donne : $\eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0,88 > 0,7$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble (S3) donc : $\begin{cases} T_1 = 0,15 (s) \\ T_2 = 0,5 (s) \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

➤ Calcul de la période fondamentale de la structure :

Pour une structure contreventée par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

H = 42,61 m : Hauteur total du bâtiment (sans acrotère).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (RPA99/2003 Tableau 4.6).

L : dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_x = 23,26 m \\ L_y = 13,15 m \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} T_x = \min(0,83 s ; 0,795 s) \\ T_y = \min(0,83 s ; 1,058 s) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,795 s \\ T_y = 0,83 s \end{cases}$

D'après le RPA99/2003 on doit majorées la période de 30% :

$$\begin{cases} T_x = 1,04 s \\ T_y = 1,08 s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1,3501 \\ D_y = 1,317 \end{cases}$$

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

$$V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W = \frac{0,2 \times 1,3501 \times 1,10}{5} \times 32164.355 = 1910.70 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} W = \frac{0,2 \times 1,317 \times 1,10}{5} \times 32164.355 = 1863.86 \text{ KN}$$

IV.5. SPECTRE DE REPONSE

Suivant les différentes données du site et de la structure citées précédemment voila le spectre de réponse utilisé pour l'étude de la structure

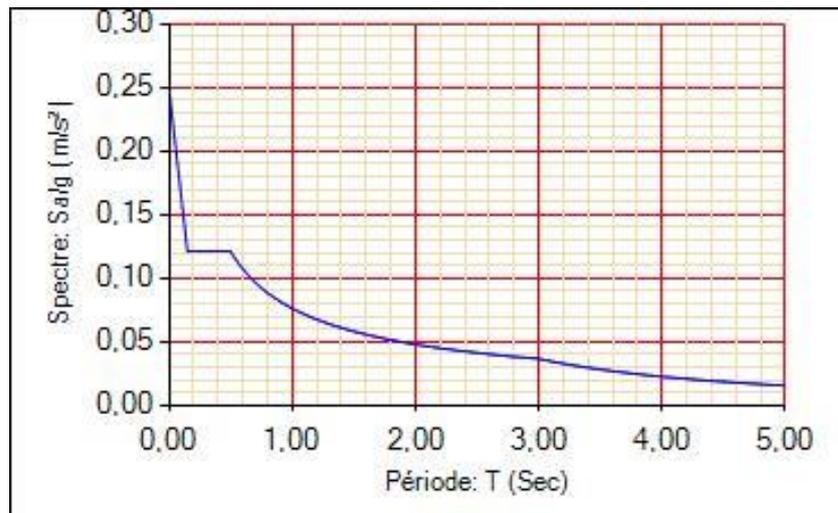


Figure IV 2: Spectre de réponse (Selon X et Y)

V. MODELISATION :

V.1 Model initial

Voila ci pares La disposition des voiles initial choisi :

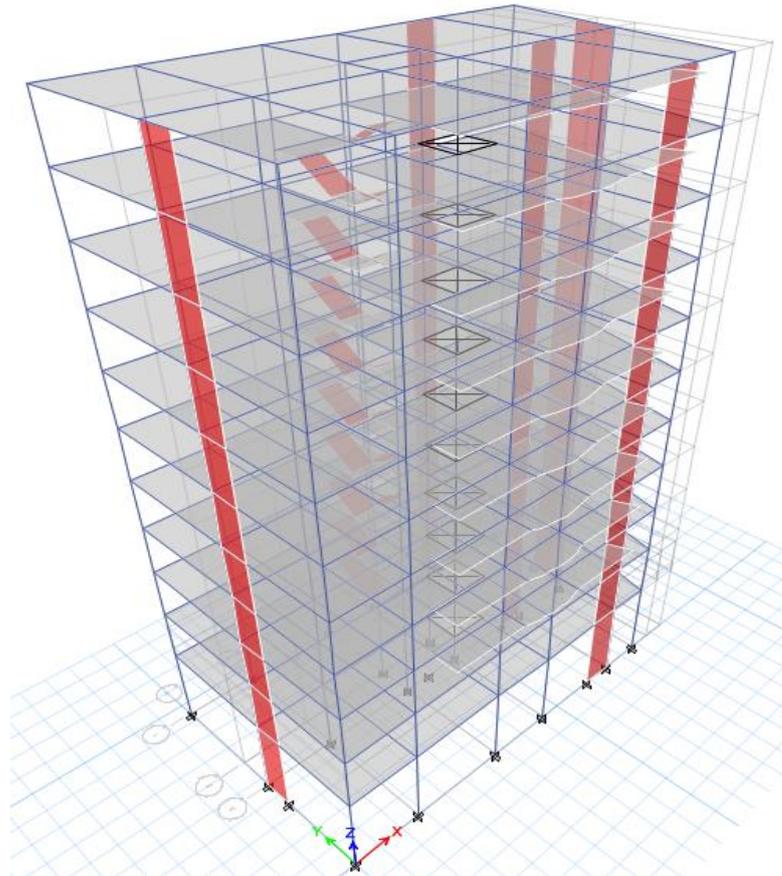


Figure IV 3: La disposition des voiles initial

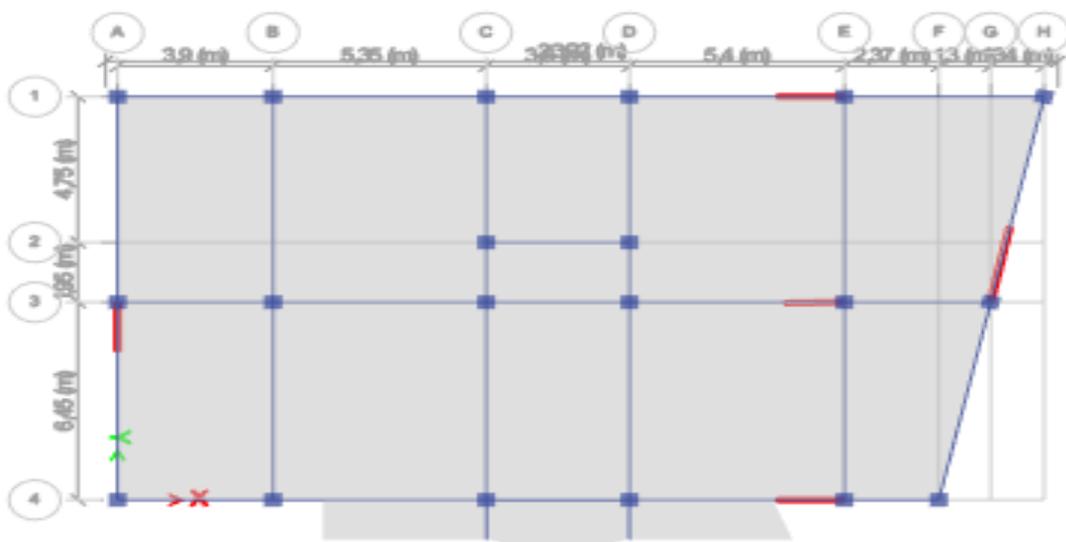


Figure IV 4: Plan de disposition des voiles de contreventement initial

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,322	0,0066	0,7603	0,0066	0,7603
2	1,092	0,0136	4,61E-06	0,0201	0,7603
3	1,022	0,769	0,006	0,7891	0,7663
4	0,419	0,0013	0,1243	0,7904	0,8906
5	0,343	0,0696	0,0002	0,86	0,8908
6	0,329	0,051	0,0058	0,9111	0,8966
7	0,219	0,0003	0,0449	0,9114	0,9415
8	0,183	0,0365	0	0,9478	0,9415
9	0,162	0,0047	0,0048	0,9526	0,9463
10	0,137	0,0002	0,0227	0,9528	0,969

Tableau IV 2:période et taux de participation massique de la structure initial

Dans notre cas on remarque qu’il y’a une rotation au niveaux du deuxième mode donc cette disposition ne correspond pas aux vérification du RPA 99/2003.

Après plusieurs essais de dispositions des voiles, pour avoir un bon comportement de la structure, avec quelques retouches sur l’architecture du bâtiment, on a retenu la disposition suivante :

V.1 Model final :

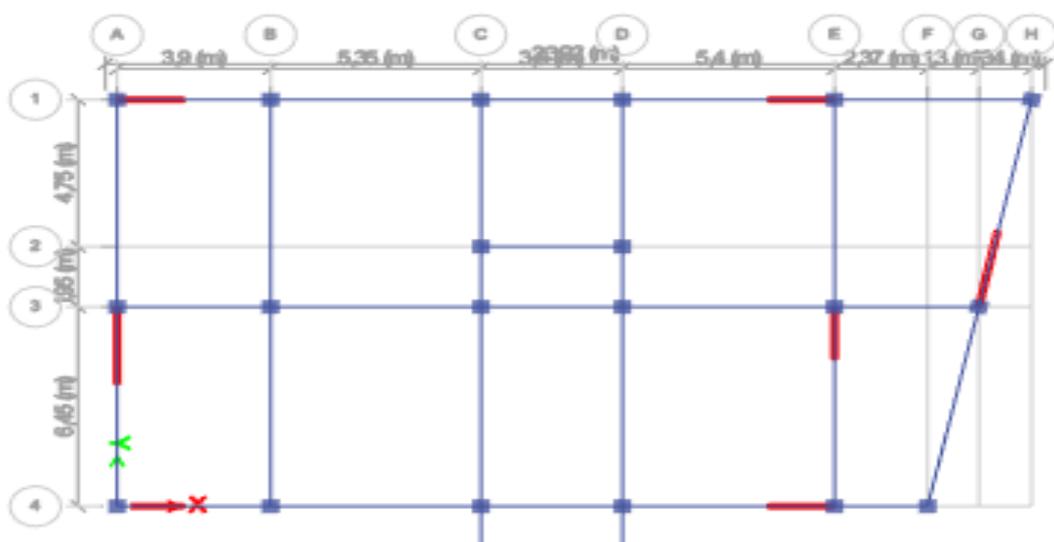


Figure IV 5:Plan de disposition des voiles de contreventement final

IV.6 Période de vibration et participation massique

D’après l’article (Art. 4.3.3) du RPA99/2003, le taux de participation massique doit être supérieur à 90%. Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,203	0,0087	0,7397	0,0087	0,7397
2	0,983	0,7691	0,0078	0,7778	0,7474
3	0,965	0,0001	0,0038	0,7779	0,7513
4	0,366	0,0037	0,1305	0,7816	0,8818
5	0,32	0,1238	0,0043	0,9054	0,8861
6	0,288	0,0011	3,25E-05	0,9065	0,8861
7	0,181	0,0047	0,0474	0,9112	0,9335
8	0,168	0,0386	0,0061	0,9499	0,9396
9	0,138	0,0005	0,0003	0,9504	0,9399
10	0,11	0,0103	0,0144	0,9607	0,9542

Tableau IV 3:Périodes et taux de participation massique de la structure final

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures ci-dessous :

- 1^{er} mode de vibration -Translation suivant l’axe des Y-Y

Période =1.203

Masse cumulée UY=0,7397

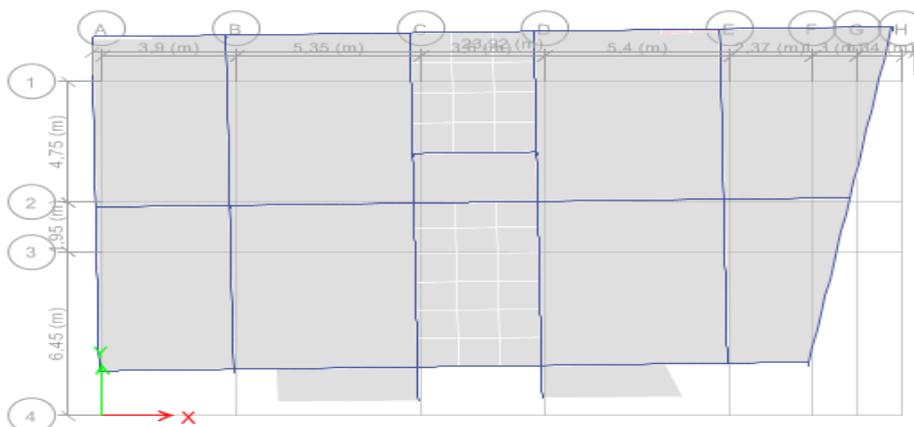


Tableau IV 4:1er mode de vibration - Translation suivant l’axe des Y-Y

- 2^{eme} mode de vibration -Translation suivant l'axe des X-X

Période =0,983

Masse comulée UX=0,7691

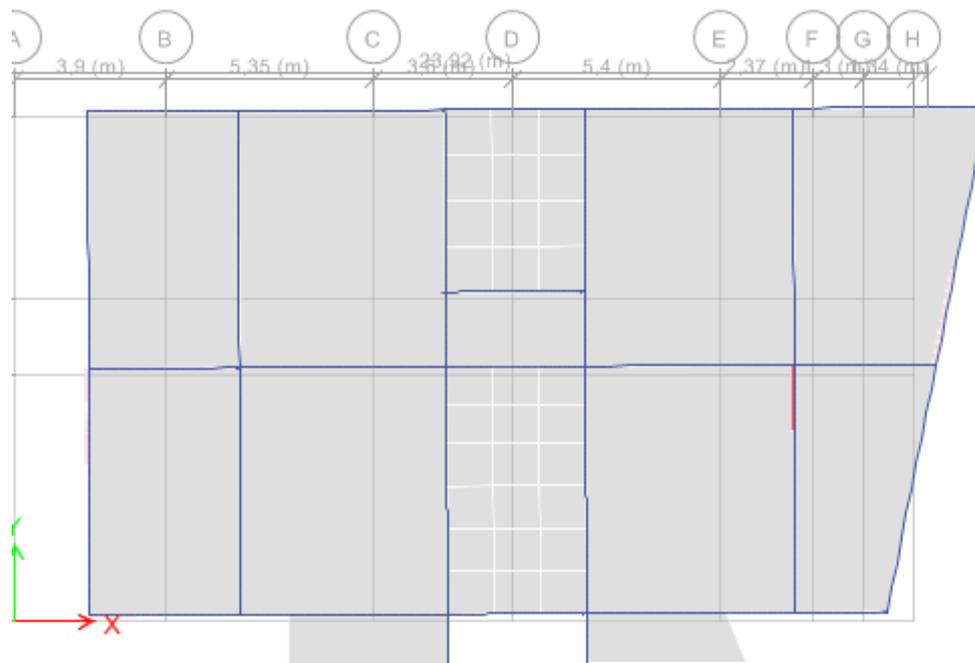


Tableau IV 5:2eme mode de vibration -Translation suivant l'axe des X-X

- 3^{eme} mode de vibration -Rotation autour de l'axe des Z-Z.

Masse comulée UX= 0,0001

Masse comulée UY= 0,0038

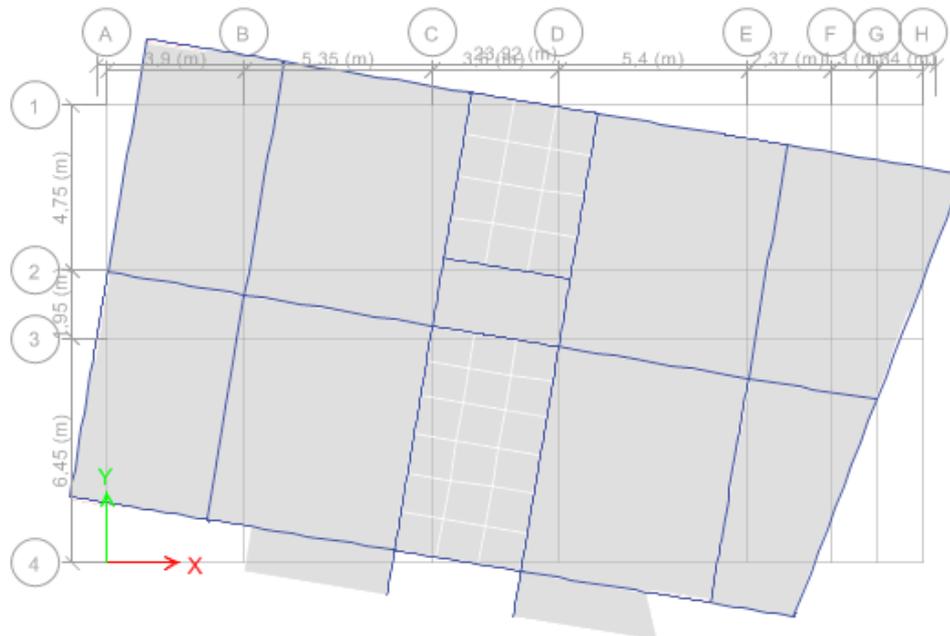


Tableau IV 6:3eme mode de vibration -Rotation autour de l'axe dese Z-Z

Remarque : On remarque que la participation massique atteint les 90% au niveaux du 5 selon X et au 7em mode selon Y

IV.8. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

IV.8.1 Justification de l'interaction voiles-portiques

- Sous charges verticales

Le RPA99/2003 (art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Voiles	Total	Voiles (%)	Observation
base	7259,2254	37265,14 81	19,48	vérifiée

Tableau IV 7:Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Donc selon les resultas obtenus par le model on remarque que les voiles ont repris 19,48%<20% des charges vertical total tandis que les portiques ont repris 80,52%>80%

donc selon Le RPA99/2003 (art3.4. a) on un système de contreventement mixte assuré par des voiles avec justification d'interaction portique-voile

Sous charges horizontales (Ex et Ey):

a) **Dans le sens X-X (Ex):**

Le RPA99/2003 (art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75 % de l'effort tranchant
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.
- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

En plus on a dans le RPA

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. Ce qui est fait dans les deux tableaux d'après

Niveaux	Sens x-x					Observation
	Portique (KN)	Voiles (KN)	Totale	Portique (%)	Voile (%)	
RDC	869,229	970,1003	1839,329 3	47,26	52,74	vérifiée
Etage 1	1052,194 7	593,6264	1645,821 1	63,93	36,07	vérifiée
Etage 2	1072,118 5	465,6859	1537,804 4	69,72	30,28	vérifiée
Etage 3	1047,115 8	373,8284	1420,944 2	73,69	26,31	vérifiée
Etage 4	938,249	368,7867	1307,035 7	71,78	28,22	vérifiée
Etage 5	804,3449	388,8424	1193,187 3	67,41	32,59	vérifiée
Etage 6	800,1542	265,8571	1066,011 3	75,06	24,94	vérifiée

<i>Etage 7</i>	598,9811	320,5876	919,5687	65,14	34,86	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	542,1365	216,801	758,9375	71,43	28,57	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	422,1031	143,1937	565,2968	74,67	25,33	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 10</i>	380,559	96,218	476,777	79,82	20,18	<i>vérifiée</i>

Tableau IV 8:Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens x-x

L'interaction sous charges horizontales est donc vérifiée dans le sens X-X .

b) Dans le sens Y-Y (Ey):

<i>Niveaux</i>	<i>Sens y-y</i>					<i>Observation</i>
	<i>Portique (KN)</i>	<i>Voiles (KN)</i>	<i>Totale</i>	<i>Portique (%)</i>	<i>Voile (%)</i>	
<i>RDC</i>	633,5003	1053,2911	1686,7914	37,56	62,44	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	801,9218	593,9685	1395,8903	57,45	42,55	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	838,997	410,4944	1249,4914	67,15	32,85	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	876,3902	298,7244	1175,1146	74,58	25,42	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	801,7354	268,8404	1070,5758	74,89	25,11	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	694,8589	265,2107	960,0696	72,38	27,62	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	692,9726	192,2859	885,2585	78,28	21,72	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	530,3195	218,517	748,8365	70,82	29,18	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	490,423	155,8457	646,2687	75,89	24,11	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	397,0918	116,5984	513,6902	77,30	22,70	<i>vérifiée</i>
<i>Etage10</i>	390,0283	148,9935	539,0218	72,36	27,64	<i>vérifiée</i>

Tableau IV 9:Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens y-y

L'interaction sous charges horizontales est donc vérifiée dans le sens Y-Y .

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

R=5

IV.8. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le RPA99/2003 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1' est égale à :

$$\Delta k = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure.

δ_{ek} : déplacement d'aux force sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Sens x-x						Observation
	$\delta_e K$ (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\frac{\Delta K}{hK}$ (%)	
RDC	0,2	1	0	1,00	504,00	0,198	vérifiée
Etage 1	0,4257	2,1285	1	1,13	340,0	0,332	vérifiée
Etage 2	0,6423	3,2115	2,1285	1,08	306,0	0,354	vérifiée
Etage 3	0,861	4,305	3,2115	1,09	306,0	0,357	vérifiée
Etage 4	1,0798	5,399	4,305	1,09	306,0	0,358	vérifiée
Etage 5	1,2946	6,473	5,399	1,07	306,0	0,351	vérifiée
Etage 6	1,4948	7,474	6,473	1,00	306,0	0,327	vérifiée
Etage 7	1,681	8,405	7,474	0,93	306,0	0,304	vérifiée
Etage 8	1,8424	9,212	8,405	0,81	306,0	0,264	vérifiée
Etage 9	1,9772	9,886	9,212	0,67	306,0	0,220	vérifiée
Etage 10	2,0855	10,4275	9,886	0,54	306,0	0,177	vérifiée

Tableau IV 10: Vérification des déplacements sens x-x

Niveau	Sens y-y						Observation
	$\delta_e K$ (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\frac{\Delta K}{hK}$ (%)	
RDC	0,2056	1,028	0	1,03	504,00	0,204	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,4784	2,392	1,028	1,36	340,0	0,401	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,7685	3,843	2,392	1,45	306,0	0,474	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1,0762	5,381	3,843	1,54	306,0	0,503	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,3891	6,946	5,381	1,56	306,0	0,511	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,6963	8,482	6,946	1,54	306,0	0,502	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1,9855	9,928	8,482	1,45	306,0	0,473	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,2536	11,268	9,928	1,34	306,0	0,438	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2,4924	12,462	11,268	1,19	306,0	0,390	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2,7027	13,514	12,462	1,05	306,0	0,344	<i>vérifiée</i>
Etage 10	2,8877	14,439	13,514	0,93	306,0	0,302	<i>vérifiée</i>

Tableau IV 11: Vérification des déplacements sens y-y

IV.9. Vérification de l’effort normal réduit

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme. On doit vérifier l’effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

- B : l’aire de la section transversale du poteau considéré.
- N_d : L’effort normal maximal
- F_{c28} : Caractéristique de résistance à la compression

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
Rdc	65	65	4225	2934,0948	0,278	<i>vérifiée</i>
pot1+2+3	60	60	3600	2357,7762	0,262	<i>vérifiée</i>
pot 4	55	55	3025	1494,425	0,198	<i>vérifiée</i>
Pot 5+6	50	50	2500	1260,4858	0,202	<i>vérifiée</i>
pot 7+8+9+10	45	45	2025	822,8291	0,163	<i>vérifiée</i>

Tableau IV 12: Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

IV.10 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Sens	V _{dy} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dy} > 0,8V _{st}	Observation
X-X	1650,7287	1910.70	1528.563368	<i>Vérifiée</i>
Y-Y	1436,1187	1863.86	1491.088035	<i>Non Vérifiée</i>

Tableau IV 13: Vérification de la résultante des forces sismiques

D'après le tableau IV.3, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon le sens y, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8V_{st} / V_{dyn})$, comme suit :

$$sesns yy : \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1,04$$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

Sens	V _{dy} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dy} > 0,8V _{st}	Observation
X-X	1650,7287	1910.70	1528.563368	<i>Vérifiée</i>
Y-Y	1491,12	1863.86	1491,088035	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV 14: Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.12. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) :

Les effets du 2eme ordre (ou effet (P-Δ)) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés, dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = p_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \dots \dots \dots RPA99/2003(\text{article 5.9})$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’.

h_k : Hauteur de l’étage ‘K’

$$p_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n Fi : \text{Effort tranchant d’étage au niveau ‘K’}$$

- Si $0.1 \leq \theta \leq 0.2$, les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculée au moyen d’une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,2$, La structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Observation
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	
RDC	540,0	32164,3549	1,00	1650,7287	0,036	vérifiée
Etage 1	340,0	28410,9061	1,13	1597,295	0,059	vérifiée
Etage 2	360,0	25320,8178	1,08	1523,7577	0,059	vérifiée
Etage 3	360,0	22394,9593	1,09	1429,8881	0,056	vérifiée
Etage 4	360,0	19469,1008	1,09	1320,6459	0,053	vérifiée
Etage 5	360,0	16625,9861	1,07	1200,0489	0,049	vérifiée
Etage 6	360,0	13857,9651	1,00	1065,8105	0,043	vérifiée
Etage 7	360,0	11089,9442	0,93	915,0281	0,037	vérifiée
Etage 8	360,0	8389,3669	0,81	741,5509	0,030	vérifiée
Etage 9	360,0	5688,7897	0,67	539,3426	0,023	vérifiée
Etage 10	360,0	2988,2125	0,54	304,0931	0,017	vérifiée

Tableau IV 15:Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ sens x-x

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens y-y			Observation
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	
RDC	540,0	32164,3549	1,03	1491,1187	0,044	<i>vérifiée</i>
Etage 1	340,0	28410,9061	1,36	1439,5755	0,079	<i>vérifiée</i>
Etage 2	360,0	25320,8178	1,45	1372,7554	0,087	<i>vérifiée</i>
Etage 3	360,0	22394,9593	1,54	1288,4748	0,087	<i>vérifiée</i>
Etage 4	360,0	19469,1008	1,56	1191,4022	0,084	<i>vérifiée</i>
Etage 5	360,0	16625,9861	1,54	1086,2797	0,077	<i>vérifiée</i>
Etage 6	360,0	13857,9651	1,45	971,9002	0,067	<i>vérifiée</i>
Etage 7	360,0	11089,9442	1,34	844,5706	0,058	<i>vérifiée</i>
Etage 8	360,0	8389,3669	1,19	696,8376	0,047	<i>Vérifiée</i>
Etage 9	360,0	5688,7897	1,05	520,4399	0,038	<i>Vérifiée</i>
Etage 10	360,0	2988,2125	0,93	305,3811	0,030	<i>Vérifiée</i>
RDC	540,0	28410,9061	1,36	1439,5755	0,079	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV 16:Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens y-y

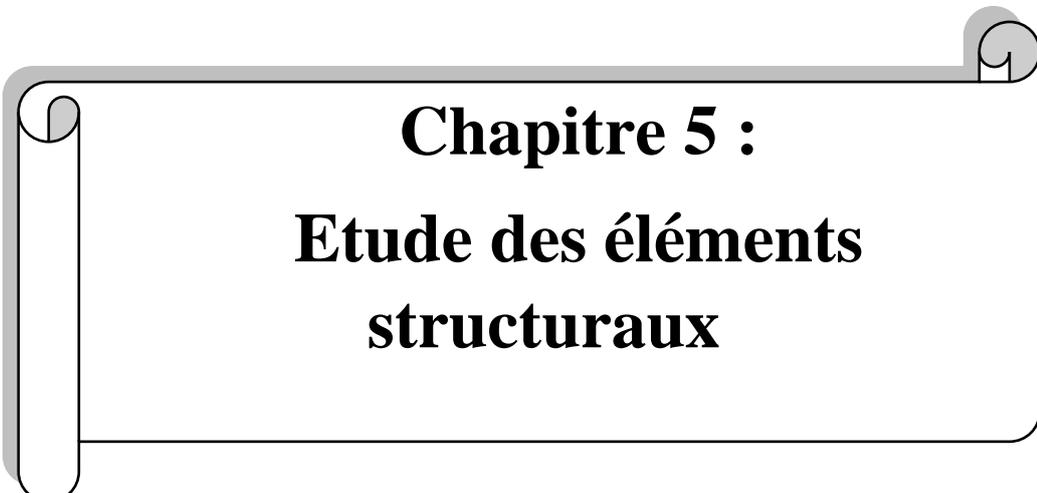
IV.13. Conclusion :

Après plusieurs dispositions des voiles de contreventement et après augmentation des section des poteaux et poutre a cause des différentes vérification (les interaction voile-portique , effort normal réduit) nous avons constaté que les section obtenus lors du chapitre des pre-dimensionnements des éléments ne suffisait pas pour satisfaire les vérification du RPAv2003 donc nous avons opté pour une augmentation des sections et ,nous avons pu satisfaire toutes les exigences du RPAv2003 tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles. Finalement nous avons abouti à une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment, et cela après augmentation des sections des poteaux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Niveaux	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
Poteaux	65x65	60x60			55x55	50x50		45x45			
Voiles (cm)	0,25	0,15	0,15		0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
P.P (cm ²)	0.35 x 0.45										
P.S (cm ²)	0.35 x 0.4										

Tableau IV 17:Dimensions finales des éléments structuraux



Chapitre 5 :
Etude des éléments
structuraux

Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **ETABS V18**, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93, RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges verticales à la base de la structure. Ils sont calculés à l'état limite ultime, selon le sens le plus défavorable puis la vérification à l'ELS en flexion composée. Le calcul est effectué sous les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

- Effort normal maximal "N_{max}" et le moment correspondant "M_{cor}" → A₁
- Effort normal minimal "N_{min}" et le moment correspondant "M_{cor}" → A₂
- Moment fléchissant maximal "M_{max}" et l'effort normal correspondant "N_{cor}" → A₃

$$A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Recommandations et exigences du RPA99/2003

✓ **Armatures longitudinales**

D'après le **RP99/2003 (article 7, 4,2)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armature est de 0,9% ($b \times h$) (en zone IIb).
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6% ($b \times h$).
 - Le pourcentage maximal en zone courante est de 3% ($b \times h$).
 - Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
 - La longueur minimale des recouvrements est L_{min} est 50ϕ .
 - L'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_e, h_e, 60cm\right) \end{cases}$$

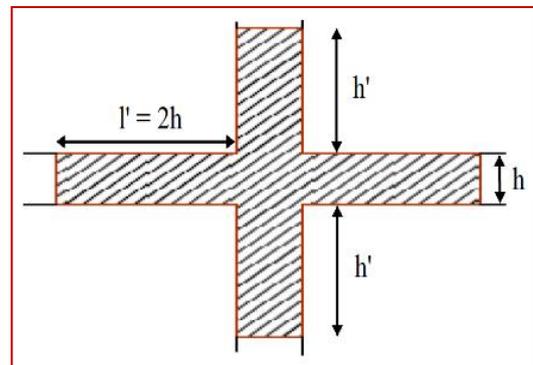


Figure V 1:Zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau suivant :

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	65X65	38.025	126.75	253.5
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme}	60X60	32.4	108	216
4 ^{eme}	55X55	27.23	90.75	181.5

5 ^{eme} et 6 ^{eme}	50X50	22.5	75	150
7,8,9 et 10 ^{eme}	45X45	18.23	60.75	121.5

Tableau V 1: Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées en utilisant la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_g} \quad \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.2)}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{Si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{Si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.2)}$$

- **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
- **t** : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée à partir de la formule précédente ; dont la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

$$\text{Zone IIb} \rightarrow \begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq 10\text{cm} \\ \text{Dans la zone courante : } t' \leq \text{Min}\left(10\phi_t, \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) \end{cases}$$

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\%(h_1 \times t) & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\%(h_1 \times t) & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 & \text{interpoler entre les deux valeurs limites} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés verticales, en nombre de diamètre suffisants pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux, mais ainsi que ces deux derniers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS2018 qui a été utilisé dans la modélisation pendant le chapitre précédent, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Section	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Comb	Type de section	As' cm ²	As cm ²	A ^{bael} _{min} (cm ²)	AS _n ^{mi} _{RPA} (cm ²)	Choix des Barres (cm ²)
S.S et Entr sol et pdc	65×65	N _{max} →M _{co} _r	3600.57	3.061	112.49	ELU	SEC	0	0	4.85	38.03	10HA16+6HA20=38.96
		N _{min} →M _{co} _r	1137.035	4.18		ELU	SEC	0	0	4.85		
		M _{max} →N _{co} _r	2943.76	36.23		ELU	SEC	0	0	4.85		
		N _{max} →M _{co} _r	2583.835	144.98		ELA	SEC	0	0	4.85		
		N _{min} →M _{co} _r	-1034.54	79.019		ELA	SET	10.99	18.75	4.85		
		M _{max} →N _{co} _r	-1027.44	167.42		ELA	SET	6.54	23	4.85		
		N _{max} →M _{co} _r	2946.85	139.60		ELA	SEC	0	0	4.85		
		N _{min} →M _{co} _r	-673.30	78.46		ELA	SET	5.82	13.53	4.85		
Etages 1et2 et 3	60×60	N _{max} →M _{co} _r	3045.79	16.11		ELU	SEC	0	0	4.13		12HA16+4HA
		N _{min} →M _{co} _r	840.75	7.97		ELU	SEC	0	0	4.13		
		M _{max} →N _{co} _r	2532.63	65.98		ELU	SEC	0	0	4.13		
		N _{max} →M _{co} _r	1733.53	86.21		ELA	SEC	0	0	4.13		
		N _{min} →M _{co} _r	-153.19	21.16		ELA	SET	1.08	3.33	4.13		

			5		180.3 12	0.8G+E					32.4	20 =36,7
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	1317.78	145.60		ELA	SEC	0	0	4.13		
		$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	2360.62	63.26		ELA	SEC	0	0	4.13		
		$N_{\min} \rightarrow M_{co}$ r	144.98	17.72		ELA	SEC	0	0	4.13		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	1381.81	165.48		ELA	SEC	0	0	4.13		
<i>Etages 4</i>	55 x 55	$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	1998.03	32.64	102.6 1	ELU	SEC	0	0	3.47	27.2 3	12HA1 6 +4HA1 4 =28.65
		$N_{\min} \rightarrow M_{co}$ r	675.71	6.85		ELU	SEC	0	0	3.47		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	1699.05	57.72		ELU	SEC	0	0	3.47		
		$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	1040.20	68.52		ELA	SEC	0	0	3.47		
		$N_{\min} \rightarrow M_{co}$ r	105.085	40.32		ELA	SPC	0	0.6 9	3.47		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	773.28	123.78		ELA	SEC	0	0	3.47		
		$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	1495.25	61.94		ELA	SEC	0	0	3.47		
		$N_{\min} \rightarrow M_{co}$ r	285.56	37.09		ELA	SEC	0	0	3.47		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	1056.54	137.72		ELA	SEC	0	0	3.47		

Etages 5 et 6	50x50	$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	1689.73	32.43	93.91	ELU	SEC	0	0	2,8 7	22.5	12HA1 6 +4HA1 4 =28.65
		$N_{\min} \rightarrow M_{co}$ r	428.25	5.17		ELU	SEC	0	0	2,8 7		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	1198.55	68.18		ELU	SEC	0	0	2,8 7		
		$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	867.26	52.75		ELA	SEC	0	0	2,8 7 0.8G+E		
		$N_{\min} \rightarrow M_{co}$ r	39.52	31.52		ELA	SPC	0	1.3 4	2,8 7 0.8G+E		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	486.58	113.38		ELA	SPC	0	0.6 4	2,8 7 0.8G+E		
		$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	1261.20	52.93		ELA	SEC	0	0	2,8 7 G+Q+E		
		$N_{\min} \rightarrow M_{co}$ r	152.37	11.88		ELA	SEC	0	0	2,8 7 G+Q+E		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	682.04	130.81		ELA	SEC	0	0	2,8 7 G+Q+E		
E110	45x45	$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	1109.28	34.13	71.91	ELU	SEC	0	0	2.32	18.2 3	8HA14 +4HA1 6 =22,2
		$N_{\min} \rightarrow M_{co}$ r	38.92	3.62		ELU	SEC	0	0	2.32		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	265.48	79.89		ELU	SPC	0	1.9 6	2.32		
		$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	568.48	39.55		ELA	SEC	0	0	2.32 0.8G+E		
		$N_{\min} \rightarrow M_{co}$ r	-86.22	12.86		ELA	SET	0.33	2.1 5	2.32 0.8G+E		
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$ r	370.38	82.93		ELA	SPC	0	0.8 4	2.32 0.8G+E		
		$N_{\max} \rightarrow M_{co}$ r	823.29	39.53		ELA	SEC	0	0	2.32		

		r				G+Q+E						
		$N_{\min} \rightarrow M_{co}$	-56.48	18.66		ELA	SPC	0	2.1	2.32		
		r				G+Q+E			1			
		$M_{\max} \rightarrow N_{co}$	389.78	99.12		ELA	SPC	0	1.8	2.32		
		r				G+Q+E			9			

Tableau V 2: Sollicitation et ferrailages dans les poteaux

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau, comme exemple de calcul et les autres seront

Soit : $N = 3600.57 \text{ KN} \rightarrow M = 3.061 \text{ KN.m}$

$b = 65 \text{ cm} ; h = 65 \text{ cm} ; d = 61.75 \text{ cm}.$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,00085 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m} \rightarrow$

le centre de pression est à l'intérieure de la section. N est un effort de compression et l

sion est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est entièrement comprimée, avec la condition

suivante :

$Nu (d - d') - M_{ua} \leq (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}$

$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1065.23 \text{ KN.m}$

$Nu (d - d') - M_{ua} = 3600.57 \times (0,62 - 0,033) - 1065.23 = 1048.41 \text{ KN.m}$

$(0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu} = 1151.38 \text{ KN.m}$

Donc :

$1048.41 \text{ KN.m} < 1151.38 \text{ KN.m} \Rightarrow A = 0$

$A' = \frac{Nu - \psi b h f_{bu}}{f_{s'}}$

$$\psi = \frac{0,357 + \left(\frac{Nu(d-d') - MuA}{b h^2 f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = 0.7769$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} \left[1 + \left(1,719 - 4,010 \frac{d'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] = 0.00343$$

$$\varepsilon_{l} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 0.00174$$

$$\text{Si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_l \Rightarrow f_s' = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\text{Si } \varepsilon_s < \varepsilon_l \Rightarrow f_s' = \varepsilon_s E_s$$

$$0.00174 < 0.00343$$

$$f_s' = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPA}$$

$$A' = -30.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{basl} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 61.75 \times \frac{2.1}{400} = 4.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{Rpa} = 0,9\%B \text{ Avec B : section du poteau}$$

$$A_{min}^{Rpa} = 0,9\% \times 65 \times 65 = 38.03 \text{ cm}^2$$

Le poteau sera alors ferrailé avec :

$$\max(A ; A' ; A_{min}^{basl} ; A_{min}^{Rpa}) = \max(-30.2 \text{ cm}^2, 0, 4.85 \text{ cm}^2, 38.03 \text{ cm}^2)$$

Donc on ferraille avec $A_{min}^{Rpa} = 38.03 \text{ cm}^2$

Niveaux	S.S	Entre SOL	RDC	Etage1	Etage2et3	Etage 4	Etage 5 et 6	Etage 7et 8et 9et 10
Section	65x65	65x65	65x65	60x60	60x60	55x55	50x50	45x45
$\phi_l^{min}(cm)$	1.6	1.6	1.6	1,6	1.6	1.4	1.4	1.4
$l_f(cm)$	226.1	196	352.8	238	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.47	2.6	5.42	3.96	3.57	3.89	4.28	4.76
V (KN)	112.49	112.49	112.49	180.312	180.312	102.61	93.91	71.91

$t_{zone\ nodal}(cm)$	10	10	10	10	10	10	10	10
$t'_{zone\ courante}(cm)$	15	15	15	15	15	10	10	10
ρ	3,75	3,75	2,5	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$A_t(cm^2)$	1.62	1.62	1.08	2.81	2.81	1.74	1.76	1.5
$A_t^{min}(cm^2)$	4.44	5.2	1.95	3.36	3.945	3.18	2.4	1.62
$A_t^{adop}(cm^2)$	8HA10 =6.28	6HA8 =3.02						

Tableau V 3: Vérification de ferrailage transversal

V.2.3. Vérifications nécessaires

- 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 l'instabilité par flambement.

On vérifie : $N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_s}{\gamma_s} \right]$

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.
- A_s : La section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

α :

- Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{Pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots \dots \dots \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

L'élancement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3,46 \times l_f / b \text{ Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ Pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$L_f = 0,7L_0$: Longueur de flambement

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = \text{KN}$$

$$L_f = 2.26 ; \lambda = 12.03 < 50 ; \alpha = 0.83 ; B_r = 0.397m^2.$$

$$N_u = 0.83 \times \left[\frac{0.397 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{38.96 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3}{1,15} \right] = 1129.128KN.$$

$$N_d = KN < N_u = 1129.128KN \rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

Les résultats des vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	h (m)	b (m)	lf (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_d (KN)	Obser
S.S	0,65	0,65	2.26	12.03	0.83	38.96	0.397	1129.128	1103.26	Vérifiée
Entre S	0,65	0,65	1.96	10.43	0.83	38.96	0.397	1129.128	1103.26	Vérifiée
RDC	0,65	0,65	3.52	18.73	0.8	38.96	0.397	1088.32	1045.3	Vérifiée
Etage 1	0.6	0.6	2.38	13.72	0.82	32.4	0.3364	929.21	927.94	Vérifiée
Etage 2 et 3	0,6	0,6	2.142	12.35	0.83	32.4	0.3364	940.54	874.25	Vérifiée
Etage 4	0.55	0.55	2.142	13.47	0.83	27.23	0.2809	790.43	764.885	Vérifiée
Etage 5 et 6	0,5	0,5	2.142	14.82	0.82	22.5	0.2304	645.23	474.84	Vérifiée
Etage 8 et 9 et 10	0,45	0,45	2.142	16.46	0.81	18.23	0,1849	516.38	347.237	Vérifiée

Tableau V 4: Vérification au flambement des différents poteaux

Pas risque de flambement.

• Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible dans les poteaux, 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.

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} ; \sigma_{bc 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_c$$

Avec :

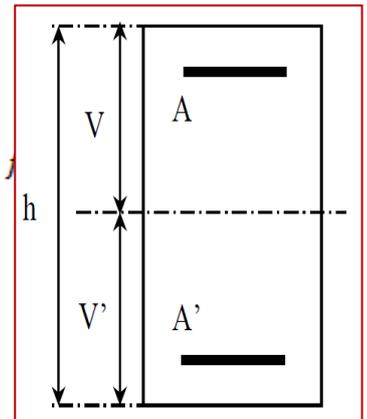


Figure V 2:Section d'un poteau

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{avec } V' = h - V$$

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

Niveau	S.S et entre S et RDC	Etage 1 et 2 et 3	Etage 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8 et 9 et 10
Sections	65x65	60x60	55x55	50x50	45x45
d (cm)	61.75	57	52.25	47.5	42.75
A (cm ²)	38.03	32.4	27.23	22.5	18.23
V (m)	0.359	0.332	0.304	0.276	0.249
V' (m)	0.291	0.268	0.246	0.224	0.201

$I_{yy'} (m^4)$	0.019	0.014	0.0098	0.0067	0.0044
S(m ²)	0.479	0.408	0.343	0.283	0.23
$N_{ser}(KN)$	2609.79	2215.60	1455.56	1231.16	808.75
$M_{ser}(KN.m)$	25.88	46.99	41.69	49.47	58.21
$M_{serG}(KN.m)$	114.61	117.88	83.90	81.48	77.62
$\sigma_{bc1} (MPa)$	7.61	8.23	6.48	7.71	7.91
$\sigma_{bc2} (MPa)$	7.203	7.69	6.35	7.07	7.06
$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	15	15	15	15	15
<i>Observation</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>

Tableau V 5: Vérification de la contrainte dans le béton dans les poteaux

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le **RPA99/2003 (art 7. 4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton (τ_{bu}) doit être inférieur ou égal à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

<i>Niveau</i>	<i>Section (cm²)</i>	λ_g	$l_f (m)$	ρ_d	$d (cm)$	$V (KN)$	$\tau_{bu} (MPa)$	$\bar{\tau}_{bu} (MPa)$	<i>Observation</i>
S.S	65x65	3.47	2.26	0.04	61.75	112.49	0.28	1	<i>Vérifiée</i>
<i>ENTRE S</i>	65x65	2.6	1.96	0.04	61.75	112.49	0.28	1	<i>Vérifiée</i>

RDC	65x65	5.42	3.52	0.075	61.75	112.49	0.28	1.875	Vérifiée
Etage 1	60x60	3.96	2.38	0.04	57	180.312	0.53	1	Vérifiée
Etage 2 et 3	60x60	3.57	2.142	0.04	57	180.312	0.53	1	Vérifiée
Etage 4	55x55	3.89	2.142	0.04	52.25	102.61	0.36	1	Vérifiée
Etage 5 et 6	50x50	4.28	2.142	0.04	47.5	93.91	0.395	1	Vérifiée
Etage 7 et 8 et 9 et 10	45x45	4.76	2.142	0.04	42.75	71.91	0.37	1	Vérifiée

Tableau V 6: Vérification des sollicitations tangente dans les poteaux

- **Détermination de la zone nodale**

Pour des mesures de sécurité, l'élimination de la jonction dans les zones critiques est indispensable.

V.2.5. Schéma de ferrailage

Sous-sol+Entre sol +RDC:

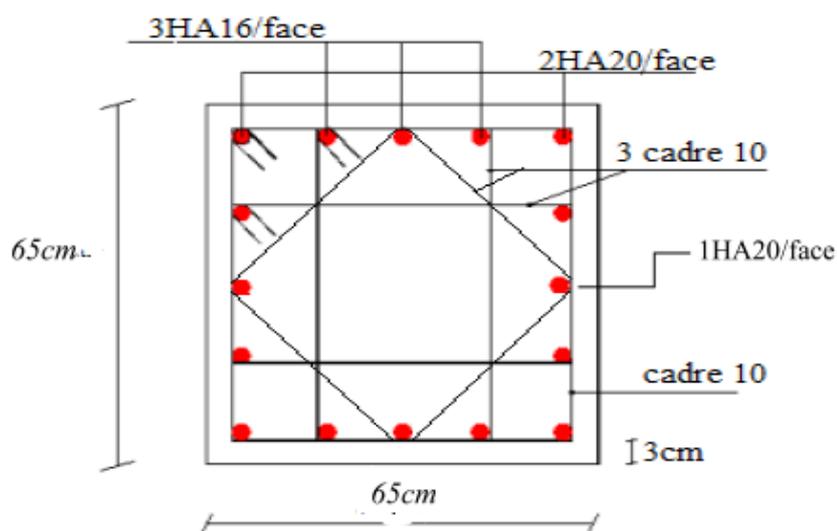


Figure V 3: Schéma de ferrailage poteau s-sol +Entre Sol+ RDC

Etages 1 et 2 et 3 :

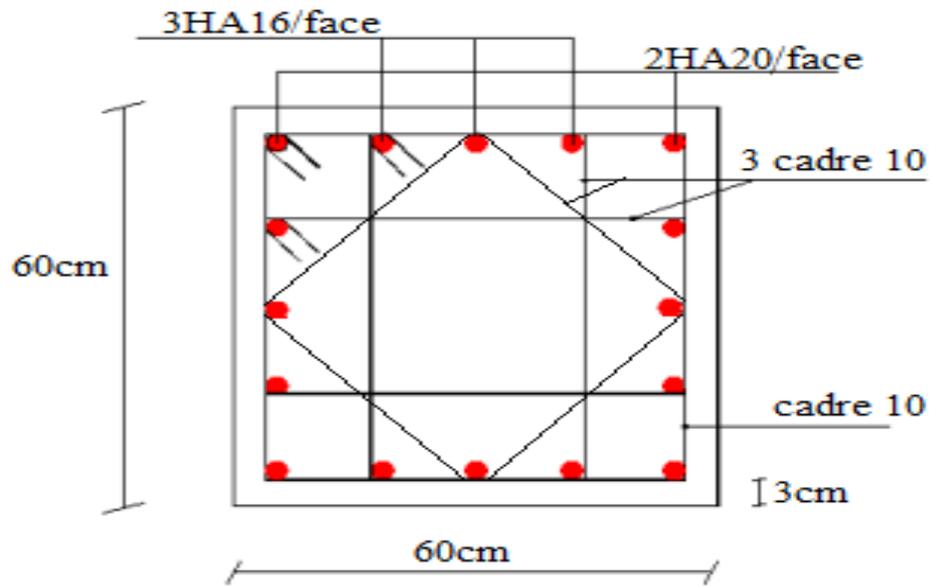


Figure V 4:Schéma de ferrailage poteaux 1er étage 2ème étage+3ème étage

Etages 4

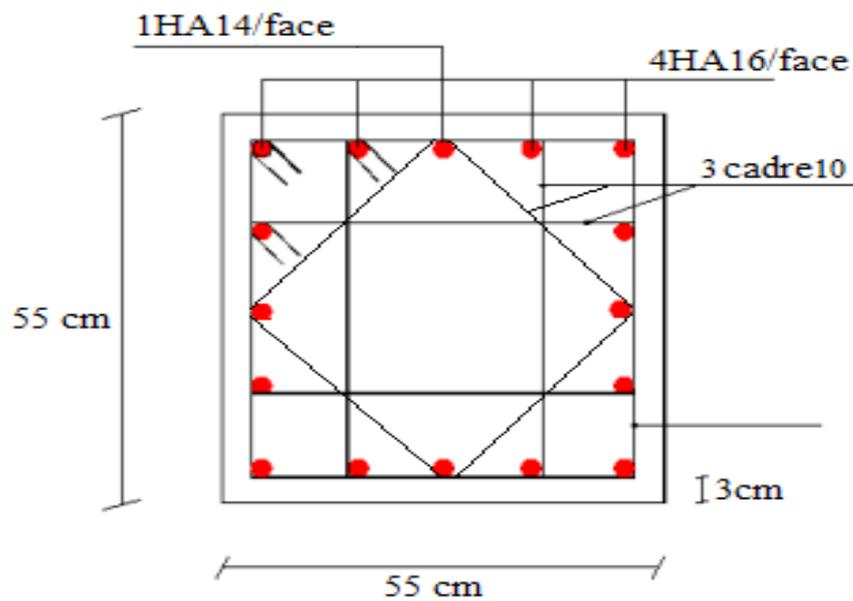


Figure V 5:Schéma de ferrailage poteaux +4ème étage

Étages 5 et 6

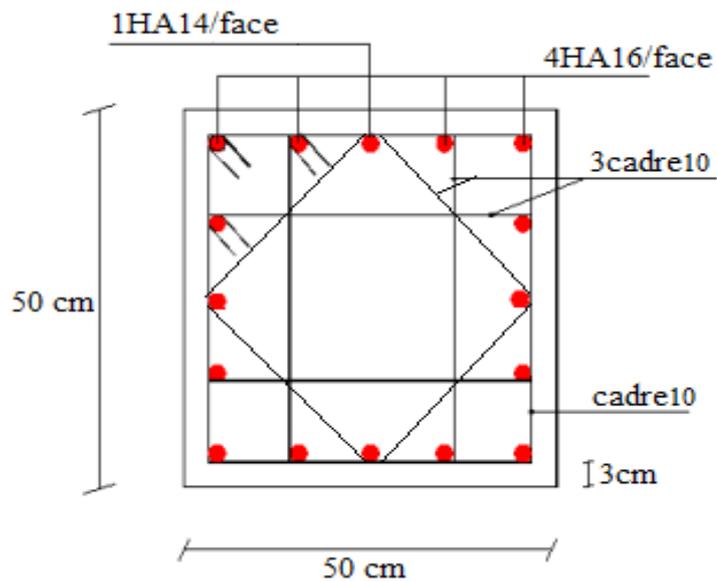


Figure V 6:Schéma de ferrailage poteaux 5ème étage+6ème étage

étage 7 et 8 et 9 et 10

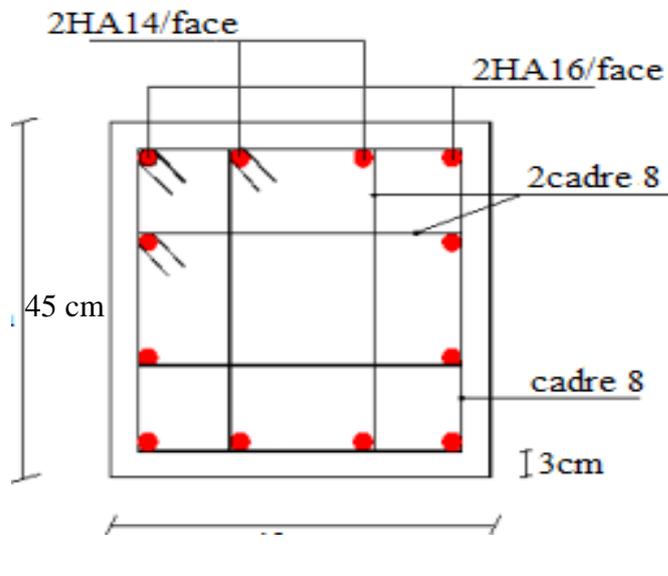


Figure V 7:Schéma de ferrailage poteaux 7ème étage+8ème étage+9ème étage+10ème étage

V.3. Etude des poutres

Les poutres seront calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS2018 avec les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right. \quad \text{accidentelles}$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

Poutres principales (35 × 45).

Poutres secondaires (35× 40).

V.3.1. Recommandations et exigences du RPA99/2003

✓ **Armatures longitudinales :**

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.
- La longueur minimale des recouvrements est de 50Ø en zone IIb

✓ **Armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimale est donné par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

➤ **L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :**

$$\left\{ \begin{array}{l} s \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) \dots\dots\dots \text{en zone nodale.} \\ s \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{en dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées.

C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Calcul du ferrailage

Soit la poutre principale de dimensions (35 × 45) RDC avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 49.42 \text{ KN.m} \\ M_a = 93.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{93.53 \times 10^{-3}}{18.47 \times 0.35 \times 0.42^2} = 0.082$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.107 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.402 \text{ m} \end{cases} \rightarrow A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 5.81 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{49.42 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.35 \times 0.42^2} = 0.056$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.071 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.408 \text{ m} \end{cases} \rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

Pourcentage minimale d'armatures longitudinales dans les sections :

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.5\% \text{ b. h} = 0.005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$

Poutres principales : $A_{min} = 0.5\% \text{ b. h} = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.87 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant regroupe les ferrillages des différentes poutres sous les combinaisons ELU (1.35G+1.5Q) et

$$ELA (G + Q + E ; G + Q - E ; 0,8G + E ; 0,8G - E)$$

Niveaux	Localisation	Comb	M (KN.m)	V (KN)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
R.D.C et Ssol	Travée	ELU	49.42	58.36	3.48	7.87	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
	Appui	ELA	93.53	115.65	5.81	7.87	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
1 ^{er} etage	Travée	ELU	41.24	51.88	2.84	7.87	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
	Appui	ELA	117.34	137.73	7.52	7.87	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
Etage courant	Travée	ELU	69.43	89.89	4.78	7.87	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
	Appui	ELA	132.47	151.94	8.49	7.87	9,24	3HA14 FIL +3HA14CHAP
terrasse	Travée	ELU	66.02	67.78	4.62	7.87	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
	Appui	ELA	84.67	59.80	5.25	7.87	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP

Tableau V 7:Ferrailage des poutres principales

Niveaux	Localisation	Comb	M (KN.m)	V (KN)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
R.D.C et Ssol	Travée	ELU	20.29	22.41	1,56	7	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
	Appui	ELA	112.69	107.07	7.93	7	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
1 ^{er} etage	Travée	ELU	29.26	34.63	2,26	7	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
	Appui	ELA	126.28	122.05	8.97	7	9,24	3HA14 FIL +3HA14CHAP
etage courant	Travée	ELU	73.35	67.74	5,88	7	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
	Appui	ELA	126.02	121.85	8.95	7	9,24	3HA14 FIL +3HA14CHAP
terrasse	Travée	ELU	58.72	59.73	4,65	7	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
	Appui	ELA	61.78	64.37	4.21	7	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP

Tableau V 8:Ferrailage des poutres secondaires

➤ **Armatures transversales**

➤ **Calcul de ϕ_t**

le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } \phi_t \leq \min(11.67; 45; 12) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires } \phi_t \leq \min(11.4; 30; 12) \text{ mm} \end{cases}$$

Donc on prend pour les poutres principales et secondaires :

$A_t = 4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 +1 étrier de HA8 dans les sections nécessitant un étrier

✚ Calcul de l'espacement :

D'après le RPA99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{ cm}\right)$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } S_t \leq \min(11.25; 14.4; 30\text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 11,25\text{ cm} \text{ soit : } S_t = 10\text{ cm} \\ \text{Poutres Secondair : } S_t \leq \min(10; 14.4; 30\text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 10\text{ cm} \text{ soit : } S_t = 10\text{ cm} \end{array} \right.$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} \rightarrow S_t \leq 22,5\text{cm} \text{ soit : } S_t = 20\text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires : } S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \leq S_t \leq 20\text{ cm} \text{ soit : } S_t = 20\text{ cm} \end{array} \right.$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a : $A_{\min} : 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 35 = 2.1\text{ cm}^2$

$A_t = 2.01\text{ cm}^2 < A_t^{\min} = 2,1\text{ cm}^2$

• **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales:**

• **Poutres secondaires :**

$A_{\max} = 4\% \text{ b. } h = 0.04 \times 40 \times 35 = 56\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone courante.}$

$A_{\max} = 6\% \text{ b. } h = 0.06 \times 40 \times 35 = 84\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone de recouvrement.}$

• **Poutres principales :**

$A_{\max} = 4\% \text{ b. } h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone courante.}$

$A_{\max} = 6\% \text{ b. } h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone de recouvrement.}$

- Les longueurs de recouvrement :

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm}$: $lr = 50\varnothing = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm}$: $lr = 50\varnothing = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité :** $A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.8\text{cm}^2$

Vérification des contraintes tangentielles

On doit vérifier : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{ MPA} \right)$

On vérifie que les poutres les plus défavorables, si les vérifications sont satisfaites donc les autres poutres le seront aussi.

Les résultats sont donnés dans le tableau qui suit :

<i>Poutres</i>	V_{max} (KN)	τ_{bu} (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	<i>Observation</i>
<i>Principale</i>	<i>151.94</i>	<i>1.015</i>	<i>3,33</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	<i>122.05</i>	<i>0.918</i>	<i>3,33</i>	<i>Vérifiée</i>

Tableau V 9: Vérifications des contraintes tangentielles

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Appuis de rives : $A_l \geq A_l^{rives} = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

Appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$

<i>Poutres</i>	V_{max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	<i>Observation</i>
<i>Principales</i>	151.94	-132.47	9,24	4.37	-6.95	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	122.05	-126.28	9,24	3.51	-7.11	<i>Vérifiée</i>

Tableau V 10:Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Etat limite de compression du béton**

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15. A_s . y - 15. d. A_s = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s (y - d)^2]$$

<i>Poutres</i>	<i>Localisation</i>	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	<i>Contraintes</i>		<i>Observation</i>
						σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
<i>Principales</i>	<i>Travée</i>	50.40	8,01	14.0 4	13132 4	5.38	15	<i>Vérifiée</i>
	<i>Appui</i>	28.79	9,24	14.8 6	14621	2.92	15	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	<i>Travée</i>	53.09	8,01	13.0 8	10072 2	6.54	15	<i>Vérifiée</i>
	<i>Appui</i>	21.11	9,24	13.8 3	11183	3.56	15	<i>Vérifiée</i>

Tableau V 11:Vérifications de l'état limite de compression du béton

✓ **Vérification de l'état limite de déformation**

D'après le BAEL91 la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \times l \rightarrow (1) \\ A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \rightarrow (2) \\ l \leq 8 \text{ m} \rightarrow (3) \end{array} \right.$$

Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 45 \text{ cm} > h_f = 16.58 \text{ cm} \\ A = 9,24 \text{ cm}^2 < A_f = 15.71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ L < 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > h_f = 33.15 \text{ cm} \\ A = 9,24 \text{ cm}^2 < A_f = 13.96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ L < 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

- **Vérification de la zone nodale**

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

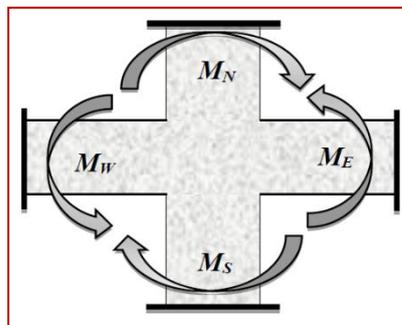


Figure V 8: Répartition des moments dans les zones nodales

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section du béton.
- Quantité d'armatures dans la section.
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec :} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

<i>Niveaux</i>	<i>h (cm)</i>	<i>Z (cm)</i>	<i>A (cm²)</i>	<i>σ_s (MPa)</i>	<i>M_R (KN.m)</i>
<i>Sous-sol</i>	65	58.5	12.31	348	250.60698
<i>Entre sol</i>	65	58.5	12.31	348	250.60698
<i>RDC</i>	65	58.5	12.31	348	250.60698
<i>Etage 1</i>	60	54	12.31	348	231.32952
<i>Etage 2</i>	60	54	12.31	348	231.32952
<i>Etage 3</i>	60	54	12.31	348	231.32952
<i>Etage 4</i>	55	49.5	9.55	348	164.5083
<i>Etage 5</i>	50	45	9.55	348	149.553
<i>Etage 6</i>	50	45	9.55	348	149.553
<i>Etage 7</i>	45	40.5	7.1	348	100.0674
<i>Etage 8</i>	45	40.5	7.1	348	100.0674
<i>Etage 9</i>	45	40.5	7.1	348	100.0674
<i>Etage 10</i>	45	40.5	7.1	348	100.0674

Tableau V 12: Moments résistants dans les poteaux

<i>Niveaux</i>	<i>h (cm)</i>	<i>Z (cm)</i>	<i>A (cm²)</i>	<i>σ_s (MPa)</i>	<i>M_R (KN.m)</i>
<i>Sous-sol</i>	45	40.5	8.01	348	112.89294
<i>Entre sol</i>	45	40.5	8.01	348	112.89294
<i>RDC</i>	45	40.5	8.01	348	112.89294
<i>Etage 1</i>	45	40.5	8.01	348	112.89294
<i>Etage 2</i>	45	40.5	9.24	348	130.22856
<i>Etage 3</i>	45	40.5	9.24	348	130.22856
<i>Etage 4</i>	45	40.5	9.24	348	130.22856
<i>Etage 5</i>	45	40.5	9.24	348	130.22856
<i>Etage 6</i>	45	40.5	9.24	348	130.22856
<i>Etage 7</i>	45	40.5	9.24	348	130.22856
<i>Etage 8</i>	45	40.5	9.24	348	130.22856
<i>Etage 9</i>	45	40.5	9.24	348	130.22856
<i>Etage 10</i>	45	40.5	8.01	348	112.89294

Tableau V 13:Moments résistants dans les poutres principales

<i>Niveaux</i>	<i>h (cm)</i>	<i>Z (cm)</i>	<i>A (cm²)</i>	<i>σ_s (MPa)</i>	<i>M_R (KN.m)</i>
<i>Sous-sol</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>8.01</i>	<i>348</i>	<i>100.34928</i>
<i>Entre sol</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>8.01</i>	<i>348</i>	<i>100.34928</i>
<i>RDC</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>8.01</i>	<i>348</i>	<i>100.34928</i>
<i>Etage 1</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>9.24</i>	<i>348</i>	<i>115.75872</i>
<i>Etage 2</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>9.24</i>	<i>348</i>	<i>115.75872</i>
<i>Etage 3</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>9.24</i>	<i>348</i>	<i>115.75872</i>
<i>Etage 4</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>9.24</i>	<i>348</i>	<i>115.75872</i>
<i>Etage 5</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>9.24</i>	<i>348</i>	<i>115.75872</i>
<i>Etage 6</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>9.24</i>	<i>348</i>	<i>115.75872</i>
<i>Etage 7</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>9.24</i>	<i>348</i>	<i>115.75872</i>
<i>Etage 8</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>9.24</i>	<i>348</i>	<i>115.75872</i>
<i>Etage 9</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>9.24</i>	<i>348</i>	<i>115.75872</i>
<i>Etage 10</i>	<i>40</i>	<i>36</i>	<i>8.01</i>	<i>348</i>	<i>100.34928</i>

Tableau V 14:Moments résistants dans les poutres secondaires

On résume les résultats des vérifications des zones nodales dans les tableaux ci-dessous :

<i>Niveaux</i>	M_N	M_S	$M_S + M_N$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	<i>Observation</i>
<i>Sous-sol</i>	501.21	250.60698	751.82	112.89294	112.89294	282.23	<i>Vérifiée</i>
<i>Entre sol</i>	501.21	250.60698	751.82	112.89294	112.89294	282.23	
<i>RDC</i>	501.21	250.60698	751.82	112.89294	112.89294	282.23	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	462.66	231.32952	693.98	112.89294	112.89294	282.23	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	462.66	231.32952	693.98	130.22856	130.22856	325.57	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	462.66	231.32952	693.98	130.22856	130.22856	325.57	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	329.02	164.5083	493.52	130.22856	130.22856	325.57	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	299.11	149.553	448.67	130.22856	130.22856	325.57	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	299.11	149.553	448.67	130.22856	130.22856	325.57	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	299.11	149.553	448.67	130.22856	130.22856	325.57	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	299.11	149.553	448.67	130.22856	130.22856	325.57	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	299.11	149.553	448.67	130.22856	130.22856	325.57	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 10</i>	299.11	149.553	448.67	130.22856	130.22856	325.57	<i>Vérifiée</i>

Tableau V 15:les résultats des vérifications des zones nodales

<i>Niveaux</i>	M_N	M_S	$M_S + M_N$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	<i>Observation</i>
<i>Sous-sol</i>	501.21	250.60698	751.82	100.34928	100.34928	250.87	Vérifiée
<i>Entre sol</i>	501.21	250.60698	751.82	100.34928	100.34928	250.87	Vérifiée
<i>RDC</i>	501.21	250.60698	751.82	100.34928	100.34928	250.87	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	462.66	231.32952	693.98	115.75872	115.75872	289.41	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	462.66	231.32952	693.98	115.75872	115.75872	289.41	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	462.66	231.32952	693.98	115.75872	115.75872	289.41	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	329.02	164.5083	493.52	115.75872	115.75872	289.41	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	299.11	149.553	448.67	115.75872	115.75872	289.41	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	299.11	149.553	448.67	115.75872	115.75872	289.41	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	200.14	100.0674	300.21	115.75872	115.75872	289.41	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	200.14	100.0674	300.21	115.75872	115.75872	289.41	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	200.14	100.0674	300.21	115.75872	115.75872	289.41	Vérifiée
<i>Etage10</i>	200.14	100.0674	300.21	100.34928	100.34928	250.87	Vérifiée

Tableau V 16: Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Schéma de ferrailage des poutres :

Nous exposerons dans le tableau ci-dessous les schémas de ferrailages des poutres principales et poutre secondaires du plancher :

➤ Poutre principale

Niveau	Schéma de ferrailage	
	En appui	En travée
Sous-sol + Entre sol + RDC		
Etage 1		
Etage courant		
terrasse		

Tableau V 18:Schéma de ferrailage des poutres principale du plancher

➤ Poutre secondaire

Niveau	Schéma de ferrailage	
	En appui	En travée
Sous-sol + Entre sol + RDC		
Etage I		
Etage courant		
terrasse		

Tableau V 19: Schéma de ferrailage des poutres secondaires du plancher

V.4 Etude des voiles

V.4.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales dues au séisme, son ferrailage s'effectuera selon le BAEL91 et les vérifications selon les règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003, sollicité à la flexion composée avec l'effort tranchant.

Un voile travaille comme une console encadrée à la base. On distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1,5 \\ \text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1,5 \end{array} \right.$$

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

V.4.2. Recommandation du RPA99/2003

- **Armatures verticales**

Les armatures verticales sont disposées en deux nappes, parallèles aux faces de voiles, elles sont destinées à reprendre les efforts de flexion, et doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que : $A_{min} = 0,20\% (L_t \times e)$
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets sur la partie supérieure.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $s_t < e$

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de sa largeur.

e : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la zone tendue.

- **Armatures horizontales**

Les Armatures horizontales doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales, elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces de refends. Leur rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, Leurs nombre doit être égal (au minimum) à 4 barres/m².

- **Règles communes (RPA99/2003 Art.7.7.4.3)**

- **Le pourcentage minimum d'armatures :**

- *A_{min} = 0,15% de la section du voile, dans la section globale du voile.*

- *A_{min} = 0,10% de la section du voile, dans la zone courante.*

- $\phi_l = \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $St = \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$

- Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par 1m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

- **20φ** : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- **40φ** : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

- Le long des joints de reprise de coulage. L'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_s} \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel ETABS V18, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

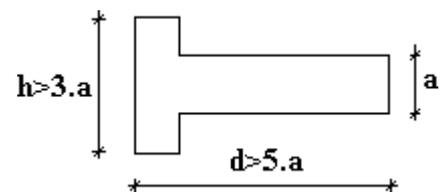
Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol	1379.80	585.20	109.24	637.34	-118.14	627.56	249.82
Entre sol							
Rdc							

Tableau V 20: Sollicitations maximales dans les voiles Vx2 ; Vx4 (0,25 x 1,7)

- **Ferraillage :**

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \leq 5a$
- L'épaisseur a du mur :



- $a \leq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
- $a \leq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
- $a \leq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$
<i>Pour $\lambda \leq 50$</i> <i>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V 21: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

a. Niveaux de vérification : [HEN,99]

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

– Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$

– Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

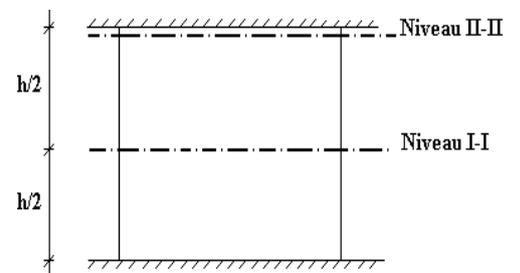


Figure V 9: Niveaux de vérification

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

b. Aciers minimaux : [HEN,99]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Espacement maximal entre axes</i>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<i>Acier minimal</i>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
<i>Pourcentage minimal</i>	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ <p><i>par moitié sur chaque face</i></p> <p>Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive</p> <p>$\theta = 1$ pour un voile intermédiaire</p>	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$ <p>ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée</p>

Tableau V 22:Aciers verticaux et aciers horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du mur considéré.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements) [HEN,99] , [DAV,95]

	<i>Nombres d'armatures transversales</i>	<i>Diamètre ϕ_t</i>
$\phi_l \leq 12mm$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 mm < \phi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20mm < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

Tableau V 23:Aciers transversaux

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

f. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

Procédure de Ferrailage des Trumeaux

VI.4.4.1. Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91**[BAEL,91] et **RPA 99**[RPA,03].

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

VI.4.4.2. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires [HEN,99]

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes [HEN,99].

- Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Nota:

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **SAP 2000** (il s'agit des contraintes S_{22})
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Dans notre cas les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes de traction importantes (ici G+Q+E)

Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} \pm \frac{M l_t}{I} & (traction) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (compression) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N : effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée [HEN,99]:

Le **DTU 23.1,art 4.224** permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur

L_i est tel que :

$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad \text{[RPA,03]}$$

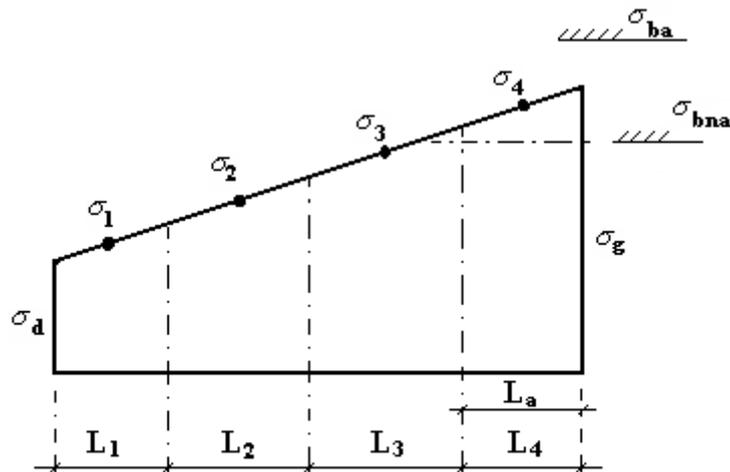
h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i .

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.

- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.



Section rectangulaire entièrement comprimée

2^{ème} cas :Section Partiellement Tendue [HEN,99]:

Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir 1^{er} cas.

- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d’aciers par unité de longueur, celle ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d’acier :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b.L_i$ où b : épaisseur du voile

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S

VI.4.4.3. Aciers horizontaux :

$$A_{hl} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25 \quad [\text{DAV},95]$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le fichier out put de *SAP 2000*

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

VI.4.4.4. Aciers supplémentaires et dispositions constructives

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

<i>Aciers de peau</i>	<i>Unité</i>	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Section minimale</i>	cm^2	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
<i>Espacement maximal</i>	m	0,5	0,33

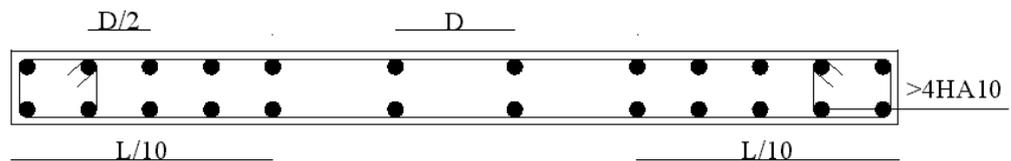
Tableau V 24: Aciers supplémentaires

VI.4.4.5. Préconisation du règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003)

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de la moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm .



Disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile $0,15\%$
- En zone courante $0,10\%$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

deux valeurs suivantes :

$$S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Exemple de calcul :

pour le voile du RDC on a les données suivantes :

-L = 1.7 m ; a = 0.25 m. ; he= 5.04 – 0.45 = 4.59m

-Calcul du ferrailage :

- Aciers verticaux :

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i = \frac{h_e}{2} = 2.295m$, donc notre voile est décomposer a quatre bandes de 2.295m

➤ $S_i = a.l_i$ avec : - a : l'épaisseur du voile.

- l_i : la longueur de la bande.

Donc : $S_i = 0.25 \times 2.295 = 0.574 \text{ m}^2$

➤ Détermination des différents positions :

-1^{er} position : $l_1 = L - (l / 2) = 1.7 - (2.295 / 2)$

$l_1 = 0.55 \text{ m}$

-2^{ème} position : $l_2 = l_1 - l = 0.55 - 2.295$

$$l_2 = -1.74\text{m}$$

-3^{ème} position : $l_3 = l_2 - l = -1.74 - 2.295$

$$l_3 = -4.03\text{m}$$

-4^{ème} position : $l_4 = l_3 - l = -4.03 - 2.295$

$$l_4 = -6.33\text{m}$$

- Détermination des longueurs (Tendue et comprimée)

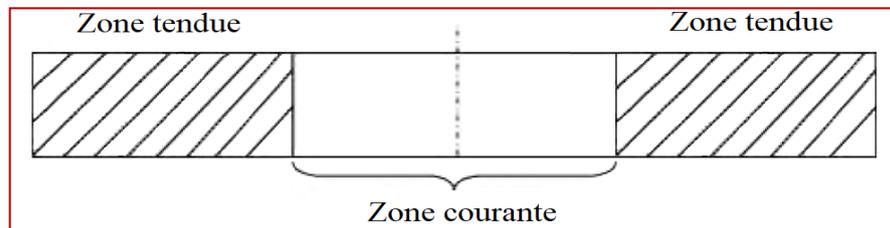


Figure V 10: Zone courante et tendue dans les voiles

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_t : \text{Longueur de la zone tendue.} \\ l_c : \text{Longueur de la zone comprimée.} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC. \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET. \\ \sigma_{max} > 0 ; \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{118.14 \times 10^{-3}}{1,7 \times 0,25} + \frac{627.56 \times 10^{-3}}{0.102} \times 0.85 = 5.50\text{MPa} \\ \sigma_2 = \frac{118.14 \times 10^{-3}}{1,7 \times 0,25} - \frac{627.56 \times 10^{-3}}{0.102} \times 0.85 = -4.93\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} l_t = 0.8 \text{ m} \\ l_c = 0.09\text{m} \end{cases}$$

- Contrainte moyenne par bande σ_j

$$\text{On a : } \sigma_i = l_i \frac{\sigma_2}{L_t}$$

avec : - σ_j : la contrainte moyenne.

- l_i : la position

- σ_2 : la contrainte tirer du sap2000 (soit S22)

- L_t : la longueur tendue, dans notre cas $L_t=L$

(voile entièrement tendu)

Donc : $\sigma_i = 2.88 \text{ MPa}$

➤ Force de traction F_t :

On a : $F_t = \sigma_i S_i$ avec : - S_i : la section du voile.

- σ_i : la contrainte moyenne.

Donc : - $F_{t1} = 2.88 \times 0.425 \times 10^3 = 1225.6 \text{ KN}$

➤ Section d'acier :

On a : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ avec : - F_t : la force de traction

$$\text{- } \sigma_s : \text{contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Donc : - $A_{s1} = \frac{122.56}{400} \times 10^{-3} = 3.06 \text{ cm}^2$

- Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [RPA,03] :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \quad \bar{V} = 1.4 V_u^{cal} ; \quad \bar{V} = S_{12} . a . 1$$

Donc :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{(249.82 \times 10^{-3})}{400} 1.4 = 961.81 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 9.61 \text{ cm}^2$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

-Aciers horizontaux :

➤ Calcul de AH₁ :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1,4 V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 249,82 \times 10^{-3}}{0,25 \times 1,615} = 0,91 \text{ MPa}$$

❖ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$A_h = \frac{0,91 \times 0,25 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,43$$

- **Armature minimales en zone tendue et zone comprimée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0,2\% (e \times l_t) = 0,2\% (0,25 \times 0,8) = 4,02 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0,10\% (e \times l_c) = 0,1\% (0,25 \times 0,09) = 0,23 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile (RPA99/V2003)**

$$A_{min} = 0,15\% (e \times l) = 0,15\% (0,25 \times 1,7) = 6,38 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm}) = 0,3 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Les tableaux suivants résument les résultats de ferrailage des armatures des différents voiles.

<i>Niveau</i>	<i>Sous-Sol Entre sol Rdc</i>	<i>Etage 1 +2</i>	<i>Etage 3 et 4</i>	<i>Etage 5 et 6+7</i>	<i>Etage 8+9 10</i>
<i>Section</i>	0,25 x 1,7	0,15 x 1,7	0,15 x 1,7	0,15 x 1,7	0,15 x 1,7
<i>N(KN)</i>	-118.14	121.17	162.98	70.54	118.53
<i>M(KN.m)</i>	627.56	146.28	303.43	146.69	158.53
<i>V(KN)</i>	249.82	160.88	133.53	128.92	80.18
<i>τ(MPa)</i>	0.91	0.98	0.81	0.79	0.49
<i>$\bar{\tau}$(MPa)</i>	5	5	5	5	5
<i>A_{cal}(cm²)</i>	11.46	0.73	2.76	1.39	0.96
<i>A_{min}(cm²)</i>	6.38	3.83	3.83	3.83	3.83
<i>L_t</i>	0.8	0.65	0.72	0.73	0.67
<i>A_{min}^{tendu}(cm²)</i>	4.02	1.95	2.16	2.2	2.01
<i>N^{barre}/face</i>	6HA16	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
<i>$A_{z.tendu}$</i>	12.06	4.52	4.52	4.52	4.52
<i>St (cm)</i>	20	20	20	20	20
<i>L_c</i>	0.09	0.4	0.26	0.23	0.36
<i>A_{min}^{comp}(cm²)</i>	0.23	0.6	0.39	0.35	0.54
<i>$A_{z.compr}$</i>	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
<i>N^{barre}/face</i>	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
<i>σ_j(MPa)</i>	2.88	-1.48	-2.73	-1.29	-1.56
<i>Ft (KN)</i>	1225.5	379.31	698.44	329.4	398.28
<i>A_v (cm²)</i>	9.61	6.19	5.14	4.96	3.08
<i>A_h^{cal}(cm²)</i>	1.43	0.92	0.76	0.74	0.46
<i>A_h^{min}(cm²)</i>	0.75	0.45	0.45	0.45	0.45
<i>A_h^{adop}(cm²)</i>	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
<i>N^{barre}</i>	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
<i>St (cm)</i>	20	20	20	20	20

Tableau V 25:Ferrailage du voile Vx2 ;Vx4 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-Sol Entre sol Rdc	Etage 1 +2	Etage 3 et 4	Etage 5 et6+7	Etage 8+9 10
Section	0,25 x 2,5	0,15 x 2,5	0,15 x 2,5	0,15 x 2,5	0,15 x 2,5
N(KN)	-891.45	-231.218	194.34	67.38	-44.28
M(KN.m)	1611.19	798.03	237.54	369.053	271.79
V(KN)	460.21	340.53	214.96	190.91	156.072
τ (MPa)	1.15	1.41	0.89	0.79	0.65
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	28.77	11.54	0.02	3.07	3.46
$A_{min}(cm^2)$	9.38	5.63	5.63	5.63	5.63
L_t	0.96	1.1	0.82	1.15	1.17
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	4.81	3.3	2.47	3.46	3.5
$N^{barre}/face$	10HA20	6HA16	4HA14	4HA14	4HA14
$A_{z.tendu}$	31.42	12.06	6.16	6.16	6.16
St (cm)	20	20	20	20	20
L_c	0.58	0.3	0.85	0.19	0.17
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	1.44	0.45	1.28	0.29	0.25
$A_{z.compr}$	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
$N^{barre}/face$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
σ_j (MPa)	4.51	3.17	-1.27	-1.36	0.98
Ft (KN)	2824.87	1188.85	479.38	510.24	370.43
$A_v(cm^2)$	17.71	13.11	8.27	7.35	6
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.79	1.32	0.84	0.74	0.61
$A_h^{min}(cm^2)$	0.75	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}(cm^2)$	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
N^{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V 26:Ferrailage du voile Vy1,Vy3 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-Sol Entre sol Rdc	Etage 1 +2	Etage 3 et 4	Etage 5 et6+7	Etage 8+9 10
Section	0,25 x 1,8	0,15 x 1,8	0,15 x 1,8	0,15 x 1,8	0,15 x 1,8
N(KN)	-415.31	190.7	248.19	116.09	-8.36
M(KN.m)	585.41	203.35	37.04	133.94	55.07
V(KN)	241.6	153.45	119.19	122.29	81.27
τ (MPa)	0.84	0.88	0.69	0.7	0.47
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	14.06	0.58	-2.67	0.48	0.92
$A_{min}(cm^2)$	6.75	4.05	4.05	4.05	4.05
L_t	0.71	0.65	0.45	0.67	0.86
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	3.54	1.94	1.36	2	2.58
$N^{barre}/face$	8HA16	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$A_{z.tendu}$	16.08	4.52	4.52	4.52	4.52
St (cm)	20	20	20	20	20
L_c	0.38	0.51	0.9	0.47	0.08
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0.96	0.76	1.34	0.7	0.12
$A_{z.compr}$	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
$N^{barre}/face$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
σ_j (MPa)	3.09	-1.96	-1.15	-1.26	0.37
Ft (KN)	1390.99	529.61	309.92	339.32	100.14
$A_v(cm^2)$	9.3	5.9	4.58	4.7	3.13
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.3	0.83	0.64	0.66	0.44
$A_h^{min}(cm^2)$	0.75	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}(cm^2)$	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
N^{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V 27:Ferrailage du voile Vx3 ;Vx1dans tous les niveaux

Niveau	Sous-Sol Entre sol Rdc	Etage 1 +2	Etage 3 et 4	Etage 5 et6+7	Etage 8+9 10
Section	0,25 x 1,7	0,15 x 1,7	0,15 x 1,7	0,15 x 1,7	0,15 x 1,7
N(KN)	131.54	501.04	469.81	277.23	11.55
M(KN.m)	398.76	111.038	191.58	250.88	188.95
V(KN)	324.6	167.007	140.25	153.62	123.06
τ (MPa)	1.19	1.02	0.86	0.94	0.75
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	4.61	-4.59	-2.86	0.48	2.82
$A_{min}(cm^2)$	6.38	3.83	3.83	3.83	3.83
L_t	0.77	0.19	0.26	0.58	0.84
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	3.85	0.56	0.78	1.75	2.51
$N^{barre}/face$	6HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$A_{z.tendu}$	6.79	4.52	4.52	4.52	4.52
St (cm)	20	20	20	20	20
L_c	0.16	1.33	1.18	0.53	0.03
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0.4	1.99	1.77	0.8	0.04
$A_{z.compr}$	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
$N^{barre}/face$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
σ_j (MPa)	-1.96	-2.73	-3.16	-2.82	-1.35
Ft (KN)	832.3	696.98	807.89	719.95	344.99
$A_v(cm^2)$	12.49	6.43	5.39	5.91	4.73
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.86	0.96	0.8	0.88	0.7
$A_h^{min}(cm^2)$	0.75	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}(cm^2)$	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
N^{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V 28:Ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Schéma de ferrailage

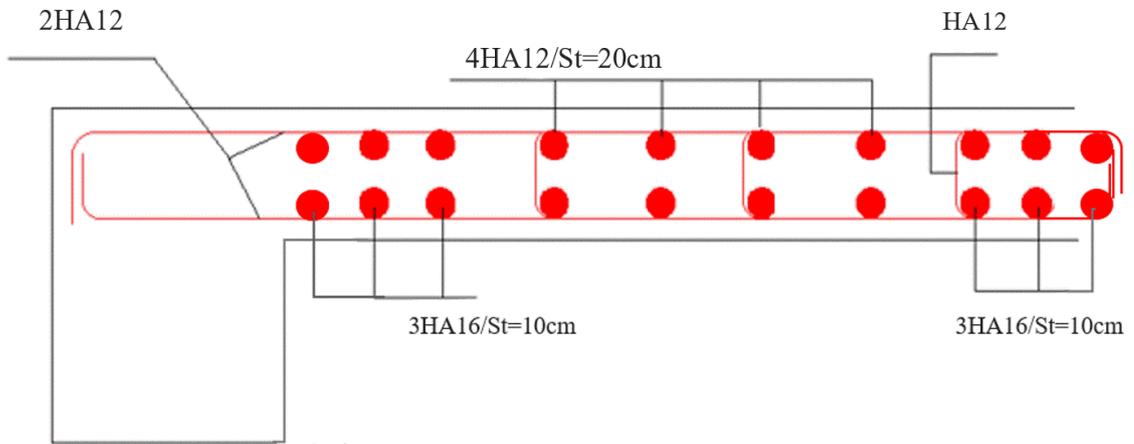


Figure V 11:Schéma de ferrailage du voile Vx2 ;Vx4. (niveau RDC.)

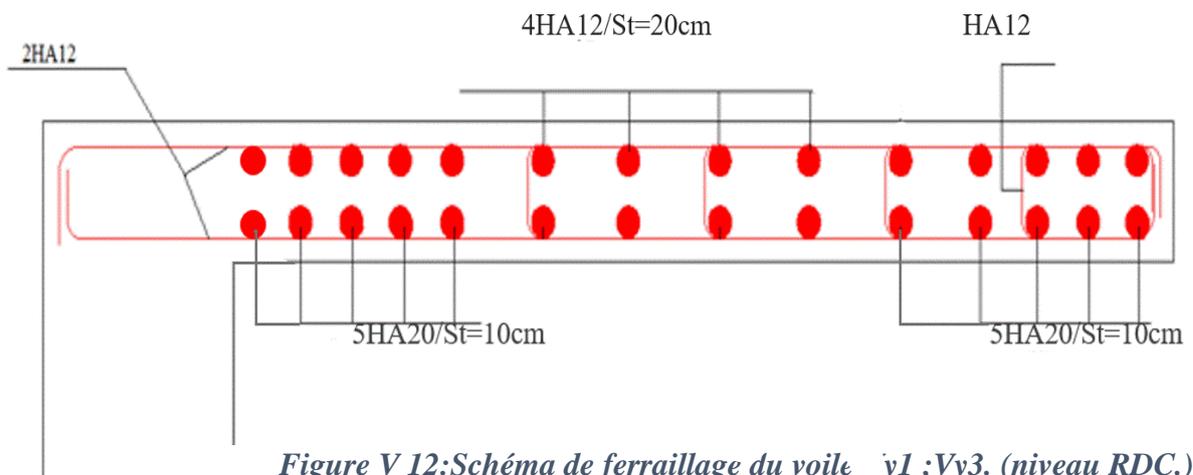


Figure V 12:Schéma de ferrailage du voile Vy1 ;Vy3. (niveau RDC.)

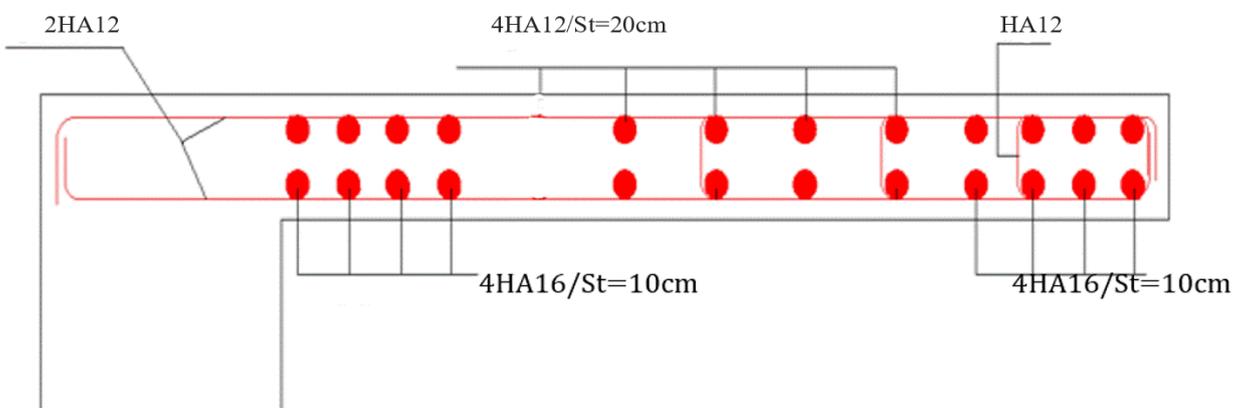


Figure V 13:Schéma de ferrailage du voile Vx1 ;Vx3. (niveau RDC.)

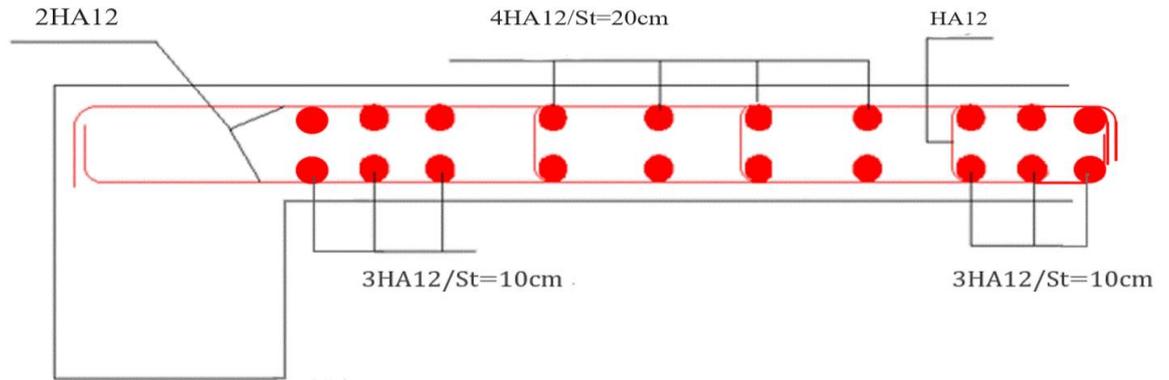
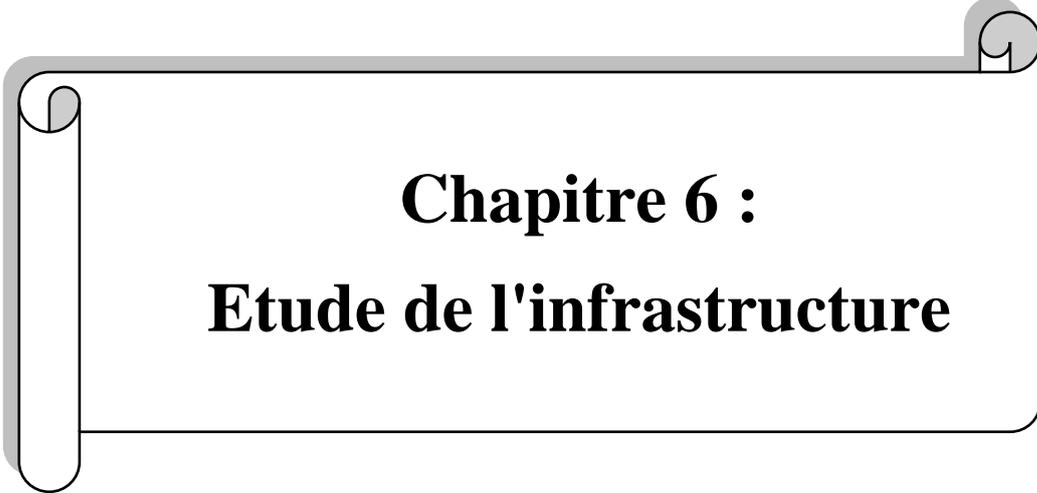


Figure V 14:Schéma de ferrailage du voile Vy2. (niveau RDC.)



Chapitre 6 :
Etude de l'infrastructure

1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple). Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage. Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- Les dimensions des trames
- La profondeur d'ancrage

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (Semelle sous pieux)

VI.2 Combinaison de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad \text{RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1.}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{cases} \quad \text{DTR BC2.33.}$$

VI.3 Caractéristiques du sol d'assise

Afin de mettre en sécurité une fondation, il faut avoir une bonne connaissance des caractéristiques des lieux d'implantation de la construction . Ainsi il est indispensable d'avoir des renseignements précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. D'après les résultats des essais et les caractéristiques donnés par le rapport du sol, on a tiré les résultats suivants :

$$D = 2,8 \text{ m} ; Q_{adm} = 1,6 \text{ bar} ; \varphi = 6^\circ ; \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 ; C = 0,46$$

VI.4 Choix du type de fondation

On doit faire des vérifications pour savoir quel type de fondation convient à notre structure.

VI.4.1. Vérification de la semelle isolée

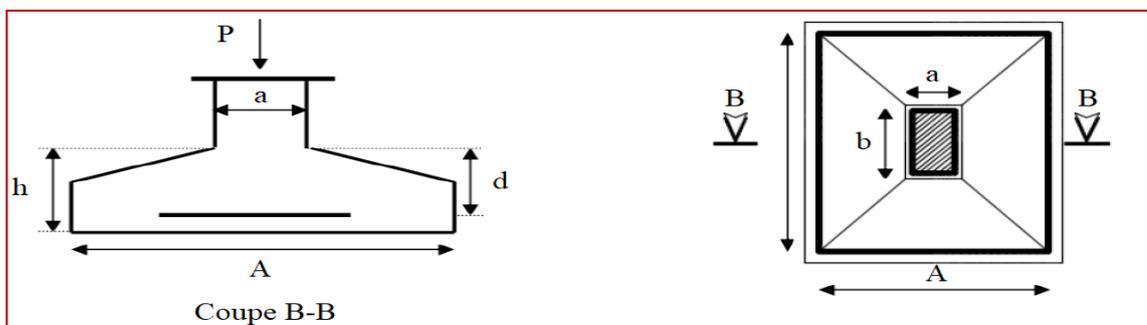


Figure VI 1: Semelle isolée

Tel que : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (A)$

Avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel ETABS V16.

S : Surface d'appui de la semelle (S = A × B)

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \text{ avec } (a, b = \text{dimensions d'avant poteau}).$$

On remplace (A) dans (B) $\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}}$

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2610.55 \times 0.65}{160 \times 0.65}} \rightarrow B \geq 4.04 \text{ cm}$$

En tenant compte des distances entre axes des poteaux (dans notre cas $L_{min} = 1.65 \text{ m}$) on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause des chevauchements des semelles. Donc on passe à la vérification des semelles filantes.

VI.4.2 Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit vérifier la semelle filante qui nous semble être la plus sollicitée. Pour notre cas on vérifie la semelle intermédiaire.

a) **Dans le sens X-X :**

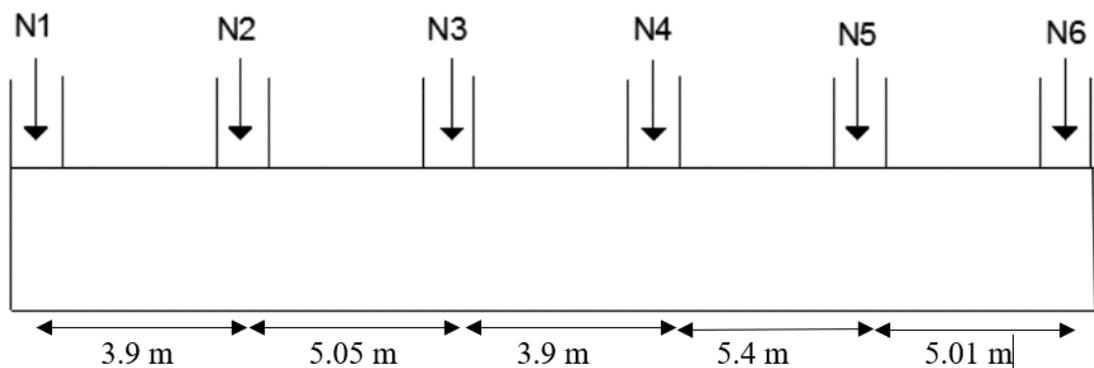


Figure VI 2: Semelle filante dans le sens X-X

On a : $B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$

Ni : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$N1 = 1141.208 \text{ KN};$

$N2 = 2610.5509 \text{ KN}$

$N3 = 2180.9538 \text{ KN};$

$N4 = 2155.9234 \text{ KN}$

$N5 = 1709.204 \text{ KN}$

$N6 = 1023.8925 \text{ KN}$

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=6} = 10821.7375 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ Bars}$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{10821.7375}{23.26 \times 160} = 2.9m$$

En tenant compte des distances entre les axes des poteaux (dans notre cas $L_{\min} = 3.6m$), on remarque que l'utilisation des semelles filante est impossible à cause des chevauchements des semelles ; il reste de voir le sens Y-Y

b) Dans le sens Y-Y :

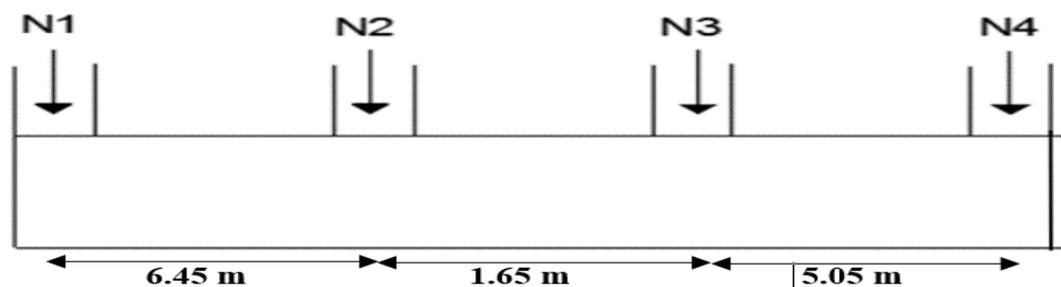


Figure VI 3: Semelle filante dans le sens Y-Y

$$\text{On a : } B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N1 = 1950.8827 \text{ KN};$$

$$N2 = 2180.9583 \text{ KN}$$

$$N3 = 1544.4811 \text{ KN};$$

$$N4 = 1470.224 \text{ KN}$$

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=6} = 7146.5461 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ Bars}$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{7146.5461}{13.15 \times 160} = 3.39m$$

En tenant compte des distances entre les axes des poteaux (dans notre cas $L_{\min} = 1.65m$), on remarque que l'utilisation des semelles filante est impossible à cause des chevauchements des semelles. Donc on passe à la vérification du radier.

VI.4.3. Radier général

Les deux premières vérifications ne sont pas faites ! ce qui signifie que les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre- axes des poteaux. Donc on opte pour un radier général comme type de fondation pour notre ouvrage.

Il est choisi par rapport à ces trois caractéristiques suivantes :

- Les poteaux rapprochés (comme notre cas).
- Un mauvais sol.
- Charge importante transmise au sol.

➤ **Pré dimensionnement :**

On doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ **Condition de coffrage :**

On a : h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 6.70$ m).

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{670}{20} = 33.5 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{670}{10} = 67 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que utilise la notion de la longueur élastique : $\frac{\pi}{2} L_e$

$$\geq L_{max} ; L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

E : Module de Young ($E = 3,21 \times 10^7$ KN/m²).

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de raideur du sol : $K = 4 \times 10^4$ KN/m³ (Sol moyen).

b : largeur de la semelle.

$$I = \frac{b \times h_N^3}{12} \rightarrow \sqrt[4]{\frac{E b h_N^3}{3 \times K \times B}} \geq \frac{2}{\pi} L_e ; \quad h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 6.7^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,21 \times 10^7}} = 107.35 \text{ cm}$$

On prend : $h_N = 110 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3,21 \times 10^7 \times 1.1^3}{4 \times 10^4 \times 3}} = 4.34 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6,70 \leq \frac{\pi}{2} \times 4.34 = 6,82 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La largeur de la nervure

$$0,3 h_N < b < 0,7 h_N$$

Soit : $b = 60 \text{ cm}$

✓ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{Sol}} \rightarrow S_{rad} = \frac{37277.8043}{160} = 232.986 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{rad} = S_{batiment} = 232.986 \text{ m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_N = 110 \text{ cm} \\ \text{la largeur de la nervure : } b = 60 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{La surface du radier } S_{rad} = 232.986 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

4.3.2.2. Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification nécessite une satisfaction de la condition suivante dans les deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \\ \sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x,y) \end{array} \right.$$

D'après le logiciel "SOCOTEC" on a tiré les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 4108.24 \text{ m}^4 ; I_y = 9994.73 \text{ m}^4 ; X_G = 9.93 \text{ m} ; Y_G = 6.69 \text{ m}$$

Selon l'ETABS 18 : $M_x = 5955.1785 \text{ KN.m}$; $M_y = 39558.8656 \text{ KN.m}$

L'effort normal N et le moment M sont tirés à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

$$N' = P_{radier} + P_{nervure} + N$$

$$P_{radier} = 25 \times 0.4 \times 232.986 = 2329.86 \text{ KN}$$

$$P_{nervure} = 25 \times 0.6 \times (1 - 0.4) \times 171.94 = 1547.46 \text{ KN}$$

$$N' = 37277.8043 + 2329.86 + 1547.46 = 41155.1243 \text{ KN}$$

✓ Sens x-x

Données :

$$N' = 41.1551243 \text{ MN} ; M_x = 5.96 \text{ MN.m} ; I_x = 4108.24 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{41.1551243}{232.986} + \frac{5.96 \times 6.69}{4108.24} = 0.186 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{41.1551243}{232.986} - \frac{5.96 \times 6.69}{4108.24} = 0.167 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \text{On trouve : } \sigma_{moy} &= \frac{3 \times 0.186 + 0.167}{4} = 0.181 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{Sol} \\ &= 0,16 \text{ MPa} \dots \text{Pas Vérifiée} \end{aligned}$$

Sens y-y

Données :

$$N' = 41.1551243 \text{ MN} ; M_y = 39.56 \text{ MN.m} ; I_y = 9994.73 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{41.1551243}{232.986} + \frac{39.56 \times 9.93}{9994.73} = 0.126 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{41.1551243}{232.986} - \frac{39.56 \times 9.93}{9994.73} = 0.14 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{min} = \frac{3 \times 0.126 + 0.14}{4} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On constate que la contrainte moyenne, selon les deux sens, est supérieure à la contrainte du

Sol admissible. Il faudrait donc augmenter la section du radier. Dans ce cas un débord est nécessaire.

Le débord « D », doit vérifier la condition suivante.

$$D \geq \max\left(\frac{hr}{2}; 30\text{cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{40}{2}; 30\text{cm}\right), \text{ on opte pour } D= 50 \text{ cm}$$

La nouvelle surface du radier à prendre en compte, est donc $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_D = 324.324\text{m}^2$

Les nouvelles caractéristiques géométriques du radier sont donc comme suit :

$$\begin{cases} I_x = 4700.87 \text{ m}^4 & | X_G = 10.18 \text{ m} \\ I_y = 11137.3182\text{m}^4 & | Y_G = 6.94 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Sens x-x**

Données :

$$N = 42.0685043 \text{ MN} \quad ; \quad M_x = 5.96 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = 0.138 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = 0.121 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} &= \frac{3 \times 0.138 + 0.121}{4} = 0.133 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \\ &= 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérfiée} \end{aligned}$$

Sens y-y

Données :

$$N = 42.0685043 \text{ MN}; \quad M_y = 39.56 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = 0.166 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = 0.093 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{3 \times 0.166 + 0.093}{4} = 0.147 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1)$$

Nous considérons que la largeur du radier est $b = 1\text{m}$.

$$V_d = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2S} \rightarrow V_d = \frac{51281.43 \times 6.70}{2 \times 324.324} = 529.69 \text{ KN}$$

$$\text{De (1)} \rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}} = \frac{529.69 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,21 \text{ m}$$

Donc on prend : $d = 35 \text{ cm}$

$$\tau_u = 1,5134 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

La vérification à la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant est nécessaire, elle s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL99 (article A.5.2,41)}$$

N_d : effort normal de calcul à l'ELU.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau de feillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(65 \times 65)cm^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 1,1 = 1,75 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,65 + 1,1 = 1,75 \text{ m} \end{cases} \rightarrow U_c = 7 \text{ m}$$

Donc : $N_d = 3.6010779 \text{ MN} \leq 0.045 \times 7 \times 1.1 \times \frac{25}{1.5} = 5.775 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Pas de risque de poinçonnement

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique**

On doit vérifier la condition suivante : $N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

f_s : 1,15 (coefficient de sécurité).

γ_w : 10KN/m³(Poids volumique de l'eau).

S_{rad} : 324.324 m²(Surface du radier).

H : 2,8 m (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 41155.1243 \text{ KN} \geq 1,15 \times 2,8 \times 324.324 \times 10 = 10443.2328 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

➤ **Vérification à la stabilité au renversement**

Selon le RPA (ART 10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

– Sens X – X : $e = \frac{5.96}{42.0685043} = 0.142 < \frac{23.26}{4} = 5.81 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

– Sens Y – Y : $e = \frac{39.56}{42.0685043} = 0.94 < \frac{13.15}{4} = 3.28 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

VI.4.4. Ferrailage du radier général

Le radier est une fondation superficielle qui travaille comme un plancher renversé, et qui se calcul à la flexion simple. On ferraille le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

✓ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec : N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

On a: $N_u = N_{ucal} + N_{rad}$

$N_{rad} = 1,35G = 1.35(0.4 \times 324.324 \times 25) = 4378.374 \text{ KN}$

Donc : $N_u = 51281.43 + 4378.374 = 55659.804 \text{ KN}$

$$Q_u = \frac{55659.804}{324.324} = 171.61 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité :

$$\begin{cases} L_x = 5.40 - 0.65 = 4.75 \text{ m} \\ L_y = 6.70 - 0.65 = 6.05 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.78 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0584 \times 171.61 \times 4.75^2 \\ M_{0y} = 0.5608 \times 226.12 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 226.12 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 126.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés -**

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 192.202 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 107.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -113.06 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

- **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur $\geq 12\text{cm}$ et $\rho > 0,4$.

$$\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0,0008$$

Localisation		M(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Nbre de barres	St (cm)
Travée	X-X	192.202	15.28	3.552	18.15	6HA20	15
	Y-Y	107.78	8.38	3.2	9.24	6HA14	15
Appui		-113.06	8.8	3.552	9.24	6HA14	15

Tableau VI 5 : Section d'armature du radier

✓ **Vérification à l'ELS**

Avec : N_s : l'effort normal service donné par la structure.

$$N_s = 37277.8043 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{37277.8043}{324.324} = 114.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 168.56 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 115.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 143.276 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 98.0135 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -84.28 \text{ KN.m}$$

• Vérifications des contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	143.276	11.91	241631.039	7.06 < 15	Vérifiée	232.05 > 201.63	Pas vérifiée
	y-y	98.0135	8.97	140861.69	6.24 < 15	Vérifiée	302.99 > 201.63	Pas vérifiée
Appui		-84.28	8.97	140861.69	5.36 < 15	Vérifiée	260.53 > 201.63	Pas vérifiée

Tableau VI 6: Vérifications des contraintes à l'ELS

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

Localisation		M(KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)
Travée	x-x	143.276	0.492	0.33	21.01	25.13	8HA20	12
	y-y	98.0135	0.336	0.28	14.12	18.85	6HA20	17
Appui		-84.28	0.289	0.26	12.04	12.57	4HA20	17

Tableau VI 7: Section d'armature du radier à l'ELS

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'ELS :

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	143.276	13.57	308268.022	6.307 < 15	Vérifiée	170.31 < 201.63	vérifiée
	y-y	98.0135	12.10	190074.860	6.23 < 15	Vérifiée	200.33 < 201.63	vérifiée
Appui		-84.28	10.23	145745.650	5.9 < 15	Vérifiée	201.53 < 201.63	vérifiée

Tableau VI 8: vérifications de la contrainte de traction dans les aciers

• Vérification des espacements

$$St = 12 \leq \begin{cases} \min(2,5h_r ; 25 \text{ cm}) \\ \frac{100}{6} = 16.666 \end{cases}$$

Sens y - y : $St = 17 \text{ cm} < \min(3h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

✓ Schéma de ferrailage

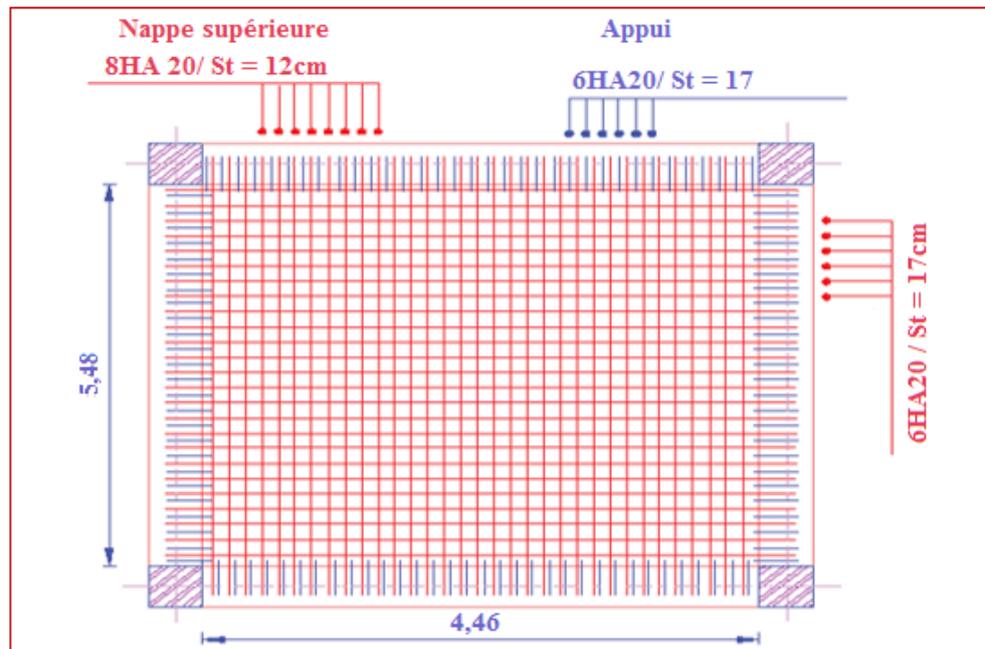


Figure VI 4: Schéma de ferrailage du radier

VI.4.5. Ferrailage du débord

Le débord se calcule comme une dalle pleine, dans notre cas la dalle repose sur trois appuis

Avec $(\rho = \frac{70}{281} = 0,25 < 0,4)$, donc il est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion.

• Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = 171.61 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = 114.94 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 21.45 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{2} = 14.37 \text{ KN.m}$$

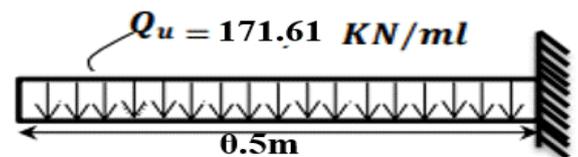


Figure VI 5: Schéma statique du débord

Les résultats du ferrailage du débord sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r (cm ² /m)	A _r adop (cm ² /m)
Nappe Inferieure	21.45	1.63	4,85	4HA14=6.16	1.54	2HA12 =2.26

Tableau VI 9: Tableau du ferrailage du débord

- Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q \times l = 85,80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,225 \leq \bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\right) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du débord :

Localisation	Ms (KN.m)	Aadop (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Nappe inférieure	14.37	6.16	7.5	14089.434	7.64 < 15	Vérifier	157.65 < 201.63	Vérifier

Tableau VI 10: Vérification des contraintes à l'ELS

- Schéma de ferrailage

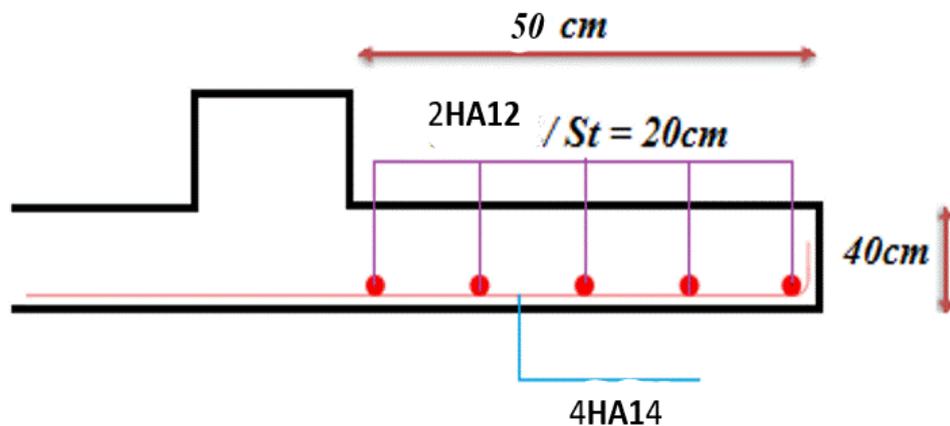


Figure VI 6: Schéma de ferrailage du débord

VI.5 Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier, La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

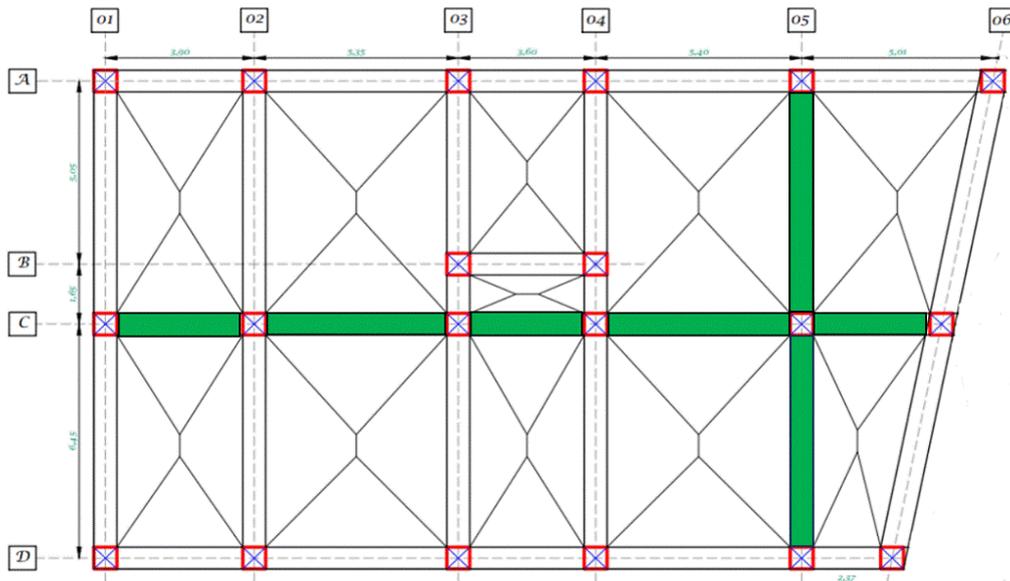


Figure VI 7: Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier

— La nervure la plus défavorable

Afin de simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties :

- q_m : Charges uniforme qui produisent le même moment maximum que la charge réelle.
- P : Charge répartie sur la surface du radier.
- q_v : Charges uniforme qui produisent le même effort tranchant maximal que la charge réelle

❖ Charge trapézoïdale

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \quad \text{avec : } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \text{ et } \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right]$$

❖ Charge triangulaire

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

: Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la meme travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad \text{: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

✓ **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens de calcul, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

• **Schéma statique équivalent**

Sens X-X :

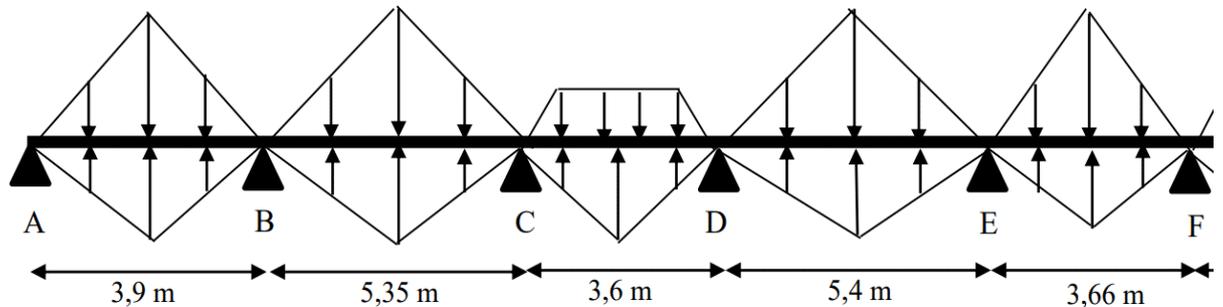


Figure VI 8: Schéma des Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x

Sens Y-Y :

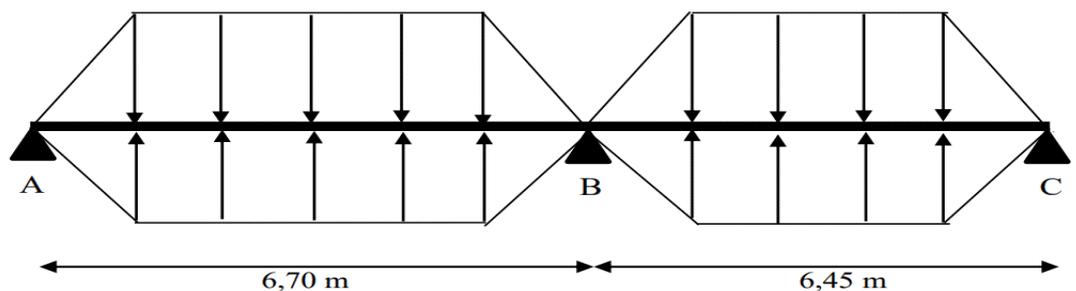


Figure VI 9: Schéma des Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y

$P_u = 171.61 \text{ KN/m}^2$
 $P_s = 114.94 \text{ KN/m}^2$

Sens X-X :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
$q_m^u \text{ (Kn/m)}$	446.18	612.075	224.48	617.796	418.728
$q_m^s \text{ (Kn/m)}$	298.844	409.95	226.13	413.784	280.45
$q_v \text{ (Kn/m)}$	446.18	612.075	418.05	617.796	418.728

Tableau VI 11: Les chargements sur les travées sens X-X

Sens Y-Y :

Chargement	Travée 1	Travée 2
q_m^u (Kn/m)	646.09	635.53
q_m^s (Kn/m)	432.74	425.66
q_v (Kn/m)	505.16	494.45

Tableau VI 12: Les chargements sur les travées sens Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
X-X	AB	3.9	446.18	0	800.352	1.442	463.959	643.443
	BC	5.35	612.075	1212.369	1054.992	2.731	1070.294	1671.622
	CD	3.6	224.48	377.295	377.295	1.793	16.653	587.896
	DE	5.4	617.796	1054.992	1212.369	2.662	1134.386	1644.743
	EF	3.66	418.728	800.352	0	2.352	358.063	1146.362

Tableau VI 13: Sollicitation dans les nervures à l'ELU (X-X)

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	3.9	298.844	0	536.049	1.442	310.752
	BC	5.35	409.95	812.01	706.607	2.731	716.851
	CD	3.6	226.13	380.069	380.069	1.793	16.776
	DE	5.4	413.784	706.607	812.01	2.662	759.783
	EF	3.66	280.45	536.049	0	2.352	239.819

Tableau VI 14: Sollicitation dans les nervures à l'ELS(X-X)

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
Y-Y	1-2	6.7	646.09	0	3235.782	2.59	2167.15	1673.424
	2-3	6.45	635.53	3235.782	0	4.014	1885.067	2611.978

Tableau VI 15: Sollicitation dans les nervures à l'ELU (Y-Y)

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
Y-Y	1-2	6.7	432.74	0	2167.235	2.59	1451.52
	2-3	6.45	425.66	2167.235	0	4.014	1262.565

Tableau VI 16: Sollicitation dans les nervures à l'ELS (Y-Y)

VI.5.1. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

Détermination de la largeur b :

Sens x-x

On a : $h = 1\text{ m}$; $h_0 = 0,40\text{ m}$

$$b_0 = 0.60\text{ m} ; d = 0.95\text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots\dots \text{(CBA.Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min(2,7; 0,645) = 0,645\text{ m} \rightarrow b = 1,89\text{ m}$$

Donc on opte pour $b=1,85\text{ m}$

Sens y-y

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min(3,35; 0,36) = 0,36\text{ m} \rightarrow b = 1,32\text{ m}$$

Donc on opte pour $b=1,30\text{ m}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Choix des barres
X-X	Travée	1134.386	35.18	21.22	37.7	12HA20
	Appui	-1212.369	37.68	21.22	37.7	12HA20
Y-Y	Travée	2167.15	66	14.91	68.72	14HA25
	Appui	-3235.782	96.04	14.91	96.51	12HA32

Tableau VI 17: Ferrailages des nervure

- **Les vérifications nécessaires**

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

On a : $\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5\text{ MPa}$

Selon le sens(x) : $\tau_u = \frac{1671.622}{1.3 \times 0,95} = 1.35 MPa < 2,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le sens(y) : $\tau_u = \frac{2611.978}{1.85 \times 0,95} = 1.48 MPa < 2,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Vérification des contraintes

➤ **Vérification des contraintes**

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	759.783	21.23	3667524.112	4.39<15	Vérifiée	229.23<201.63	Pas vérifiée
	Appui	812.01	21.23	3667524.112	4.7<15	Vérifiée	244.996<201.63	Pas vérifiée
Y-Y	Travée	1451.52	31.68	5509482.614	8.34<15	Vérifiée	250.23<201.63	Pas vérifiée
	Appui	2167.23	37.31	7469947.004	10.82<15	Vérifiée	120.5<201.63	Vérifiée

Tableau VI 18: Vérification des contraintes à l'ELS

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes**

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

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_s ; \max(0.5F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right)$

On a : $\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A_{cat} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nbre de barres
Y-Y		1451.52	0.613	0.36	86.11	89.25	10HA25+5HA32
X-X	Travée	759.783	0.225	0.23	42.95	49.04	10HA25
	Appui	812.01	0.241	0.24	46.07	49.04	10HA25

Tableau VI 19: Vérifications des contraintes à l'ELS

➤ **Les armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$\phi_t \leq \left[\frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t^{max} \right] ; \phi_t \leq \min(28,57 ; 60 ; 32) \text{ mm} ; \text{ donc } \phi_t = 10 \text{ mm.}$

$A_{trans} = 8HA10 = 6.28 \text{ cm}^2$

On opte pour un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de peau :**

Vu la hauteur importante des nervures, il est indispensable de mettre des armatures de peau afin d'éliminer tous risques de fissuration du béton.

$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.002 (60 \times 100) = 12 \text{ cm}^2$

Soit : 6HA 16 = 12.06 cm²

• **Schéma de ferrailage**

Sens x-x :

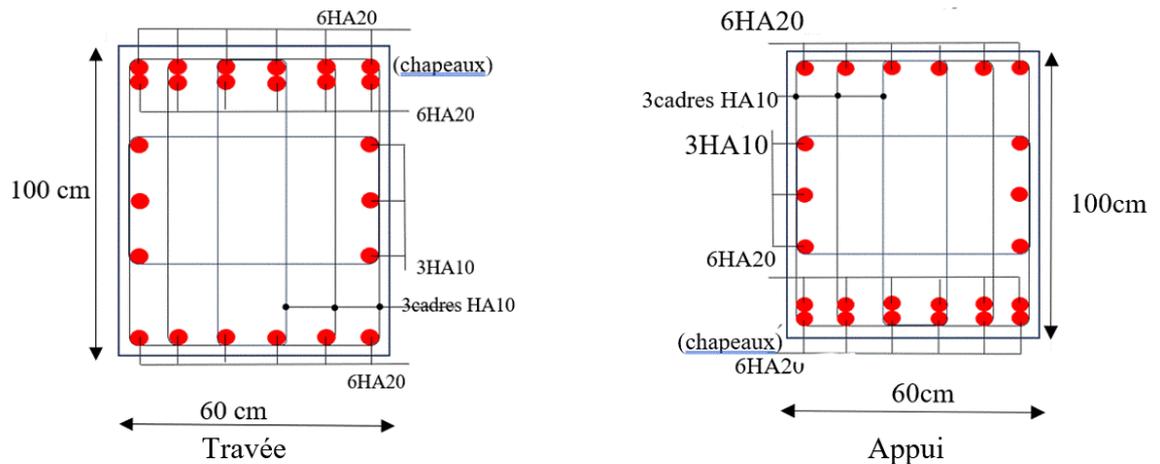


Figure VI 10 : Schéma ferrailage de la nervure selon x-x

Sens y-y :

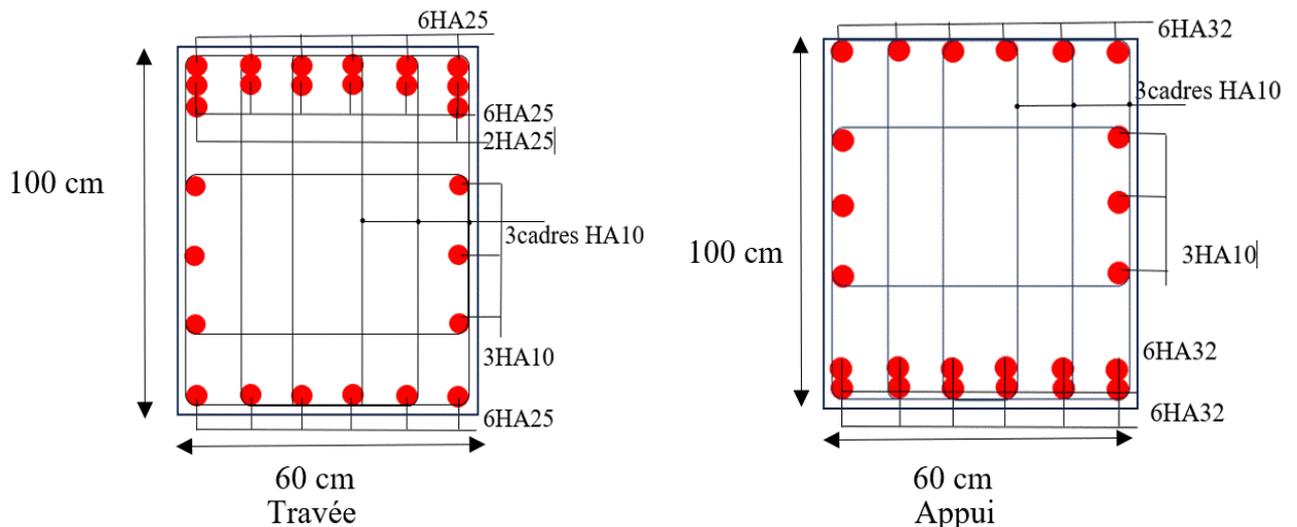


Figure VI 11: Schéma ferrailage de la nervure selon y-y

VI.6. Etude du voile périphérique

VI.6.1. Introduction

Selon le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

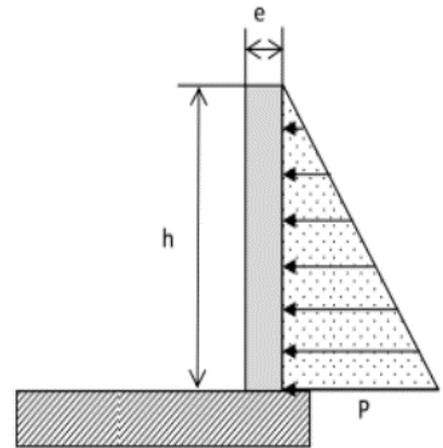
- ✓ Une épaisseur minimale de 15cm.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.2. Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h = 3.23$ m.
- Longueur $L = 2.5$ m.
- Epaisseur : $e = 25$ cm

VI.6.3. Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma_h = 18$ KN/m³
- Angle de frottement : $\varphi = 6^\circ$
- Cohésion : $C = 0,46$ bars.



• **Evaluation des charges et surcharges**

➤ **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Figure VI 12: Poussée des terres sur les voiles périphériques}$$

$$G = 3,23 \times 18 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{6}{2} \right) - 2 \times 0,46 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{6}{2} \right) = 46.31 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10$ KN/m²

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 8,11 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.4 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable. L'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

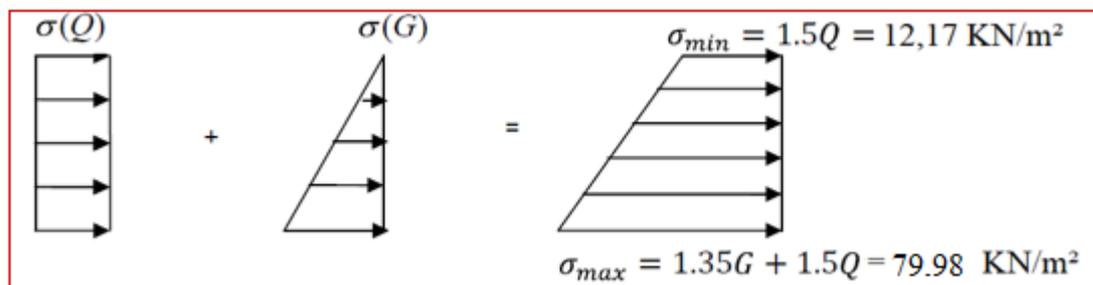


Figure VI 13: Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 63,03 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 63,03 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques :

$$\begin{cases} l_x = 2.5 \text{ m} \\ l_y = 3.23 \text{ m} \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

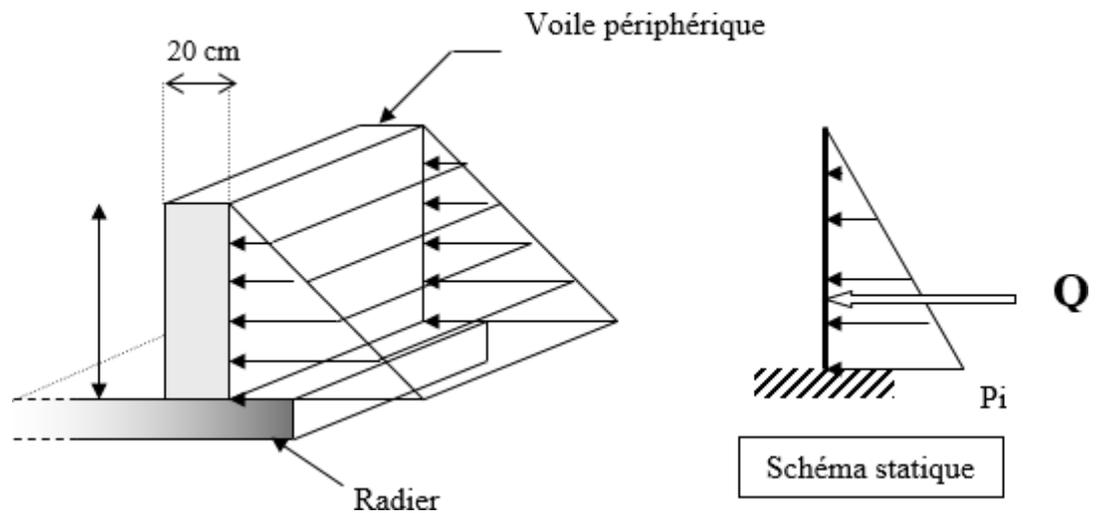


Figure VI 14: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

➤ Les moments isostatiques

$$\rho = \frac{2.5}{3.23} = 0.77 > 0,4 \rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.544 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0596 \times 63,03 \times (2.5)^2 = 23.47 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.544 \times 23.47 = 12.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_x = 0,85 \times M_{0x} = 19.94 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,85 \times M_{0y} = 10.85 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -11.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	19.94	0.000149	0.000186	3068.27	0.186	2.5	4HA12 =4.52
	y-y	10.85	0.0000813	0.000101	3068.37	0.101	2.5	4HA12 =4.52
Appui		-11.74	0.0000879	0.00011	3068.36	0.11	2.5	4HA12 =4.52

Tableau VI 20: Ferrailage des voiles périphérique



Espacements

$$\begin{cases} \text{(Sens x : } S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{(Sens y : } S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$



Vérifications nécessaires

$\rho = 0.77 > 0,4$ avec $e = 25 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho)b \times e = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.77)100 \times 25 = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 2 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{63.03 \times 2.5}{2} \times \frac{(3.23)^4}{(2.5)^4 + (3.23)^4} = 57.97 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{63.03 \times 3.23}{2} \times \frac{(2.5)^4}{(2.5)^4 + (3.23)^4} = 26.88 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.027 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ Vérification à l'ELS

$$\rho = 0.77 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.671 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 58.35 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{min} = Q = 8.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3(58.35) + 8,11}{4} = 45.79 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 45.79 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0.0661 \times 45.79 \times (2.5)^2 = 18.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.671 \times 18.91 = 12.7 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 \times M_{0x} = 16.07 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 \times M_{0y} = 13.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -9.45 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_s ; \max(0.5F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right)$$

$$\text{On a : } \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	Observation
Travée	x-x	16.07	19.73	5845301.05 1	0.054	Vérifiée	11.84	vérifiée
	y-y	13.66	19.73	5845301.05 1	0.054	Vérifiée	10.06	vérifiée
Appui		-9.45	19.73	5845301.05 1	0.054	Vérifiée	6.96	vérifiée

Tableau VI 21: Vérifications des contraintes à l'ELS

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

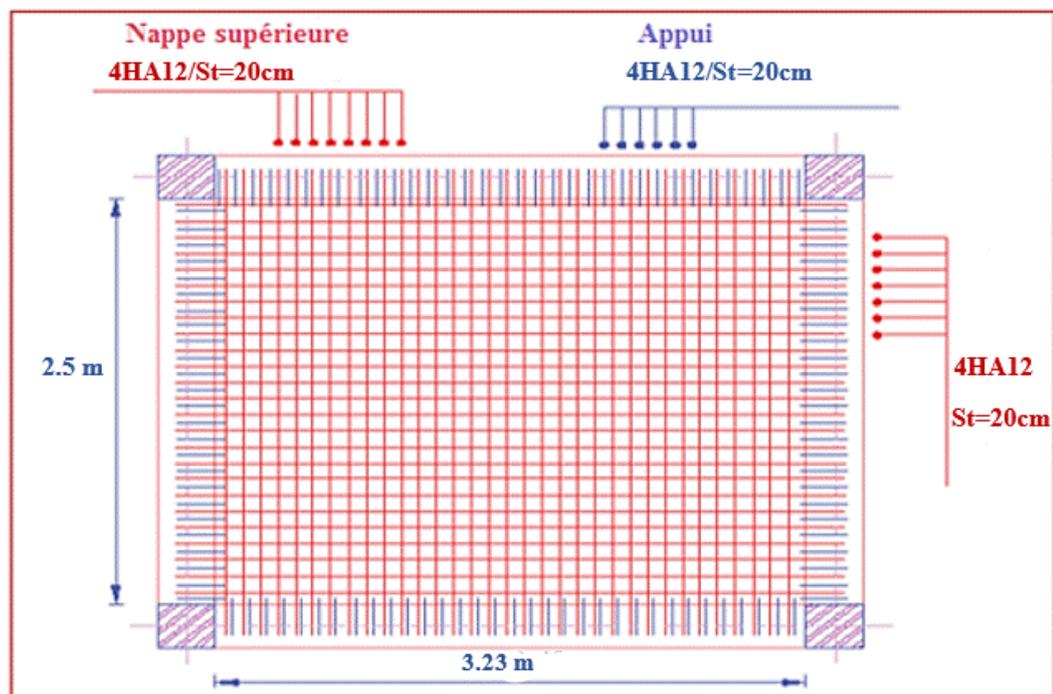


Figure VI 15: Schéma de ferrailage voile périphérique

Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît:

- La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- La réduction du tassement différentielle.
- La facilité d'exécution

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de cette structure nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et 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'autre part, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure (éléments secondaires ou structuraux), ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La forme irrégulière et l'aspect architectural du bâtiment sont des facteurs négatifs qui ont augmenté la complexité du comportement de la structure.
- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été testés, mais vu les contraintes architecturales on obtient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la disposition de la structure, ce qui ramène à l'étude d'un radier.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Conclusion générale

Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre surtout du côté de la pratique dans nos futures postes de travail, cependant, l'expérience et la recherche de la solution optimal nous fera toujours aboutir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Règlements :

- [1] : **BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites.
- [2] : **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne
- [3] : **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] : **D.T.U " EUROCODE 2"**.

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

- **Autres documents consultés :**

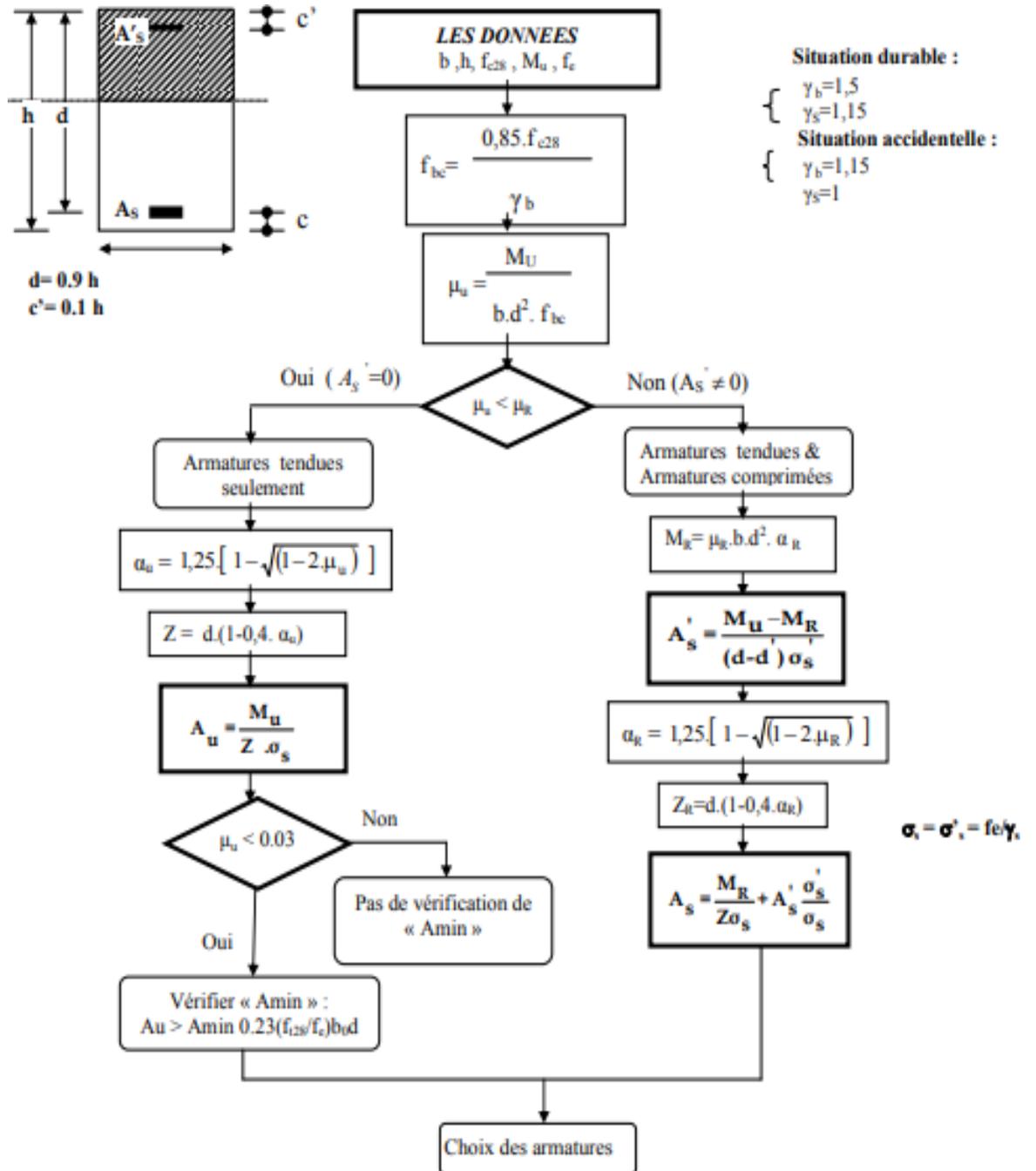
- Mémoires de fin d'études
- Cahier de cours de cursus.

- Logiciels :

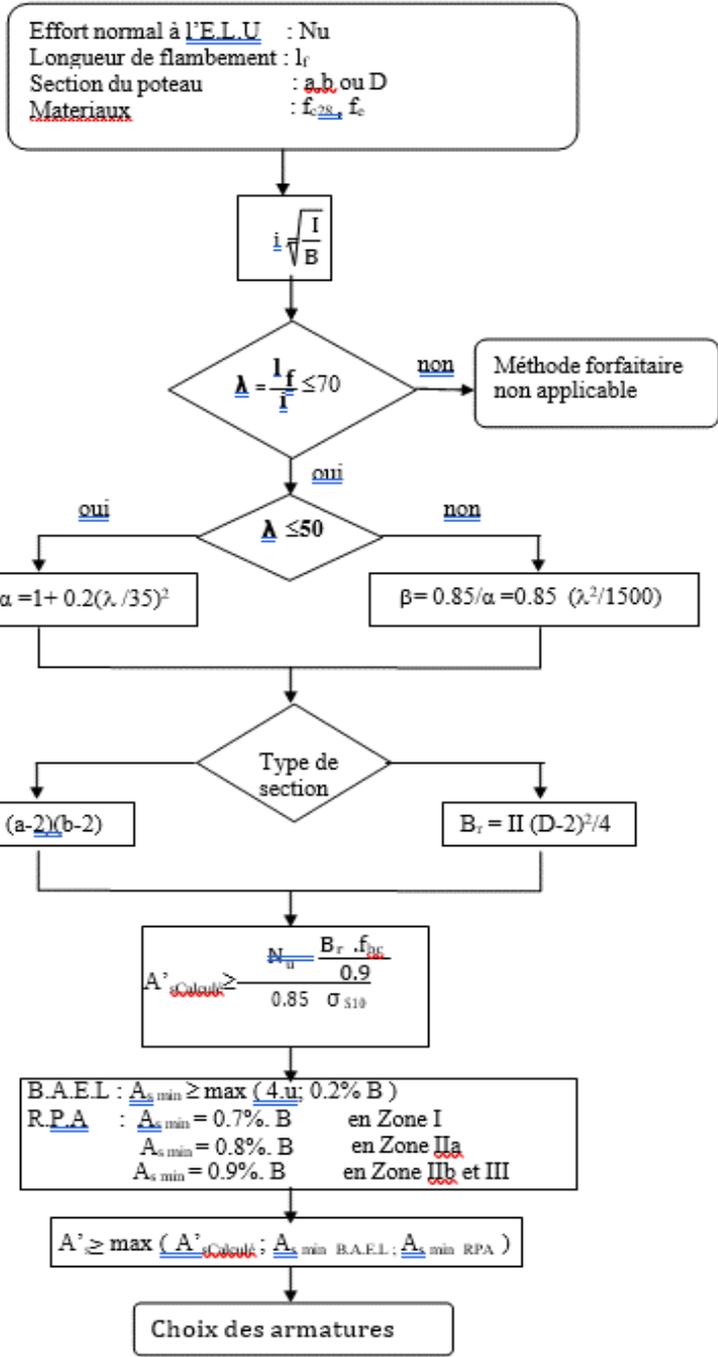
- ETABS V18 Analyse des structures
- AUTOCAD 2016 Dessin, calcul surface de bâtiment
- EXCEL 2016 Calcul.
- WORD 2016 Traitement du texte.
- SOCOTEC ... (calcul de ferrailage des sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple, vérification a l'Els , vérification de la flèche).

Annexes

SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU(FLEXION SIMPLE)



Ferraillage poteau à l'état limite ultime à la compression simple



Dlles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

L_x/L_y	ELU 0		ELS 0.2	
	x	y	x	y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	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

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 $L_x < L_y$

$$\mu = 0.9$$

$\frac{u}{v}$	$\frac{u}{L_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de M_1	0,0	—	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,073	0,067
	0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
	0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
	0,3	0,227	0,198	0,164	0,142	0,124	0,109	0,097	0,086	0,078	0,070	0,065
	0,4	0,202	0,178	0,153	0,134	0,118	0,105	0,093	0,083	0,075	0,068	0,063
	0,5	0,181	0,160	0,141	0,126	0,113	0,100	0,089	0,080	0,073	0,066	0,060
	0,6	0,161	0,146	0,130	0,118	0,106	0,095	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057
	0,7	0,144	0,133	0,121	0,110	0,098	0,088	0,079	0,072	0,065	0,058	0,054
	0,8	0,132	0,123	0,113	0,102	0,092	0,083	0,074	0,067	0,061	0,055	0,049
	0,9	0,122	0,114	0,103	0,093	0,084	0,076	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046
	1,0	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046	0,042
Valeurs de M_2	0,0	—	0,310	0,200	0,167	0,143	0,134	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081
	0,1	0,253	0,208	0,173	0,151	0,136	0,123	0,110	0,099	0,089	0,081	0,074
	0,2	0,202	0,175	0,152	0,137	0,123	0,110	0,100	0,089	0,082	0,074	0,067
	0,3	0,167	0,150	0,135	0,123	0,110	0,099	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061
	0,4	0,143	0,132	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061	0,056
	0,5	0,128	0,118	0,108	0,097	0,088	0,080	0,073	0,067	0,062	0,056	0,051
	0,6	0,114	0,106	0,096	0,087	0,079	0,073	0,067	0,062	0,056	0,052	0,047
	0,7	0,102	0,094	0,086	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,052	0,047	0,043
	0,8	0,090	0,083	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038
	0,9	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038	0,035
	1,0	0,073	0,069	0,065	0,060	0,055	0,050	0,047	0,043	0,038	0,035	0,032

**Tableau des Armatures
(en cm²)**

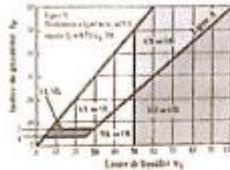
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Rapport de sol

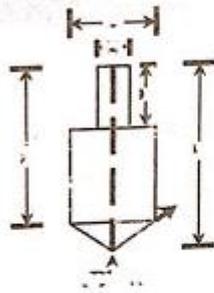
EGM Etudes géotechniques - Médéa

الدراسات الجيوتقنية المديةة

ETUDE GEOTECHNIQUE



ETUDE GEOTECHNIQUE DES TERRAINS
PREVUS POUR LES 150 LOGEMENTS
PROMOTIONNELS AIDES
A HAY EL-KHACHAB
« WILAYA DE AIN DEFLA »



Etude réalisée : Décembre 2012-Janvier 2013

Adresse : M'sallah groupe 06 villa n° 01 M'sallah Médéa) Tél/Fax:(025)59-48-29.

C- ESSAIS PENETROMETRIQUES

Fondations des ouvrages

-En ce qui concerne ce terrain, il s'agit de donner un aperçu le plus précis sur la possibilité de construire sur celui-ci. Il n'ya a donc pas de plan de masse.

Ce sondage S1 a rencontré le toit des couches en place à 7.90m .Les essais pénétrométriques montrant, de façon évidente, le profondeur du remblai. Les stations 2, 3, 4, 5, 15, 16,17 et 21 montrent que le remblai atteint une profondeur de 4.60 à 6.00m.

Ce remblai n'est pas toujours traversé par nos essais pénétrométriques, vu les blocs de pierres, de béton armé, à l'intérieur de celui-ci .

Remarque : Ce terrain est traversé par deux oueds principaux, l'un du Sud vers le Nord, longeant la rue et l'autre de l'Est Sud -Est vers le Nord-Nord-Ouest et longeant également l'actuelle voie.

VI-SYNTHESE DES DONNEES GEOTECHNIQUES CONCLUSION

A-Nature de la couche de fondations.

Les puits de reconnaissance, les essais pénétrométriques ainsi que les analyses de laboratoire nous permettent de prendre la couche d'argiles limoneuses sableuses, graveleuses comme couche de fondation du projet de construction 150 Logements LPA à Hay-El-Khechab-Ain-Defla.

De plasticité essentiellement non mesurable ces couches et les couches sous-jacentes sont de compressibilité faible à moyenne et de gonflement faible tel que révélé par nos essais oedométriques (argiles essentiellement sableuses et graveleuses).

Remarque: La granulométrie montre les argiles en faible pourcentage mais celles-ci font partie des légères pertes des carottages.

La couche de fondation, enfin, se situe à une profondeur variable, fonction de l'épaisseur du remblai.

B- Fondation des ouvrages : (cf plan de masse ci-joint).

1° Terrain I

La résistance minimale à la pénétration est de 25.0 bars si on opte pour une profondeur d'ancrage de 3.80m.

Le taux de travail calculé selon le principe de Sanglerat est de 1.0 bar.

Nous retenons par mesure de précaution, de sécurité, un taux de travail réduit à 0.9 bar.

2°- Terrain II

Nous résumons nos propositions ci-dessous :

Blocs	Résistance minimale à la pénétration	Taux de travail admissible	Taux de travail retenu	Profondeur d'ancrage /au terrain naturel
Bloc C Nord	48.0 bars	1.90 bar	1.50 bar	5.60 m
Bloc B	36.0 bars	1.40 bar	1.20 bar	5.60 m
Bloc C Sud	36.0 bars	1.40 bar	1.20 bar	3.00 m

Nous ignorons l'épaisseur du remblai au dessus du niveau du trottoir

3°- Terrain III

Blocs	Resistance minimale à la pénétration	Taux de travail admissible	Taux de travail retenu	Profondeur d'ancrage /au terrain naturel
Bloc C	48.0 bars	1.90 bar	1.50 bar	3.80 m
Bloc D	41.0 bars	1.60 bar	1.20 bar	2.80 m

4° Terrain IV

Le sondage S1 a montré une épaisseur de remblai de 7.90m.

Des points pénétrométriques ont révélé de façon évidente une épaisseur de ce remblai de 4.00m à 6.00m.

Le sondage S1 est situé pratiquement au centre du terrain (remblai= 7.90m).
L'axe de l'ancien Oued se situe à ce niveau.

Le remblai se situe uniquement le long des anciens oueds mais la présence de blocs surtout en béton armé n'a pas permis de limiter les contours précis de ces thalwegs.,

C-Classification :

Le sol sur lequel nous proposons l'ancrage des fondations peut être classé en :
S3 : Sol meuble.

Le type, le dimensionnement des fondations seront édictés par le bureau d'études concepteur du projet, en fonction de notre conclusion géotechnique, des descentes de charges et des divers aléas.

La solution et la décision définitive seront aussi celles de BET (solution, technique pour le terrain II ou translation latérale vers l'Est, des blocs du Nord du terrain, vers l'Est) en accord avec le maître d'ouvrage.

VII- STABILITE GENERALE DU TERRAIN D'ASSIETTE:

Dans l'ensemble, aucun signe majeur d'instabilité n'a été mis en évidence et qui pourrait nous conduire à proposer à surseoir à la construction projetée

Nos sondages et nos essais pénétrométriques n'ont pas atteint de niveau d'eau sur une profondeur de 10.0 m.

VIII- RECOMMANDATION:

Nous recommandons principalement :

- Lors de la réalisation des fouilles, les eaux de ruissellement doivent être évacuées en tête de fouille.
- Procéder immédiatement à la mise en œuvre du béton armé afin d'éviter les
- dégradations du fond et des parois des fouilles.
- La réalisation d'un dallage périphérique autour des bâtiments, d'une largeur suffisante, afin éviter un infiltration des eaux, ce qui conduirait, le cas contraire, à un changement de caractéristiques du sol de fondation.
- Contacter notre laboratoire pour tout problème rencontré lors de la réception des fouilles.



Les Plans Architectural