

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la technologie
Département de Génie Civil

memoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : matériaux et structures.

thème:

**Etude d'un bâtiment en (R+7+Enter sol) à usage d'habitation et
Commerciale contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)
+ une étude de paramétrique**

Présenté par :

M^{elle} MADI NASSIMA
M^{elle} MEDJANI SAMIA

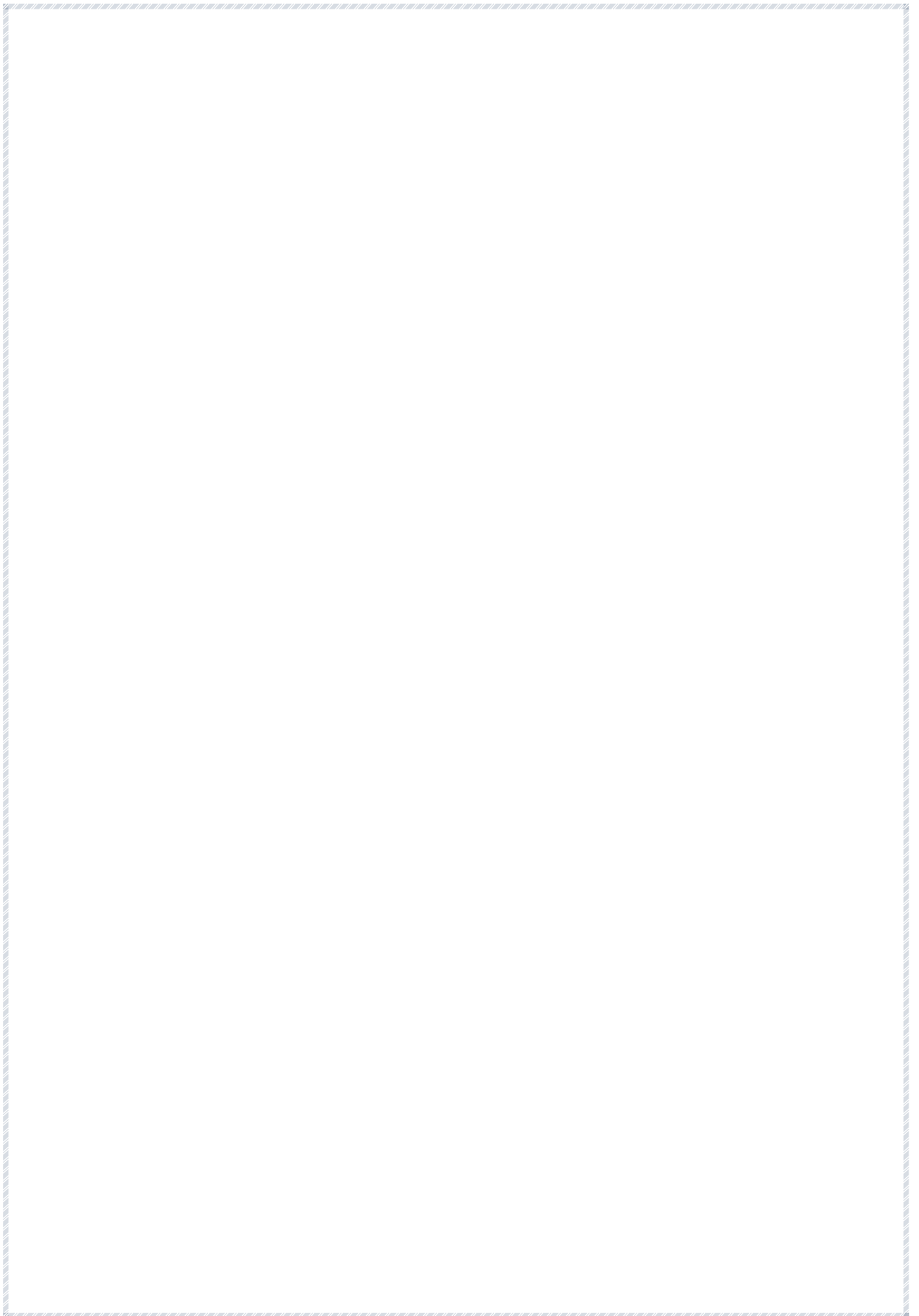
Encadré par :

M^{me} SGHIR .W

MEMBRE DU JURY :

M^r CHELOUAH
M^r OUDNI

Promotion 2015-2016



REMERCIEMENT

- *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.*
- *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie notre encadreur M^{me} SEGHIR .W pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*
- *Onsaisit également cette opportunité pour remercier M^r SEGHIR ainsi les ingénieures de bureau d'étude BELKACEM BALLOUL surtout M^r AZEDINE BALLOUL et l'ingénieur M^r Malek ainsi LYDIA et l'ingénieure BAOUCHE FARID et l'architecte OURET MOURADE qui nous ont beaucoup aidés pour élaborer ce travail.*
- *Ainsi on exprime notre reconnaissance à tous les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail, de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- *Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

Dédicace



Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce modeste travaille :

A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices depuis ma naissance à ce jour et pour les encouragements que j'ai eus de leur part.

A ma très chère sœur Hakima et son mari Belkacem et mes neveux

Messi et Mounib.

A mes très chers frères :

*Hafit et sa femme Hasina et ses enfants Jugurtha et Yasmin et Lilia
et Abdelkader et sa femme Nassima et ses filles Mélina et Vanessa et Sara
et Fatah et Omar et Massi.*

A ma grand mère nana Djohara

A mes tantes et mes oncles a mes cousines et mes cousins et a toute ma famille

A mes meilleurs amis : Mimi, Souhila, zahoua, loubna, Mounira, Saida

A ma très chère binôme Samia et à toute sa famille.

A toute la promo de MS 2016



NASSIMA

Dédicace



Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce modeste travaille :

A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices depuis ma naissance à ce jour et pour les encouragements que j'ai eus de leur part.

Et à mon chère fiancée Omar ainsi a toute sa famille

A ma très chère sœur Djegdjiga et son mari Kassa et ces enfants

Rania et Yasser

Et a ma sœur Sabrina et son fiancée Said ainsi mes sœurs Souhila et Nacira

A mes très chers frères :

Hamza et Bilal.

A ma grand mère yemma Djamou

A mes tontes et mes oncles a mes cousines et mes cousins et a toute ma famille

A mes meilleurs amis : Mimi, zahoua,

A ma très chère binôme Nassima et à toute sa famille.

A toute la promo de MS 2016



Sommaire

Chapitre I: Généralités

I.1 Présentation de l'ouvrage	01
I.2 Caractéristiques de la structure	01
I.3 Les actions et sollicitations	07

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Les planchers	10
II.2. Ascenseur	13
II.3. Les escaliers	14
II.4. L'acrotère	17
II.5 Pré dimensionnement des éléments principaux	17
II.6. Les voiles	19
II.7 Les poteaux	20
II.8.Évaluation des charges et surcharges sur les planchés	20
II.9.Descente des charges	24
II.10.Conclusion	35

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III.1 Etude des planchers	36
III.2 les Escaliers	63
III.3 poutre palière	70
III.4 Poutre de chaînage	80
III.5 Étude de l'Ascenseur	82
III.6 Acrotère	88

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.1 Objectifs et exigences	101
IV.2 Méthodes de calcul	101
IV.3 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	106
IV.4 Disposition des voiles de contreventement	107
Etude paramétrique	
IV.5 Etude paramétrique	111
IV.6 Vérification de l'effort normal réduit	130
IV.7Vérification de la résultante des forces sismiques	131
IV.8 Calcul des déplacements	132
IV.9Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	133

Chapitre V: Etude des éléments principaux

V.1Ferrailage des poteaux	136
V.2 Sollicitations de calcul	137
V.3 Recommandations du RPA99 (version 2003)	137
V.4 Vérifications	143

Sommaire

V.5 Schémas de ferrailages des poteaux	145
V.6 ferrailage des poutres	149
V.7 Vérification des zones nodales	157
V.8 Détermination des moments résistants	158
V.9 Vérification des zones nodales	159
V.10 ETUDE DES VOILES	151
V.11 Ferrailage des voiles	160
V.12. Règles communes	161
Chapitre VI Etude de l'infrastructure	
VI.1 Choix du type de fondation	172
VI.2 Vérification des semelles isolées	173
VI.3 Vérification des semelles filantes	173
VI.4 Radier général	174
VI.5 Etude des nervures	183
VI.6 Voiles périphériques	189
VI.7 Conclusion	193
Conclusion générale	
Bibliographie.	
Annexes.	

LISTE DES FIGURES

FIGURE	PAGES
Chapitre I : généralités	
figure I.1.diagramme contraintes déformations	3
figure I.2.diagramme des contraintes du béton à L'ELU (compression-flexion)	4
figure I.3.diagramme des contraintes du béton à L'ELS	4
figure I.4.digramme contraintes déformations	7
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
figure II.1.plancher à corps creux	10
figure II .2.schéma de la dispoition des poutrelles pour les étages courants.....	11
figure II.3.schéma d'une poutrelle.	12
figure II.4. dalle sur 4appuis..	13
figure II.5..schéma de l'escalier	14
figure II.6.schéma statique de la 1 ^{er} partie de l'escalier DRC	15
figure II.7.schéma RDC et tous les niveaux	16
figure II.8.coupe de l'acrotère	17
figure II.9.coupe verticale d'un voile	19
figure II.10.vue en plan d'identification des poteaux de la descennte de charge	25
figure II.11.surface qui,revient au poteaux (A)	26
figure II.12.surface qui revient au poteaux (B)	29
figure II.13.section brute	32
Chapitre III: Etude des éléments secondaires	
figure III.1.disposition des poutrelles d'étage courant.	36
figure III.2.schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 1.	39
figure III .3.schéma statique de poutrelle type 1	41
figure III.4.schémas statique de l'effort tranchant type 1.....	43
figure III.5.schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	62
figure III.6.schéma statique d'escalier	63
figure III .7. schémas de feraillage d'escalier	70

LISTE DES FIGURES

figure III.8. schéma statique de la poutre palière	70
figure III.9. schémas statique de la poutre palière à L'ELU et a l'ELS	72
figure III .10. diagramme des sollicitation.....	73
figure III .11. diagramme des efforts tranchants et des moments flechissant a l'ELU	77
figure III.12. schémas de ferrailage de la poutre palière	79
figure III.13. dalle sur 4 appuis locaux machine	84
figure III .14. schéma de ferrailage.....	87
figure III.15. vue en plan d'un acrotère	88
figure III.16. section a ferrailer	91
figure III .17. schéma de ferrailage de l'acrotère	94
Chapitre IV : Etude dynamique	
figure IV.1. disposition des voiles	108
figure IV .2. mode 1 translation suivent l'axe X	108
figure IV .3. mode 2 translation suivent l'axe Y	109
figure IV.4. mode 3 torsion suivent l'axe Z	109
figure IV .5. comportement du model R+7	113
figure IV .6. comportement du model R+8	115
figure IV .7. comportement du model boîte rigide chargée	116
figure IV .8. comportement du model de la boîte non chargée	117
figure IV.9. comportement du model en L.....	118
figure IV .10. comportement du model avec rampe.....	120
figure IV .11. comportement du model mur+rampe	121
figure IV .12. comportement du model avec voiles de l'ascenseur	123
figure IV .13. comportement du model avec voiles de contrevêtement.....	124
figure IV .14 la comportement du model avec l'ensemble des éléments	126
figure IV .15. comportement du model avec escalier	127
Chapitre V : Calcul des éléments structuraux	
figure V.1. Zone nodale	138
figure V.2 section d'un poteau	145

LISTE DES FIGURES

figure V.3. Poutre secondaire	157
Figure V.4. Poutre principale.....	157
figure V.6. : Disposition des armatures verticales (vue en plan)	162
figure V .7. Schéma de ferrailage de V_{y1}	177
figure V.8. Schéma de ferrailage de l'linteau de RDC	180
Chapitre VI : Etude des fondations	
figure VI.1. Vue en plan de la semelle	182
figure VI.2. Semelle filante.	183
figure VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge compactée	185
figure VI.6. Panneau de dalle	187
figure VI.7. Ferrailage d'un panneau du radier	189
figure VI.8. schéma statique du débord.....	191
figure VI.10. Section de la nervure à ferrailer.....	192
figure VI.13. Dimensions de voile périphérique.....	199
figure VI.15. Schéma du ferrailage du voile périphérique.....	202

LISTE DES FIGURES

--	--

LISTE DES FIGURES

	6
--	---

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAUX	PAGES
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
Tableau II.1.Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.	24
Tableau II.2.Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant	24
Tableau II.3.Évaluation des charges sur les balcons	25
Tableau II.4.Évaluation des charges dans les murs extérieurs.	25
Tableau II.5.Évaluation des charges du palier.	26
Tableau II.6. Évaluation des charges de la volée	26
Tableau II.7. Évaluation des charges de la dalle pleine	27
Tableau II.8.Surcharge d'exploitation	27
Tableau II.9 : de dégression des surcharges	28
Tableau II.10.Poids propre des poteaux.	29
Tableau II.11. Descente de charge poteau (A)	30
Tableau II.12. Descente de charge poteau (B)	33
Tableau II.13.Vérification de critère de résistance (compression simple).	35
Tableau II.14. Vérification de critère de stabilité de forme	37
Tableau II.15.Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées	38
Tableau II.16.caractéristiques des éléments structuraux	39
Chapitre III: Etude des éléments secondaires	
Tableau III.1.Calcul de la valeur de α pour chaque plancher	43
Tableau III.2.Les différents types des poutrelles	44
Tableau .III.3.Sollicitations à l'ELU (type 1)	47
Tableau .III.4.Sollicitations à l'ELS (type 1)	48
Tableau .III.5.Sollicitations à l'ELU (type 2)	48
Tableau .III.6.Sollicitations à l'ELS (type 2)	48
Tableau .III.7.Sollicitations à l'ELU (type 3)	49
Tableau .III.8.Sollicitations à l'ELS (type 3)	49
Tableau .III.9.Sollicitations à l'ELU (type 4)	49
Tableau .III.10.Sollicitations à l'ELS (type 4)	50
Tableau .III.11.Sollicitations à l'ELU (type 5)	50
Tableau .III.12.Sollicitations à l'ELS (type5)	50
Tableau .III.13.Sollicitations à l'ELU (type 6)	51
Tableau .III.14.Sollicitations à l'ELS (type 6)	51
Tableau .III.15 .Les Sollicitations maximales	51
Tableau .III.16Calcul des sections d'armatures des poutrelles.	63
Tableau .III.17. Vérification des états limite de compression du béton.	64
Tableau .III.18.vérification des états limite de déformation.	64
Tableau.III.19.Schéma de ferrailage des poutrelles	65
Tableau III.20. Résumé des résultats de ferrailage	70
Tableau III.21.Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier (volée+palier)	73
Tableau III.22.Ferrailage de la poutre de chainage	85
Tableau III.23. Vérification des contraintes dans la poutre de chainage	85
Tableau III.24.Revérification des contraintes dans la poutre de chainage	86

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.25. Résultats de ferrailage de la dalle du locale machines	89
Tableau III.26. Vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur	91
Tableau III.27. Combinaison d'action.	93
Chapitre IV : Etude dynamique	
Tableau IV .1. Valeurs des pénalités P_q	103
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	110
Tableau. IV.3. Participation des masses modales effectives.	114
Tableau. IV.4. Participation des masses modales effectives.	115
Tableau. IV.5. Participation des masses modales effectives.	117
Tableau. IV.6. Participation des masses modales effectives.	119
Tableau. IV.7. Participation des masses modales effectives.	120
Tableau. IV.8. Participation des masses modales effectives.	122
Tableau. IV.9. Participation des masses modales effectives.	123
Tableau. IV.10. Participation des masses modales effectives.	125
Tableau. IV.11. Participation des masses modales effectives.	126
Tableau. IV.12. Participation des masses modales effectives	127
Tableau IV.13. Vérification de l'interaction sous charges verticales	128
Tableau IV.14. Vérification de l'interaction sous charges horizontales E_x	129
Tableau IV.15. Vérification de l'interaction sous charges horizontales E_x	129
Tableau IV.16 : vérification de l'effort normal réduit	131
Tableau IV.17. Vérification de la résultante des forces sismiques	132
Tableau IV.18. Vérification des déplacements	132
Tableau IV.19. Vérification de l'effet P- Δ	134
Chapitre V : Calcul des éléments structuraux	
Tableau V.1. Sollicitations dans les poteaux	137
Tableaux V.2. armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions du RPA99/2003	138
Tableau V.3. Ferrailage des poteaux	141
Tableau V.4. : Les Armatures transversales dans les poteaux	143
Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux	144
Tableau V. 6 : Vérification des contraintes dans le béton	146
Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles	147
Tableau V.8: Résultats de calculs de ferrailages des poutres	152
Tableau V.9: Vérification des contraintes tangentielles	156
Tableau V.10: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	156
Tableau V.11: Vérification de l'état limite de compression	157
Tableau V.12: les moments résistant dans les poteaux	158
Tableau V.13 : les moments résistant dans les poutres	159
Tableau V.14 : Vérification de la zone nodale dans les différents étages	159
Tableaux V.15 : Sollicitation maximale dans le voile V_{y1}	162
Tableaux V.16 : Sollicitation maximale dans le voile V_{y2}	163
Tableaux V.17 : Sollicitation maximale dans le voile V_{y3}	163
Tableau V.18 : Sollicitation maximale dans le voile V_{y4}	164

LISTE DES TABLEAUX

Tableaux V.19 : Sollicitation maximale dans le voile Vx2	164
Tableaux V.20 : Sollicitation maximale dans le trumeau droit	165
Tableaux V.21: Sollicitation maximale dans le trumeau gauche	165
Tableaux V.22 : Sollicitation maximale dans le linteau	166
Tableau V.23 : Ferrailage du voile Vy1	170
Tableau V.24: Ferrailage du voile Vy2	171
Tableau V.25 : Ferrailage du voile Vy3	172
Tableau V.26 : Ferrailage du voile Vy4	173
Tableau V.27 : Ferrailage du voile Vx2	174
Tableau V.28 : Ferrailage du trumeau droit du voile Vx1	175
Tableau V.29 : Ferrailage du trumeau gauche du voile Vx1	176
Chapitre VI : Etude des fondations	
Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.	188
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.	189
Tableau VI.3 : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS	190
Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes de radier.	190
Tableau VI.5 : ferrailage du débord	191
Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)	194
Tableau VI.7 : Sollicitations maximales (sens X-X)	194
Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)	195
Tableau VI.9 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)	195
Tableau VI.10: Tableau De ferrailage des nervures	195
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans les nervures	195
Tableau VI.12 : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS	196
Tableau VI.13 : Revérifications des contraintes dans les nervures	196
Tableau VI.14 : Schéma de ferrailage des nervures	198
Tableau VI.15 : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique	200
Tableau VI.16 : Vérification des contraintes	201

Introduction

Introduction générale

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir faire dans l'étude et la conception des ouvrages.

Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie (la période de retour) envisagée et de son coût.

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment d'habitation avec commerce R+7 + enter sol implanté à Bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa).

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003et les différents DTR.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- 1-présentation de l'ouvrage
- 2-pré dimensionnement des éléments.
- 3-étude des éléments secondaires
- 4-étude dynamique (analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 200).
- 5-étude des éléments structuraux
- 6-étude de l'infrastructure

Chapitre I

Généralités

Introduction :

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

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

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment qui est composé, d'un entre sol a usage parking et rez-de-chaussée commercial, et 7 niveaux de logements. Il est implanté dans la wilaya de Bejaia, de Bejaia implanté a la cité Jama.

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaia est une zone de moyenne sismicité (II_a). La structure de l'ouvrage est mixte en portique et voile avec interaction qui assure un contreventement mixte.

I.2. Caractéristiques de la structure

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- ❖ Hauteur du RDC : 4.08 m
- ❖ Hauteur de l'entre sol : 3.06m
- ❖ Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- ❖ Largeur totale du bâtiment : 28.56 m
- ❖ Longueur totale du bâtiment : 15 m

I.2.2. Les règlements et les normes utilisés :

- ❖ BAEL 91
- ❖ CBA 93
- ❖ RPA 99 version 2003
- ❖ Les différents DTR

I.2.3. Caractéristiques des matériaux :

➤ Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

➤ Composition du Béton :

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.
- ✓ Propriétés particulières (confort).
- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- ✓ Le malaxage (type et la durée).
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- ✓ Le Cure du béton.

➤ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93(Art, A.2.1.1.1).**

- ✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- ✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPA.
- Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

➤ Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60MPa \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre projet $f_{c28} = 25MPa$. $f_{t28} = 2.1MPa$

➤ **Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$**

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

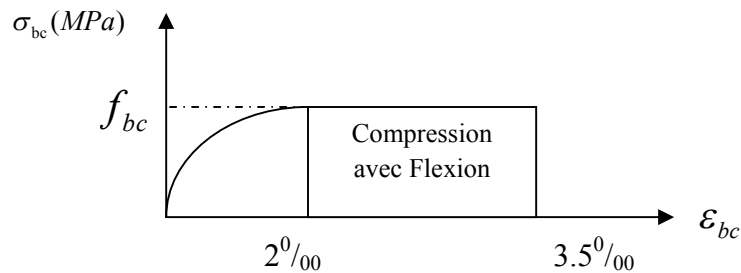


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon)$.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle. (2‰ < ε_{bc} < 3.5‰)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
 - ✓ $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.2.3.1 Les contraintes limites ultimes du béton:

a) Etat limite ultime (ELU) :

- 1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

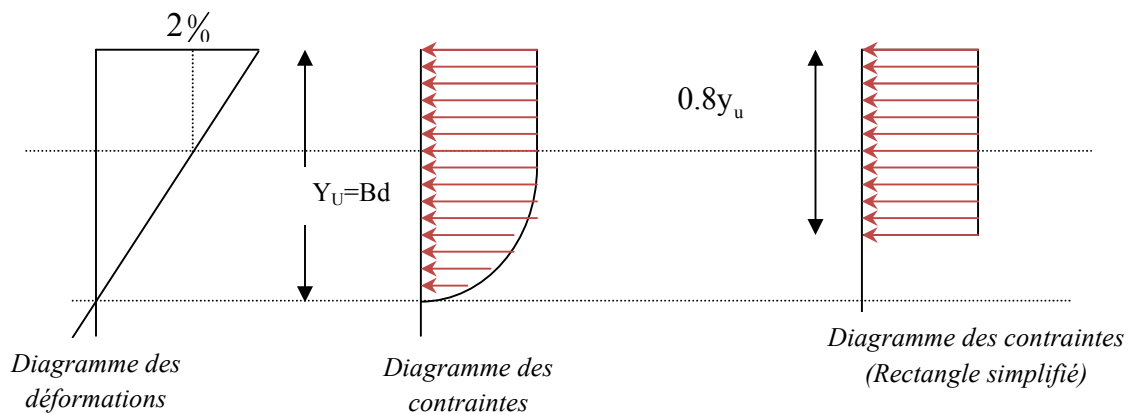


Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{BAEL 91 (Article A.4.3)}$$

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5 \text{MPa} \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{MPa} \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$.

b Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

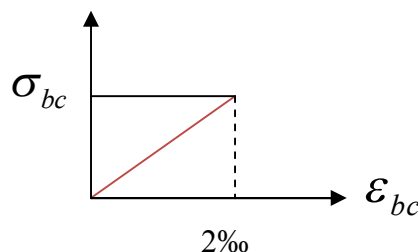


Figure I.2: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.2.3. Autres caractéristiques :

♣ Module de déformation longitudinale du béton :

• A court terme :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

• A long terme :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

♣ Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0$ → pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2$ → pour le calcul des déformations à l'ELS.

♣ Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(\nu + 1)} \quad \text{Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

I.2.4. Les aciers :

I.2.4.1. Définition :

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

❖ Les treillis soudés (TR):

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

❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.2.4.2. Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

I.2.4.3 Contraintes de calcul aux états limites :**a) Etat limite ultime (ELU):**

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec} \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$\text{Telque : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A.2.2.2)

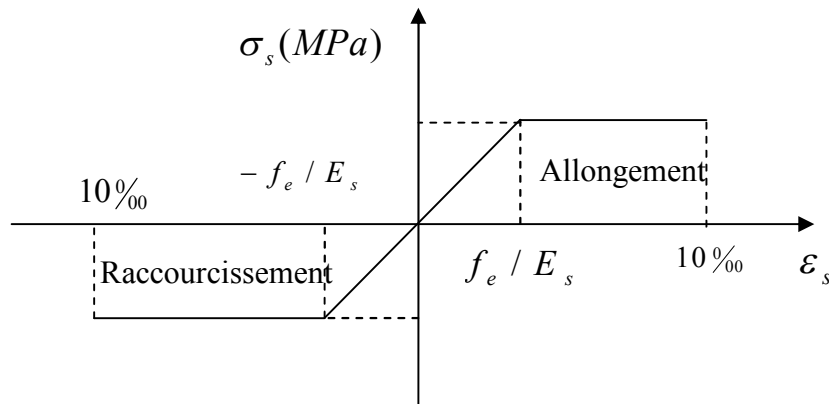


Figure I.3: Diagramme contraintes déformations.

c) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA .

I.3. Les actions et sollicitations :

I.3.1. Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Q_i) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

I.3.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

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

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $0.8G\pm E$.

Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1. Les planchers :

II.1.1. Introduction :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.1.2. Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$\text{Avec : } h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 445 - 40 = 405 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq \frac{405}{22.5} \rightarrow h_t \geq 18 \text{ cm}$$

Dans ce cas-là on va opter pour un plancher constitué de hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

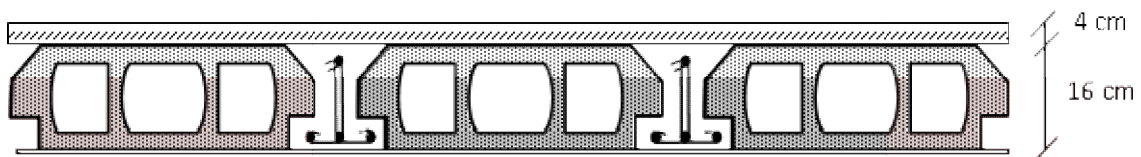


Figure II.1 : Plancher à corps creux

II.1.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères [3]:

- **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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon les deux critères.

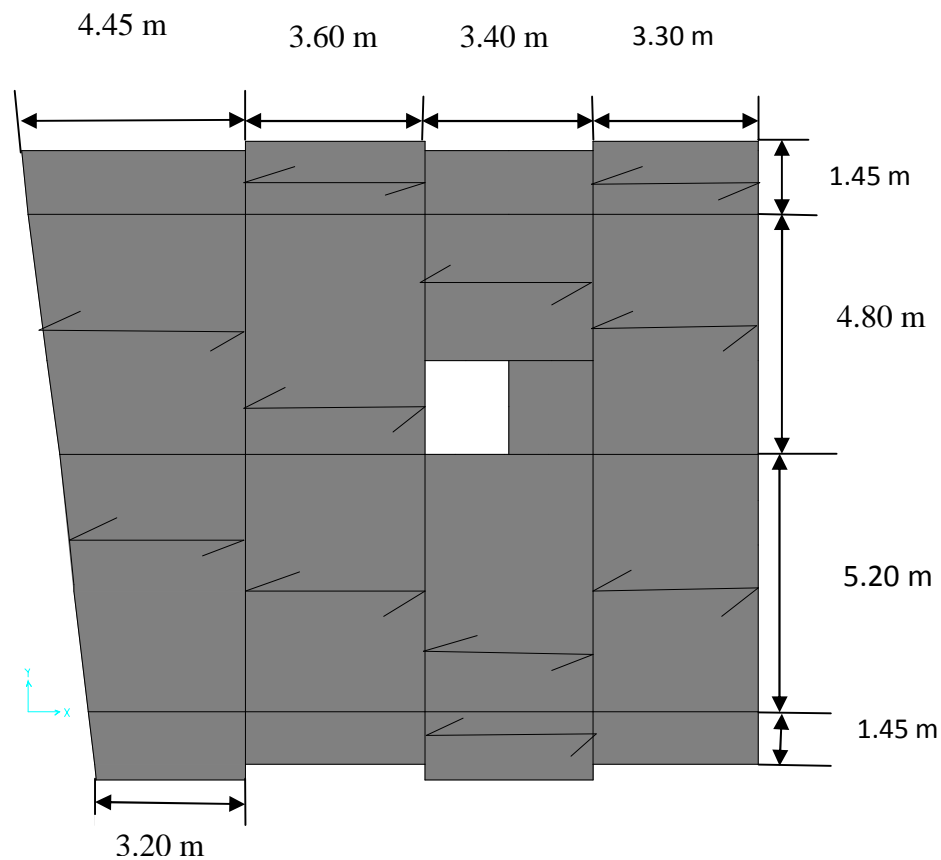


Figure II.2. Le Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = $16 + 4cm$

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12cm)$

Soit : $b_0 = 10cm$

$B_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$ CBA93 (ARTA.4.1.3)

$L_x = 65 - 10 = 55 cm$ Distance entre deux nervures successives.

$$L_y = 320 - 40 = 280 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min(55 / 2 ; 280 / 10)$$

$$b_1 \leq \min(27.5 ; 28)$$

$$b_1 \leq \min(27.5 ; 28)$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

Soit :

$$\mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

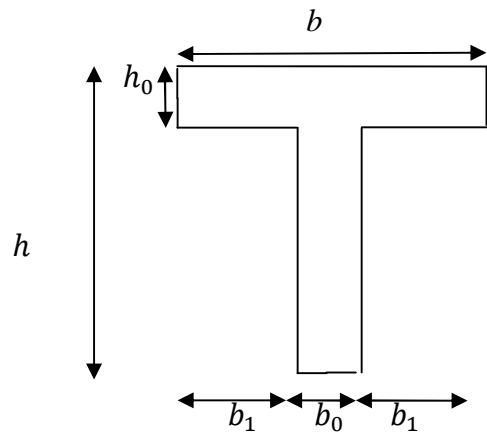


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

II.1.3. Les dalles pleines :

II.1.3.1. Définition :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur e . On désigne par L_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

➤ Critère de résistance :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis.}$$

Avec : $\rho \leq 0.4$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 4 appuis}$$

Avec : $\rho = L_x / L_y$

Avec : $\rho > 0.4$

➤ Critère de coupe –feu :

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

$$e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu (CBA93)}$$

Avec : e = épaisseur de la dalle.

➤ **Isolation phonique :**

$$e \geq 13 \text{ cm}$$

Dans ce projet on distingue un seul type de dalle pleine.

❖ **Dalle sur 4 appuis**

On a : $L_x = 1.7 \text{ m}$; $L_y = 1.9 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{170}{45} \leq e \leq \frac{170}{40}$$

$$3.77 \text{ cm} \leq e \leq 4.25 \text{ cm}$$

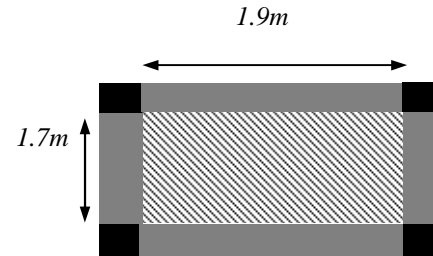


Figure II.4. Dalle sur 4 appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur :

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

II.2. Ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+7+ entre sol) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur : (Annexe IV)

- L : Longueur de l'ascenseur
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- F_c : Charge due à la cuvette = 102KN.
- D_m : Charge due à l'ascenseur = 82KN.
- P_m : Charge due à la salle des machines = 15KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$.

II.2.1 Evaluation des charges et des surcharges :

$$g = D_m + P_m + P_{personne} = 103.3 \text{ KN}$$

$$G_1 = 25 \times 0.15 + 25 \times 0.05 = 5KN / m^2$$

II.3. Les escaliers :

II.3.1. Définition :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant.

- (1) : épaisseur de palier de repos (e).
- (2) : longueur projetée de la volée (L_0)
- (3) : Giron (g).
- (4) : hauteur de la contre marche (h).
- (5) : hauteur de la volée (H).
- (6) : inclinaison de la paillasse (α)
- (7) : emmarchement.

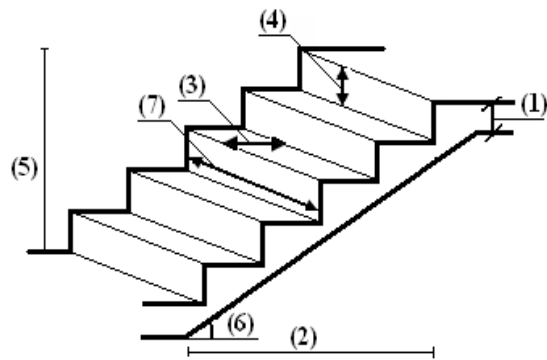


Figure II.5. Schéma de l'escalier

II.3.2. Dimensionnement :

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

– la largeur g se situe entre **25 et 32 cm**.

La formule empirique de **BLONDEL** qui les lie est : $60 \leq 2h + g \leq 65cm$

$$\begin{cases} n = H/h \\ L_0 = (n - 1) g \end{cases}$$

n : le nombre de contre marche sur la volée.

$n - 1$: le nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projeté de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier

L : longueur total de l'escalier ($L = L_v + L_p$).

e : épaisseur de l'escalier.

II.3.3. Les différents types d'escaliers :

L'escalier de DRC :

La première partie :

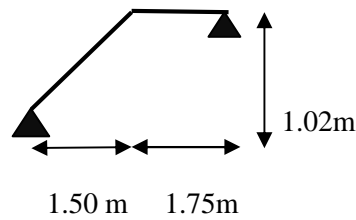


Figure II.6. Le schéma statique de la 1^{er} partie de l'escalier RDC

$$H = 1.02 \text{ m} ; L = 1.50 \text{ m}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.02 + 1.50)n + 2 \times 1.02 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 2.04 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 6$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 5$.

▪ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{1.50}{5} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{1.02}{6} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

➤ **Inclinaison de la pailasse :** $\tan \alpha = \frac{1.02}{1.5} \Rightarrow \alpha = 34.22^\circ$

➤ **L'épaisseur de la pailasse e :**

La détermination de l'épaisseur de la pailasse est faite en l'assimilant à une poutre simplement appuyée.

$$\Rightarrow \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

L_v : longueur de la volée (longueur développée)

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p$$

$$L = \sqrt{(1.50)^2 + (1.02)^2} + 1.75 = 3.57 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{3.57}{30} \leq e \leq \frac{3.57}{20} \Rightarrow 11.9 \text{ cm} \leq e \leq 17.85$$

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

On prend : **$e=12\text{ cm}$**

La deuxième partie : (si la même pour tout les niveaux)

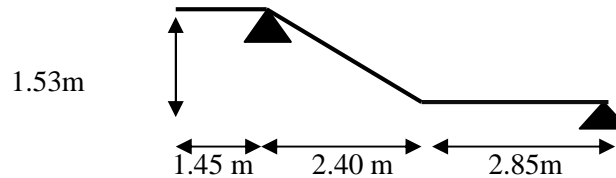


Figure II.7. Le schéma statique de la 2^{ème} partie de l'escalier RDC et tout les niveaux

$$H = 1.53\text{m} ; L = 2.40\text{ m}$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$.

➤ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

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

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \Rightarrow h = 17\text{cm}$$

- **Inclinaison de la paillasse :** $t_g \alpha = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$

- **L'épaisseur de la paillasse e :**

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p$$

$$L = 2.85 + \sqrt{(2.40)^2 + (1.53)^2} = 5.69\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{5.69}{30} \leq e \leq \frac{5.69}{20} \Rightarrow 18\text{ cm} \leq e \leq 28.45$$

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

On prend : **$e=18\text{cm}$**

La console :

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq \frac{140}{20} \rightarrow e \geq 7 \text{ cm.}$$

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

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

II.4. L'acrotère :

➤ Définition :

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend $H = 60 \text{ cm}$

Évaluation de charge :

$$S_{\text{acr}} = 0.6 \times 0.15 + 0.07 \times 0.1 + 0.03 \times 0.1 / 2$$

$$S_{\text{acr}} = 0,0985 \text{ m}^2.$$

$$G_1 = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

$$G_2 = 20 \times 0.015 = 0.3 \text{ KN/ml}$$

$$W_p = G_1 + G_2 = 2.4625 + 0.3 = 2.7625 \text{ KN/ml}$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

La force sismique $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G1 : poids propre de l'acrotère.

G2 : enduit de ciment.

Wp : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

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

Cp : facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 ($C_p = 0.8$).

II.5. Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.5.1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé coulé sur place, dont la portée est prise entre nus d'appuis, dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges venues des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). on distingue deux types :

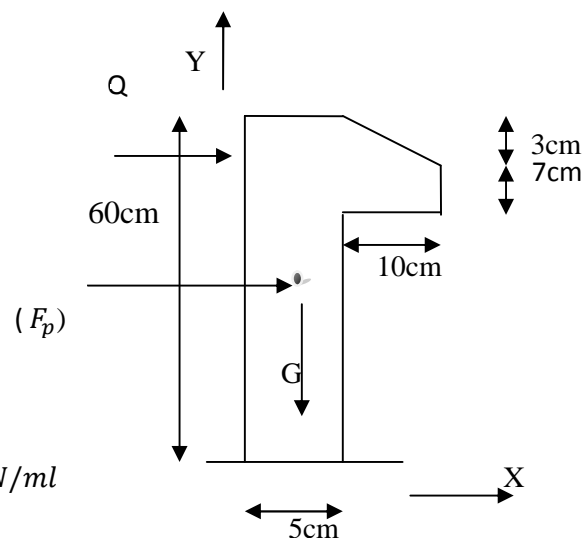


Figure II.8. coupe de l'acrotère

- *Poutres principales ;*
- *Poutres secondaires.*

On suppose des poteaux de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.

A) Les poutres principales :

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles. Le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{ (BAEL 91)}$$

- h : hauteur de la poutre.
- L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 520 - 50 = 470 \text{ cm}$)

$$L_{max} = 470 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm.}$$

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

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \text{ RPA (Article 7.5.1)} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{array} \right.$$

la condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

B) Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{ (BAEL 91)}$$

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 445 - 30 = 415 \text{ cm}$)

$$L_{max} = 415\text{cm} \Rightarrow 27.66\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{cm}.$$

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

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

- **Poutres principales : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$**
- **Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$**

II.6. Les voiles :

L'élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

$$e \geq h_e / 20 \dots \dots \dots (2). \text{ RPA (article 7.7.1)}$$

$$L \geq 4 e \dots \dots \dots (3).$$

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

h_p : Hauteur de la poutre.

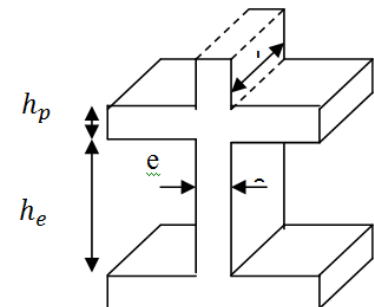


Figure II.9 . Coupe verticale d'un voile

- Pour RDC, on a : $h_v = 408 - 40 = 368 \text{ cm}$

$$e \geq \max \left[\frac{368}{20}; 15\text{cm} \right] \rightarrow e \geq 18.4\text{cm}$$

- Pour les autres étages, on a : $h_v = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$

$$e \geq \max \left[\frac{266}{20}; 15\text{cm} \right] \rightarrow e \geq 13.3\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$\left\{ \begin{array}{l} e=20 \text{ cm pour le RDC et le entre sol.} \\ e=15 \text{ cm pour les étages courants} \end{array} \right.$$

II.7. : Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les réglés du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

Les exigences de RPA En zone II **RPA** (Article7.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 citées ci-dessus.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Pour des poteaux carrés:

$$\text{R.D.C, 1}^{\text{eme}}, \text{ sous sol : } (b, h) = (50,50) \text{ cm}^2 .$$

$$2^{\text{eme}}, 3^{\text{eme}}, \text{ étage: } (b, h) = (45,45) \text{ cm}^2 .$$

$$4^{\text{eme}}, 5^{\text{eme}} \text{ étage: } (b, h) = (40,40) \text{ cm}^2 .$$

$$6^{\text{eme}}, 7^{\text{eme}} \text{ étage: } (b, h) = (35,35) \text{ cm}^2$$

II.4. Évaluation des charges et surcharges sur les planchés :

II.4.1. terrasse inaccessible :

Tableau II.1.Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (cm)	G(KN /m ²)
Gravillon roulé	4	0.80
Etanchéité	2	0.12
Papier Kraft	/	0.05
Forme de pente (1.5%)	10	2.20
Plaque de liège	4	0.03
Pare vapeur	1	0.06
Film polyane	/	0.01
Corps creux	20	2.85
Enduit de ciment	1.5	0.27
Enduit de plâtre	2	0.2
Charge permanente		6.59

II.4.2. Plancher des étages courants :**Tableau II.2.**Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Cloisons de séparation	10	0.9
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de Sable	2	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	20	2.85
Enduit de plâtre	2	0.20
Charge permanente		5.11

II.4.3. Dalle pleine :

➤ **les balcons :**

Tableau II.3.Évaluation des charges sur les balcons

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Plancher dalle pleine	15	3.75
Enduit en ciment	2	0.36
Garde-corps	/	1
Charge permanente		6.27

II.4.4. Les murs extérieurs (double parois en brique creuses) :**Tableau II.4.**Évaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (cm)	G KN/m ²
Enduit de plâtre	2	0.2
Briques creuses extérieur	15	1.30
Lame d'air	5	0.00
Briques creuses intérieur	10	0.90
Enduit de ciment	2	0.36
Charge permanente		2.76

II.4.5. Les escaliers❖ **Palier****Tableau II.5.**Évaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle en BA	18	4.5
Enduit plâtre	2	0.36
Charge permanente		6.02

❖ **Volée :**

Tableau II.6. Évaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	e (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement horizontale	2	0.40
Revêtement verticale	2	0.22
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Marches	15 (1/2)	1.98
Paillasse	18	5.33
Enduit plâtre	1.5	0.32
Charge permanente		9.01

II.4.6. Dalle pleine autour de l'ascenseur**Tableau II.7.** Évaluation des charges de la dalle pleine

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Enduit en ciment	1	18	0.18
Dalle pleine	15	25	3,75
Charge permanente			5.09

II.4.7.Surcharge d'exploitation :**Tableau II.8.**Surcharge d'exploitation

	Etage Courant	Terrasse inaccessible	Balcon	Escalier	Dalle autour de l'ascenseur
Surcharges KN/m²	1.5	1	3.5	2.5	2.5

II.5.Descente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches.

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « D.T.R.B.C.2.2 » qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 7 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante »

Tableau II.9 .de dégression des surcharges

Niveau	Dégression	Q cumulée [KN /m ²]
N ₉	Q ₀	1
N ₈	Q ₀ +Q ₁	2.5
N ₇	Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂)	3.85
N ₆	Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5.05
N ₅	Q ₀ +0.85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.1
N ₄	Q ₀ +0.80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	6
N ₃	Q ₀ +0.75 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7.75
N ₂	Q ₀ +0.714 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇)	8.497
N ₁	Q ₀ +0.6875 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈)	9.25

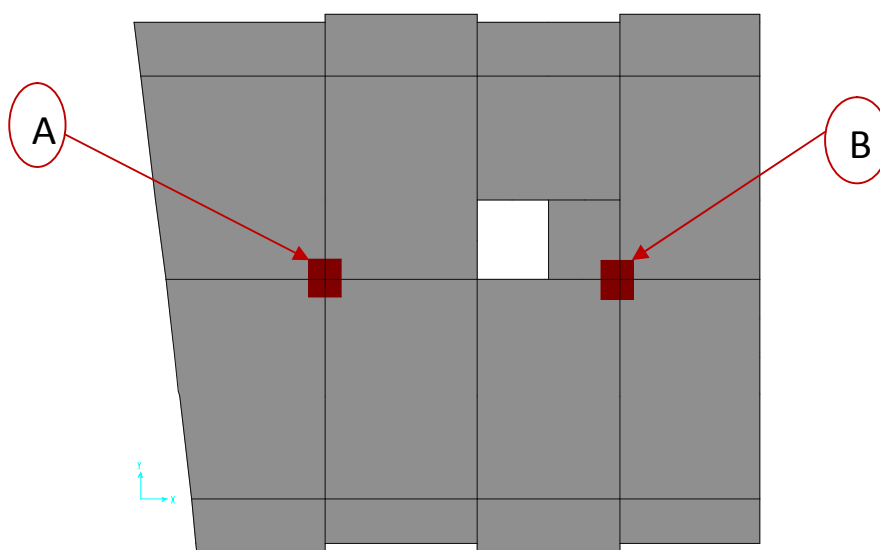


Figure II.10.vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge

Le calcul du poids propre des poteaux est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.10. Poids propre des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Poids propre des poteaux G_{pot} (KN)
sous sol, RDC, 1 ^{ère}	50 × 50	$(0.50 \times 0.50 \times 4.08) \times 25 = 25.5$
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	45 × 45	$(0.45 \times 0.45 \times 3.06) \times 25 = 15.49$
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	40 × 40	$(0.40 \times 0.40 \times 3.06) \times 25 = 12.24$
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	35 × 35	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06) \times 25 = 9.37$

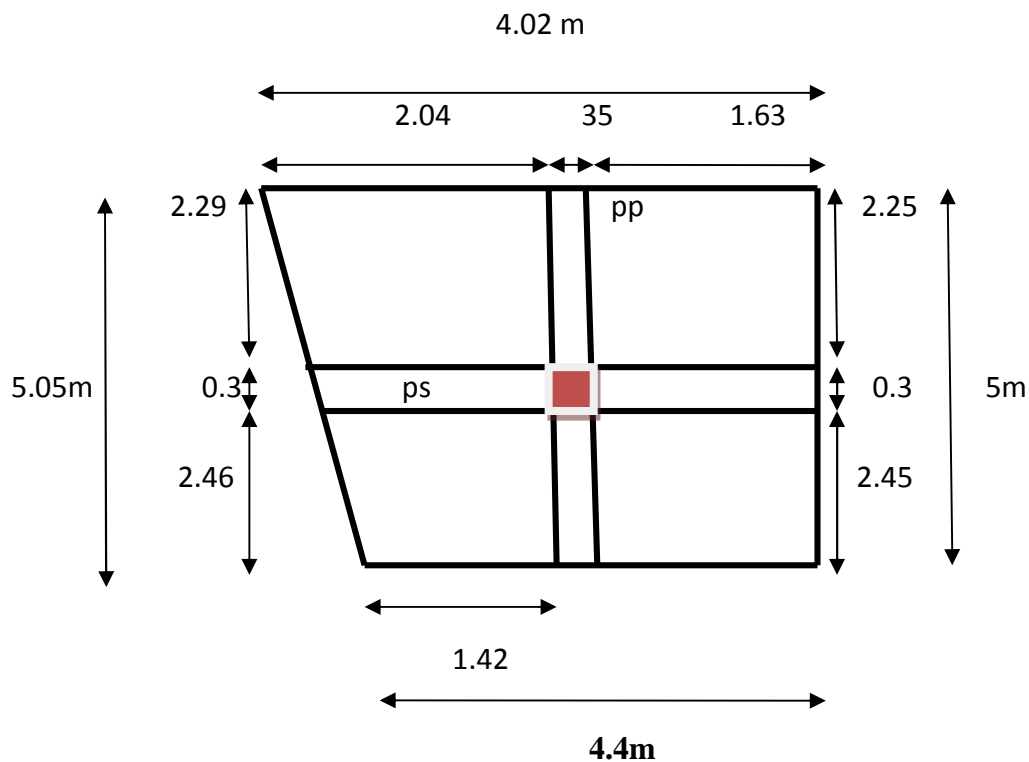


Figure II.13. Surface qui revient au Poteau (A)

Exemple de calcul

Surface afférente du plancher $S = ((3.04 \times 4.7) + (0.61 \times 4.7) / 2) = 13.80 \text{ m}^2$.

Surface totale : $S = ((3.39 \times 5) + (0.61 \times 5 / 2)) = 18.47 \text{ m}^2$.

G : Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.59 \times 13.80 = 90.94 \text{ KN}$.

G : Plancher étages : $G = 5.11 \times 13.80 = 70.52 \text{ KN}$

G : Poutres principales : $G = [0.4 \times 0.35 \times (5 - 0.3)] \times 25 = 16.45 \text{KN}$.

G : poutre secondaire : $G = [0.35 \times 0.30 \times (4 - 0.35)] \times 25 = 9.58 \text{KN}$.

Q : Terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 18.55 = 18.55 \text{KN}$.

Q : étage courant : $Q = 1.5 \times 18.47 = 27.70 \text{KN}$.

Q : étage commerciale : $Q = 5 \times 18.47 = 92.35 \text{KN}$

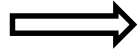

 Effort normale majoré : $N'u = 1.15 \times Nu$.
 Effort normale : $Nu = 1.35N_G + 1.5N_Q$.

Tableau II.11. Descente de charge poteau (A)

Niveau	Elément	G(KN)	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	N'u(KN)
N9	Plancher	90.94	126.34	18.47	198.26	228
	Poutre p	16.45				
	Poutre s	9.58				
	poteau	9.37				
N8	Plancher	70.52	232.26	46.17	382.81	440.22
	Poutre P	16.45				
	Poutre S	9.58				
	Poteau	9.37				
N7	Plancher	70.52	341.05	73.87	571.22	656.90
	Poutre P	16.45				
	Poutre S	9.58				
	Poteau	12.24				
N6	Plancher	70.52	449.84	101.54	759.59	873.53
	Poutre P	16.45				
	Poutre S	9.58				
	Poteau	12.24				

N5	Plancher	70.52	561.88	129.24	952.39	1095.24
	Poutre P	16.45				
	Poutre s	9.58				
	Poteau	15.49				
N4	Plancher	70.52	673.92	157.57	1146.15	1318.07
	Poutre P	16.45				
	Poutre s	9.58				
	Poteau	15.49				
N3	Plancher	70.52	795.97	185.27	1075.23	1236.51
	Poutre P	16.45				
	Poutre S	9.58				
	Poteau	25.50				
N2	Plancher	70.52	918.01	212.97	1558.76	1792.57
	Poutre P	16.45				
	Poutre S	9.58				
	Poteau	25.49				
N1	Plancher	70.52	1040.05	305.32	1862.04	2141.34
	Poutre P	16.45				
	Poutre S	9.58				
	Poteau	25.49				

N a la base : $G = 1135.16 \text{ KN}$

$Nu = 1856.84 \text{ KN}$

$Q = 216.25 \text{ KNN}'$

$Nu' = 2135.37 \text{ KN}$

II.9.2. Descente de charge pour le poteau (B) :

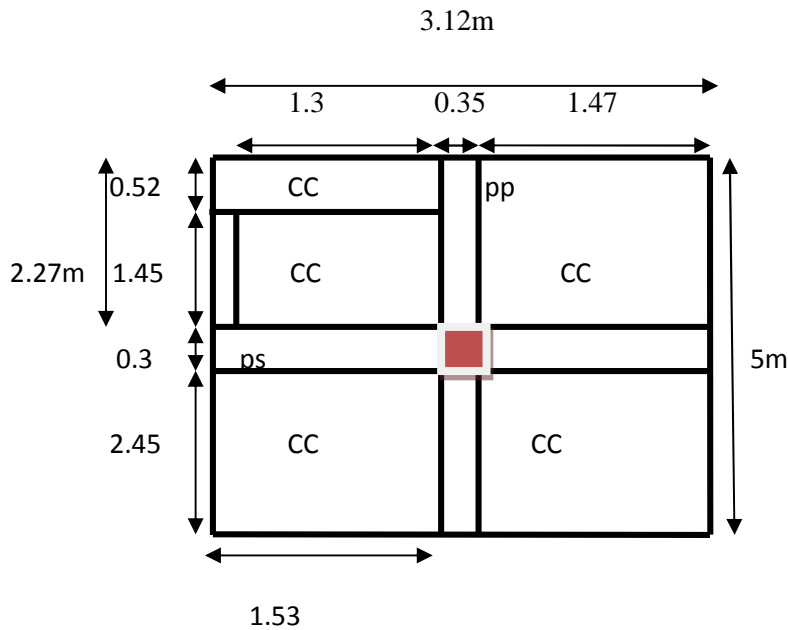


Figure II.13. Surface qui revient au Poteau (B)

❖ **Exemple de calcul**

Surface afférente du plancher (C.C)

$$S1 = ((1.48 \times 2.27) + (2.45 \times 1.48) + (0.52 \times 1.53) + (1.53 \times 2.45)) = 11.53 \text{ m}^2$$

$$S2 = (1.3 \times 1.45) = 1.86 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale (C.C)} : S = ((5 \times 1.83) + (1.53 \times 2.75) + (0.52 \times 1.53)) = 14.19 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale (D.P)} : S = ((1.5 \times 1.75) = 2.63 \text{ m}^2$$

$$G : \text{Poutre de chinage} : G = [0.30 \times 0.30 \times 1.53] \times 25 = 3.44 \text{ KN.}$$

$$G : \text{Plancher terrasse inaccessible} : G = ((6.59 \times 11.53) + (2.22 \times 5.09)) = 87.28 \text{ KN.}$$

$$G : \text{Plancher étages} : G = ((5.11 \times 11.53) + (1.86 \times 5.09)) = 68.39 \text{ KN}$$

$$G : \text{Poutres principales} : G = [0.40 \times 0.35 \times 4.72] \times 25 = 16.52 \text{ KN.}$$

$$G : \text{poutre secondaire} : G = [0.35 \times 0.30 \times 3.01] \times 25 = 7.9 \text{ KN.}$$

$$Q : \text{Terrasse inaccessible} : Q = (1 \times 14.19) + (2.5 \times 2.68) = 20.89 \text{ KN}$$

$$Q : \text{étage courant} : Q = (1.5 \times 14.19) + (2.5 \times 2.63) = 27.86 \text{ KN.}$$

$$Q : \text{étage commerciale} : Q = (5 \times 14.19) + (2.5 \times 2.63) = 77.53 \text{ KN.}$$

$$\text{Effort normale} : Nu = 1.35NG + 1.5NQ.$$

$$\text{Effort normale majoré} : N'u = 1.15 \times Nu.$$

Tableau II.12. Descente de charge poteau (B)

Niveau	Elément	G(KN)	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	N'u(KN)
N9	plancher	87.28	125.09	20.89	200.21	230.24
	Poutre p	16.52				
	Poutre s	7.9				
	poteau	9.37				
	P chainage	4.02				
N8	plancher	68.39	231.29	48.75	385.37	443.18
	Poutre p	16.52				
	Poutre s	7.9				
	poteau	9.37				
	P chainage	4.02				
N7	plancher	68.39	340.36	73.82	570.22	655.75
	Poutre p	16.52				
	Poutre s	7.9				
	poteau	12.24				
	P chainage	4.02				
N6	plancher	68.39	449.43	96.11	750.90	863.54
	Poutre p	16.52				
	Poutre s	7.9				
	poteau	12.24				
	P chainage	4.02				
N5	plancher	68.39	561.75	115.61	931.78	1071.55
	Poutre p	16.52				
	Poutre s	7.9				
	poteau	15.49				
	P chainage	4.02				
N4	plancher	68.39	674.07	132.33	1108.49	1274.76
	Poutre p	16.52				
	Poutre s	7.9				
	poteau	15.49				
	P chainage	4.02				
	plancher	68.39				

N3	Poutre p	16.52	796.4	146.26	1294.53	1488.71
	Poutre s	7.9				
	Poteau	25.50				
	P chainage	4.02				
N2	Plancher	68.39	918.73	160.13	1480.48	1702.55
	Poutre p	16.52				
	Poutre s	7.9				
	poteau	25.50				
	P chainage	4.02				
N1	plancher	68.39	1041.06	208.27	1717.84	1975.52
	Poutre p	16.52				
	Poutre s	7.9				
	poteau	25.50				
	P chainage	4.02				

$$N \text{ a la base : } \begin{cases} G = 1041.06 \text{ KN} \\ Q = 208.27 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1717.84 \text{ kN} \\ N'u = 1975.52 \text{ KN} \end{cases}$$

II.9.3. : Remarque :

On remarque que l'effort le plus défavorable est donné par le poteau (A).

Il faut vérifier les conditions suivantes :

❖ Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} \text{Tel que : } \sigma_{bc} = \frac{N'u}{B} \leq \sigma_{adm} \\ \text{Avec : } \sigma_{adm} = \frac{(0.85 \times f_{c28})}{1.5} = 14.2 \text{ MPA} \end{cases}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{adm}} \rightarrow B \geq \frac{2042.53 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.144 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.144m^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.13. Vérification de critère de résistance (compression simple).

Niveau	N'_u (KN)	B(m ²)	σ_{bc} (MPa)	observation
N9	248.62	0.1225	2.0296	Vérifiée
N8	476.96	0.1225	3.8936	vérifiée
N7	704.96	0.16	4.406	vérifiée
N6	928.17	0.16	5.8011	vérifiée
N5	1151.61	0.2025	5.6869	vérifiée
N4	1370.25	0.2025	6.7667	vérifiée
N3	1599.64	0.25	6.3986	vérifiée
N2	1828.9	0.25	7.3156	vérifiée
N1	2135.37	0.25	8.5415	Vérifiée

- **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec : } l_f: \text{longueur de flambement .}$$

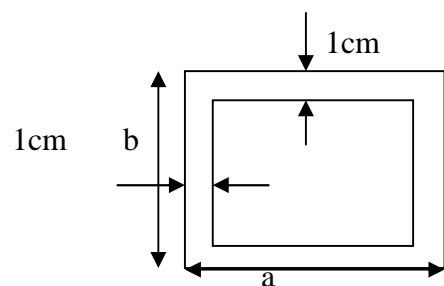


Fig. II.10. Section brute

$l_f = 0.7 \times l_0$ avec l_0 : longueur libre d'étage.

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b \times h^3}{12}$$

d'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$A_s \geq 0.8\% \times B_r \implies \text{on prend } A_s = 1\% \times B_r$$

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N'_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{r \text{ cal}}$

Pour le poteau de RDC (N3) :

$$B_r = (0.5 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.1304 \text{ m}^2$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.68$$

$$l_f = 2.576 \text{ m}$$

$$I = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.5208 \times 10^{-2}$$

$$i = \sqrt{\frac{0.5208 \times 10^{-2}}{0.5 \times 0.5}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.576}{0.144} = 17.89 < 50$$

$$\implies \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17.89}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{1828.9}{0.81 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.102 \text{ m}^2$$

$B_r = 0.1304 \text{ m}^2 > B_{r \text{ cal}} = 0.102 \text{ m}^2 \implies$ Donc pas de risque de flambement.

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Vérification de critère de stabilité de forme

Niveaux	λ	α	N'u(KN)	Br (m ²)	Br-cal (m ²)	Observation
N9	18.44	0.81	248.61	0.1089	0.014	Vérifiée
N8	18.44	0.81	476.96	0.1089	0.027	Vérifiée
N7	16.19	0.82	704.96	0.1444	0.039	Vérifiée
N6	16.19	0.82	928.17	0.1444	0.051	Vérifiée
N5	14.32	0.637	1151.61	0.1849	0.082	Vérifiée
N4	14.32	0.637	1370.25	0.1849	0.098	Vérifiée
N3	12.93	0.827	1599.64	0.2304	0.088	Vérifiée
N2	17.89	0.81	1828.9	0.2304	0.102	Vérifiée
N1	17.89	0.81	2135.37	0.2304	0.12	Vérifiée

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

❖ Vérification de l'effort normal réduit :

Selon **RPA99/2003**(article 7.1.3.3) il faut vérifier [1] :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$V = \frac{2135.37 \times 10^{-3}}{0.1225 \times 25} = 0.69 > 0.3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifié}$$

On choisit une section : $(b_1 \times h_1) = (55 \times 50)$

On présentera les différentes sections des poteaux dans le tableau suivant :

Tableau II.15. Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées

Niveaux	Section (cm ²)	N'u (KN)	v	observation
Entre sol	(55×55)	2135.37	0.28	vérifiée
RDC	(55×55)	1828.9	0.24	vérifiée
1 ^{ère} étage	(50×55)	1599.64	0,23	vérifiée
2 ^{ème} étage	(50×55)	1370.25	0.2	vérifiée
3 ^{ème} étage	(45×50)	1151.61	0.2	vérifiée
4 ^{ème} étage	(45×50)	928.17	0.17	vérifiée
5 ^{ème} étage	(40×45)	704.96	0.16	vérifiée
6 ^{ème} étage	(40×45)	476.96	0.11	vérifiée
7 ^{ème} étage	(35×35)	248.61	0.08	vérifiée

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \dots \dots \dots (3)$$

On remarque que les trois conditions de RPA sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux

II.10. Conclusion :

Les sections optées pour les éléments sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.16. *caractéristiques des éléments structuraux*

Eléments	Largeur b(Cm)	Hauteur h(Cm)
Poutres principales	30	45
Poutres secondaires	30	40
Poteau de entre sol	55	55
Poteau de RDC	55	55
Poteau de 1 ^{ère} étage	50	55
Poteau de 2 ^{ème} étage	50	55
Poteau de 3 ^{ème} étage	45	50
Poteau de 4 ^{ème} étage	45	50
Poteau de 5 ^{ème} étage	40	45
Poteau de 5 ^{ème} étage	40	45
Poteau de 7 ^{ème} étage	35	35
voiles	/	20

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

INTRODUCTION :

- Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la règlementation en vigueur.

III.1 ETUDE DU PLANCHER:

III.1.1 Disposition des poutrelles :

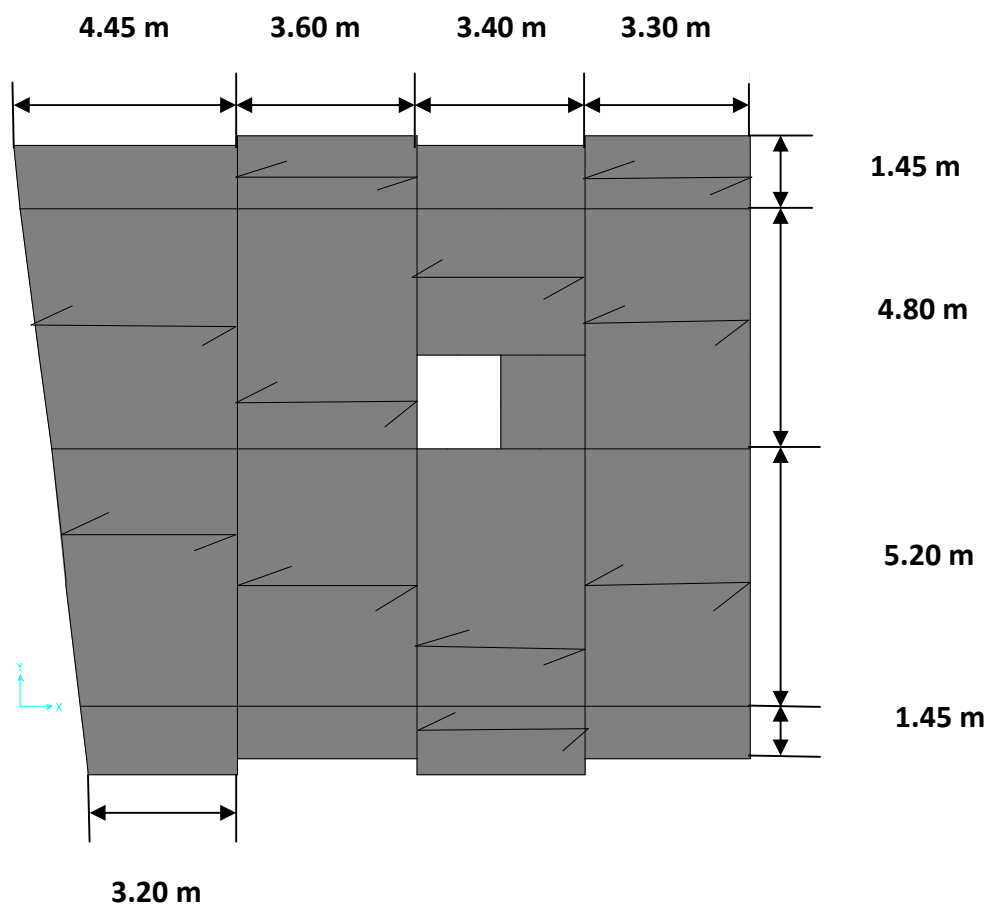


Figure III.1 . Disposition des poutrelles Etage courant

III.1.2. Méthodes de calculs des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis .pour ce faire, nous disposons de deux méthodes

- Méthode forfaitaire
- Méthode Caquot

➤ **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées [4] :

- Plancher a surcharges modérées ($Q \leq \min(2G, 5\text{kn/m}^2)$).
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25.$$

- Fissuration peut nuisible.

➤ **Domaine d'application de la méthode Caquot :**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers a surcharge élevées, et également à des planchers a surcharge modérées si l'une des condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifier [4].

• **Principe de la méthode Caquot :**

✓ **Calcul des moments**

▪ **En appuis :**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{0.85(l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III, 3})$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} l' = 0.8 \times l: \text{ pour une travée intermédiaire.} \\ l' = l: \text{ pour une travée de rive.} \\ P_g ; P_d : \text{ Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.} \end{array} \right.$

▪ **En travées :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x) \\ x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l} \end{array} \right.$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

III.1.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

- $G = 6.59 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 6.59 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.76 \text{ KN/ml}$
- $q_s = (G + Q) \times b = (6.59 + 1) \times 0.65 = 4.93 \text{ KN/ml}$
- $q_u = 6.76 \text{ KN/ml} ; q_s = 4.93 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant :**

- $G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- $q_u = 5.94 \text{ KN/ml} ; q_s = 4.29 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage commerciale :**

- $G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$
- $q_u = 9.36 \text{ KN/ml} ; q_s = 6.57 \text{ KN/ml}$

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**➤ **Terrasse inaccessible :**

$$G_t = 6.59 \text{ KN/m}^2 ; Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$$

G_t, Q_t : charge permanente et d'exploitation de la terrasse inaccessible.

$$Q_t = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times G_t, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Plancher courant :**

$$G_t = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q_t = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

G_t, Q_t : charge permanente et d'exploitation de plancher courant.

$$Q_t = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times G_t, 5 \text{ KN/m}^2)$$

➤ **Plancher commerciale :**

$$G_t = 6.59 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q_t = 5 \text{ KN/m}^2$$

G_t, Q_t : charge permanente et d'exploitation du plancher commerciale.

$$Q_t = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times G_t, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Pour la 1^{ère} condition de la méthode forfaitaire elle est vérifiée.
- ✓ La charge uniformément répartie de manière identique sur toutes les longueurs
- des poutres (l'inertie constante) donc la 2^{ème} condition est vérifiée.
 - ✓ Le rapport entre les travées successives pour le type 01 :

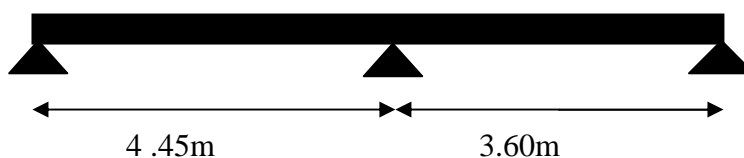


Figure III.2. Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 01

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.45}{3.60} = 1.23 \quad ; \quad \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.60}{4.45} = 0.81$$

- On remarque que le rapport est compris entre 0.8 et 1.25 donc c'est vérifiée.
 - Les poutrelles sont à l'intérieure du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible d'où La 4^{ème} condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.





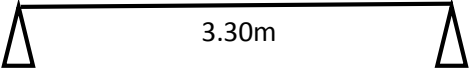

Calcul de α : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Tableau III.1. Calcul de la valeur de α pour chaque plancher

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	α
Terrasse inaccessible	6.59	1	0.132
Plancher courant	5.11	1.5	0.227
Plancher commercial	5.11	5	0.495

III.1.4. Les différents types des poutrelles

Tableau III.2. Les différents types des poutrelles

Type	Schéma statique
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	
Type6	

Remarque :

Les différents types de poutrelle sont disposés comme suit :

Type (1, 2, 5, 3) : étage commerciale, étages courant.

Type (1, 2, 4, 6) : terrasse inaccessible.

➤ **Exemple de calcul :**

Pour notre calcul on exposera un exemple de calcul soit le type 01 (étage courant), et les autres sont illustrées dans les tableaux.

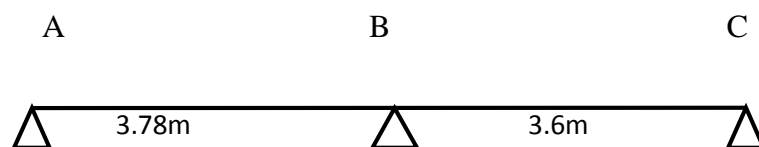


Figure III.3. Schéma statique de poutrelle type 1

III.1.5. calcul des sollicitations :

À l'ELU : $P_u = 5.94 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $P_s = 4.29 \text{ KN/ml}$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

- P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

➤ Calcul des moments en travée :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

À l'ELU : $M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$

À l'ELS : $M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8}$

Travée	$M_0(ELU)(KN.m)$	$M_0(ELS)(KN.m)$
A-B	$m_0^1 = 10.50$	$m_0^1 = 7.58$
C-D	$m_0^2 = 9.62$	$m_0^2 = 6.95$

➤ Moments aux appuis de rive : $M_A = M_C = 0$

- **Remarque :**

- Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $[-0.15 \times M_0][2]$.

➤ Moment aux appuis intermédiaires :

À l'ELU :

$$M_A = M_C = -0.15 \times \max(m_0^1, m_0^2) = -0.15 \times \max(10.50, 9.62) = -1.58 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_C = -0.15 \times \max(m_0^1, m_0^2) = -0.15 \times \max(7.58, 6.95) = -1.14 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travées :

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots (2)$$

Entre (1) et (2) on prend le plus défavorable.

$$\alpha = 0.227$$

$$(1 + 0.3 \times \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.227 = 1.068$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times 0.227}{2} = 0.634$$

• Travée AB :

$$M_t^{AB} + \frac{0 + M_B}{2} \geq 1.068 \times m_0^1 \rightarrow M_t^{AB} \geq 1.068 \times m_0^1 - \frac{M_B}{2} \rightarrow M_B = -0.6 \times m_0^1 \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.227}{2} \times m_0^1 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t^{AB} \geq 0.768 \times m_0^1 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq 0.634 \times m_0^1 \dots \dots \dots (2)$$

Entre (1) et (2) soit à la limite : $M_t^{AB} = 0.768 \times m_0^1$

$$\text{A l'ELU : } M_t^{AB} = 0.768 \times 10.5 = 8.064 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_t^{AB} = 0.768 \times 7.58 = 5.82 \text{ KN.m}$$

• Travée BC :

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + 0}{2} \geq 1.068 \times m_0^2 \rightarrow M_t^{BC} \geq 1.068 \times m_0^2 - \frac{M_B}{2} \rightarrow M_B = -0.6 \times m_0^1 \dots \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.227}{2} \times m_0^2 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t^{BC} \geq 0.768 \times m_0^2 - 0.3 \times m_0^1 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq 0.634 \times m_0^2 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.068 \times 9.62 - 0.3 \times 10.5 = 7.12 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0.634 \times 9.62 = 6.099 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} = 7.12 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } \begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.068 \times 6.95 - 0.3 \times 7.58 = 5.15 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0.634 \times 6.95 = 4.406 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} = 5.15 \text{ KN.m}$$

➤ **Évaluation des efforts tranchants :**

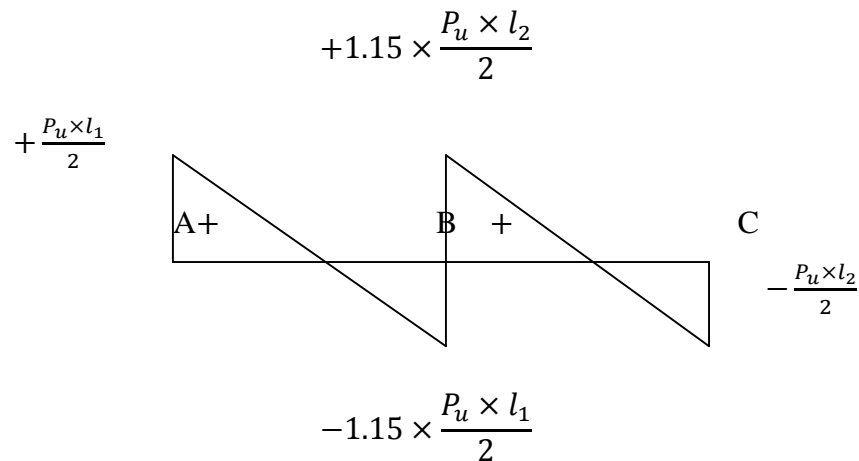


Figure III.4. Schéma statique de l'effort tranchant type 1

• **Travée AB :**

$$\begin{cases} V_A = \frac{P_u \times l_1}{2} = \frac{5.94 \times 3.78}{2} = 11.22 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l_1}{2} = -1.15 \times \frac{5.94 \times 3.76}{2} = -12.84 \text{ K} \end{cases}$$


• **Travée BC :**

$$\begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{P_u \times l_2}{2} = 1.15 \times \frac{5.94 \times 3.6}{2} = 12.3 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{P_u \times l_2}{2} = -\frac{5.94 \times 3.6}{2} = -10.69 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants


- Type (type 1)

Tableau .III.3.Sollicitations à l'ELU (type 1)



Plancher Terrasse Inacceccible	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
	A-B	3,78	6,758	12,07	-1,791	-7,166	8,957	12,705	-14,611
B-C	3,60	6,758	10,95	-7,166	-1,791	7,912	13,989	-12,164	
Plancher Commercial	A-B	3,78	9,359	16 ,716	-2 ,507	-10,03	14,183	17 ,689	-20,342
	B-C	3,60	9,359	10 ,162	-10,03	-7 ,043	12 ,399	19,373	-16 ,846
Plancher D'habitation	A-B	3,78	5,947	10,62	-1,577	-6,306	8,073	11,18	-12 ,857
	B-C	3,60	5,947	9,63	-6,306	-1,577	7,137	12,31	-10,705

Tableau .III.4.Sollicitations à l'ELS (type 1)



	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Plancher D'habitation	A-B	3,78	4,297	7,67	-1,577	-6,306	5,833
	B-C	3,60	4,297	6,96	-6,306	-1,577	5,157
Plancher commercial	A-B	3,78	6,572	11,738	-1,761	-7,043	9 ,96
	B-C	3,60	6,572	10,647	-7,043	-1,761	8 ,707
Plancher Terrasse inacceccible	A-B	3,78	4,934	8,81	-1,308	-5,231	6,539
	B-C	3,60	4,934	7,99	-5,231	-1,308	5,777

• Type 2

Tableau .III.5.Sollicitations à l'ELU (type 2)

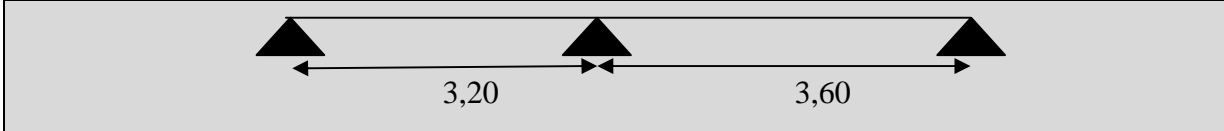
		4,45		3,60		3,40		3,30	
	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher D'habitation	A-B	4,45	5,947	14,72	-2,139	-7,131	11,676	13,024	-14.326
	B-C	3,60	5,947	9,63	-7,131	-3,854	5,145	11,775	-10.705
	C-D	3,40	5,947	8,59	-3,854	-4,297	5,103	10,109	-11.121
	D-E	3,30	5,947	8,09	-4,297	-2,139	6,55	10,827	-9.842
Plancher Terrasse Inaccessible	A-B	4,45	6,758	12,73	-2,431	-8,103	12,965	14,8	-16.28
	B-C	3,60	6,758	10,95	-8,103	-4,379	5,691	13,381	-12.174
	C-D	3,40	6,758	9,77	-4,379	-4,883	5,622	11,498	-12.637
	D-E	3,30	6,758	9,20	-4,883	-2,431	7,276	12,303	-11.184
Plancher Commercial	A-B	4,45	9,359	23,16	-3,366	-11,222	20,165	20,496	22.546
	B-C	3,60	9,359	15,16	-11,222	-6,065	8,77	18,53	-16.846
	C-D	3,40	9,359	13,52	-6,065	-6,762	9,119	15,91	-17.501
	D-E	3,30	9,359	12,74	-6,762	-3,366	11,339	17,038	-15.489

Tableau .III.6.Sollicitations à l'ELS (type 2)

		4,45		3,60		3,40		3,30	
	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)		
Plancher D'habitation	A-B	4,45	4,297	10,63	-1,546	-5,152	14,16		
	B-C	3,60	4,297	6,96	-5,152	-2,784	6,159		
	C-D	3,40	4,297	6,20	-2,742	-3,105	6,403		
	D-E	3,30	4,297	5,85	-3,105	-1,546	7,962		
Plancher Terrasse Inaccessible	A-B	4,45	4,934	12,21	-1,775	-5,916	9,466		
	B-C	3,60	4,934	7,99	-5,916	-3,197	4,155		
	C-D	3,40	4,934	7,13	-3,197	-3,565	4,106		
	D-E	3,30	4,934	6,72	-3,565	-1,775	5,312		
Plancher Commercial	A-B	4,45	6,572	16,27	-1,104	-3,997	4,509		
	B-C	3,60	6,572	10,65	-3,997	-3,197	4,796		
	C-D	3,40	6,572	9,50	-3,197	-3,565	4,106		
	D-E	3,30	6,572	8,95	-3,565	-1,014	5,312		

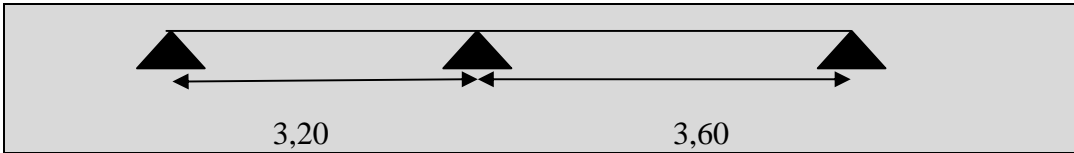
- Type 3

Tableau .III.7.Sollicitations à l'ELU (type 3)




	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher D'habitation	A-B	3.2	5.947	7.61	-1.445	-5.78	5.089	9.426	-10.84
	B-C	3.6	5.947	9.63	-5.78	-1.445	7.40	12.31	-10.71
Plancher Commercial	A-B	3.2	9.359	11.98	-2.247	-9.097	8.95	14.83	-17.059
	B-C	3.6	9.359	15.16	-9.097	-2.274	12.87	19.373	-16.85

Tableau .III.8.Sollicitations à l'ELS (type 3)



	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Plancher D'habitation	A-B	3.20	4.297	5.50	-1.044	-4.177	3.677
	B-C	3.60	4.297	5.85	-4.177	-1.044	5.347
Plancher Commercial	A-B	3.20	6.57	5.03	-1.597	-6.388	6.287
	B-C	3.60	6.57	10.64	-6.388	-1.597	9.034

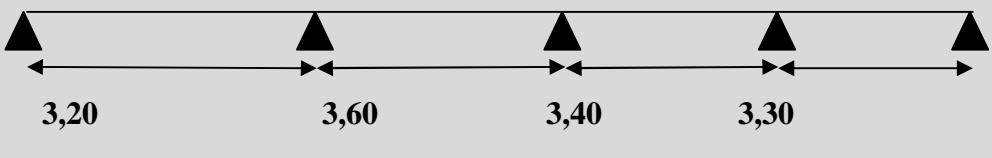
Tableau .III.9.Sollicitations à l'ELU (type 4)



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher Terrasse inaccessible	A-B	3,20	6,758	8,65	-1,388	-5,474	6,176	10,711	-11,783
	B-C	3,60	6,758	10,95	-5,474	-4,379	6,569	13,981	-12,164
	C-D	3,40	6,758	9,76	-4,379	-4,883	5,622	11,981	-12,697
	D-E	3,30	6,758	9,20	-4,883	-1,388	7,376	12,303	-11,184

- Type 4 :


Tableau .III.10.Sollicitations à l'ELS (type 4)



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher Terrasse inaccessible	A-B	3,20	4,934	6,32	-1,104	-3,997	4,509	10,711	-11,783
	B-C	3,60	4,934	7,99	-3,997	-3,197	4,796	13,981	-12,164
	C-D	3,40	4,934	7,13	-3,197	-3,565	4,106	11,489	-12,697
	D-E	3,30	4,934	6,72	-3,565	-1,014	5,312	12,303	-11,184

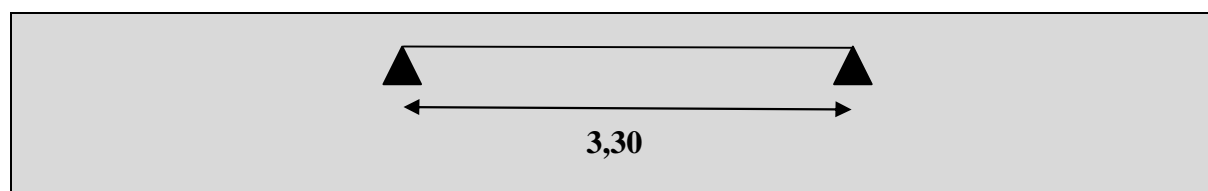
- Type 5

Tableau .III.11.Sollicitations à l'ELU (type 5)



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher D'habitation	A-B	3,30	5,947	8,09	-1,222	-1,222	8,142	9,842	-9,842
Plancher Commercial	A-B	3,30	9,59	13,05	-1,923	-1,923	12,718	15,489	-15,48

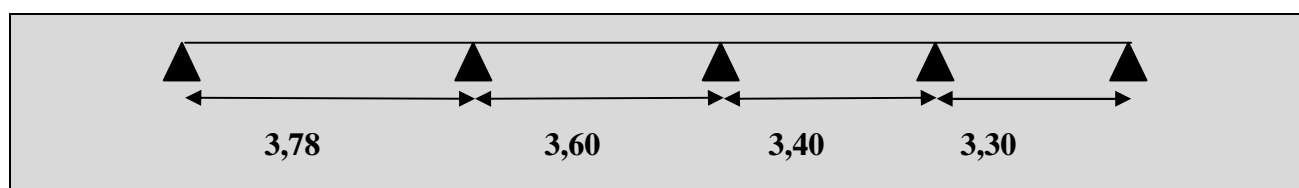
Tableau .III.12.Sollicitations à l'ELS (type5)



	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Plancher D'habitation	A-B	3,30	4,297	5,85	-0,883	-0,883	5,885
Plancher Commercial	A-B	3,30	4,934	6,72	-1,35	-1,35	9

- Type 6

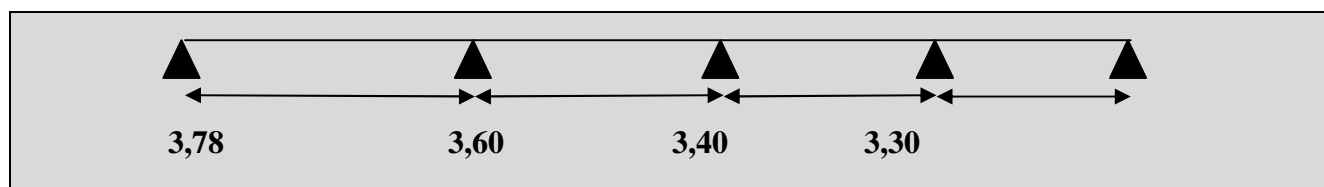
Tableau .III.13.Sollicitations à l'ELU (type 6)



	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher Terrasse inaccessible	A-B	3,78	6,758	12,07	-1,791	-7,166	8,957	12,705	-14,611
	B-C	3,60	6,758	10,95	-5,474	-4,379	6,569	13,981	-12,164
	C-D	3,40	6,758	9,76	-4,379	-4,883	5,622	11,981	-12,697
	D-E	3,30	6,758	9,20	-4,883	-1,388	7,376	12,303	-11,184

- Type 6 :

Tableau .III.14.Sollicitations à l'ELS (type 6)



	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher Terrasse inaccessible	A-B	3,78	4,934	8,81	-1,308	-5,231	6,539	10,711	-11,783
	B-C	3,60	4,934	7,99	-3,997	-3,197	4,796	13,981	-12,164
	C-D	3,40	4,934	7,13	-3,197	-3,565	4,106	11,489	-12,697
	D-E	3,30	4,934	6,72	-3,565	-1,014	5,312	12,303	-11,184

Récapitulation des Sollicitations les plus défavorables :**Tableau .III.15 .Les Sollicitations maximales**

Type d'étage	ELU				ELS	
	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	v^{max} (KN)	M_0^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Terrasse inaccessible	8,103	12,965	16,28	12,73	5,916	9,466
Habitation	7,131	14,16	14,326	14,72	5,85	7,962
Commerce	11,222	20,165	22,546	23,16	6,968	9,855

III.1.6 : Ferrailage de poutrelles

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

➤ **Calcul a l'ELU****Exemple de calcul Plancher terrasse inaccessible :**

Le calcul se fera pour une section en T.

En travée

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_{t_{max}} = 12,965 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_{ariv}^{max} = -0,15 \times M_0^{max} = -0,15 \times 12,73 = -1,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{aint}^{max} = 8,103 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 16,28 \text{ KN}$$

➤ **Ferrailage en travée :**

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2) \dots \dots \dots$ Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \times 10^{-3} \text{ MN.m} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h_t$) = $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}}; \quad d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12,965 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0434; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,0434 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,055$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,176 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{12,965 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 2,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 2,12 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2,7 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage en appuis :**

- **En appui intermédiaire :**

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$.

$$M_{ai} = 8,103 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{8,103 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,176;$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,176, \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,176 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,244$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,162m$$

$$A_{ai} = \frac{M_{ai}}{z \times f_{st}} = \frac{8,103 \times 10^{-3}}{0,162 \times 348} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ai} = 1,45 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour : $A_{ai} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

- **En appui de rive**

$$M_{a \text{ riv}} = -1,90 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{1,90 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,04; \Rightarrow \mu_{bu} = 0,04$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

- $\mu_{bu} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,051$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1763m$$

$$A_{ai} = \frac{M_{a \text{ rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{1,90 \times 10^{-3}}{0,1763 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{a\text{ rive}} = 0,31\text{cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 0,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour : 1HA10 = 0,79 cm².

➤ Vérification des poutrelles à l'ELU

• Cisaillement

$$V_u = 16,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{16,28 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,904 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Pas risque de cisaillement.

• Choix des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_t^{\min}, \frac{b_0}{10} \right) \dots\dots \text{BAEL91 (Article H .III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, 8, \frac{100}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq 5,7 \text{ mm} \Rightarrow \text{on choisit un étrier } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

• L'espace St :

L'espace des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) \text{ St} \leq \text{Min} (0,9d, 40 \text{ cm}) = \text{St} \leq \text{Min} (0,9 * 18; 40 \text{ cm}) \\ \Rightarrow \text{St} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow St \leq 66,57 \text{ cm} \quad (\text{article A.5.1.2.2})$$

3)

Flexion simple

Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$

Pas de reprise de bétonnage

$$4) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

St = min (1; 2; 3) \Rightarrow on opt pour St = 15cm.

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

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 1,06 \text{ MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5 \text{ MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

\Rightarrow Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

• **Vérification à l'effort tranchant**

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) au niveau l'appui :

En appuis de rive :

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

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,57 + 1,13 + 0,79 = 3,49 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 16,28 \times 10^{-3} = 0,46 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

En appuis intermédiaire :

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 4,28\text{cm}^2$$

$$A_l \geq \left[V_U + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 1,88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

- Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ (Art A.6.1.3 [1])}.$$

$$\text{Avec : } a_{\text{max}} = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20\text{cm}$$

$$V_u = 16,28\text{KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135\text{KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des poutrelles à l'ELS**

- **Etat limite de compression du béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$$

- En travée**

$$M_t = 9,466\text{KN.m} \quad A_t = 2,70 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = -4,7 \times 10^{-5} < 0 \text{ donc}$$

l'axe neutre passe par la nervure

Vérification d'une section en T

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

$$\frac{0,1}{2}y^2 + [15 \times 2,7 \times 10^{-4} + (0,65 - 0,1) \times 0,04]y - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times 0,18 - (0,65 - 0,1) \times \frac{(0,04)^2}{2} = 0$$

$$0,05y^2 + 0,02605y - 0,001169 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,030$$

$$y = 3,95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times (0,0395)^3 - \frac{(0,65 - 0,1) \times (0,0395 - 0,04)^3}{3} + 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0395)^2 \Rightarrow I = 9330,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9,466 \times 10^{-3}}{9330,1 \times 10^{-8}} \times 0,0395$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 4,01 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

-En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = 5,92 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 1,92 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 1,92 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 1,17 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H = 1,17 \times 10^{-3} > 0$ donc l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b×h)

⇒ Calcul d'une section rectangulaire (b×h)

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

$$\frac{0,65}{2}y^2 + (15 \times 1,92 \times 10^{-4})y - 15 \times 1,92 \times 10^{-4} \times 0,18 = 0$$

$$0,325y^2 + 0,00288y - 0,0005184 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,026$$

$$y = 3,57 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

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

$$I = \frac{65 \times 3,57^3}{3} + 15 \times 1,92 (18-3,57)^2$$

$$\Rightarrow I = 6982,70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5,92 \times 10^2}{6982,70} 35,7 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. L'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée donc on doit faire une

Vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Poutre inférieure à 5m, La flèche admissible pour est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{445}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0,89\text{cm}$$

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

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

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

- **Evaluation des moments en travée :**

- $q_{jser} = 0,65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$$q_{jser} = 0,65 \times 2,85 = 1,85 \text{ KN/m}$$

- $q_{gser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0,65 \times 6,59 = 4,28 \text{ KN/m}$$

- $q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0,65 \times 7,59 = 4,93 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \cdot l^2}{8} = \frac{1,85(4,45)^2}{8} = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \cdot l^2}{8} = \frac{4,28(4,45)^2}{8} = 10,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \cdot l^2}{8} = \frac{4,93(4,45)^2}{8} = 12,20 \text{ KN.m}$$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre $\Rightarrow y = 3,95 \text{ cm}$

➤ **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} \cdot d + A_{sc} \cdot d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2,7 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times (2,7)}$$

$$v = 6,88 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 6,88^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 6,88)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (6,88 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,7 (18 - 6,88)^2$$

$$I_0 = 19154,05 \text{ cm}^4 \dots \dots \dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)} (\text{cm}^4))$$

$$A_s = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2,7 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \rho = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0,015} = 2,84 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,136 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

- Calcul des déformations E_i et E_v :

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa.}$$

- **Contraintes :**

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ; y = 3,95 \text{ cm; } I = 3930,1 \text{ cm}^4; I_0 = 19154,05 \text{ cm}^4; A_s = 2,7 \text{ cm}^2$$

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{4,58 \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 103,45 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{10,59 \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 239,21 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{12,20 \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 275,58 \text{ MPa}$$

- **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 103,45 + 2,1} = 0,55 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 239,21 + 2,1} = 0,77 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 275,58 + 2,1} = 0,80 > 0$$

$$If_{ij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,55} = 8223,83 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,77} = 6611,47 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,80} = 6439,32 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + (1,136 \times 0,77)} = 11238,72 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$f_{ji} = \frac{10^{-3} \times 4,45^2 \times 4,58}{10^{-8} \times 10 \times 32164,2 \times 8223,83} = 0,34 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{10^{-3} \times 4,45^2 \times 10,59}{10^{-8} \times 10 \times 32164,2 \times 6611,47} = 0,98 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{10^{-3} \times 4,45^2 \times 12,20}{10^{-8} \times 10 \times 32164,2 \times 6439,32} = 1,16 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{10^{-3} \times 4,45^2 \times 12,20}{10^{-8} \times 10 \times 10721,40 \times 11238,72} = 2 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad \Delta f_t = 2 - 0,34 + 1,16 - 0,98 = 1,84 \text{ mm}$$

$\Delta f = 1,84 \text{ mm} < f_{adm} = 8,9 \text{ mm}$ la flèche est vérifiée

III.1.7 : Récapitulation de calcul de ferrailage des différentes poutrelles :

Tableau .III.16 Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage Transversale		
		M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)	A_t (cm ²)	S_t (cm ²)
T. Inaccessible	Travée	12,965	0,043	0,054	0,176	2,12	1,41	1HA12+ 2HA10= 2.7	2HA6=0,57	15
	Appui inter	8,103	0,176	0,244	0,162	1,45	0,22	2HA10 =1.57	2HA6=0,57	15
	Appui de rive	1,91	0,042	0,054	0,176	0,31	0,22	1HA10= 0,79	2HA6=0,57	15
Habitation	Travée	14,16	0,047	0,060	0,176	2,31	1,41	1HA10+ 2HA12 =3.05	2HA6=0,57	15
	Appui inter	7,131	0,155	0,212	0,165	1,24	0,21	1HA10+ 1HA12 =1.92	2HA6=0,57	15
	Appui de rive	2,21	0,048	0,062	0,175	0,36	0,21	1HA10 = 0,79	2HA6 = 0,57	15
Commerce	Travée	20,165	0,067	0,087	0,174	3,30	1,41	1HA14+ 2HA16= 5.56	2HA6=0,57	15
	Appui inter	11,222	0,244	0,355	0,154	2,09	0,21	1HA12+ 1HA14= 2.67	2HA6=0,57	15
	Appui de rive	3,47	0,075	0,098	0,173	0,57	0,21	1HA10= 0,79	2HA6=0,57	15

Tableau .III.17. Vérification des états limite de compression du béton.

Type de plancher	Travée				Appui				Observation
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ (MPa)	
T. Inaccessible	9,466	4,15	9317,40	4,22	5,916	3,27	5867,30	3,29	Vérifier
Habitation	7,962	4,38	10307,43	3,38	5,85	3,58	6982,69	2,99	Vérifier
Commerce	9,855	5,63	16628,10	3,34	6,960	4,13	9231	3,12	Vérifier

Tableau .III.18. vérification des états limite de déformation.

Plancher	T. Inaccessible	Plancher d'habitation	Plancher commerce
q_{jser} (KN/m)	1.85	1.85	1.85
q_{gser} (KN/m)	4.28	3.32	3.32
q_{pser} (KN/m)	4.93	4.29	6.57
M_{jser} (KN.m)	4.58	4.59	4.52
M_{gser} (KN.m)	10.55	8.278	8.278
M_{pser} (KN.m)	12.20	11.67	16.23
I (cm ⁴)	6982.70	10306.38	16533.278
I_0 (cm ⁴)	19154.05	15444.32	17466.33
λ_i	2.84	2.52	1.38
λ_v	1.136	1.01	0.552
σ_{sj} (MPa)	103.45	89.53	49.87
σ_{sg} (MPa)	239.21	163.97	91.33
σ_{sp} (MPa)	275.58	211.35	179.05
μ_j	0.55	0.55	0.61
μ_g	0.77	0.75	0.72
μ_p	0.80	0.78	0.85
I_{ji} (cm ⁴)	8223.83	7120.18	10922.66
I_{gi} (cm ⁴)	6611.32	6036.36	9637.32
I_{pi} (cm ⁴)	6439.08	5728.60	8841.68
I_{gv} (cm ⁴)	11238.72	9836.00	13748.68
f_{ji} (mm)	0.34	0.38	0.25
f_{gi} (mm)	0.98	0.83	0.52

f_{pi} (mm)	1.16	1.13	1.1
f_{gv} (mm)	2	2	1.097
Δf (mm)	1.84	1.92	1.427
f_{adm} (mm)	8.9	8.9	8.9
Observations	vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau.III.19.Schéma de ferrailage des poutrelles

Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
T. Inaccessi- ble		
Etage d'habita- tion		
Etage commer- ce		

III.2. Ferrailage de la dalle de compression :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit :

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 25 cm ≤ 33 cm condition vérifiée.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :

4TS6/ml = 1,13 cm² parallèles aux poutrelles → St = 25 cm < 44 cm condition vérifiée

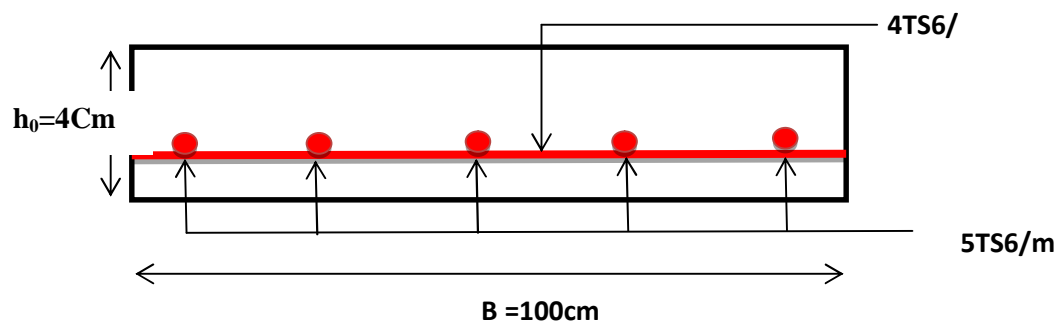


Figure.III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. les Escaliers :

III.3.1. Définition:

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages.

III.3.2. Etude de 1^{ème} type d'escalier (étage RDC) :

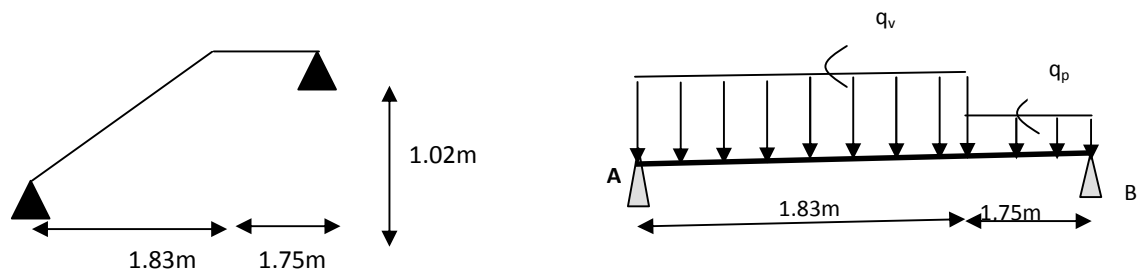


Figure.III.6.Schéma statique de 1^{ème} type d'escalier (étage RDC)

III.3.3. Dimensionnement :

Ce type d'escalier est constitué de :

- Un palier d'épaisseur égale à 18cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur égale à 18cm.
- Avec : $g=30\text{cm}$, $h=17\text{cm}$.

$$G_v=9.01\text{KN/m}^2 ; G_p=6.02\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2$$

III.3.4. Calcul des sollicitations :

➤ l'ELU :

Palier :

$$q_p=1.35*6.02+1.5*2.5 = 11.87\text{KN/m}.$$

Volée :

$$q_v=1.35*9.01+1.5*2.5$$

$$= 15.91\text{KN/m}.$$

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_A=26.74\text{KN}; R_B=23.14\text{KN}.$$

$$0 \leq x \leq 1.83\text{m} \Rightarrow M_0^{\max} (1.68) = 36.26\text{KNm}.$$

$$M_a = -0.5 \times M_{\max} = 18.13 \text{ KNm.}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{\max} = 30.6 \text{ KNm.}$$

$$V_{\max/A} = 26.74 \text{ KN.}$$

➤ **L'ELS :**

Palier : $q_u = 6.02 + 2.5 = 8.52 \text{ KNm.}$

Volée : $q_u = 9.01 + 2.5 = 11.51 \text{ KNm.}$

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_A = 19.32 \text{ KN; } R_B = 16.65 \text{ KN.}$$

$$0 \leq x \leq 1.83 \text{ m.} \Rightarrow M_0^{\max}(1.68) = 16.20 \text{ KNm.}$$

$$M_a = -0.5 \times M_{\max} = 8.1 \text{ KNm.}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{\max} = 13.77 \text{ KNm.}$$

$$V_{\max/A} = 19.32 \text{ KN.}$$

III.3.5. Calcul du ferrailage à L'ELU:

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangul

Avec :

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

$$d = 15 \text{ cm.}$$

$$e = 18 \text{ cm}$$

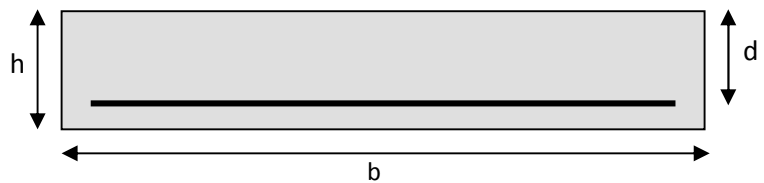


Figure.III.7. Section a ferrailée

Les calculs de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adopté} (cm^2)$
En travée	30.6	0,096	0,126	0,142	6.19	7HA12 = 7.92
En appuis	18.13	0,056	0,073	0,146	3.57	4HA12=4.52

On adopte: $S_t=20\text{cm}$ (en travée).

$S_t=15\text{cm}$ (en appui).

III.3.6. Les armatures de répartition:

$A_r = A_s/4 \Rightarrow$ En travée: $A_r = 7.92/4 = 1.98\text{cm}^2$.

En appui: $A_r = 4.52/4 = 1.13\text{cm}^2$.

Donc, on adopte : 4HA8/ml = 2.01cm^2 ; $S_t=25\text{cm}$.

III.3.7. vérification :

- la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,15.2,1/400 = 1.81\text{cm}^2.$$

On a : $A > A_{\min}$ condition vérifiée.

- l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.74*10^{-3}}{1*0,15} = 0.178\text{MPa} < \tau_u^- \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9*d} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

Avec : $M_u = -14.5 \text{KNm}$.

$$A_s = \left[26.74*10^{-3} - \frac{14.50*10^{-3}}{0.9*0.15} \right] * \frac{1.15}{400} = -2.32*10^{-4} \text{MPa}.$$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification à faire.

- Ecartement des barres :

-armature principales : $S_{\max} \leq \min(3 * h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ vérifiée.

-armature secondaires : $S_{\max} \leq \min(4 * h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ vérifiée.

- à l'ELS :

- ✓ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- ✓ **Etat limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible, donc en doit vérifier la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$Y = 4.84 \text{ cm ; } I = 15701.9 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.20 \times 10^{-3}}{15701.9 \times 10^{-8}} \times 4.84 \times 10^{-2} = 5 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- ✓ **Etat limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \dots\dots\dots (1) \end{array} \right.$$

$$h/l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots (2)$$

$$A / b.d \leq 4,2 / f_c \dots\dots (3)$$

On a : h=18cm; L=358cm.

$$(1) \Leftrightarrow h/l = 18/358 = 0.05 < 1/16 = 0.0625.$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont obtenus d'après socotec :

$$\Delta f = f_{pi} + f_{gv} - f_{gi} - f_{ji} = 0.709 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{358}{500} = 0.716 \text{ cm.}$$

Donc : $\Delta f \leq \Delta f_{adm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

III.3.8. Etude de 2^{ème} type d'escalier 2^{ème} :

Ce type d'escalier est composé de : palier (e = 18 cm) ; volée

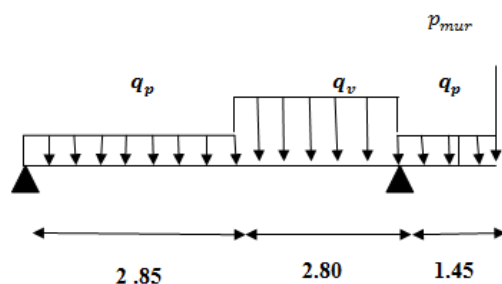


Figure.III.7.schémas statique d'escalier

On a: $G_v = 9.01 \text{ kn/m}^2$; $G_p = 6.02 \text{ kn/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$

Combinaison de charge

ELU: $q_v = 1.35 G_v + 1.5 Q = 15.91 \text{ kn/m}$; $q_p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 11.87 \text{ kn/m}$

ELS: $q_v = G_v + Q = 11.51 \text{ kn}$; $q_p = G_p + Q = 8.52 \text{ kn/m}$

$p_{mur} = 10.65 \text{ KN}$

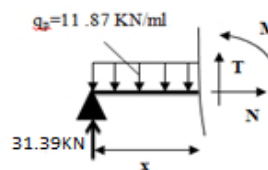
Réactions aux appuis

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 33.82 + 10.65 + 44.55 + 17.21$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 106.23 \text{ KN} .$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 31.39 \text{ KN} \\ R_B = 74.84 \text{ KN} \end{cases}$$



- Calcul des sollicitations :

- Effort tranchant :

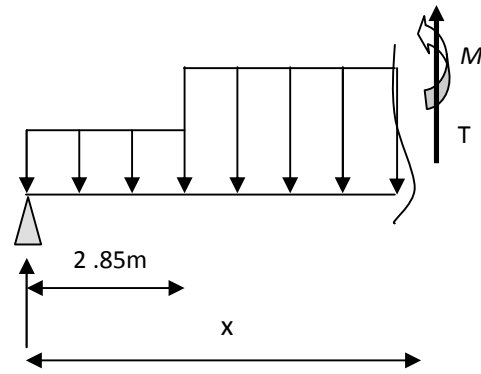
$$0 \leq x \leq 2.85 \text{ m} \begin{cases} T_Y(0) = -31.39 \text{ KN} \\ T_Y(2.85) = -2.44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet 2,85 \leq x \leq 5,65m \begin{cases} T_Y(2.65) = 2.44KN \\ T_Y(5.65) = 46.99KN \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1,45m \begin{cases} T_Y(0) = -10.65KN \\ T_Y(1.45) = 27.86KN \end{cases}$$

• **Moment fléchissant :**

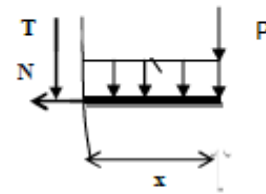
31.39KN



$$\bullet 0 \leq x \leq 2.85m \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.85) = 41.25KN.m \end{cases}$$

$$\bullet 2.85 \leq x \leq 5.65m \begin{cases} M(2.85) = 41.33KN.m \\ M(5.65) = -27.70KN.m \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.45m \begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ M(1.45) = 27.93KN.m \end{cases}$$



Sollicitations maximales :

L'ELU :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \longrightarrow x_0 = 2.7m$$

$$M_0^{max} = 41.50 KN.m$$

$$M_a^{max} = -0.5 \times 41.50 = 20.75KN.m$$

$$M_t = -0.85 \times 41.50 = 35.27KN.m$$

$$T^{max} = 46.99KN$$

L'ELS :

$$\text{Après calcul on trouve : } \begin{cases} RA = 28.52 kn \\ RB = 50.60 kn \end{cases}$$

$$M^{max} = 47.73KN.m$$

En travée : $M_t^s = 0.85 \times M^{max} = 40.57 \text{KN.m}$.

En appuis : $M_a^s = -0.5 \times M^{max} = -23.87 \text{KN.m}$

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b×h).

$$\text{Avec : } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \\ d = 15 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_t = 40.57 \text{ kn.m} \\ M_a = 23.87 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Résumé des résultats de ferrailage

	M (kn.m)	μ	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)
En travée	35.27	0.117	0.155	0.141	7.6	7HA12=7.92
En appuis	20.75	0.065	0.084	0.144	4.14	4HA12=4.52

On ferraille avec A_{min}

$$A_{min} = (0.23 \times 1 \times 0.15 \times 2.1) / 400$$

$$A_{min} = 1.81 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.337 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ Mpa, FN}$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

- **Espacement des barres**

Armatures principales : $St \leq \min (3 \times e ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

$$St = \frac{100}{7} = 14.29 \text{ cm en travée}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm en appuis} \quad \text{On adopte } \begin{cases} 15 \text{ cm en travée} \\ 25 \text{ cm en appuis} \end{cases}$$

Armature de répartition :

$$St \leq \min (4 \times e ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm en travée}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm en appuis on adopte } \begin{cases} 15 \text{ cm en travée} \\ 25 \text{ cm en appuis} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

$$M_t^s = 40.57 \text{ KN.m.}, M_a^s = -23.87 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 1017 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.88 \text{ cm}$

Calcul de I:

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

$$I = 8513.10 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 10.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

En travée :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$50y^2 + 118.8y - 1782 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.90\text{cm}$

Calcul de I:

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

$$I = 16040.42\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 2.53\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

• **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{l} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots \text{Condition non-vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on procède à la vérification

$$q_{jser} = 0.65 \times 14.33 = 9.31 \text{ KN/m}$$

- $q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0.65 \times 21.05 = 13.68 \text{ KN/m}$$

- $q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0.65 \times 23.55 = 15.31 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} * l^2}{8} = \frac{9.31(7.1)^2}{8} = 58.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} * l^2}{8} = \frac{13.68(7.1)^2}{8} = 86.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} * l^2}{8} = \frac{15.31(7.1)^2}{8} = 96.47 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont obtenue d'après socotec :

$$\Delta f = f_{pi} + f_{gv} - f_{gi} - f_{ji} = 0.709 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{358}{500} = 0.716 \text{ cm.}$$

Donc : $\Delta f \leq \Delta f_{adm}$ condition vérifiée

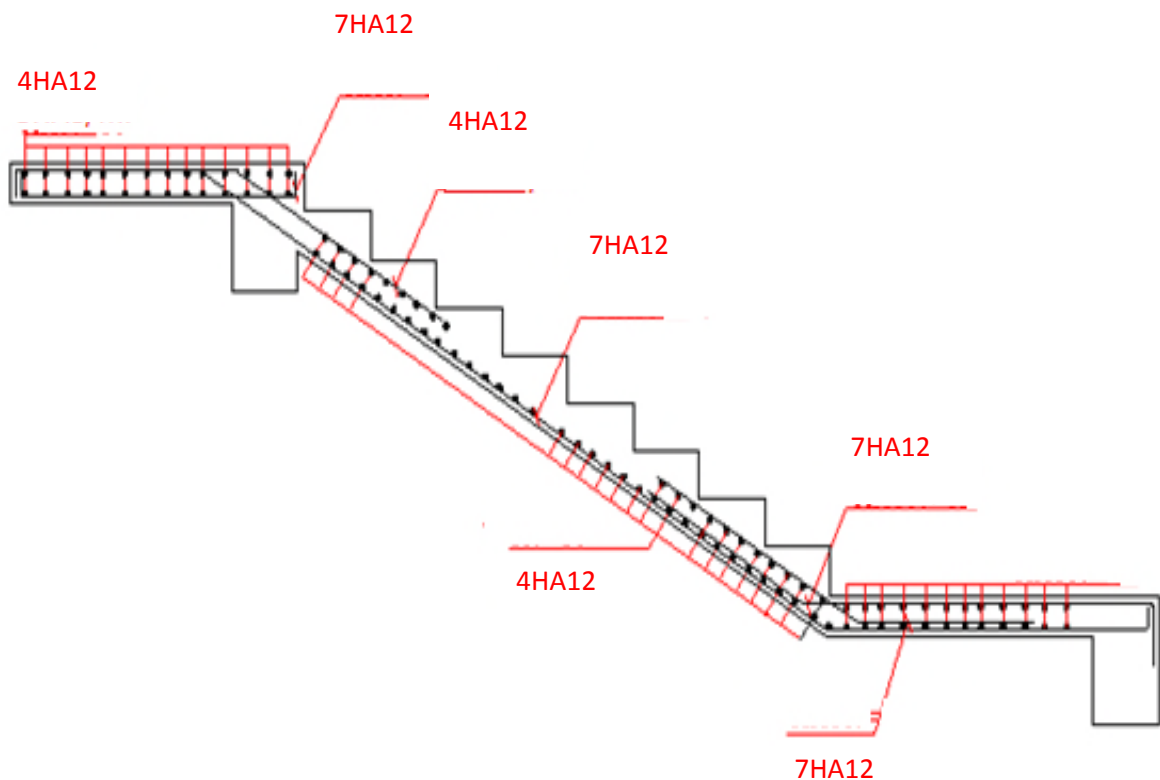


Fig. III.8. Schéma de ferrailage d'escalier

III.4. poutre palière

III.4.1. Dimensionnement

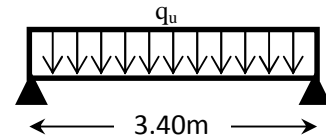


Figure.III.9. schémas statique de la poutre palière

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20\text{cm} < h < 30\text{cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \text{RPA99/2003}$$

Dans notre cas après avoir fait les calculs on a trouvé qu'on a un moment important et la contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée donc on a augmenté la section de la poutre

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

❖ Vérification des conditions de RPA

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié;} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié;} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfié.} \end{cases}$$

❖ Combinaison d'actions

$$Q = 2,5\text{KN/m}^2$$

Poids propre de la poutre

$$G_{pt} = (0,30 \times 0,4 \times 25) = 3\text{KN/ml}$$

Poids du palier

$$G_{pl} = (1,4 \times G_p) = (1,4 \times 6.02) = 8.42\text{KN/ml}$$

Poids de la volée

$$G_v = (1,05 \times G_v) = (1,05 \times 9.01) = 9.46\text{KN/ml}$$

Poids du mur

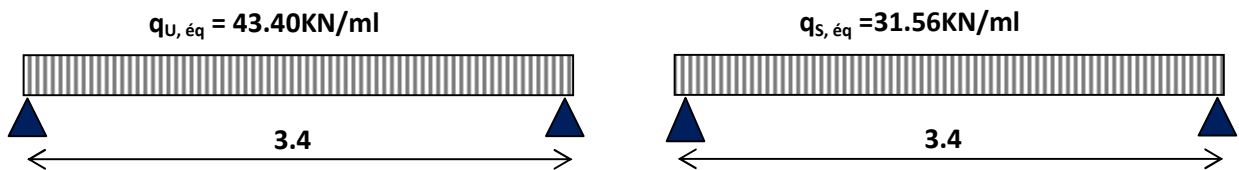
$$G_m = (2.90 \times G_m) = (2.90 \times 3.67) = 10.65\text{KN/m}$$

➤ Calcul des moments

La poutre palière est bi-encastée, et les moments ont comme suit :

$$\bullet \text{ A L'ELU } \begin{cases} M_U^t = \frac{q_U \times l^2}{24} = \frac{43.40 \times 3,4^2}{24} = 20.90 \text{KN.m} \\ M_U^a = \frac{q_U \times l^2}{12} = \frac{43.40 \times 3,4^2}{12} = 41.80 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \text{ A L'ELS } \begin{cases} M_S^t = \frac{q_S \times l^2}{24} = \frac{31.56 \times 3,4^2}{24} = 15.20 \text{KN.m} \\ M_S^a = \frac{q_S \times l^2}{12} = \frac{31.56 \times 3,4^2}{12} = 30.40 \text{KN.m} \end{cases}$$



En travée.....Annexe (1).

$$M_t = 20.90 \text{KN.m}, f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$$

$$b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

$$A_t = M_t / (z \times f_{st})$$

$$\mu_{bu} = 0,180 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,180 < 0,186 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 0,25$$

$$z = 0,252$$

$$A_t = 2.15 \text{cm}^2 \quad \text{On opte pour } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{cm}^2$$

- En appui

$$M_a = 41.80 \text{KN.m}, f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,106 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,106 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 0,140$$

$$z = 0,264$$

$$A_a = 4.31 \text{cm}^2 \quad \text{On opte pour } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{cm}^2$$

a. Vérification à l'ELU**a. 1. Vérification au cisaillement**

$$V = \frac{q \times l}{2} = \frac{43.40 \times 3.4}{2} = 73.78 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{83.37 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0.133 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.788 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

a. 2. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 2.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.} \\ A_a = 4.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.} \end{array} \right.$$

a. 3. L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**a. 3. 1. L'influence sur le béton**

$$V \leq V_{\max} = 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Tel que : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 28 = 25.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow V^{\max} = 0.267 \times 0.252 \times 0.3 \times 25 \times 10^3 = 504.63 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V = 83.37 \text{ KN} < V^{\max} = 504.63 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

a. 3. L'influence sur les armatures tendues

IL faut vérifier que:

$$V_U + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0$$

$$83.37 + \frac{-41.80}{0.9 \times 0.28} < 0 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

Donc les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

b. Vérification à l'ELS

On a :

$$q_s = 31.56 \text{ KN/ml}$$

$$M_s^t = 15.20 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = 30.40 \text{ KN.m}$$

b. 1. Etat limite de compression du béton

On vérifie la contrainte de compression de béton en appui seulement puisque le moment en appui est le plus défavorable avec A, b et d sont constants.

En appuis :

$$M_{\text{ser}} = 30.40 \text{ KN.m}, d = 28 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, A_a = 4.31 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Tel que } \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$$

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

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 4.31 \times y - 15 \times 4.31 \times 28 = 0$$

$$\Rightarrow y = 9.06 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 47980.72 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

b. 2. Etat limite de déformation du béton

On doit vérifier les conditions suivantes:

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{3,4} = 0,0882 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,882 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{15.20}{10 \times 45.60} = 0,033 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{33.56 \times 3.4^2}{8} = 45.60 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.31}{30 \times 28} = 0,0051 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.2. Calcul de la poutre à la torsion

➤ Evaluation des sollicitations

Le moment de torsion est engendré par le palier et les volées.

Pour une section pleine, on remplace cette dernière par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.....**BAEL91 (Art. A. 5. 4. 2. 2).**

$e = \frac{d}{6}$; on doit vérifier que :

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_{cr})^2 + (\tau_v)^2} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,133 f_{c28}, 4MPa) = 3,33MPa$$

Telque :

$$e = \frac{d}{6} = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

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

$$G_{pl} = (1,4 \times G_p) = (1,4 \times 6.02) = 8.42 \text{ KN/ml}$$

$$G_v = (2.1 \times G_v) = (2.1 \times 9.01) = 18.92 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{pl} = 2.5 \times 1.4 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_v = 2.1 \times 2.5 = 5.25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ueq} = \frac{1.35 \times (8.42 \times 1.4 + 18.92 \times 2.1) + 1.5 \times (3.5 \times 1.4 + 5.25 \times 2.1)}{3.5} = 26.66 \text{ KN / ml}$$

$$M_x = \frac{q \times L}{2} \times \left(\frac{3}{4} - \frac{x}{L} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = \frac{9 \times q \times L^2}{128} \\ \text{pour : } x = \frac{3 \times L}{8} \end{array} \right.$$

$$M_B = -\frac{q \times L^2}{8}$$

$$V_A = \frac{3 \times q \times L}{8}$$

$$V_B = \frac{5 \times q \times L}{8}$$

$$V_x = q \times \left(\frac{3 \times L}{8} - x \right)$$

On s'intéresse aux efforts de torsion et tranchants agissant sur 1ml de poutre palière

✓ **Solution :**

On aura :

$$\tau_{cr} = \frac{Mtr}{2 \times \Omega \times e} = 2.73 MPa$$

$$\tau_v = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.47 MPa$$

$$\tau_u = 2.73 MPa < 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

❖ **Conclusion :**

Le calcul le plus défavorable est celui de la torsion → le ferrailage de la poutre palière se fera à la torsion.

2.2. Calcul des armatures

Les armatures longitudinales

$$Al = \frac{Mtr \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$u = 2 \times ((h - e) + (b - e)) = 2 \times ((35 - 5) + (35 - 5)) = 116.68 cm$$

$$Al = \frac{27.12 \times 1.1668 \times 1.15}{2 \times 850.69 \times 10^{-4} \times 400} = 5.34 cm^2$$

$$Al = 5.34 cm^2$$

On opte pour 4HA14 + 2HA12 = 8.42 cm²

Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{L, \min}; \frac{b}{10}\right) = \min(1; 1.4; 3.5)$$

$$\phi \leq 1 cm$$

On opte pour $\Phi_t = 8mm$ et on prend $A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2$

- Vérification de l'espacement des armatures transversales

Calcul de S_t :CBA93 (Art A. 5. 1. 2. 2)

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \rightarrow S_{t1} \leq 29.25\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \rightarrow S_{t2} \leq 71.78\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_U - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 400 \times 1.13}{35 \times (2.73 - 0.3 \times 25)} = -2.16\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq 0$$

On opte pour $S_t = 20\text{cm}$

Exigences du RPA : Article (7.5.2.2)

$$\text{Zone nodale: } \begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varphi_l\right) \\ \text{Avec } \varphi_l : \text{Le petit diamètre des armatures longitudinale} \\ S_t \leq \min(8.75; 12 \times 1.4) = 8.75\text{cm} \\ \text{Soit } S_t = 8\text{cm}. \end{cases}$$

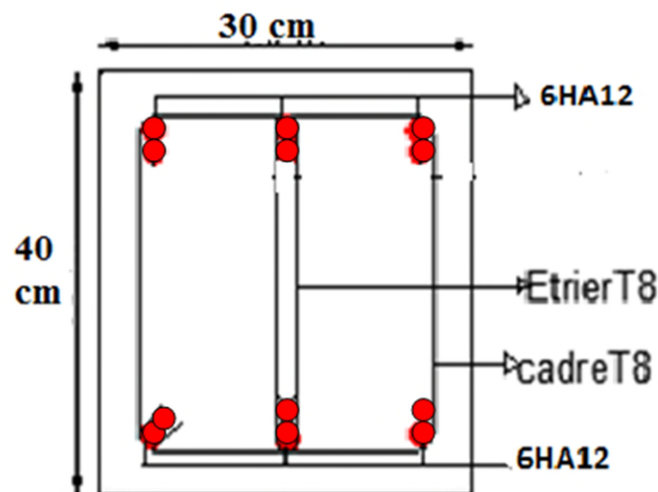


Figure.III.10. Schémas de ferrailage de la poutre palière.

III.5 .Poutre de chaînage :

Les poutres d chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceignent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur tout l'épaisseur du mur. Il a pour but :

Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :

Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.

- Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.5.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale $h \geq 15$ cm.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{cm}^2$.

III.5.2. Sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

- $G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$.
- $G_{mur} = 2.85 (4.08 - 0.30) = 10.77 \text{ KN/ml}$.

$$ELU \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur} + G_{planché} \times 0.7) + 1.5 \times 0.7 \times Q = 23.78 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 65.38 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 55.76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$ELS \left\{ \begin{array}{l} q_s = G_{p.c} + G_{mur} + G_{planché} \times 0.7 + Q \times 0.7 = 17.23 \text{ KN/ml} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 47.37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Correction des moments :

$$Travée \left\{ \begin{array}{l} M_T^u = 0.75 M_u = 49.04 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 35.53 \text{ N.m} \end{array} \right. , \text{Appuis} \left\{ \begin{array}{l} M_a^u = -0.5 M_u = -32.69 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -23.68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.5.3. Ferrailage :**Tableau III.22. Ferrailage de la poutre de chaînage**

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	49 .04	0.1995	0.2809	0.2485	5.67	3HA16 = 6 .03	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.01$
Appuis	- 32.69	0.0978	0.1290	0.2655	3.54	3HA14 = 4.62	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.01$

III.5.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.664 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

III.5.5. Calcul de l'espacement :

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

- $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 2.02 \text{ m.}$
- $S_t \leq \min[0.9d, 30 \text{ cm}] = 0.252 \text{ m.}$
- $S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} ; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$

$$\Rightarrow \boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$$

III.5.6. Vérification des contraintes :**Tableau III.23. Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage**

	M^s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	35.53	0.1032	4.019×10^{-4}	9.12	15	234.45	201.64
Appuis	- 23 .68	0.093	3.227×10^{-4}	6.82	15	205.83	201.64

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau III.24. Revérification des contraintes dans la poutre de chaînage

	M^s (KN.m)	β	α	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	σ_b (MPa)	Commentaire
Travée	35.53	7.49×10^{-3}	0.45	6.60	3HA14 +1HA16 = 6.63	9.05	Vérifiée
Appuis	- 23.68	4.99×10^{-3}	0.37	4.93	4HA14 = 6.16	6.18	Vérifiée

➤ RPA 99/2003: $A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 4.5 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a \dots \dots \dots$ vérifiée

III.5.7. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$h = 0.30 \text{ m} > 0.0625(4.69) = 0.2931m.$$

$$A_t = 6.63 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

III.6 Étude de l'Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

La course maximale = 32 m

DM : La charge due à l'ascenseur = 82 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine : $BS = l = 180 \text{ cm}$

$$TS = L = 210 \text{ cm}$$

III.6.1 Étude de la dalle pleine du locale des machines :

III.6.1.1 Cas de charges uniformément réparties :

III.6.1.1.1 Évaluation des charges et surcharge :

- La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

- Poids propre de la dalle et des revêtements :

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 2 \text{ cm}$)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.7}{3.2} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$G = 25 \times 0,15 + 20 \times 0,02 = 4,15 \text{ KN} ; Q = 1 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4,15 + 1.5 \times 1 = 7,10 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 4,15 + 1 = 5,15 \text{ KN/m}$$

III.6.1.1.2 Calcul des sollicitations :

- **Calcul à l'ELU : ($\nu = 0$)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \end{cases} \text{Annexe I}$$

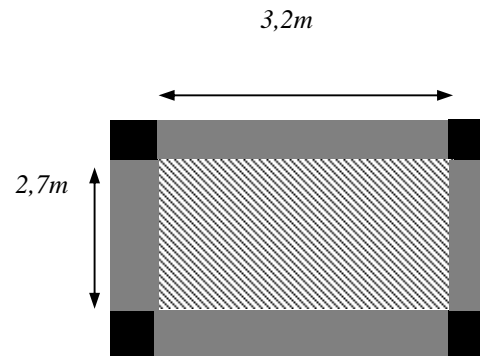


Figure III.11. *Dalle sur quatre appuis locale machine*

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0517 \times 7,10 \times 2,7^2 = 2,68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,6678 \times 2,68 = 1,79 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0,85 M_x = 0,85 \times 2,68 = 2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_y = 0,85 \times 1,79 = 1,52 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_x = -0,5 \times 2,68 = -1,34 \text{ KN.m}$$

- **Calcul à l'ELS : ($\nu = 0.2$)**

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \text{Annexe I}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 2,20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 1,68 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 1,87 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 1,43 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -1,1 \text{ KN.m}$$

III.6.1.1.3 ferrailage :

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

Tableau III.25. Résultats de ferrailage de la dalle du locale machines

Sens	$M_u (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée} (cm^2/ml)$	$A_{optée} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
x-x	$0.85M_x=2.28$	0.0082	0.010	0.139	0.47	3HA8=1.51	33
y-y	$0.85M_y = 1.51$	0.0054	0.007	0.140	0.31	3HA8=1.51	25
Appuis	$-0.4M_x = 1.34$	0.0048	0.006	0.140	0.27	3HA8=1.51	33

III.6.1.1.4 Vérifications :

- l'ELU :

- ❖ Vérification de la condition de non fragilité :

Pour $h > 12$ cm et $\rho \geq 0.4$

$$\checkmark \text{ Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$A_x = 1,51 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1,73 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ce n'est pas vérifiée}$$

$$\checkmark \text{ Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h$$

$$A_y = 1,51 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots \text{ce n'est pas vérifiée}$$

Remarque :

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée implique quand doit être ferrillé avec A_{min} .

$$\begin{cases} A_t^x = 3HA8/ml = 1.51 \text{ cm}^2/ml < A_x^{min} = 1.73 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 3HA8/ml = 1.51 \text{ cm}^2/ml < A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

En appuis : $A_a = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml < A_a^{min} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferrille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3HA10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml$$

❖ **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$ vérifiée

Armatures // L_y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots$ vérifiée

❖ **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\rho > 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_u^x = \frac{(p_u \times l_x)}{2} \times \frac{l_y^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 6,36 \text{ Kn} \\ V_u^y = \frac{(p_u \times l_y)}{2} \times \frac{l_x^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 7,53 \text{ Kn} \\ \tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} = \frac{7,53 \times 10^{-3}}{(1 \times 0.14)} = 0,054 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

III.6.1.1.5. Calcul à l'ELS• **Calcul des sollicitations**

✓ M_{x1} et M_{y1} dus au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 4.15 + 1 = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0586 \times 5.15 \times 2.7^2 = 2.2 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = \mu_y \times M_{x1} = 0.7655 \times 2.2 = 1.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ M_{x2} et M_{y2} dus au système de levage

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103.3 \times (0.152 + 0.2 \times 0.107) = 17.91 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103.3 \times (0.107 + 0.2 \times 0.152) = 14.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2.2 + 17.91 = 20.11 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1.68 + 14.19 = 15.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée} \quad \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 20.11 = 17.09 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 15.87 = 13.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4 \times M_x = -0.4 \times 20.11 = -8.04 \text{ KN}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

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

Tableau III.26. Vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur

Sens	M _t (KN.m)	A (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b	observation
x-x	17.09	4.52	3.73	8880.899	7.18	15	vérifiée
y-y	13.49	3.14	3.19	6585.98	6.49	15	vérifiée

• **Vérification de la flèche**

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

- $e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \dots \dots \dots$
- $A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \dots \dots \dots$

$$\Rightarrow \max \left(0.0375; \frac{17.09}{20 \times 20.11} \right) \times 1.50 = 6.37 \text{ cm}$$

Or: $e = 16 \text{ cm} > 6.37 \text{ cm}$

$$\square \Rightarrow \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 7 \text{ cm}^2, \text{ Or: } A_t^x = 4.52 < 7 \text{ cm}^2$$

Commentaire n'y a pas lieu de vérifier la flèche

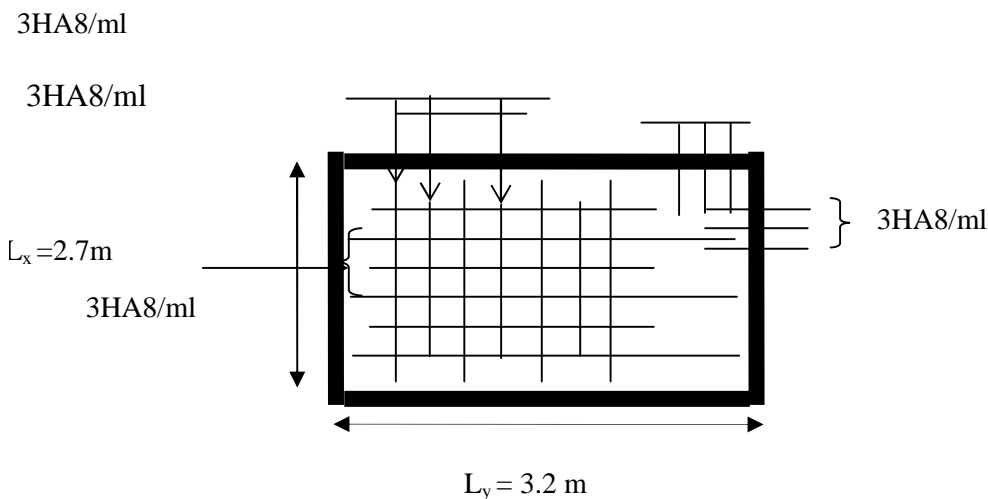


Figure III.12. Schéma de ferrailage dans la dalle de l'ascenseur

III.6.2. Dalle de la rampe: dalle sur quatre appuis:

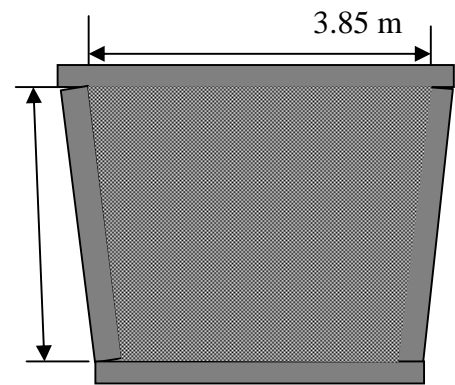
$$L_x = 3.85 \text{ m}$$

$$L_y = 4.40 \text{ m}$$

$$4.40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{385}{440} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow \text{une dalle qui porte suivant}$$

02 sens



➤ **Calcul des Sollicitations A l'ELU :**

figure III.13. la dalle de la rampe

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.825 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \text{ Annex I} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_U \times l_x^2 = 0.0486 \times 9.825 \times (3.85)^2 = 7.0777 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.7244 \times 7.0777 = 5.127 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x^0 = 0,85 \times 7.0777 = 6.016 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y^0 = 0,85 \times 5.127 = 4.358 \text{ KN.m}$$

❖ **En appui :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 7.0777 = 3.539 \text{ KN.m}$$

Ferraillages :

Tableau III.12. Ferraillages dalle sur 4 appui

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
<i>travée</i>	X-X	6.016	0.0250	0.0316	0.128	1.35
	Y-Y	4.358	0.0182	0.0229	0.128	0.98
<i>appui</i>	X-X	3.539	0.0147	0.0185	0.129	0.79

- **la condition de non fragilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \Rightarrow \rho > 0.4 \quad \text{et} \quad e > 12 \text{ cm} \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right.$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour HA 400

$$A_x^{min} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée implique quand doit être ferrillé avec A_{min} .

On adopte :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml \\ A_y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml \end{array} \right.$$

En appuis :

$$A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$$

Espacement des armatures :

❖ *En travée :*

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

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

❖ *En appuis :*

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

Vérifications à l'ELU

- **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u^x = \frac{(p_u \times l_x)}{2} \times \frac{l_y^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 11.9 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{(p_u \times l_y)}{2} \times \frac{l_x^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 7.99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} = \frac{11.9 \times 10^{-3}}{(1 \times 0.13)} = 0.09 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul des Sollicitations A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 7 \text{ KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \quad \text{Annex I} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^0 = \mu_x \times q_x \times l_x^2 = 0.0556 \times 7 \times (3.85)^2 = 5.77 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.8074 \times 5.77 = 4.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xser}^t = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 5.77 = 4.90 \text{ KN.m} \\ M_{yser}^t = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 4.66 = 3.96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Vérifications à l'ELS :

• État limite de compression du béton

On a une fissuration peu nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton

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

✓ Sens x-x :

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \rightarrow y = 0.025 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d-y)^2 \rightarrow I = 3.39 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tser} \times y}{I} = 3.613 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ Sens y-y :

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 \quad y = 0.0321 \text{ m} \quad ; \quad I = 3.39 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tser} \times y}{I} = 2.93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Etat limite de déformation**

❖ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

✓ **Sens x-x :**

$$1) \frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \right] \Rightarrow \frac{0.16}{3.85} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{4.90}{20 \times 5.77} \right] \dots \dots \dots \text{vérifiée BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.55 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Sens y-y :**

$$1) \frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_0^y} \right] \Rightarrow \frac{0.16}{3.85} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{3.96}{20 \times 4.66} \right] \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.55 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

🚩 Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens

🚩 Alors on ne doit pas faire la vérification de la flèche.

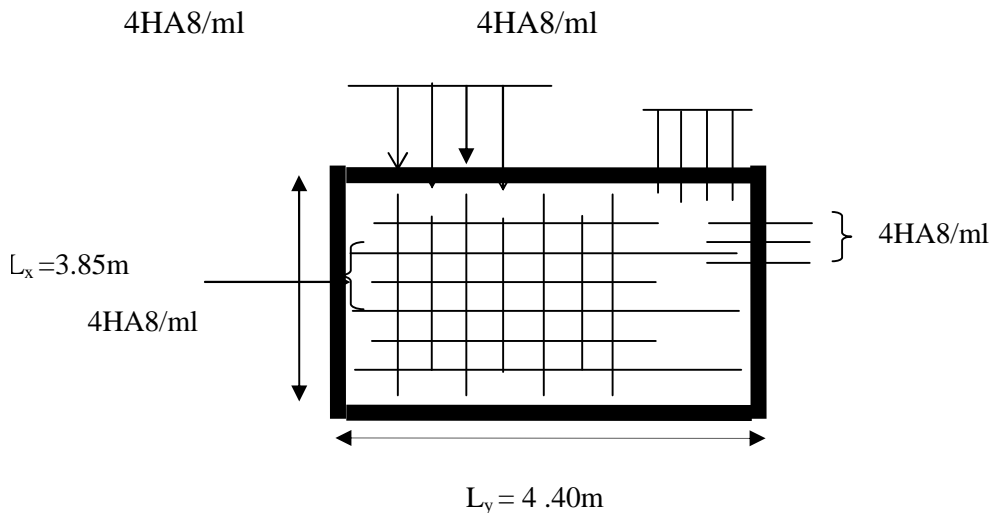


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la rampe

II.7. Acrotère :

III.7.1. Pour la terrasse inaccessible :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse (accessible et inaccessible), ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

Terrasse inaccessible :

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985 m^2$$

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

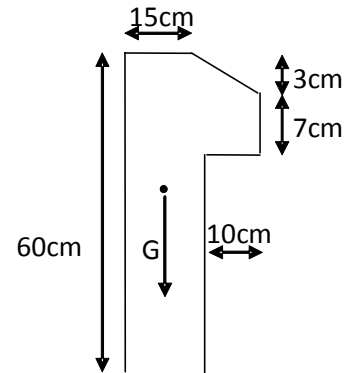


Figure III.15. Vue en plan d'un acrotère

III.7.1.1. Evaluation des charges :

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 KN$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5 cm$) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 KN$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2 cm$) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 KN$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 KN.$$

$$Q = 1 KN.$$

La force sismique :

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38 \text{ KN}.$$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32 \text{ m} \quad X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085 \text{ m}$$

III.7.1.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{aligned} N_G &= 2.88 \text{ KN} & M_G &= 0. \\ N_Q &= 0 & M_Q &= Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm}. \\ N_{F_p} &= 0 & M_{F_p} &= F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441 \text{ KNm} \end{aligned}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

III.7.1.3. Combinaisons d'actions :

Tableau III.27. Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

III.7.1.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

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

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrillage 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 telle que :

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.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

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

Donc:

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

III.7.1.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$

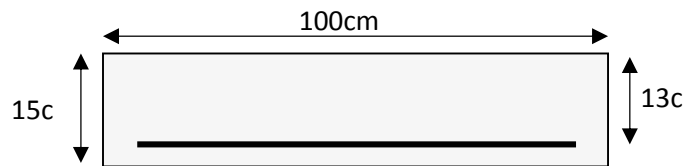


Figure III.16. Section à ferrailer.

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213KNm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

On choisit : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad V_u = F_p + Q = 2.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{ MPa}.$$

On a $\tau_u = 0.0183 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \dots$ c'est vérifié (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

Vérification l'ELS :

• **Vérification des contraintes :**

$$d = 0.13 \text{ m}$$

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

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

-Calcul de y :

$$by^2/2 + 15Ay - 15Ad=0$$

$$y = 2.51\text{cm}$$

$$I = by^3/3 + 15 A(d-y)^2$$

$$I = 3.85 * 10^3 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 2.51 \times 10^{-2}}{3.85 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.391 < 15\text{MPa} \rightarrow \text{vérifiée (y'a pas de risque de fissuration du beton en compression)}$$

➤ **Vérification des armatures :**

$$\rho = 100 \times \frac{A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{3.85 \times 10^{-5}} (0.13 - 0.0251) = 1.63\text{MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \times f_e; 110 \sqrt{f_{t28}}) = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 1.63\text{MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

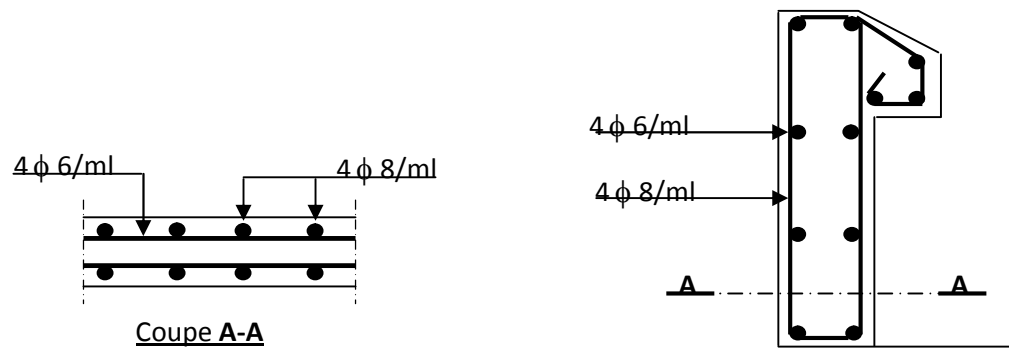
III.7.1.6. Schéma de ferrailage :

Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

Etude dynamique

Etude
paramétrique

Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le **SAP2000.V.14** qui est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.1. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.2. Méthodes de calcul :

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

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone **IIa** $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^n P_q \quad \text{avec :}$$

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

Tableau IV .1.Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Observée	P_q / xx	Observée	P_q / yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc

$$\begin{cases} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$$

- **W**: poids total de la structure : est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

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

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$\Rightarrow W = 25095.70 \text{ K}$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (\square). On comprendra aisément qu'il devait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante

de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \square 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \square \left(T_2/T\right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5 \square \left(T_2/3.0\right)^{2/3} (0.3/T)^{5/3} T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement \square est donné par :

$$= \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \xi = \frac{10+7}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc : } = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_C = C_T h_n^{3/4} \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_n = 28.56 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_C = 0.050 \times (28.56)^{3/4} = 0.62 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \text{ RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 14.57 \text{ m} \quad , L_y = 10.52 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.67 \text{ s} \\ T_y = 0.79 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T_c) = \min(0.67; 0.62) = 0.62 \text{ s} \\ T_y = \min(T_y; T_c) = \min(0.79; 0.62) = 0.62 \text{ s} \end{cases}$$

$$D = 2.5 \square \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \text{ car } T_2 \leq T \leq 3.0$$

$$D_x = D_y = 2.5 \times 0.81 \left(\frac{0.5}{0.62} \right)^{2/3} = 1.75$$

La période fondamentale majorée de 30 % est :

$$T_{sx} = T_{sy} = 1.3 \times 0.62 = 0.8 \text{ s}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.75 \times 1.05}{5} \times 25095.70 = 1383 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.75 \times 1.15}{5} \times 25095.70 = 1515 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

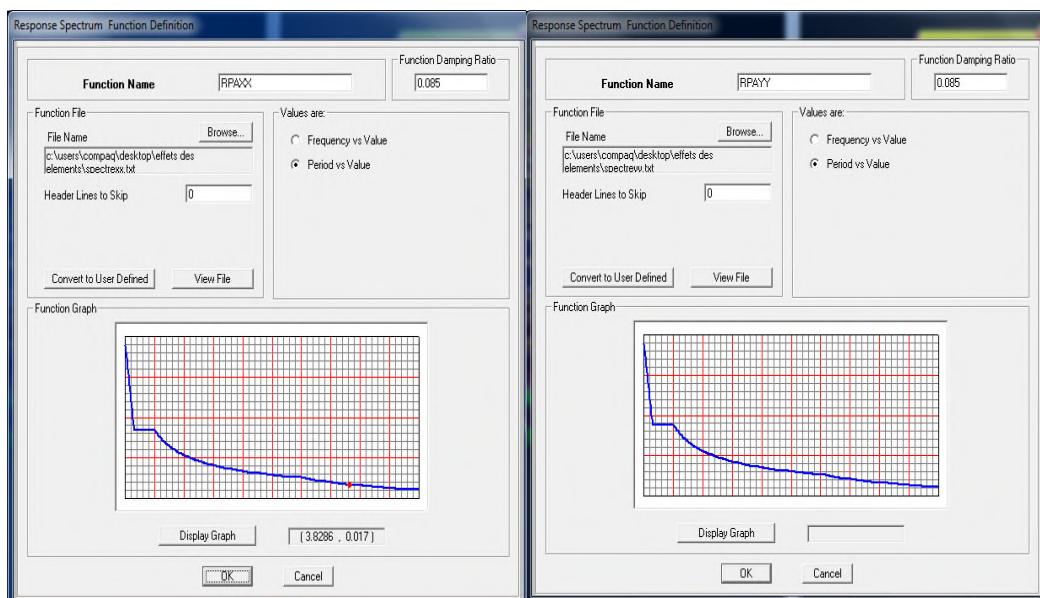
- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (Sap).

La figure suivante donne le spectre obtenu :



Suivant X-X

Suivant Y-Y

IV.2.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ❖ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ❖ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

IV.4. Disposition des voiles de contreventement :

A cause de l'architecture de notre bâtiment qui contient des ouvertures du part et d'autre dans la direction directions de (Y) plus la présence du parking deux paramètres qui ont compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti à un mauvais comportement de la structure et avoir la torsion aux deux premiers modes ou a l'apparition des éléments courts (perdre les accès au parking) et après plusieurs essais on a retenue la disposition suivante :

Cette disposition est la meilleur elle assure le comportement et elle préserve le parking

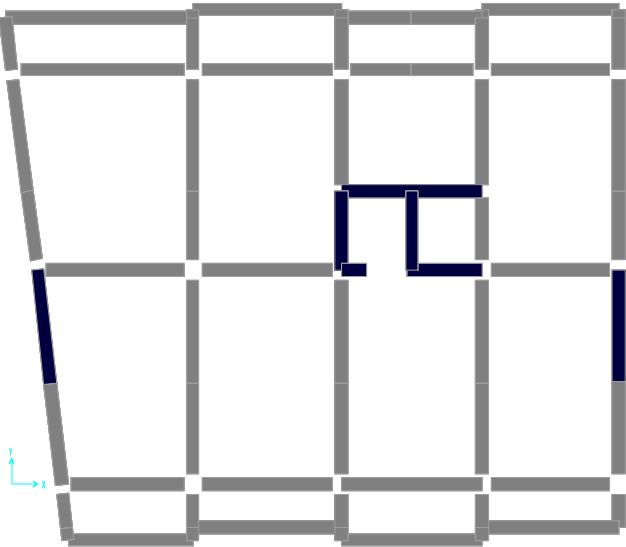


Fig. IV.1. Disposition des voiles

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV. 4.

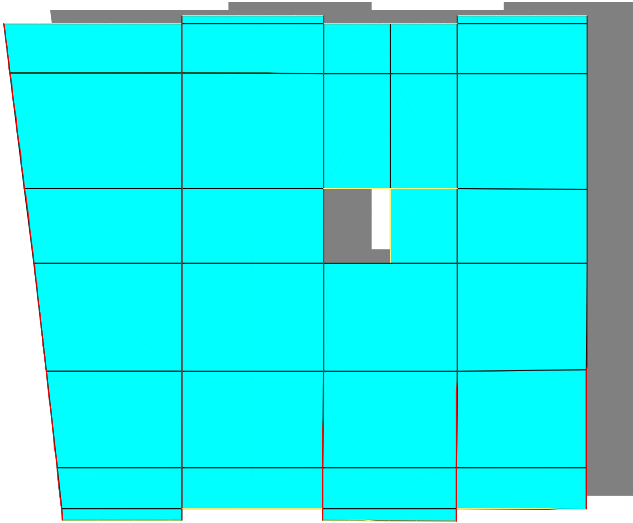


Fig. IV.2. 1^{er} mode (translation suivant X)

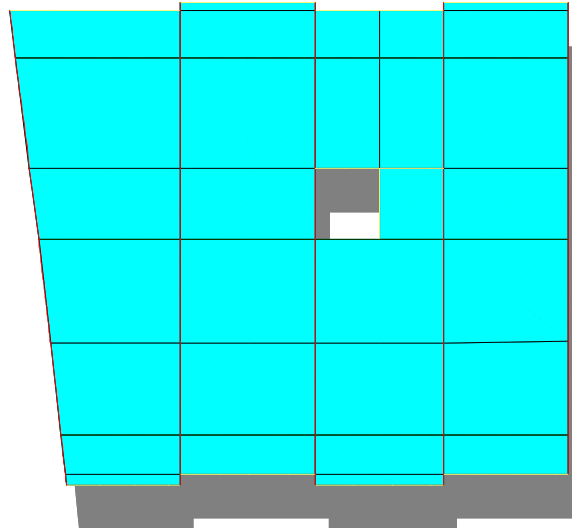


Fig. IV.3.2^{eme} mode (translation suivant Y)

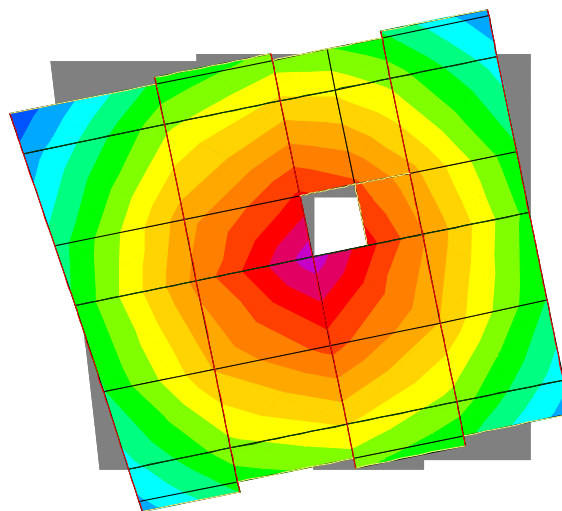


Fig. IV.4.3^{eme} Mode (torsion autour de Z)

- ✚ Un bon comportement de la structure 2 translations dans les bonnes directions (*le repère principale choisie confondre avec le repère dans l'espace*)
- ✚ Une période de (0.6sec) inférieure a la période empirique (0.80sec)

Résultats obtenus :(sans charger la rampe)

➤ **Périodes de vibration et participation massique :**

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	0.612867	0.6179	0.0551	0.6179	0.0551
2	0.540371	0.0501	0.6348	0.6679	0.69
3	0.490847	0.000008461	0.000004142	0.6679	0.69
36	0.044241	0.000004815	0.0004524	0.8867	0.8915
37	0.043657	0.0002458	0.0152	0.8869	0.9067
38	0.04344	0.000007782	0.0008573	0.887	0.9075
73	0.033864	0.000003336	0.0001018	0.8999	0.9136
74	0.033244	0.00003851	0.0012	0.9	0.9148
75	0.033162	0.00006257	0.0000712	0.9	0.9149

REMARQUE :

- ✓ On remarque qu'on a une participation de 90% de la somme des masses modales effectives au bout de 75^{ème} mode pour les deux directions X et Y

Résultats obtenus : (Après charger la rampe)

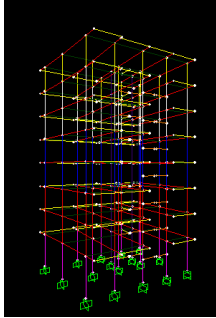
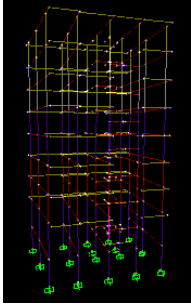
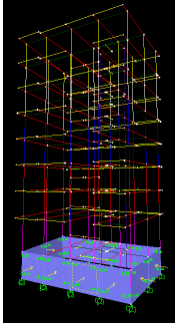
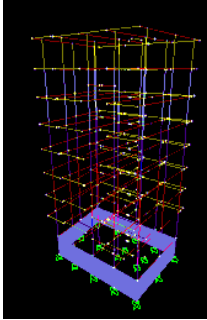
mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	0.613096	0.61169	0.0546	0.61169	0.0546
2	0.540371	0.04956	0.62835	0.66125	0.68294
3	0.490998	0.00001524	0.000002633	0.66127	0.68295
39	0.043663	0.00024	0.01539	0.87933	0.89968
40	0.04344	0.000009261	0.00083	0.87934	0.90051
41	0.042811	0.00003357	0.00237	0.87937	0.90288
85	0.031246	0.00014	0.00009407	0.89899	0.91741
86	0.031079	0.000004582	0.00211	0.89899	0.91952
87	0.031008	0.00001585	0.00004705	0.89901	0.91957

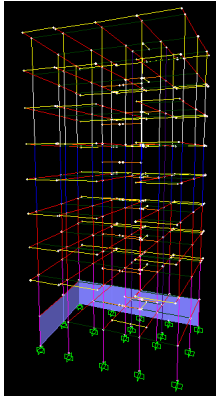
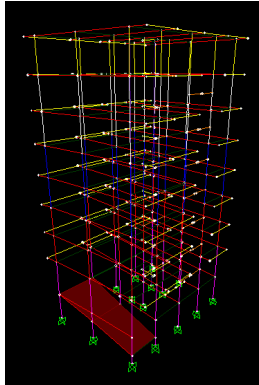
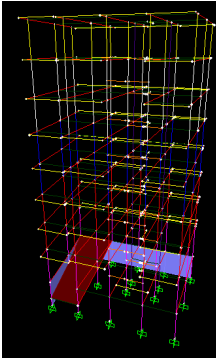
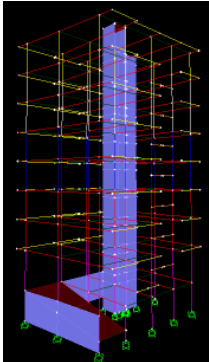
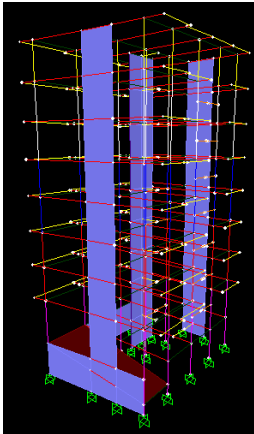
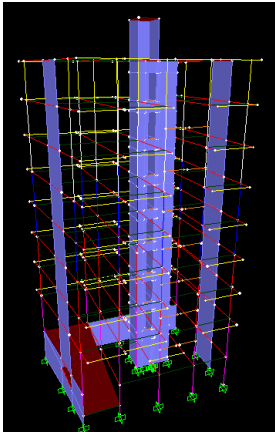
On remarque bien qu'on a plus de 87 modes et on n'aurait pas attendu le pourcentage souhaitable (90%) dans les deux directions

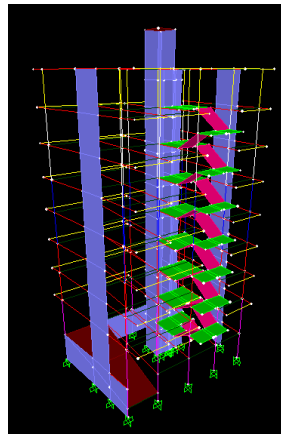
Puisque on n'a pas pu arriver à un nombre de mode raisonnable pour notre structure après plusieurs et plusieurs essais plus le problème de continuité entre éléments shell et frame et le problème de maillage et après consulter les experts du domaine on a décidé de changer la méthode de travail et travailler avec la méthode d'élément frame sa veut dire on va pas modéliser ni les plancher ni les volées ni les paliers et leur poids sera rajoutés aux éléments porteurs (poutres) pour savoir l'influence de chaque élément dans l'étude dynamique.

IV.5. Etude paramétriques :

Dans cette partie d'étude on va suivre la méthode d'élimination des éléments de la structure pour savoir l'effet de chacun de ces éléments sur la période et le nombre de mode le tableau suivant résume tout les étapes étudié :

	
<p>Model R+7</p>	<p>Model R+8</p>
	
<p>Boite chargée</p>	<p>Boite non chargée</p>

	
<p>Mur sou forme L</p>	<p>Effet de la rampe</p>
	
<p>Effet de la rampe +mure de forme L</p>	<p>Effet des voiles de l'ascenseur</p>
	
<p>Effet des voiles de contreventement</p>	<p>L'ensemble des éléments</p>



Effet des escaliers

IV.5.1. Étude de R+7 seulement :

Dans ce modèle on a modélisé le R+7 sans l'entre -sol comme s'il n'existe pas et on a considéré que les poteaux et les poutres (sans voile)

➤ Étude de comportement :

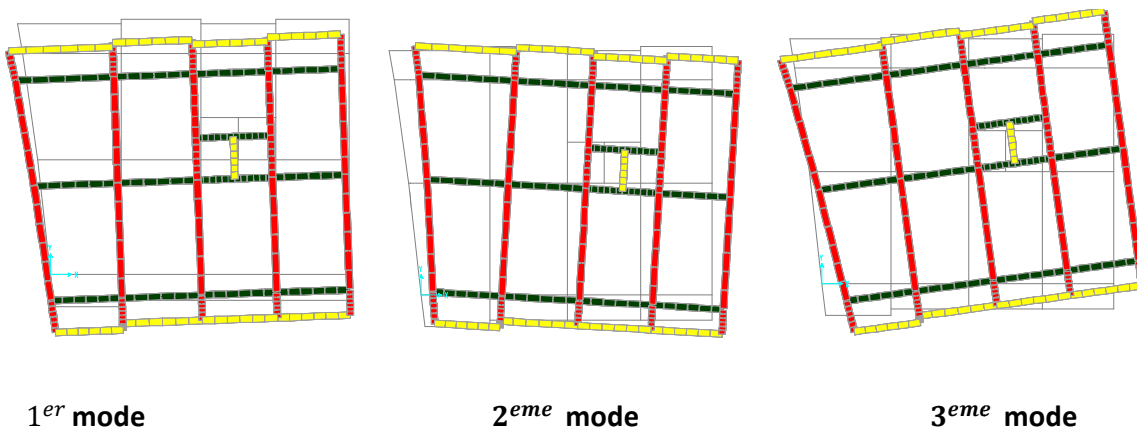


Fig. IV.5. comportement du model R+7

➤ Après l'analyse on voit que les deux premiers modes sont des translations et le 1^{er} mode a une direction suivant Y et le 2^{eme} mode suivant X (changement du repère).

➤ la participation modale :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de ce modèle.

Tab. IV.3. Participation des masses modales effectives de modèle R+7.

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	1.162348	0.01664	0.74161	0.01664	0.74161
2	1.081128	0.67714	0.04057	0.69379	0.78218
3	1.041547	0.12322	0.02371	0.81701	0.80589
4	0.373982	0.00235	0.09877	0.81936	0.90466
5	0.351795	0.08728	0.00591	0.90663	0.91057

REMARQUE :

- ✓ On remarque que on a une participation de 90% de la somme des masses modales effectives au bout de 4^{ème} mode pour la direction Y et au 5^{ème} mode dans les deux directions

- ✓ Une période de (1.16sec)
- ✓ La valeur de la période donnée par le sap n'est pas vérifiée la condition de [l'article 4.2.4.4] de l'RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% ; avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ \frac{h_n}{\sqrt{L}}; C_T \times h_n^{3/4} \right\} = 0.62 \text{ sec}; 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.80 \text{ sec}$$

L'explication : L'absence des éléments Shell fait augmenter les périodes

IV.5.2.Effet d'un niveau R+8 :

Dans ce modèle on va considérer que l'entre sol comme étant un étage courant (R+8)

- **Étude de comportement :**

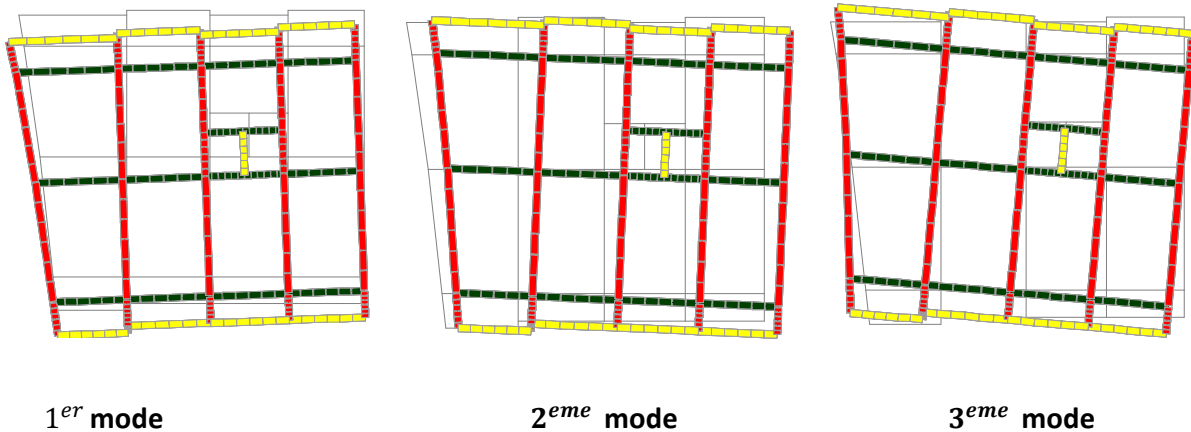
1^{er} mode2^{eme} mode3^{eme} mode

Fig. IV.6. comportement du model R+8

⊕ La même remarque sur le comportement que le modèle précédent

➤ la participation modale :

Les données relatives aux périodes et aux participations massiques de se modèle sont illustrés dans le tableau suivant :

Tab. IV.4. Participation des masses modales effectives de modèle R+8.

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé dela masse modale suivant X	% cumulé dela masse modale suivant Y
1	1.323622	0.03487	0.71267	0.03487	0.71267
2	1.246318	0.68078	0.06779	0.71565	0.78046
3	1.181619	0.11155	0.0289	0.82721	0.80936
4	0.422313	0.00385	0.08168	0.83106	0.89104
5	0.400362	0.0711	0.00858	0.90216	0.89963
6	0.382323	0.01267	0.00408	0.91483	0.90371

REMARQUE :

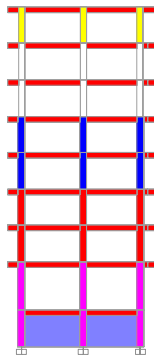
- ✓ On a 90% de participation de la somme des masses modales effectives au 5^{eme} mode dans la direction X et au 6^{eme} mode dans les deux directions
- ✓ Une période de (1.32sec)

⊕ Un résultat raisonnable pas de grande influence pour l'effet d'un étage

- ✓ On constat que les périodes dans ce modèle sont un plus grandes que le modèle précédent avec un écart de (0.16 sec) chose qui s'explique par la période est en fonction de la hauteur totale du bâtiment $T = f(h_n)$
- ✓ la période n'est pas vérifier comme déjà précise ou remarque du modèle R+7

IV.5.3.Effet de la boite rigide :

Dans ce modèle on va rajouter au modèle R+8 un mur de soutènement a la périphérique de l'entre sol sous forme d'une boite rigide on va faire une comparaison entre le mur charger et non charger



Mur de soutènement

IV.5.3.1. Boite chargée :

- Étude de comportement :

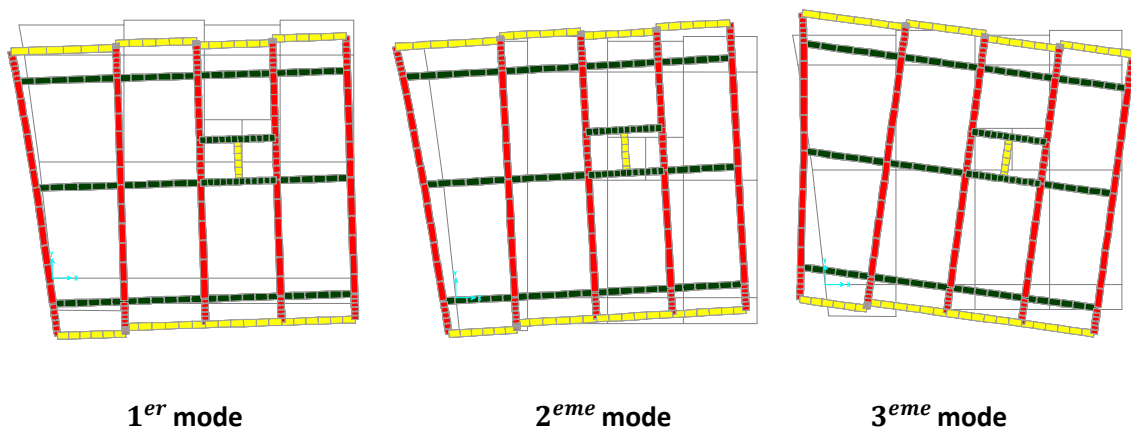


Fig. IV.7.comportement du model boite rigide chargée

IV.5.3.2.a. Boite non chargé :

➤ Étude de comportement :

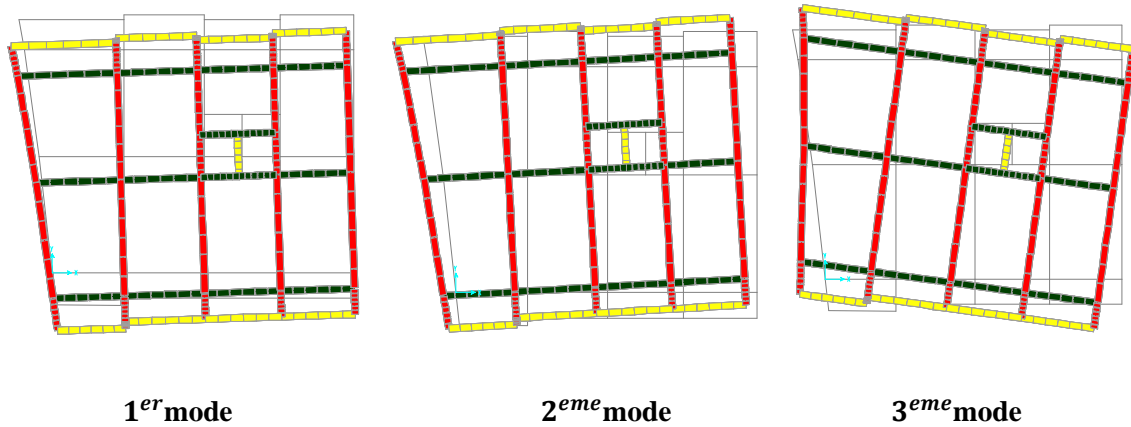


Fig. IV.8.comportement du model de la boite non chargée

REMARQUE :

- ✓ Le même comportement pour les deux modèles (boite chargée et non chargée)

➤ la participation modale :

Tab. IV.5.Participation des masses modales effectives de la boite rigide.

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé dela masse modale suivant X	% cumulé dela masse modale suivant Y
1	1.192672	0.01336	0.68234	0.01336	0.68234
2	1.101045	0.6318	0.02792	0.64516	0.71026
3	1.053212	0.0864	0.016	0.73156	0.72626
48	0.047285	0.000007425	0.00019	0.89248	0.89603
49	0.046424	0.00009385	0.00125	0.89258	0.89729
50	0.04453	0.00043	0.00017	0.89301	0.89745

- ✓ Même période pour les deux modèles (chargé ou non chargé)
- ✓ Une participation de 89% au bout de 50 modes
- ✓ Une période de (1.19sec) inferieur à celle de modèle R+8(1.32sec) et proche a celle du R+7(1.16sec)

- ✚ Le chargement de mur de soutènement n'a aucune influence ni sur le nombre de mode ni sur le comportement de la structure ni sur la période
- ✚ La structure en R+8 atteint 90% de participation au mode 6 et la présence du mur périphérique fait augmenter le nombre de mode au plus de 50 modes pour les deux directions.
- ✚ Le mur de soutènement influe sur le nombre de mode

IV.5.4. Effet du mur de soutènement sous forme L :

Dans cette partie on va modéliser le mur de soutènement tel qu'il est en réalité dans notre projet (sous forme L)

➤ Étude de comportement :

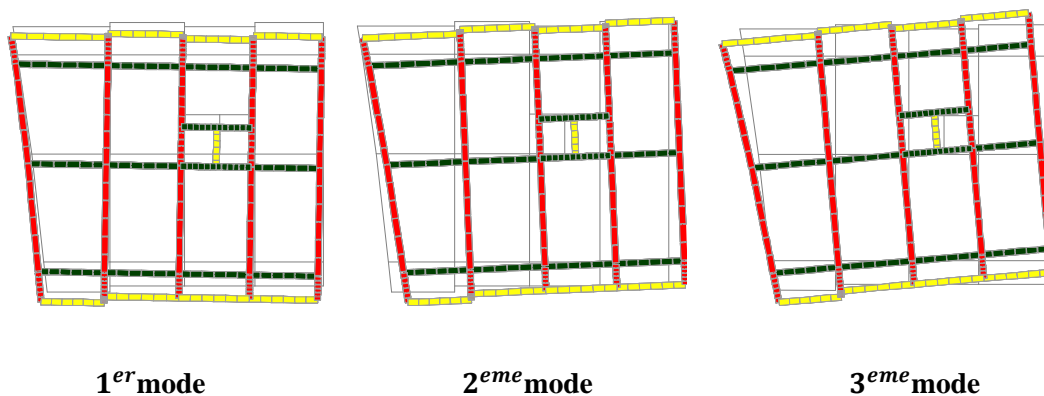


Fig. IV.9. comportement du modèle en L

REMARQUE :

- ✓ Un bon comportement par rapport aux modèles précédents une translation dans le premier mode suivant Y

- ✚ Le mur de soutènement a une influence directe sur le comportement de la structure qu'elle que soit sa forme

➤ la participation modale :

Les données relatives aux périodes et aux participations massiques de ce modèle sont illustrées dans le tableau suivant :

Tab. IV.6. Participation des masses modales effectives de modèle en L.

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	1.265626	0.07496	0.68484	0.07496	0.68484
2	1.122124	0.52409	0.08505	0.59905	0.76989
3	1.102034	0.16077	0.0000321	0.75982	0.76992
4	0.405671	0.00881	0.08323	0.76863	0.85315
5	0.364181	0.04802	0.01297	0.81665	0.86612
6	0.35805	0.03624	0.00016	0.85288	0.86628
7	0.220627	0.00339	0.02733	0.85627	0.89362
8	0.202886	0.01238	0.00526	0.86865	0.89888
9	0.1996	0.01481	0.0002	0.88346	0.89908
10	0.143617	0.00214	0.01478	0.88559	0.91386
11	0.132944	0.00905	0.00268	0.89465	0.91655
12	0.131079	0.00398	0.00002873	0.89863	0.91655
13	0.102285	0.00163	0.01124	0.90025	0.92779

- ✓ 90% de participation de la somme des masses modales effectives au niveau de 10^{eme} mode dans la direction Y et au 13^{eme} mode dans les deux directions
- ✓ Une période de (1.26 sec) supérieure a celle de modèle boîte rigide (1.19 sec)
- ✓ La forme en L fait diminuer le nombre de mode aux 13 or que la forme de la boîte on as pas u de 90% de participations au 50 mode.

✚ La forme de mur de soutènement a une influence sur la période de vibration de la structure et le nombre de modes

✚ La forme de la boîte fait augmenter le nombre de mode et baisser la période propre

✚ La forme en L fait baisser le nombre de mode et augmenté la période

IV.5.5.Effet de la rampe :

Dans cette partie on va introduire a notre structure une rampe qu'est un accès au parking

➤ Étude de comportement :

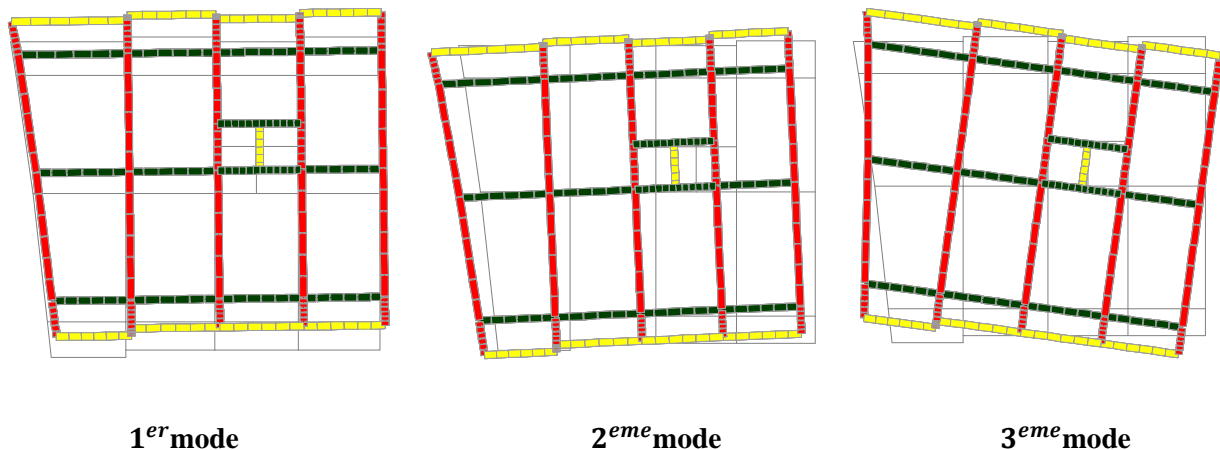


Fig. IV.10. comportement du model avec rampe

REMARQUE :

- ✓ On peut dire que si le même comportement que le modèle de mur en L

➤ la participation modale :

Tab. IV.7. Participation des masses modales effectives de modèle avec rompe.

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	1.262914	0.01605	0.74931	0.01605	0.74931
2	1.206515	0.70846	0.00917	0.72451	0.75848
3	1.146219	0.07163	0.01158	0.79614	0.77006
4	0.403581	0.00215	0.09372	0.79829	0.86378
5	0.389755	0.08118	0.00104	0.87946	0.86483
6	0.372945	0.00925	0.0025	0.88871	0.86733
7	0.219725	0.00113	0.03164	0.88984	0.89897
8	0.214657	0.02597	0.00069	0.91581	0.89965
9	0.207849	0.00299	0.00097	0.9188	0.90063

- ✓ Presque la même période pour ce modèle (1.262914 sec) et celui du mur de forme L (1.265626sec) un écart de 0.0027s
- ✓ 90% de participation de la somme des masses modales effectives au niveau de 8^{eme} mode dans la direction X et au 9^{eme} mode dans les deux directions

- ✚ La présence de la rampe a un effet positive sur le nombre de mode dans la direction X contrairement au mur de soutènement qui influe sur la direction Y
- ✚ Pas d'influence sur la période entre le mur et la rampe
- ✚ La rampe fait diminuer le nombre de mode dans les deux directions par rapport au modèle de mur en L mais supérieur aux modèles R+7 et R+8

- ✚ Les éléments verticaux ont une influence sur le nombre de mode dans la direction Y
- ✚ Les éléments horizontaux ont une influence sur la direction X (réduction dans ce sens)

IV.5.6. Effet du mur de soutènement et de la rampe :

Maintenant on va modéliser les deux éléments : la rampe et le mur

➤ Étude de comportement :

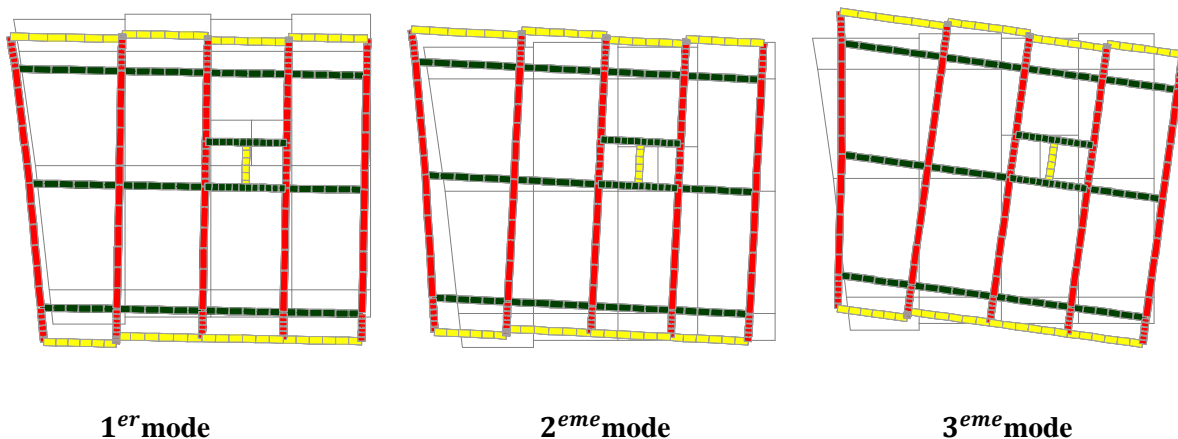


Fig. IV.11. comportement du modèle mur+rampe

REMARQUE :

- ✓ La présence des deux éléments en même temps a changé le comportement de la structure et provoque une torsion au deuxième mode chose qui n'est pas souhaitable.
- la participation modale :

Tab. IV.8. Participation des masses modales effectives mur + rampe .

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	1.249217	0.06386	0.68612	0.06386	0.68612
2	1.118394	0.58139	0.06764	0.64524	0.75376
3	1.100029	0.10199	0.00016	0.74723	0.75392
10	0.142377	0.00216	0.01537	0.87222	0.89848
11	0.132677	0.00988	0.00238	0.8821	0.90086
12	0.130961	0.00322	0.000007117	0.88532	0.90087
24	0.071697	0.000004363	0.00009919	0.89678	0.92501
25	0.071125	0.00398	0.00007874	0.90076	0.92509
26	0.070195	0.00029	8.264E-09	0.90105	0.92509

- ✓ 90% de participation de la somme des masses modales effectives au niveau de 11^{eme} mode dans la direction Y et au 26^{eme} mode dans les deux directions
- ✓ Une période un peu moins (1.24 sec) que les modèles avec rampe et avec mur de soutènement (1.26 sec)

- ✚ La présence des deux éléments fait augmenter le nombre de modes dans les deux directions
- ✚ Pour la période la présence des deux éléments en même temps joue un rôle favorable que un élément seul

IV.5.7. Effet des voiles de l'ascenseur :

Dans cette partie d'étude on va introduire les voiles de l'ascenseur qui ont un double rôle : rôle de contreventement de part et de sécurité d'autre part.

➤ Étude de comportement :

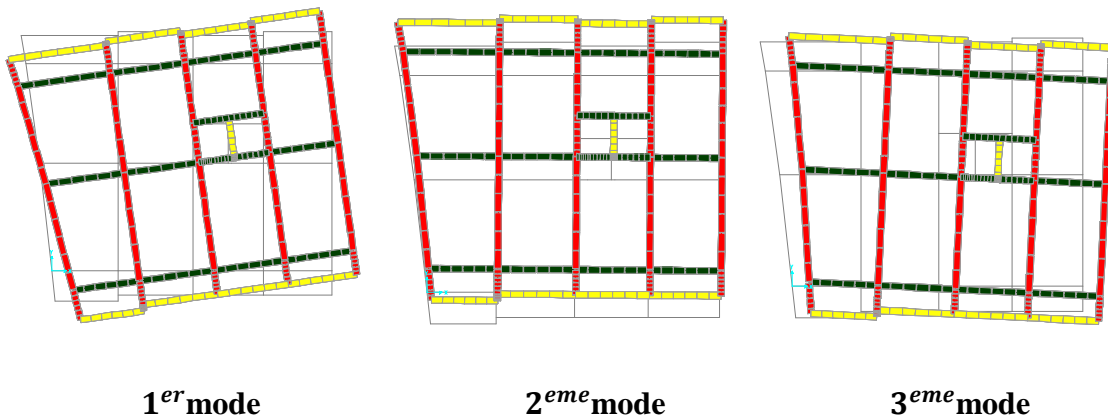


Fig. IV.12. comportement du model avec voiles de l'ascenseur

REMARQUE :

- ✓ La présence des voiles de l'ascenseur en plus de mur de soutènement et la rampe fait changé le comportement complètement et ramène a l'apparition de la torsion au 1^{er} mode et la translation dans les dans les autre modes

➤ **la participation modale :****Tab.VI.9.** Participation des masses modales effectives du modèle avec voiles de l'ascenseur.

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé dela masse modale suivant X	% cumulé dela masse modale suivant Y
1	0.946143	0.06962	0.00023	0.06962	0.00023
2	0.910666	0.00832	0.69738	0.07795	0.69761
3	0.736953	0.61138	0.00815	0.68932	0.70577
4	0.309242	0.00598	0.00027	0.69531	0.70603
5	0.242529	0.00229	0.14763	0.6976	0.85366
6	0.182234	0.15389	0.00183	0.85149	0.8555
7	0.175073	0.00254	0.00131	0.85403	0.8568
8	0.120122	0.00097	0.01178	0.855	0.86858
9	0.113315	0.00006869	0.04085	0.85507	0.90944
10	0.094103	0.04441	0.00044	0.89947	0.90988
11	0.091824	0.00041	0.00029	0.89988	0.91018
12	0.087005	0.00025	0.00003721	0.90013	0.91021

- ✓ 90% de participation de la somme des masses modales effectives au niveau de 9^{eme} mode dans la direction Y et au 12^{eme} dans les deux directions

- ✓ Une période réduite par apport aux autres modèles (0.94 sec)

- ✚ La présence des voiles de l'ascenseur a diminué la période d'une manière remarquable de 1.16sec ; 1.32sec ; 1.26sec.....a 0.9sec
- ✚ Les voiles de l'ascenseur réduits le nombre de mode de 26mode (sans voiles) a 12 modes avec voile.
- ✚ La présence des voiles de l'ascenseur fait rigidifier la place ou ils se trouvent par rapport a l'ensemble chose qui ramené a l'apparition de la torsion eu 1^{er} mode

VI.5.8.Effet des voiles de contreventement :

Dans cette partie d'étude on va modaliser que les voiles de contreventement sans voiles de l'ascenseur

➤ Étude de comportement :

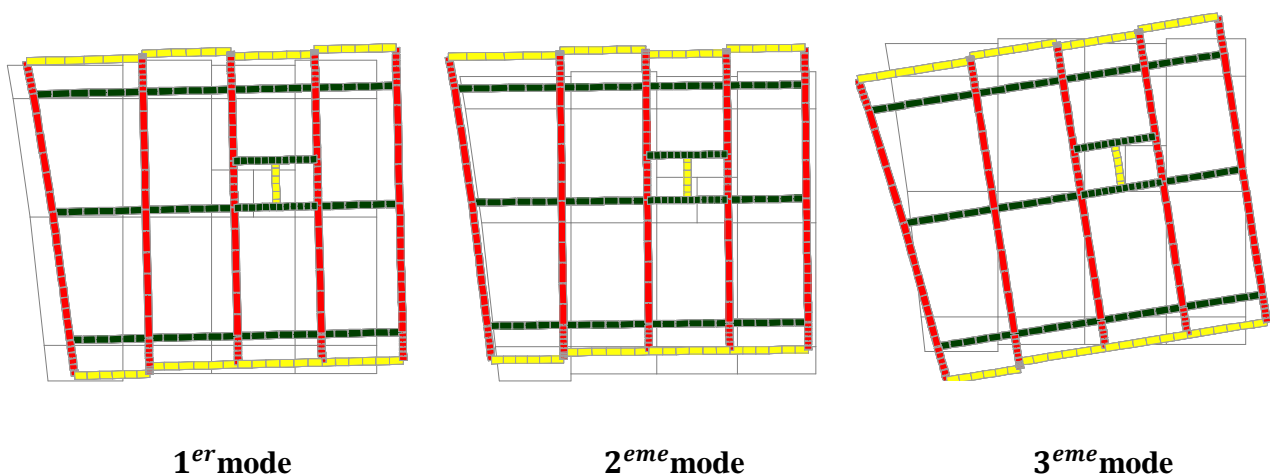


Fig. IV.13.comportement du model avec voiles de contreventement

REMARQUE :

- ✓ 1^{er} mode : une translation suivant X
- ✓ 2^{eme} mode : une translation suivant Y
- ✓ 3^{eme} mode : une rotation

- ✚ Les voiles de contreventement ont corrigés le sens des modes le 1^{er} mode une translation suivant X et 2^{eme} modesuivant Y et 3^{eme} mode une torsion le retour aux repères principaux.

➤ la participation modale :

Tab.VI.10. Participation des masses modales effectives du modèle avec voiles de contreventement.

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	0.923275	0.595	0.0975	0.595	0.0975
2	0.818488	0.09595	0.59488	0.69095	0.69238
3	0.707489	0.0077	0.00925	0.69865	0.70163
20	0.067033	7.276E-07	0.0001	0.89351	0.89217
21	0.063842	0.00346	0.01743	0.89697	0.9096
22	0.06092	6.999E-07	0.000002213	0.89697	0.9096
23	0.06035	0.0000299	0.00003479	0.897	0.90963
33	0.052732	0.00000209	0.00074	0.89726	0.91707
34	0.051666	0.00002229	0.00086	0.89728	0.91794
35	0.048393	0.00907	0.00026	0.90635	0.91819

- ✓ 90% de participation de la somme des masses modales effectives au niveau de 21^{ème} mode dans la direction Y et au 35^{ème} dans les deux directions
- ✓ Une période de 0.92 sec

- ✚ Les voiles de contreventement ont amélioré les directions des modes de la structure bien comme il faut le même repère
- ✚ Une amélioration du comportement de la structure
- ✚ Une période réduite

IV.5.9. Modélisation de l'ensemble des éléments :

Dans cette partie on va modéliser notre structure avec tout ces éléments : rompe ; mur de soutènement ; et avec tout les voiles.

- **Étude de comportement :**

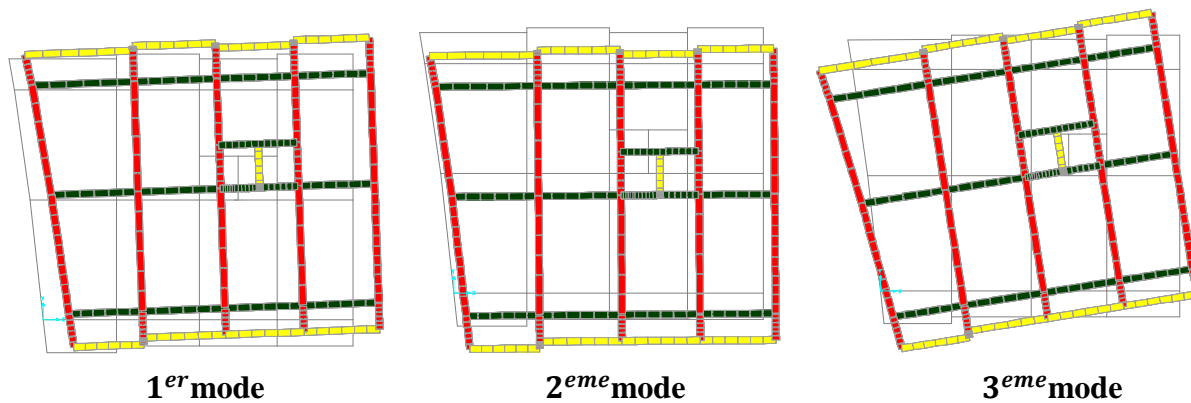


Fig. IV.14. comportement du model avec l'ensemble des éléments

REMARQUE :

- ✓ Le premier mode ne reflète pas une translation
- ✓ Une translation suivant Y de deuxième mode

➤ **la participation modale :**

Tab.VI.11. Participation des masses modales effectives du modèle avec l'ensemble des éléments.

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé delamasse modale suivant X	% cumulé delamasse modale suivant Y
1	0.765109	0.51608	0.14466	0.51608	0.14466
2	0.697001	0.13774	0.54692	0.65382	0.69158
3	0.639192	0.03158	0.00208	0.6854	0.69365
12	0.077765	0.02908	0.00188	0.89182	0.89923
13	0.076838	0.00053	0.00142	0.89235	0.90066
14	0.07507	0.000002028	1.733E-08	0.89235	0.90066
26	0.055977	0.000007782	0.0000202	0.8952	0.90528
27	0.055388	0.0074	0.00137	0.9026	0.90666

- ✓ 90% de participation de la somme des masses modales effectives au niveau de 13^{eme} mode dans la direction Y et au 27^{eme} dans les deux directions.
- ✓ Une période souhaitable (0.76 sec) inferieure a $T_{empirique} = 0.8 \text{ sec}$

REMARQUE :

Puisque on n'a pas eu le comportement souhaitable après étudier l'ensemble des éléments de notre structure on a introduire l'escalier sous forme Shell car il a une inertie important a ne pas négliger.

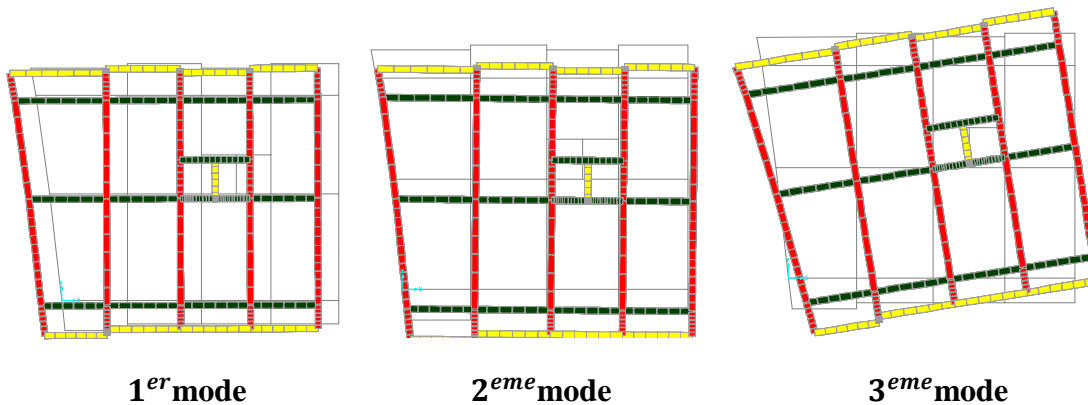
IV.5.10. effet de l'escalier:➤ **Étude de comportement :**

Fig. IV.15.comportement du model avec escalier

REMARQUE :

- ✓ Un bon comportement vis avis l'ensemble des essais et le nombre des éléments
- ✓ 2 translations dans les bonnes directions et une torsion.

➤ **la participation modale :**

Tab. IV.12. Participation des masses modales effectives du modèle avec escalier

mode	Période [sec]	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé dela masse modale suivant X	% cumulé dela masse modale suivant Y
1	0.743303	0.63457	0.03953	0.63457	0.03953
2	0.669733	0.03398	0.64558	0.66855	0.68512
3	0.62876	0.00087	0.00145	0.66942	0.68657
23	0.052434	0.00001457	0.00897	0.89193	0.89675
24	0.051629	0.00179	0.00874	0.89372	0.90549
25	0.050616	0.00004454	0.00018	0.89376	0.90567
39	0.042933	0.00035	0.00008658	0.89906	0.91672
40	0.042622	0.00267	0.00012	0.90172	0.91684

- ✓ 90% de participation de la somme des masses modales effectives au niveau de 24^{eme} mode dans la direction Y et au 40^{eme} dans les deux directions.


- ✓ Une période souhaitable (0.74 sec) inférieure à $T_{empirique} = 0.8 \text{ sec}$
- ✓ La présence de l'escalier fait augmenter le nombre de mode.

Conclusion générale :

D'après cette étude on arrivés à :

- le nombre de degré de liberté
- La masse totale de la structure
- La discontinuité
- Le maillage

Ces des paramètres qui font augmenter le nombre de mode

 *Un nombre de mode très élevé pour une structure aussi simple implique directement un problème dans le modèle*

➤ Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux suivants illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.13. Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entre sol	14074.54	13419.824	51.1906367	48.80936
RDC	17481.427	6509.993	72.8653285	27.13467
1 ^{er} étage	15146.442	5434.867	73.5931908	26.40681
2 ^{eme} étage	12834.674	5043.422	71.7899378	28.21006
3 ^{eme} étage	10523.781	4056.817	72.1766076	27.82339
4 ^{eme} étage	8330.464	3282.91	71.7316432	28.26836
5 ^{eme} étage	6137.844	2507.917	70.9925245	29.00748
5 ^{eme} étage	4028.156	1679.518	70.5743881	29.42561
7 ^{eme} étage	1943.649	841.505	69.7860513	30.21395

Tableau IV.14. Vérification de l'interaction sous charges horizontales E_x

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entre sol	76.408	1044.242	6.81818587	93.1818141
RDC	267.284	816.041	24.672559	75.327441
1 ^{er} étage	337.111	589.377	36.3859003	63.6140997
2 ^{eme} étage	365.251	606.972	37.5686442	62.4313558
3 ^{eme} étage	331.879	422.15	44.0140896	55.9859104
4 ^{eme} étage	338.082	320.454	51.3384234	48.6615766
5 ^{eme} étage	304.345	236.701	56.2512245	43.7487755
5 ^{eme} étage	276.207	141.253	66.1637043	33.8362957
7 ^{eme} étage	280.853	112.748	71.3547476	28.6452524

Tableau IV.15. Vérification de l'interaction sous charges horizontales E_y

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entre sol	221.672	1039.007	17.5835403	82.41646
RDC	201.9	987.501	16.97493108	83.025069
1 ^{er} étage	255.412	796.936	24.27067852	75.729321
2 ^{eme} étage	276.489	732.819	27.39391742	72.606083
3 ^{eme} étage	264.087	610.376	30.19990554	69.800094
4 ^{eme} étage	258.627	489.694	34.56097049	65.43903
5 ^{eme} étage	200.819	397.075	33.58772625	66.412274
5 ^{eme} étage	184.613	237.493	43.73617054	56.263829
7 ^{eme} étage	197.489	128.212	60.63506099	39.364939

REMARQUE :

Les valeurs obtenues à l'entre sol sont logiques elles sont dues à la présence de mur de soutènement.

Les voiles reprennent plus de 20% de la charge verticale presque le nombre de poteaux qui travaille seul insuffisants (6 poteaux de 15)

- Pour puisse faire passer ces valeurs de l'interaction il faut vérifier le flambement pour une bande de 1m pour les voiles :

$$\lambda = \frac{l_f}{l} \leq \lambda_{limite}$$

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$ longueur de flambement

Les valeurs de λ_{limite} :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0.85	0.90
Mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

Tableau : Vérification du flambement pour les voiles

Niveau	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	λ_{limite}	observation
RDC	4.08	2.856	0.7	0.8	<i>vérifier</i>
Entre sol+étages courants	3.06	2.142	0.7	0.8	<i>vérifier</i>

🚩 Toute les résultats obtenue dans l'étude de cette structure nous ramène a une conclusion que : Le meilleur système de contreventement pour cette structure et le contreventement par voiles porteur.

IV.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante [1] :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99/2003.Art 7.4.3.1})$$

Tel que : N : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression.

Tableau IV.16: vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B(m ²)	N(KN)	N _{rd}	Remarque
Entre sol	55 × 60	1806.81	0.22	Vérifiée
RDC	55 × 60	1657.83	0.201	Vérifiée
1 ^{eme} etage	55 × 55	1430.658	0.189	Vérifiée
2 ^{eme} etage	55 × 55	1217.474	0.161	Vérifiée
3 ^{eme} etage	50 × 55	1006.699	0.146	Vérifiée
4 ^{eme} etage	50 × 55	800.366	0.116	Vérifiée
5 ^{eme} etage	50 × 50	595.876	0.095	Vérifiée
6 ^{eme} etage	50 × 50	394.681	0.063	Vérifiée
7 ^{eme} etage	45 × 50	194.856	0.035	Vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article (4-3-6) du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [1].

Tableau IV.17. Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0,8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	1118.534	1383	1106	Vérifiée
y-y	1260.45	1515	1212	Vérifiée

IV.8. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par [1] :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{RPA99/2003. Article 4.4.3})$$

$$\delta_{kx} = R \times \delta_{ekx}$$

Avec : δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ (RPA99/2003. Article 5.10)

Tableau IV.18. Vérification des déplacements :

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
Entre sol	0	0	0	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
RDC	0.027	0.135	0	0.14	408.0	0.033	Vérifiée
Etage 1	0.16	0.8	0.135	0.67	306.0	0.217	Vérifiée
Etage 2	0.3	1.5	0.8	0.70	306.0	0.229	Vérifiée
Etage 3	0.45	2.25	1.5	0.75	306.0	0.245	Vérifiée
Etage 4	0.62	3.1	2.25	0.85	306.0	0.278	Vérifiée
Etage 5	0.78	3.9	3.1	0.80	306.0	0.261	Vérifiée
Etage 6	0.9	4.5	3.9	0.60	306.0	0.196	Vérifiée
Etage 7	1.10	5.5	4.5	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
Etage 8	1.26	6.3	5.5	0.80	306.0	0.261	Vérifiée

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
Entre sol	0	0.000	0	0.00	306.0	0.000	Vérifiée
RDC	0.045	0.225	0	0.23	408.0	0.055	Vérifiée
Etage 1	0.18	0.900	0.225	0.68	306.0	0.221	Vérifiée
Etage 2	0.31	1.550	0.9	0.65	306.0	0.212	Vérifiée
Etage 3	0.46	2.300	1.55	0.75	306.0	0.245	Vérifiée
Etage 4	0.61	3.050	2.3	0.75	306.0	0.245	Vérifiée
Etage 5	0.75	3.750	3.05	0.70	306.0	0.229	Vérifiée
Etage 6	0.89	4.450	3.75	0.70	306.0	0.229	Vérifiée
Etage 7	1.00	5.000	4.45	0.55	306.0	0.180	Vérifiée
Etage 8	1.14	5.700	5	0.70	306.0	0.229	Vérifiée

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) :

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [1] :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \text{ (RPA99/2003, Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau(k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + W_{Qi}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : Hauteur d'étage (k) $0.10 < \theta_k < 0.20$

Si : $0.10 < \theta_k < 0.20$ Les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si : $\theta_k > 0.20$ La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.19. Vérification de l'effet P- Δ :

Niveaux	Dans le sens X-X					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (KN)	
Entre sol	306.0	27494.4	0.00	1120.65	0.000	Vérifiée
RDC	408.0	23991.4	0.14	1083.325	0.008	Vérifiée
Etage 1	306.0	20581.3	0.67	926.488	0.049	Vérifiée
Etage 2	306.0	17878.1	0.70	972.223	0.042	Vérifiée
Etage 3	306.0	14580.6	0.75	754.029	0.047	Vérifiée
Etage 4	306.0	11613.4	0.85	658.536	0.049	Vérifiée
Etage 5	306.0	8645.8	0.80	541.046	0.042	Vérifiée
Etage 6	306.0	5707.7	0.60	417.46	0.027	Vérifiée
Etage 7	306.0	2785.2	1.00	393.601	0.023	Vérifiée

Niveaux	Dans le sens X-X					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (KN)	
Entre sol	306.0	27494.4	0	1260.679	0.000	Vérifiée
RDC	408.0	23991.4	0.23	1189.401	0.011	Vérifiée
Etage 1	306.0	20581.3	0.68	1052.348	0.043	Vérifiée
Etage 2	306.0	17878.1	0.65	1009.308	0.038	Vérifiée
Etage 3	306.0	14580.6	0.75	874.463	0.041	Vérifiée
Etage 4	306.0	11613.4	0.75	748.321	0.038	Vérifiée
Etage 5	306.0	8645.8	0.7	597.894	0.033	Vérifiée
Etage 6	306.0	5707.7	0.55	422.106	0.024	Vérifiée
Etage 7	306.0	2785.2	0.7	325.701	0.020	Vérifiée

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet (P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de comportement de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a fait de nous mieux pour vérifier les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

Calcul des éléments structuraux

Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé C.B.A.93, R.P.A.99/V2003 et BAEL.

Les règles C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'actions qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité des valeurs des actions.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

V.1. Ferrailage des poteaux :

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorable.

On considérant les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l} N_{MAX} \longrightarrow M_{correspondant} \\ N_{MIN} \longrightarrow M_{correspondant} \\ M_{MAX} \longrightarrow N_{correspondant} \end{array}$$

V.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP 2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N < 0 : \text{effort de traction.} \\ N > 0 : \text{effort de compression.} \end{array} \right.$$

Tableau V.1. Sollicitations dans les poteaux

Section	$N_{max} \longrightarrow M_{corr}$		$N_{min} \longrightarrow M_{corr}$		$M_{max} \longrightarrow N_{corr}$	
	$N (KN)$	$M (KN.m)$	$N (KN.m)$	$M (KN)$	$M (KN)$	$N (KN.m)$
60 × 55	2472.996	16.369	119.720	20.524	109.519	2120.289
55 × 55	1958.874	24.738	53.819	41.432	93.773	1838.487
55 × 50	1377.99	17.582	87.200	22.468	90.266	515.394
50 × 50	815.068	17.035	64.588	10.078	79.185	377.813
50 × 45	265.523	19.520	17.113	13.407	100.259	96.271

V.3. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

V.3.1. Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 Art7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
 - $A_{max} = 0.4\%$ de la section de béton (en zone courante),
 - $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
 - $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right)$$

h_e : hauteur d'étage.

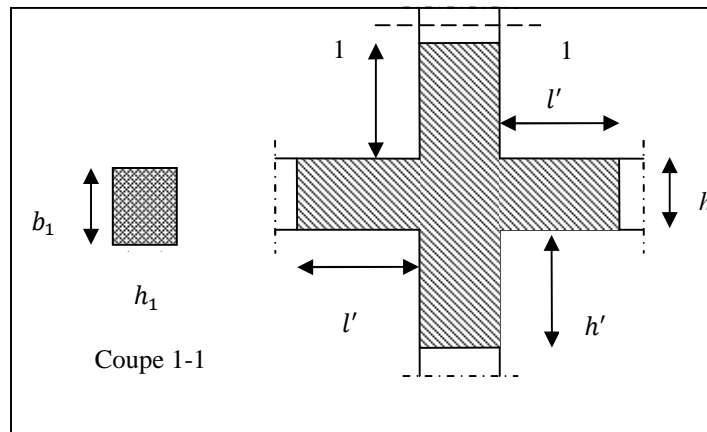


Figure V.1. zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2. Armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions du RPA99/2003

Niveau	Section du poteau	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol + RDC	60 × 55	26.4	132	198
1 ^{er} + 2 ^{ème} étage	55 × 55	24.2	121	181.5
3 + 4 ^{ème} étage	55 × 50	22	110	165
5 + 6 ^{ème} étage	50 × 50	20	100	150
7 ^{ème} étage	50 × 45	18	90	135

Exemple de calcul :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du l'entre sol , avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2472.996 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 16.369 \text{ KN.m (E.L.U)}$
- $N_{min} = 119.720 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 20.524 \text{ KN.m (0.8G + E}_y)$
- $M_{max} = 109.519 \text{ KN} \rightarrow N_{cor} = 2120.289 \text{ KN.m (G + Q - E}_y)$

⚡ Armatures longitudinales :

❖ Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$h = 0.6 \text{ m} ; b = 0.55 \text{ m}$$

$$d = 0.57 \text{ m} ; d' = 0.03 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \text{ Acier Fe400}$$

$$N = 2472.996 \text{ m} \dots \dots \dots (E.L.U)$$

$$M = 16.369 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = 0.0066 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures } AA'$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_U \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 16.369 + 2472.996 \times \left(0.57 - \frac{0.6}{2}\right) = 672.120 \text{ Kn.m}$$

$$(a) = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.6 \times 14.2 = 0.834$$

$$(b) = (2472.996 \times (0.57 - 0.03) - 672.120) \times 10^{-3} = 0.663$$

D'où $(a) > (b) \Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{672.120 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.265$$

$$\mu_{bu} = 0.265 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \times \left[\frac{1-\alpha}{\alpha}\right]$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0.393 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 5.40 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.480 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{672.120 \times 10^{-3}}{0.480 \times 348} = 40.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 40.24 \times 10^{-4} - \frac{2472.996 \times 10^{-3}}{348} = -30.82 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = 119.72 \text{ KN} \Rightarrow M_{cor} = 20.524 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.171 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0.834$$

$$(b) = N_U \times (d - d') - M_{UA} = 0.027$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 37.866 \text{ KN.m}$$

(a) > (b) Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.866 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_l = \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0.019$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.566 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{37.866 \times 10^{-3}}{0.566 \times 348} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 1.92 \times 10^{-4} - \frac{119.72 \times 10^{-3}}{348} = -1.52 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 109.519 \text{ KN.m} \Rightarrow N_{cor} = 2120.289 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.052 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0.834$$

$$(b) = N_U \times (d - d') - M_{UA} = 0.543$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 602.048 \text{ KN.m}$$

(a) > (b) Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{602.048 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.237$$

$$\mu_{bu} = 0.237 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0.343$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.492 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{602.048 \times 10^{-3}}{0.492 \times 348} = 35.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 35.16 \times 10^{-4} - \frac{2120.289 \times 10^{-3}}{348} = -25.77 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_s = 0$$

Tableau V.2. Ferrailage des poteaux

Niveau	Sections	N (KN)	M (KN.m)	A (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adapt} (cm ²)	barres
Entre sol et RDC	60 × 55	2472.996	16.369	0	26.4	28.65	4HA20 + 8HA16
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	55 × 55	1958.874	24.738	0	24.2	28.65	4HA20 + 8HA16
3+4 ^{eme} étage	55 × 50	1377.99	17.582	0	22	24.13	12HA16
5+6 ^{eme} étage	50 × 50	815.068	17.035	0	20	20.36	4HA16 + 8HA14
7 ^{eme} étage	50 × 45	265.523	19.52	0	18	18.47	12HA14

V.3.2. Les armatures transversales :(RPA99/2003 Article7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10\Phi_l, 15cm)$ (zone nodale).
- $t' \leq 15\Phi_l$ (zone courante).

Ou Φ_l est le diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$ (λ_g élancement géométrique).

La quantité d'armatures transversales minimales $\left(\frac{A_t}{t \times b_1}\right)$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si} \quad \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si} \quad \lambda_g \leq 3$$

si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum.

➤ Exemple de calcul :

On prend pour exemple de calcul du poteau $(65 \times 55) \text{ cm}^2$:

✓ Soit :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{0.7 \times 4.08}{0.60} \right) = 4.76 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 116.66 \times 10^{-3} \times 0,10}{0.60 \times 400} = 1.82 \text{ cm}^2$$

❖ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40 \times \Phi_{max} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

❖ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \times \Phi_t; 15 \text{ cm}) = \min(16; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\Phi_t = 15 \times 1.6 \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

❖ Quantité d'armature minimale

$$\lambda_g \geq 5, A_t^{min} = 0.3\%(t; b)$$

$$\lambda_g \geq 3, A_t^{min} = 0.8\%(t; b)$$

On a: $3 < \lambda_g = 4.76 < 5$

Après interpolation on aura :

$$\text{zone nodale : } A_t^{min} = 0,36\%(t \times b) = 0,0036 \times (10 \times 60) = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{zone courante : } A_t^{min} = 0,36\%(t \times b) = 0,0036 \times (15 \times 60) = 3.24 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour **6HA10** = 4.71 cm²

➤ Résultats de ferrailage des armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$
l'élanement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / D & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie. Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$ 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.

$$N_d = 2472.996 \text{ KN}$$

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (MN)	N _u (MN)	Observation
Entre sol +RDC	60 × 55	4.08	2.856	16.47	0.739	28.65	3074	4.94	2.472	Vérifier
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	55 × 55	3.06	2.142	13.48	0.750	28.65	2809	4.65	1.958	Vérifier
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	55 × 50	3.06	2.142	14.82	0.568	24.13	2.472	3.15	1.377	Vérifier
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	50 × 50	3.06	2.142	14.82	0.568	20.36	2.472	2.82	0.815	Vérifier
7 ^{eme} étage	50 × 45	3.06	2.142	16.47	0.535	18.47	2.472	2.39	0.265	Vérifier

Du tableau ci- dessus on remarque que $N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement

➤ **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus

sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} ;$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{M_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{YY}} \dots \dots \dots \text{béton fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{M_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V'}{I_{YY}} \dots \dots \dots \text{béton fibre inférieure}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$S = b \times h + 15 \times (A + A') \text{ section homogène.}$$

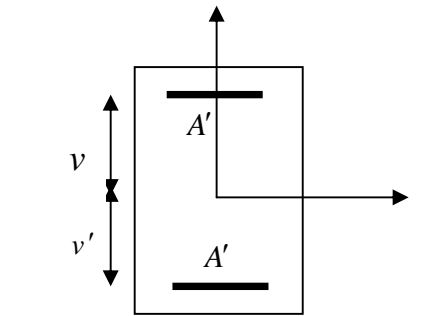


Figure V.2. Section d'un poteau

$$I_{YY} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15 \times A \times (d - V)^2 + 15 \times A' \times (V - d')^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \quad \text{et } V' = h - V \quad ; \quad d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{YY} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15 \times A \times (d - V)^2$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 5. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Entre sol +RDC	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
Section	60 × 55	55 × 55	55 × 50	50 × 50	50 × 45
d(cm)	57	52	52	47	47
A'(cm ²)	14.325	14.325	12.065	10.18	9.235
A(cm ²)	14.325	14.325	12.065	10.18	9.235
v(cm)	30	27.5	27.5	25	25
v'(cm)	30	27.5	27.5	25	25
I _{yy} (m ⁴)	0.0130	0.0117	0.091	0.06	0.039
N _{ser} (MN)	1.49813	1.12980	0.081864	0.51951	0.18059
M _{ser} (MN.m)	0.0360	0.0309	0.03170	0.03952	0.04317
σ _{bc1} (MPa)	5.37	4.56	3.93	3.95	3.491
σ _{bc2} (MPa)	3.71	2.97	2.02	1.74	1.48
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} \quad \text{tel que} \quad : \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous})$$

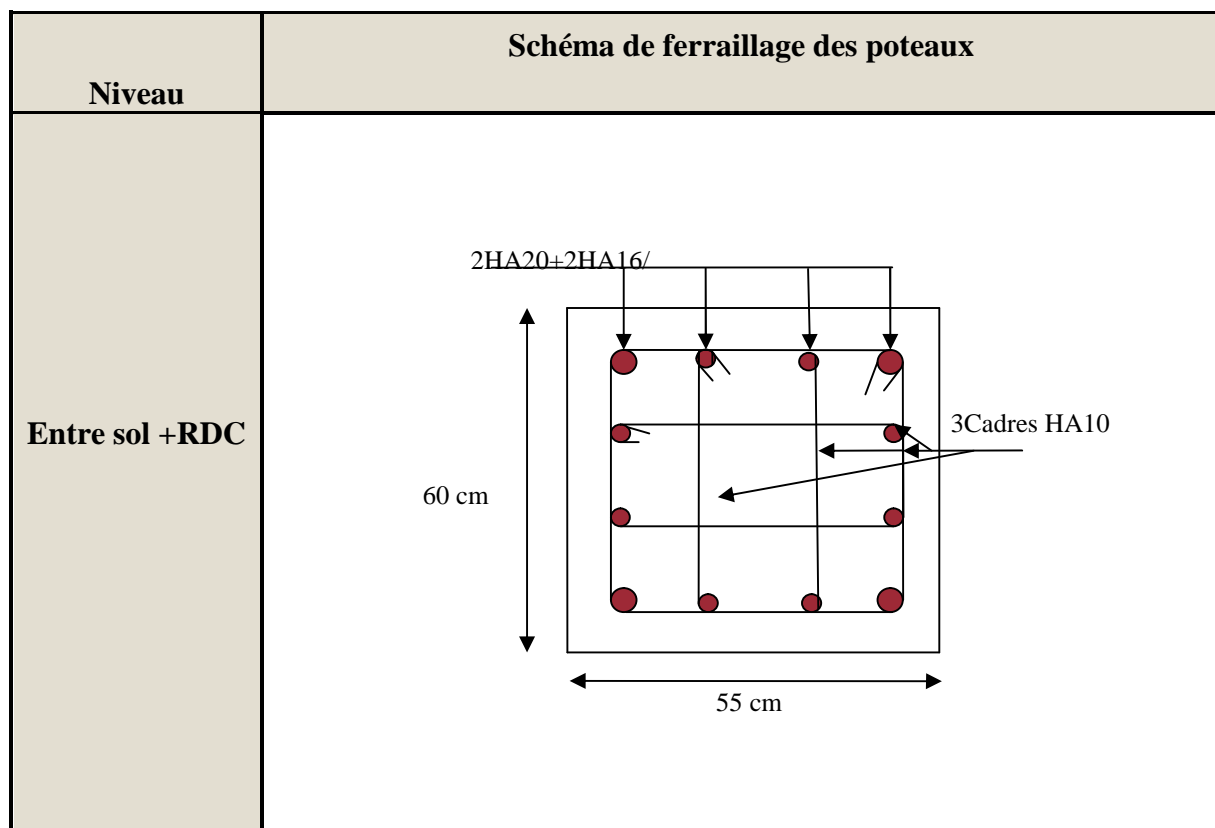
combinaison sismique) [1].

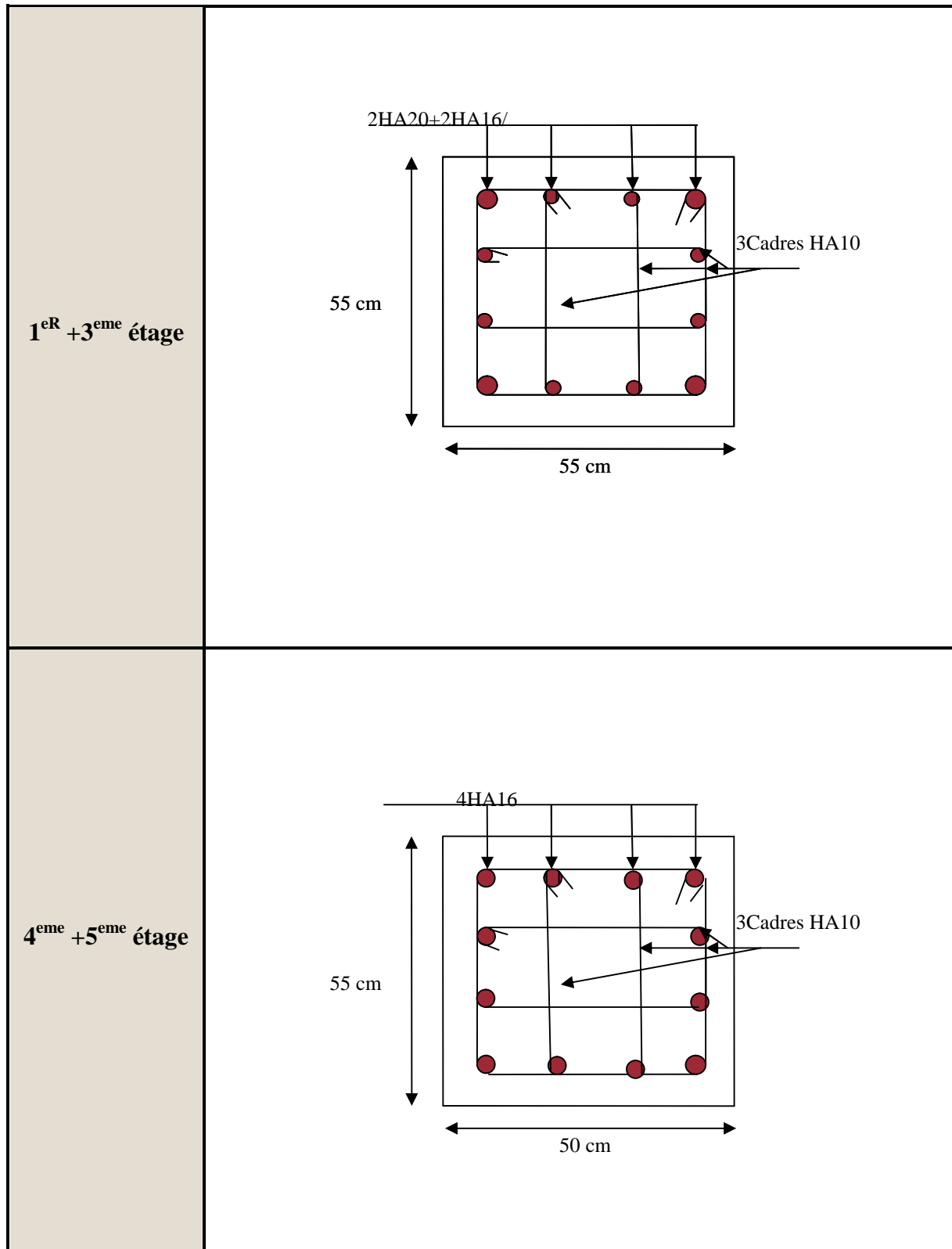
Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant :

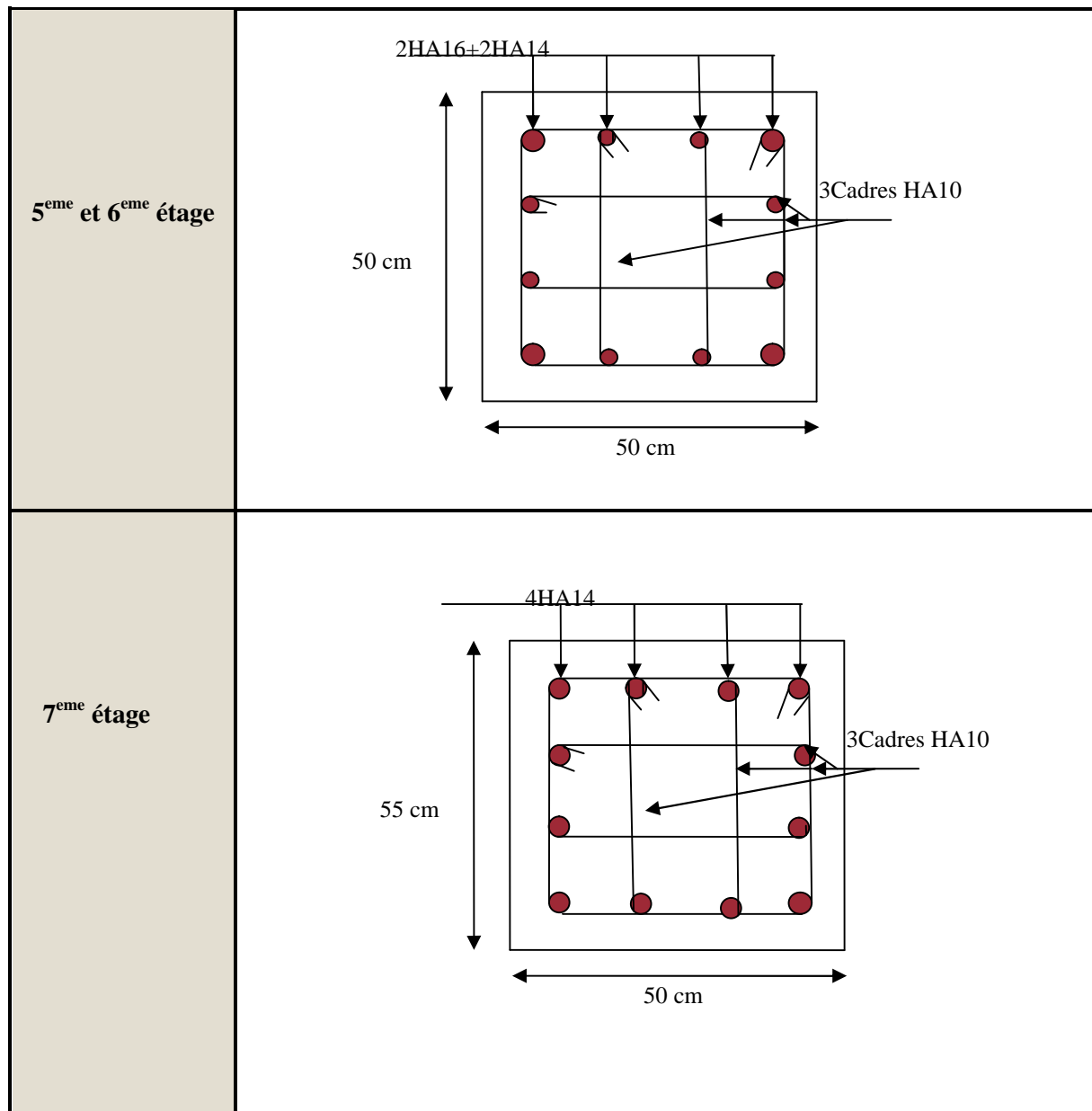
Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observatio
Entre sol +RDC	60 × 55	4.08	4.76	0,04	57	116.66	0.372	1	vérifiée
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	55 × 55	3.06	3.89	0,04	52	113.52	0,408	1	vérifiée
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	55 × 50	3.06	3.89	0,04	52	93.991	0.362	1	vérifiée
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	50 × 50	3.06	4.28	0,075	47	68.054	0.290	1	vérifiée
7 ^{eme} étage	50 × 45	3.06	4.28	0,075	47	58.822	0.278	1	vérifiée

V.5 .Schémas de ferrailages des poteaux :







V.6. ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.[4]

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage et participent au contreventement. Après détermination des sollicitations (M, N, V) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99Version2003et celle données par le BAEL91.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000,

obtenues à partir des combinaisons les plus défavorables

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q$
- 3). $G + Q + E$
- 4). $G + Q - E$
- 5). $0.8G + E$
- 6). $0.8G - E$

➤ **Armatures longitudinales : (RPA99-2003 Art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{max} : le diamètre maximale d'armatures dans les poutres

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

➤ **Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} b : \text{largeur de la poutre.} \\ S_t : \text{Espaceur maximum entre les armatures transversales donné comme suit :} \end{array} \right.$

$S_t = \min(h/4 ; 12 \times \Phi_l^{min})$ en zone nodale

$S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : $-h$: hauteur de la poutre

– Φ_l : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales 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. [4]

➤ **Coffrage : (RPA99-2003 Art 7.5.1)**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases}$$

V.6.1. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL (Art F.IV.2)}$$

✚ **Exemple de Calcul de ferrailage :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45 × 30) la plus sollicitée du plancher entre sol avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_a = 70.129 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{ELU}) \\ M_t = 68.280 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{ELU}) \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{68.280 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.0908$$

$$\mu_{bu} = 0.0908 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.119$$

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

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{68.280 \times 10^{-3}}{0.4 \times 348} = 4.90 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70.129 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.093$$

$$\mu_{bu} = 0.093 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.122$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{70.129 \times 10^{-3}}{0.4 \times 348} = 5.04 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.7: Résultats de calculs de ferrillages des poutres

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V _u (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre sol	Poutre principale	30× 45	travée	68.280	97.551	4.90	1.55	6.03	3HA16
			Appui	70.129		5.04		6.03	3HA16
	Poutre secondaire	30× 40	travée	27.658	66.078	2.20	1.55	2.36	3HA12
			Appui	33.80		2.71		3.39	3HA12
RDC et les étages courants	Poutre principale	30× 45	travée	79.405	105.86	4.94	1.55	6.03	3HA16
			Appui	99.701		6.28		8.29	3HA16+ 2HA12
	Poutre secondaire	30× 40	travée	38.752	102.15	2.29	1.55	4.62	3HA14
			Appui	47.752		3.33		4.62	3HA14
Terrasse	Poutre principale	30× 45	travée	49.270	77.199	3.50	1.55	6.03	3HA16
			Appui	90.734		6.65		8.29	2HA12+ 3HA16
	Poutre secondaire	30× 40	travée	55.246	61.668	3.88	1.55	4.62	3HA14
			Appui	71.055		5.06		6.63	2HA14+ 1HA16

V.6.2. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

❖ Poutres principales :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 > A_{adopté}$

❖ Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 54$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 81 > A_{adopté}$

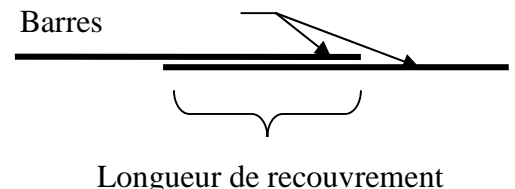
- Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40 \times \Phi \text{ en zone}$$

$$\Phi = 16mm \quad L_r = 40 \times 16 = 64cm \text{ on adopt } L_r = 65cm$$

$$\Phi = 14mm \quad L_r = 40 \times 14 = 56cm \text{ on adopt } L_r = 60cm$$

$$\Phi = 12mm \quad L_r = 40 \times 12 = 48cm \text{ on adopt } L_r = 50cm$$



- Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\Phi < \min\left(\Phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

❖ Poutres principales :

$$\Phi_t < \min\left(12; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 3.0)cm$$

$$\Phi_t \leq 1.2cm \Rightarrow \text{soit } \Phi_t = 8mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour toutes les poutres

❖ Poutres secondaires :

$$\Phi_t < \min\left(12; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(1.2; 1.14; 3.0)cm$$

$$\Phi_t \leq 1.2cm \Rightarrow \text{soit } \Phi_t = 8mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

Soit :1 cadre +1 étrier de HA8 pour toutes les poutres

b).Calcul des espacements des armatures transversales :

1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

1). $S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40cm) = 37.8cm$

2). $S_{t2} < \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t2} < 67.00cm$

3). $S_{t3} < \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} < 66.37cm$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

❖ **Poutres principales :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \Phi_l\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25cm$$

Soit : $S_t = 10cm$

✓ **Zone courante :**

$$S_t < h/2 = 45/2 = 22.5cm$$

Soit : $S_t = 20cm$

❖ **Poutres secondaire**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \Phi_l\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10cm$$

Soit : $S_t = 10cm$

✓ **Zone courante :**

$$S_t < h/2 = 40/2 = 20cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

c).Vérification des sections d'armatures transversales :

✓ **Poutres principales :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{min} = 2.025 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaire :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 40 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_{min} = 1.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.6.3. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité : BAEL91 (Art F.IV.2)

✓ **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaire :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b).Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2)

Vérification de l'effort tranchant :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}).$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutres principales	105.86	0.953	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	102.15	1.064	3,33	Vérifiée

d). Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- ✓ Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau V.9: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	8.29	105.86	99.701	3.04	-4.36	Vérifiée
Secondaires	4.62	102.15	47.752	2.94	-1.19	Vérifiée

V.6.4. Vérification à l'ELS

- Etat limite de compression du béton :[4]

$$\frac{b}{2}y^2 + 15y(A_s + A'_s) - 15y(dA_s + d'A'_s) = 0$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau V.10. Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	56.985	68850	11.41	15	vérifiée
	Travées	29.449	73390	12.22	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	29.085	34180	8.857	15	vérifiée
	Travées	24.032	73790	12.22	15	vérifiée

V.3.5 Schéma de ferrailage poutres :

Prenons un exemple des poutres de RDC

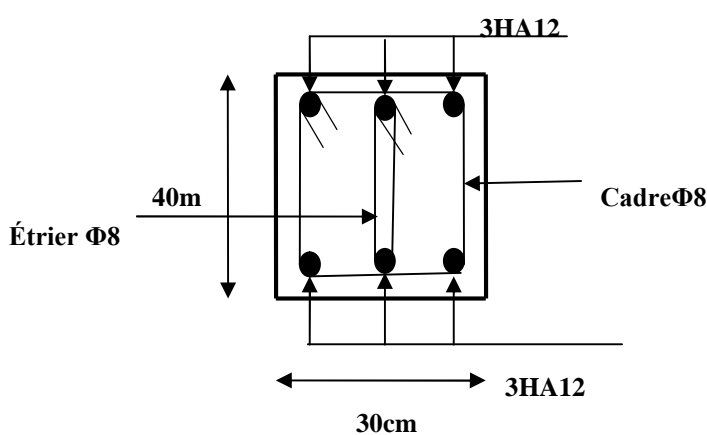


Figure V.3. Poutre secondaire

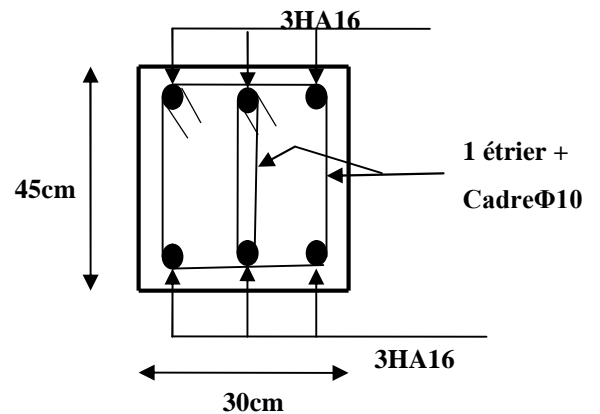


Figure V.4. Poutre principale

V.8. Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de :1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans

les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier : [1]

$$|M_N + |M_S| \geq 1.25 (M_W + M_E)|$$

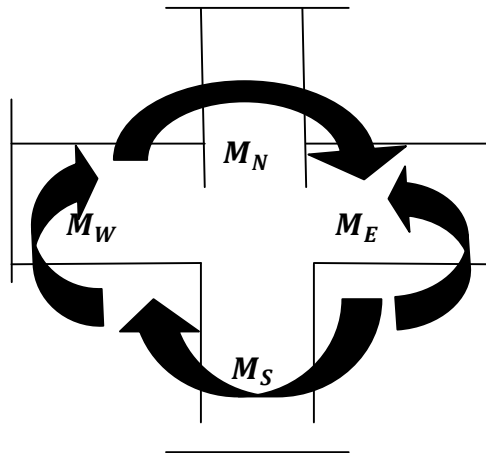


Figure V.5 : Zone nodale

V.9. Détermination des moments résistants :

Le moment résistant « M_r » d’une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section ;

De la quantité d’armatures dans la section ;

De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.9 \times h$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

V.9.1 Détermination des moments résistants dans les Poteaux :

Tableau V.11: les moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Entre sol+RDC	60 x55	54	28.65	538.39
1+2 ^{eme} étage	55x55	49.5	28.65	493.52
3+4 ^{eme} étage	55x50	49.5	24.13	415.66
5+6 ^{eme} étage	50x50	45	20.36	318.84
7 ^{eme} étage	50x45	45	18.47	289.24

V.9.2. Détermination des moments résistants dans les Poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z(cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC	PP	30×45	40.5	6.03	84.99
	PS	30×40	36	6.03	75.54
Etage courant	PP	30×45	40.5	8.28	116.70
	PS	30×40	36	6.03	75.54
Terrasse inaccessible	PP	30×45	40.5	6.63	93.44
	PS	30×40	36	4.62	57.88

V.10. Vérification des zones nodales :

Après avoir calculé les moments résistants dans les poteaux et les poutres, on va maintenant effectuer la vérification et celle-ci va être disposée sous forme de tableaux.

Tableau V.13 : Vérification de la zone nodale dans les différents étages

niveau	M_S	M_N	M_N+M_S	1.25 (M_E+M_W)	observation
Entre sol+RDC	538.39	538.39	1076.78	212.47	vérifiée
1 ^{er} +2 ^{eme}	538.39	439.52	977.91	188.85	vérifiée
3 ^{er} +4 ^{eme}	439.52	415.66	855.18	291.75	vérifiée
5 ^{er} +6 ^{eme}	415.66	318.84	734.5	188.85	vérifiée
7 ^{eme}	318.84	289.24	608.08	233.6	vérifiée

V.11 ETUDE DES VOILES :

Introduction :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa ou zone de moyenne sismicité (cas de wilaya ou le projet en question sera implanté). [1]

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux structuraux

destinés à reprendre, outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans leur axe fort. Ils présentent deux plan l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x-x) et (y-y).

V.12. Ferrailage des voiles.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Donc les voiles seront calculée en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une

disposition du ferrailage suivant :

- Le plan vertical (aciers verticaux).
- Le plan horizontal (aciers horizontaux).

V.12.1.Voiles pleins.

❖ . Ferrailage vertical.

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version2003.

Décrites ci-dessous :

- 1.** L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
- 2.** Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- 3.** Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement)

4. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile égale a 0.15%
- En zone courante égale a 0.10%

6. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

❖ Ferrailage horizontal.

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ.
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

Ces armatures doivent être supportées les efforts de traction.

D'après (R.P.A 99, article 7-7-2, page 59) :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{e \times b} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T = 1.4 \times T_{calculé} \Rightarrow T: \text{ effort tranchant du au séisme.}$$

e : épaisseur du voile.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- $0.15\% \times e \times 1m \Rightarrow \tau \leq 0.025 \times f_{c28} = 0.5 \text{ MPa}$
- $0.15\% \times e \times 1m \Rightarrow \tau > 0.025 \times f_{c28} = 0.5 \text{ MPa}$

- L'espacement : $S \leq (1.5 \times e ; 30 \text{ cm})$ d'après (R.P.A 99, article 7.7.4.3, page 64).

- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40Φ : Les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible

- 20Φ Les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure

V.12. Règles communes.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 \times e$ (e : épaisseur du voile)
 - $S \leq 30 \text{ cm}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales; 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 dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.

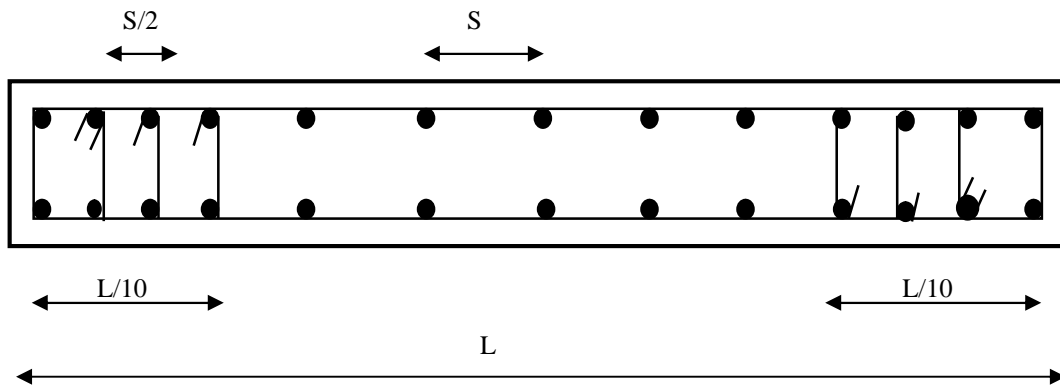


Figure V.6 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)

Sollicitation de calcul :

Tableaux V.14. Sollicitation maximale dans le voile V_{y1}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	
Entre sol + RDC	1830.638	1347.379	1347.379	1830.638	404.115	1323.152	317.937
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	1417.578	38.471	514.704	1118.801	586.877	382.969	201.756
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	1055.237	0.996	275.766	669.185	339.129	182.018	169.159
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	644.498	1.563	134.138	463.244	135.408	170.323	108.435
7 ^{eme} étage	203.046	17.028	74.980	198.066	62.464	50.909	53.305

Tableaux V.15 : Sollicitation maximale dans le voile V_{y2}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_d(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$N(KN.m)$	$M(KN)$	$M(KN)$	$N(KN.m)$	
Entre sol + RDC	1083.2	12.432	21.63	27.911	634.875	650.013	260.709
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	986.275	13.568	445.662	243.247	368.229	685.776	221.316
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	620.68	8.508	102.188	96.804	365.158	369.692	114.941
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	476.899	13.57	140.948	49.839	86.062	391.413	90.815
7 ^{eme} étage	158.544	18.549	71.815	46.075	68.17	131.594	42.27

Tableaux V.16. Sollicitation maximale dans le voile V_{y3}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_d(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$N(KN.m)$	$M(KN)$	$M(KN)$	$N(KN.m)$	
Entre sol + RDC	1142.692	6.967	316.175	301.062	302.828	532.75	187.301
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	979.816	18.145	351.32	259.856	359.739	868.552	221.76
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	716.041	14.799	285.011	146.401	222.208	570.86	180.378
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	439.23	20.89	131.467	60.79	132.493	338.13	130.6565
7 ^{eme} étage	158.741	34.376	71.115	24.021	65.944	132.855	54.568

Tableaux V.17. Sollicitation maximale dans le voile V_{y4}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_d(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$N(KN.m)$	$M(KN)$	$M(KN)$	$N(KN.m)$	
Entre sol + RDC	1667.983	237.784	462.669	1305.485	1357.533	797.641	330.01
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	1494.779	54.031	627.631	480.695	729.641	1234.184	248.255
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	1117	9.182	349.257	213.463	340.703	917.305	185.88
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	686.176	3.186	122.916	121.379	153.762	502.004	121.184
7 ^{eme} étage	223.434	88.318	52.48	81.663	89.165	181.753	45.247

Tableaux V.18. Sollicitation maximale dans le voile V_{x2}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_d(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$N(KN.m)$	$M(KN)$	$M(KN)$	$N(KN.m)$	
Entre sol + RDC	2069.925	712.065	537.483	787.314	1522.817	1782.088	381.718
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	1684.148	58.392	617.081	849.194	1248.929	1497.87	427.532
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	1263.977	3.557	473.684	370.581	599.843	573.257	313.614
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	789.56	5.658	211.432	203.951	249.157	494.09	176.758
7 ^{eme} étage	158.544	18.549	61.474	20.569	42.665	141.935	36.862

➤ Voile avec ouverture (voile de l'ascenseur):

Tableaux V.19. Sollicitation maximale dans le trumeau droit

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_d(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$N(KN.m)$	$M(KN)$	$M(KN)$	$N(KN.m)$	
Entre sol + RDC	1206.511	28.898	74.80	346.679	805.059	273.609	407.897
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	651.006	132.967	15.406	258.195	277.798	87.058	141.801
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	359.34	42.602	107.744	91.755	137.37	184.88	75.599
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	217.876	14.167	37.147	35.462	64.006	120.82	48.569
7 ^{eme} étage	65.522	39.843	9.235	21.981	39.843	65.522	34.347

Tableaux V.20. Sollicitation maximale dans le trumeau gauche

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_d(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$N(KN.m)$	$M(KN)$	$M(KN)$	$N(KN.m)$	
Entre sol + RDC	522.217	4.026	88.855	51.814	116.677	60.06	98.955
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	409.998	98.751	27.321	93.606	98.751	409.998	87.405
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	258.117	57.741	213.243	6.89	62.137	129.784	52.86
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	383.162	38.306	34.986	26.772	137.801	298.137	72.68
7 ^{eme} étage	115.981	25.471	53.739	60.541	91.90	95.455	41.949

Tableaux V.21 : Sollicitation maximale dans le linteau

Niveau	$V_d(KN)$
<i>Entre sol + RDC</i>	276.75
<i>1^{er}+2^{eme} étage</i>	239.137
<i>3^{eme}+4^{eme} étage</i>	125.4
<i>5^{eme}+6^{eme} étage</i>	56.956
<i>7^{eme} étage</i>	70.172

❖ Détermination des armatures :

• Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

❖ Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$L = 2.75 \text{ m}, d = 2.73 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$

$N_{max} = 1830.638 \text{ KN}, M_{cor} = 1347.379 \text{ KN.m (Combinaison } G + Q \pm E_y).$

$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.736 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.365 \text{ m (le centre de pression est à l'intérieur de la section)}.$

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_U \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1347.379 + 1830.638 \times (2.73 - 2.75/2) = 3827.89 \text{ Kn.m}$

$(a) = (0.337 \times 2.75 - 0.81 \times 0.03) \times 0.2 \times 2.75 \times 18.48 = 9.172$

$(b) = (1830.638 \times (2.73 - 0.03) - 3827.89) \times 10^{-3} = 1.115$

D'où $(a) > (b) \Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3827.89 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.73^2 \times 18.48} = 0.138$$

$$\mu_{bu} = 0.138 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.186$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 2.53 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{3827.89 \times 10^{-3}}{2.53 \times 400} = 37.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 37.83 \times 10^{-4} - \frac{1830.638 \times 10^{-3}}{400} = -7.94 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = 404.115 \text{ KN}, M_{cor} = 1323.152 \text{ KN.m (Combinaison } 0.8 \times G \pm E_y)$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 3.27 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1.375 \text{ m} \text{ donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la}$$

section \Rightarrow section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1323.152 + 404.115 \times (2.73 - 2.75/2) = 1870.73 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1870.73 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.73^2 \times 18.48} = 0.068$$

$$\mu_{bu} = 0.085 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.088$$

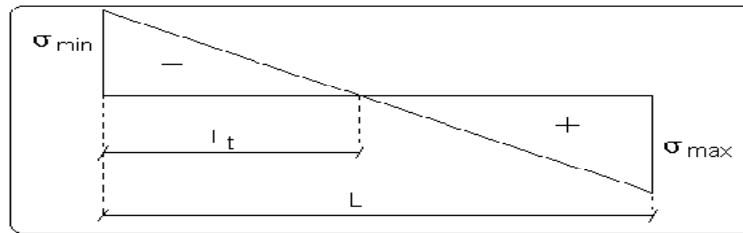
$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 2.63 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1870.73 \times 10^{-3}}{2.63 \times 400} = 17.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 22.50 \times 10^{-4} - \frac{404.115 \times 10^{-3}}{400} = 7.7 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times v$$

avec:

$$N_{min} = 404.115 \text{ KN.m}$$

$$M_{cor} = 1323.152 \text{ KN}$$

$$V = 317.937 \text{ KN}$$

$$A = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = v_2 = 1.375 \text{ m}$$

$$I = 0.346615 \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = 5983.62 \text{ KN/m}^2 = 5.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = -4514.106 \text{ KN/m}^2 = -4.51 \text{ MPa}$$

σ_1, σ_2 sont de signe différent, donc la section est partiellement comprimée

On calcule la longueur de la zone de traction.

Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = 1.18 \text{ m}$$

$$y = L - x = 1.57 \text{ m}$$

❖ Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 1347.379 \text{ KN} , N_{cor} = 1830.638 \text{ KN.m} (\text{Combinaison } 0.8 \times G \pm E_y)$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.736 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.375 \text{ m} (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

On aura le même résultat que le 1^{er} cas $\Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$

• **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 317.937 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 317.937}{0.2 \times 2.72} = 0.818 \text{ MPa}$$

Soit : $S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.02 \text{ cm}^2$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.15\% \times 20 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2$$

• **Vérifications:**

$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 118 = 4.72 \text{ cm}^2$. (A_{min} en zone tendue par RPA)

$A_{min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 2.72 \times 0.20 \times 2.1/400 = 6.57 \text{ cm}^2$. (A_{min} dans le voile par le BAEL)

$A_{min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 275 = 8.25 \text{ cm}^2$ (A_{min} en zone globale du voile par le RPA)

$A_{min(Zc)} = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) \times e = 0.10\% \times 39 \times 20 = 0.78 \text{ cm}^2$ (A_{min} en zone courante par RPA)

• **Choix des armatures :**

❖ Armatures horizontales

On opte pour chaque face : $4HA12 + 8HA10 = 10.8$ avec : $\begin{cases} S_t = 20 \text{ cm} \text{ zone courante} \\ S_t = 15 \text{ cm} \text{ zone nodale} \end{cases}$

❖ Armatures horizontales :

On opte : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales dans les voiles dans tous les niveaux.

Tableau V.23 : Ferrailage du voile V_{y1}

Niveau		Entre sol+RDC	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
section (m^2)		0.2 × 2.75	0.2 × 2.75	0.2 × 2.75	0.2 × 2.75	0.2 × 2.75
N(KN)		404.115	1417.578	1055.237	644.498	203.046
M(KN.m)		1323.152	38.471	0.996	1.563	17.028
section		Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V(KN)		317.937	201.756	169.159	108.435	53.305
τ (MPa)		0.818	0.519	0.435	0.279	0.137
$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
A_V^{cal} (cm^2)		7.7	00	00	00	00
A_V^{min} (cm^2)	RPA	4.72	5.5	5.5	5.5	5.5
	BAEL	6.57	6.57	6.57	6.57	6.57
A_V^{adop} (cm^2)/Par face		10.8	10.8	9.42	9.42	9.42
N^{bre} (cm^2)/Par face		4HA12+8HA10	4HA12+8HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	zone courante	20	20	20	20	20
	z. extrémité	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm^2)		1.02	0.65	0.54	0.35	0.17
A_h^{min} (cm^2)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm^2)		1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} (cm^2)		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)		20	20	20	20	20

Tableau V.23 . Ferrailage du voile V_{y2}

Niveau		Entre sol+RDC	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
section (m^2)		0.2 × 1.90	0.2 × 1.90	0.2 × 1.90	0.2 × 1.90	0.2 × 1.90
N(KN)		1083.2	986.275	620.68	476.899	158.544
M(KN.m)		12.433	13.568	8.508	13.57	18.549
section		Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V(KN)		260.709	221.316	114.941	90.815	42.327
τ (MPa)		0.976	0.828	0.430	0.340	0.158
$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
A_V^{cal} (cm^2)		00	00	00	00	00
A_V^{min} (cm^2)	RPA	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
	BAEL	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
A_V^{adop} (cm^2)/Par face		8.45	8.45	7.07	7.07	7.07
N^{bre} (cm^2)/Par face		4HA12+5HA10	4HA12+5HA10	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	RPA	20	20	20	20	20
	BAEL	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm^2)		1.22	1.04	0.54	0.54	0.19
A_h^{min} (cm^2)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm^2)		1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} (cm^2)		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)		20	20	20	20	20

Tableau V.24 . Ferrailage du voile V_{y3}

Niveau		Entre sol+RDC	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
section (m^2)		0.2 × 1.90	0.2 × 1.90	0.2 × 1.90	0.2 × 1.90	0.2 × 1.90
N(KN)		1142.692	979.816	716.04	439.23	158.741
M(KN.m)		6.967	18.145	14.799	20.89	34.376
section		Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V(KN)		187.301	221.76	180.378	130.656	54.568
τ (MPa)		0.701	0.830	0.675	0.489	0.204
$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
A_V^{cal} (cm^2)		00	00	00	00	00
A_V^{min} (cm^2)	RPA	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
	BAEL	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
A_V^{adop} (cm^2)/Par face		8.45	8.45	7.07	7.07	7.07
N^{bre} (cm^2)/Par face		4HA12+5HA10	4HA12+5HA10	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	RPA	20	20	20	20	20
	BAEL	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm^2)		0.88	1.04	0.84	0.61	0.26
A_h^{min} (cm^2)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm^2)		1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} (cm^2)		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)		20	20	20	20	20

Tableau V.25. Ferrailage du voile V_{y4}

Niveau		Entre sol+RDC	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
section (m^2)		0.2 × 2.65	0.2 × 2.65	0.2 × 2.65	0.2 × 2.65	0.2 × 2.65
$N(KN)$		462.669	1494.779	1117.624	686.176	52.48
$M(KN.m)$		1305.485	54.0305	9.182	3.186	81.663
section		Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
$V(KN)$		330.01	248.255	185.88	121.18	45.247
$\tau(MPa)$		0.882	0.663	0.497	0.324	0.121
$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} (MPa)$		5	5	5	5	5
$A_V^{cal} (cm^2)$		0.67	00	00	00	0.01
$A_V^{min} (cm^2)$	RPA	4.47	5.3	5.3	5.3	3.8
	BAEL	6.33	6.33	6.33	6.33	6.33
$A_V^{adop} (cm^2)/Par\ face$		10.8	10.8	9.42	9.42	9.42
$N^{bre} (cm^2)/Par\ face$		4HA12+8HA10	4HA12+8HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t	RPA	20	20	20	20	20
(cm)	BAEL	10	10	10	10	10
$A_h^{cal} (cm^2)$		1.1	0.83	0.62	0.41	0.15
$A_h^{min} (cm^2)$		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (cm^2)$		1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre} (cm^2)$		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t (cm)$		20	20	20	20	20

Tableau V.26 : Ferrailage du voile V_{x2}

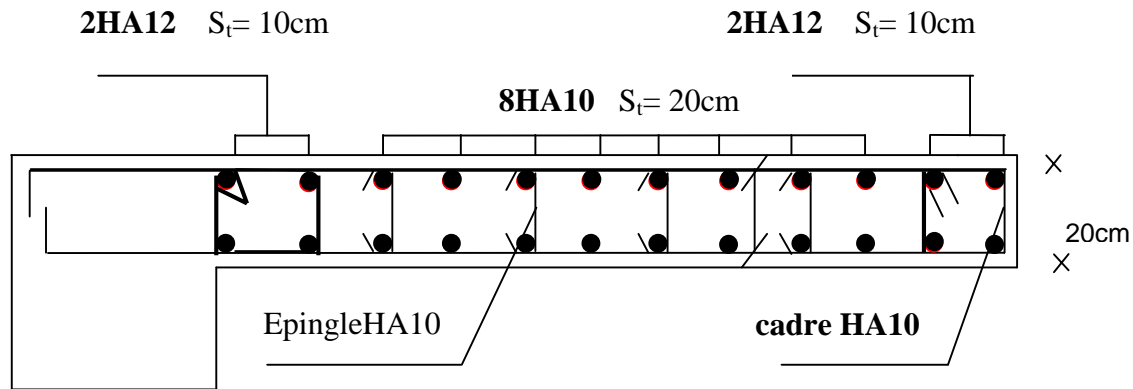
Niveau		Entre sol+RDC	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
section (m^2)		0.2 × 3.40	0.2 × 3.40	0.2 × 3.40	0.2 × 3.40	0.2 × 3.40
$N(KN)$		2069.925	1684.148	1263.977	789.56	158.544
$M(KN.m)$		712.065	58.392	3.557	5.658	18.549
section		Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	partiellement comprimée
$V(KN)$		381.718	427.523	313.614	176.758	36.862
$\tau(MPa)$		0.793	0.888	0.651	0.367	0.077
$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} (MPa)$		5	5	5	5	5
$A_V^{cal} (cm^2)$		00	00	00	00	00
$A_V^{min} (cm^2)$	RPA	2.68	6.8	6.8	6.8	5.4
	BAEL	8.14	8.14	8.14	8.14	8.14
$A_V^{adop} (cm^2)/Par\ face$		13.07	13.07	11.00	11.00	11.00
$N^{bre} (cm^2)/Par\ face$		6HA12+8HA10	6HA12+8HA10	14HA10	14HA10	14HA10
$S_t (cm)$	RPA	20	20	20	20	20
	BAEL	10	10	10	10	10
$A_h^{cal} (cm^2)$		0.99	1.11	0.81	0.46	0.096
$A_h^{min} (cm^2)$		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (cm^2)$		1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre} (cm^2)$		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t (cm)$		20	20	20	20	20

Tableau V.27. Ferrailage du trumeau droit du voile V_{x1}

Niveau		Entre sol+RDC	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
section (m^2)		0.2 × 1.80	0.2 × 0.9	0.2 × 0.9	0.2 × 0.9	0.2 × 0.9
$N(KN)$		273.609	15.406	184.88	37.147	65.522
$M(KN.m)$		805.059	258.195	137.37	35.462	39.843
section		Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
$V(KN)$		407.897	141.801	75.599	48.569	34.347
$\tau(MPa)$		1.613	0.561	0.608	0.391	0.300
$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} (MPa)$		5	5	5	5	5
$A_V^{cal} (cm^2)$		8.65	7.63	1.82	0.55	0.52
$A_V^{min} (cm^2)$	RPA	5.48	3.54	1.45	1.52	1.36
	BAEL	4.27	2.1	2.1	2.1	2.1
$A_V^{adop} (cm^2)/Par\ face$		8.45	6.09	4.71	4.71	4.71
$N^{bre} (cm^2)/Par\ face$		4HA12+5HA10	4HA12+2HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t (cm)$	RPA	20	15	15	15	15
	BAEL	10	7.5	7.5	7.5	7.5
$A_h^{cal} (cm^2)$		2.02	0.53	0.57	0.37	0.28
$A_h^{min} (cm^2)$		0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} (cm^2)$		1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre} (cm^2)$		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t (cm)$		20	15	15	15	15

Tableau V.28 . Ferrailage du trumeau gauche du voile V_{x1}

Niveau		Entre sol+RDC	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
section (m^2)		0.2 × 0.6	0.2 × 0.6	0.2 × 0.6	0.2 × 0.6	0.2 × 0.6
$N(KN)$		60.06	27.312	129.784	298.137	95.455
$M(KN.m)$		116.677	93.606	62.137	137.801	91.90
section		Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
$V(KN)$		98.955	87.405	52.86	72.68	41.949
$\tau(MPa)$		1.215	1.073	0.649	0.892	0.515
$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} (MPa)$		5	5	5	5	5
$A_V^{cal} (cm^2)$		4.70	3.96	1.21	3.24	3.06
$A_V^{min} (cm^2)$	RPA	1.08	1.16	1.14	0.94	1.08
	BAEL	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
$A_V^{adop} (cm^2)/Par\ face$		3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
$N^{bre} (cm^2)/Par\ face$		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
$S_t (cm)$	RPA	15	15	15	15	15
	BAEL	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
$A_h^{cal} (cm^2)$		1.14	1	0.61	0.84	0.48
$A_h^{min} (cm^2)$		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} (cm^2)$		1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre} (cm^2)$		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t (cm)$		20	15	15	15	15

Figure V.7. Schéma de ferrailage de V_{y1}

✚ Ferrailage du linteau : (linteau de RDC) :

$$T = 276.75 \text{ KN}$$

- Calcul des contraintes :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d}$$

$$\text{Avec : } \bar{V} = 1.4 \times V_{cal} = 387.45 \text{ KN}$$

$$d = h - c = 0.83 \text{ m} \quad c: \text{ enrobage}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{387.45 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.83} = 2.33 \text{ MPa} > 0.06 \times f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

D'après (R.P.A 99, page 61) :

On dispose les ferrailages longitudinaux (supérieure et inférieure), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement.

Soit :

$$A_D = \frac{\bar{V}}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2 \times d'}{L}$$

$$d' = \text{Distance d'enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$L = \text{Longueur du linteau} = 1 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0.86 - 2 \times 0.03}{1}$$

$$\Rightarrow \alpha = 38.66^\circ$$

$$A_D = \frac{\bar{V}}{2 \times f_e \times \sin \alpha} = \frac{387.45 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.6} = 8.07 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale :**

D'après (R.P.A 99 page 62) on a :

$$A_D^{min} = 0.15\% \times b \times h = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 8.07 \text{ cm}^2 > A_D^{min} = 2.58 \text{ cm}^2 \quad (\text{C. V})$$

On prend :

$$A_D = 8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

• **Espacement exigé par R.P.A 99 :**

$$\text{Cadre } \Phi_6 \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

• **Armatures longitudinales :**

D'après (R.P.A 99 page 62), on a :

$$(A_L ; A'_L) \geq 0.15\% \times b \times h = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_L = A'_L = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales :**

D'après (R.P.A 99 page 62) on a :

$$\tau_b = 2.33 \text{ MPa} > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0.25\% b \times S_t$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 21.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t^{min} = 0.25\% \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 2\Phi_{10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

• **Armature de peau :**

$$A_p \geq 0.2\% \times b \times h = 0.2\% \times 20 \times 86 = 4.3 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 2 \times (3 \times T10) = 4.71 \text{ cm}^2$$

Pour les autres linteaux Les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.29. Ferrailage diagonale des linteaux

Linteaux	T (KN)	\bar{V} (KN)	τ_b (KN)	$\bar{\tau}_b$ (KN)	Ferrailage du linteau	α°	A_D (cm ²)	A_D^{min} (cm ²)	$A_{Dchoisie}$ (cm ²)
RDC	276.75	387.45	2.33	1.5	Ok	38.66	8.07	2.58	9.05
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	239.137	334.79	2.02	1.5	Ok	38.66	6.97	2.58	9.05
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	125.4	175.56	1.02	1.5	—	—	—	—	—
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	56.956	79.74	0.48	1.5	—	—	—	—	—
7 ^{eme} étage	70.172	98.24	0.57	1.5	—	—	—	—	—

Tableau V.30. Ferrailage transversale et de peau des linteaux

Linteaux	b (cm)	h (cm)	$A'_l min$ (cm ²)	$A'_l = A_l$ choisie(cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	$A_tchoisie$ (cm ²)	A_p^{min} (cm ²)	$A_pchoisie$ (cm ²)
RDC	20	86	2.58	4HA10	1	2Φ ₁₀	4.3	6HA10
1 ^{er} +2 ^{eme} étage	20	86	2.58	4HA10	1	2Φ ₁₀	4.3	6HA10
3 ^{eme} +4 ^{eme} étage	20	86	2.58	4HA10	1	2Φ ₁₀	4.3	6HA10
5 ^{eme} +6 ^{eme} étage	20	86	2.58	4HA10	1	2Φ ₁₀	4.3	6HA10
7 ^{eme} étage	20	86	2.58	4HA10	1	2Φ ₁₀	4.3	6HA10

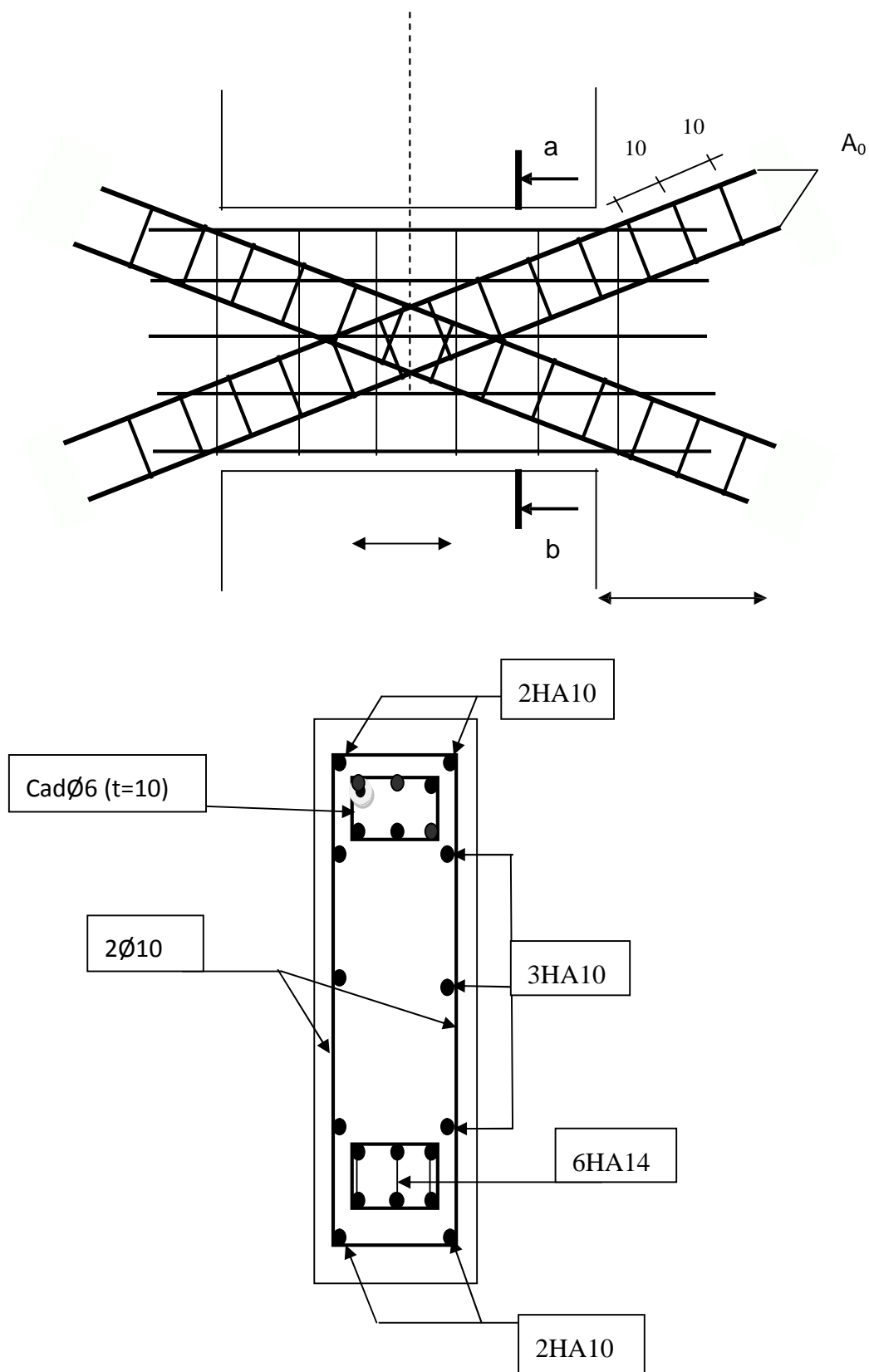


Figure V.8. schéma de ferrailage de l'linteau de RDC

Chapitre VI
Etude
des fondations

Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.1.Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle de 3.80 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.2 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ , avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.2. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaire ($A \times B$) à la base

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le SAP2000 V14.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 1806.698 + 25.31 = 1832.008 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

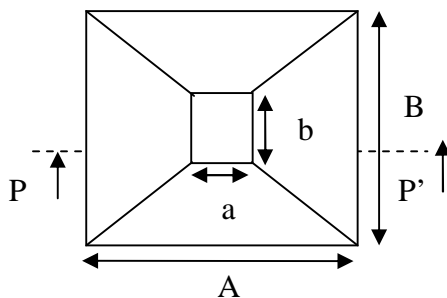


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

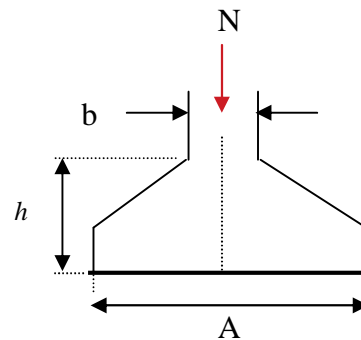


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (60*55) dans la structure où la distance entre eux est de 1.95 m dans le sens (y-y)

$$UA \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.2 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.60 \cdot 1832.008}{0.60 \cdot 120}} = 3.90 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 3.90 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.3. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 5 poteaux.

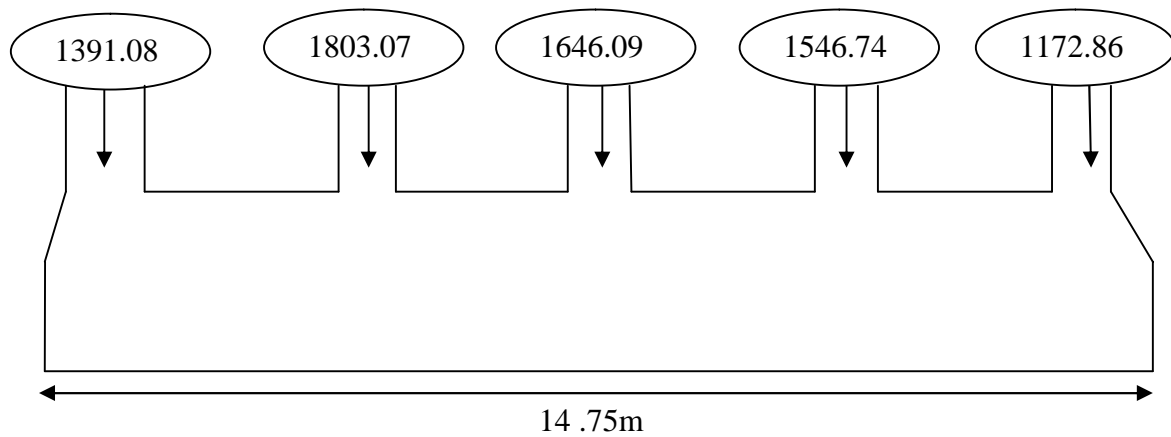


Figure VI.3 : Semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1391.088\text{KN}$, $N_2 = 1803.075\text{KN}$, $N_3 = 1646.092\text{KN}$, $N_4 = 1546.740\text{KN}$

$N_5 = 1172.863\text{KN}$.

$$N = \sum N_i = 7559.858\text{KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{7559.858}{120 * 15.19} = 4.15\text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.4. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.4.1. Pré dimensionnement :

- **Nervure:** $h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{520}{10} = 52\text{cm} \Rightarrow h_t = 55\text{cm} \dots\dots(a)$

- **Dalle:** $h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{520}{20} = 26\text{cm} \Rightarrow h_r = 40\text{cm}.$

$L_{\max} = 5.20\text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

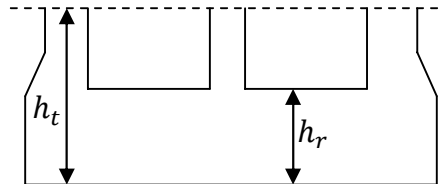


Figure VI.4: Dimensions du radier.

A. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.76 \text{ m} \dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 40 \text{ cm}$.

B. Calcul du Poids :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 26914.641 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 224.288\text{m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bât} = \frac{(15.19+13.98) \times 10.52}{2} = 153.5\text{m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 224.288\text{m}^2$

$S_{radier} \geq S_{bat} \rightarrow$ On n'a besoin de débord

VI.4.2. Les Vérifications nécessaires :

❖ **Vérification au poinçonnement :**

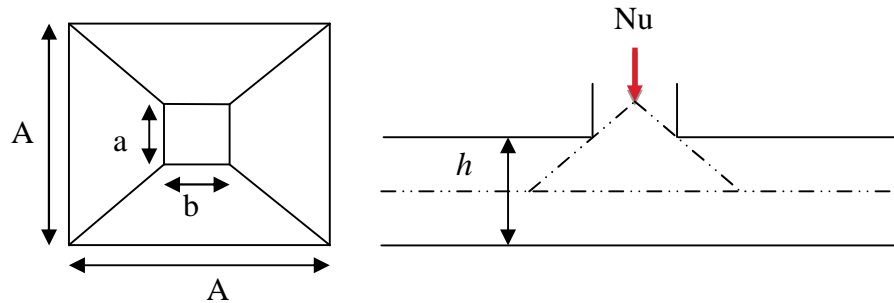


Figure VI.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- N_u : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } A = 60 + 80 = 140\text{cm} \quad ; \quad B = 55 + 80 = 135\text{cm}.$$

On trouve $U_c = 5.5 \text{ m}$

$$N_u = 1806.698 < 0.045 \times 5.5 \times 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 4304.347\text{KN} \text{ (La condition est vérifiée).}$$

\Rightarrow Pas risque au poinçonnement.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{.....CBA 93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.72 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S} = \frac{36741.035 * 5.2}{2 * 270.072} = 353.708\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{353.708 * 10^{-3}}{1 * 0.35} = 1.01\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \text{.....Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Pas risque de rupture par cisaillement.

❖ Vérification des contraintes dans le sol :DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ Avec } \sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 8.46 \text{ m} ; I_{xx} = 4741.8 \text{ m}^4 \\ Y_G = 7.37 \text{ m} ; I_{yy} = 7817.174 \text{ m}^4 \\ S = 270.072 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 26914.641 + 25 * 0.4 * 270.072 = 29615.36 \text{ KN}$$

Dans le sens x-x : $N = 269833.4 \text{ KN} ; M_y = 16214.8 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} * Y_G = \frac{2961536 * 10^{-3}}{270.072} + \frac{162148 * 10^{-3} * 7.37}{7817.2} = 0.124 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} * Y_G = 0.094 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.116 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

Dans le sens y-y : $N = 29615.36 \text{ KN} ; M_x = 2251.44 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * X_G = \frac{29615.36 * 10^{-3}}{270.072} + \frac{2251.44 * 10^{-3} * 8.46}{4741.80} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * X_G = 0.106 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = < \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.111 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

❖ Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 29615.36 \text{ KN}$$

$H = 3.80 \text{ m}$, (la hauteur de la partie encreée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 270.072 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

On trouve : $N = 29615.36 \text{ KN} \geq 1.5 * 3.80 * 270.072 * 10 = 15394.104 \text{ KN}$.

La condition est vérifiée.

VI.4.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.40 = 10 \text{ KN/m}^2.$$

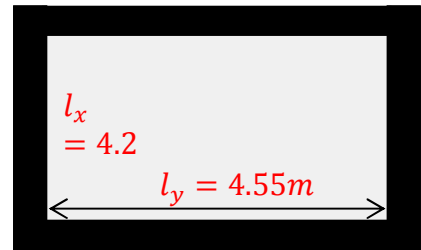


Figure VI.6 : Panneau de dalle

VI.4.4. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{36741.035}{270.072} + 1.35 * 10 = 149.542 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{26914.641}{270.072} + 10 = 109.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ **L'ELU :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.92 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0437 * 149.54 * 4.2^2 = 115.27 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 95.107 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 97.97 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 80.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.5 M_0^x = 57.64 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.40)m^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	97.97	8.28	7HA14=10.78	15
	Sens y-y	80.84	6.79	6HA14=9.24	20
En appuis		57.64	4.80	6HA12=6.79	20

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

❖ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} e \geq 12cm \\ \rho = 0.92 \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{array} \right.$$

$$\text{Sens xx: } A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.32 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^x = 8.28 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.32 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Sens yy: } A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 3.2 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^y = 6.79 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.2 \text{ cm}^2/ml$$

✓ En appuis :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.46 \text{ cm}^2/ml$$

$$\Rightarrow A_a = 4.80 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 4.46 \text{ cm}^2/ml$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_u^x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 181.943 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 143.104 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{max} = 181.943 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{181.943 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} \Rightarrow \tau_u = 0.491 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.92 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0509 * 109.65 * 4.2^2 = 98.45 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 86.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 83.68 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 73.64 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -49.23 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser} T}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

✓ y : position de l'axe neutre.

✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observa tion	σ_s (Mpa)	Observa tion
x-x	$M_t^x = 83.68$	7.92	8.26	116912.6	5.91	Vérifiée	308.56	Non vérifiée
y-y	$M_t^y = 73.64$	6.79	7.72	102654.5	5.54		315.063	
Appuis	$M_a = -49.23$	6.79	7.72	102654.5	3.70		210.62	

↪ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A_{calc} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
x-x	$M_t^x = 83.68$	$3.03 * 10^{-3}$	0.300	12.46	7HA16=14.07	15
y-y	$M_t^y = 73.64$	$2.66 * 10^{-3}$	0.277	10.87	7HA16=14.07	15
Appui	$M_a = -49.2$	$1.78 * 10^{-3}$	0.228	7.14	7HA14=10.78	15

Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 83.68$	14.07	10.6	186792.3	4.748	Vé rif ié	177.67	Vé rif ié
y-y	$M_t^y = 73.64$	12.06	9.47	151885.2	4.591		200.2	
Appuis	$M_a = -49.2$	10.78	9.44	150860.8	3.078		134.81	

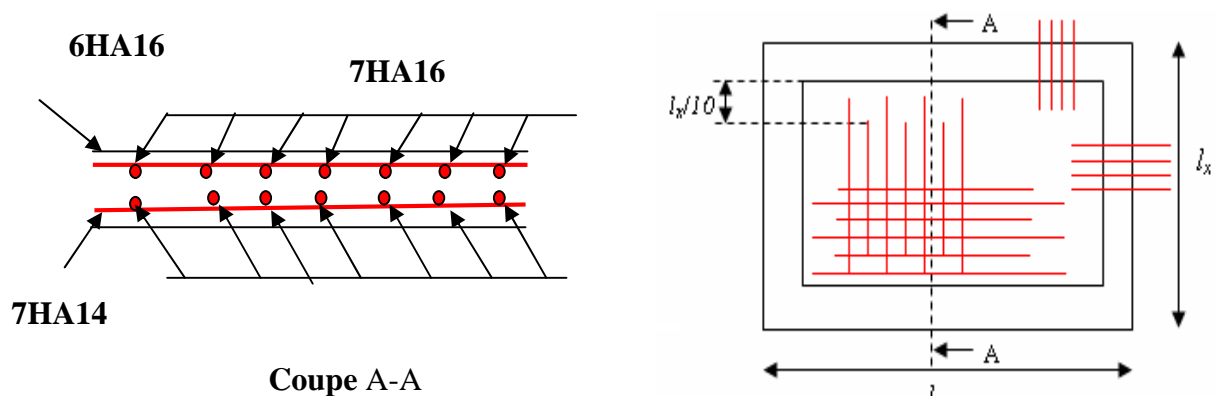
↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

❖ Espacement des armatures :

Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

VI.4.5. Schéma de ferrailage de radier :

**Figure VI.7 : Ferrailage d'un panneau du radier.**

➤ **Ferrailage du débord :**

$$b = 1\text{ m}$$

$$h = 40\text{ cm}$$

$$d = 35\text{ cm}$$

$$L = 2\text{ m}$$

$$q_u = 136.04\text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = 99.65\text{ KN/m}^2$$

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{2} = 272.08\text{ KN.m}$$

✓ **Calcul à L'ELU :**

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{2} = 272.08\text{ KN.m}$$

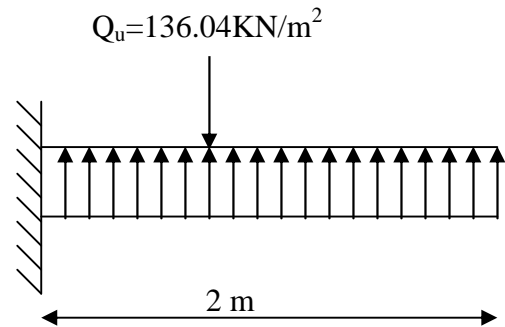


Figure VI.8 : schéma statique du débord

Tableau VI.5 : ferrailage du débord

M (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)	Choix (cm)	S_t (cm)	A_r (cm^2)	A_r^{adopt} (cm^2)	Choix (cm)
272.08	22.86	3.32	24.85	7HA14+7HA16	10	6.21	6.79	6HA12

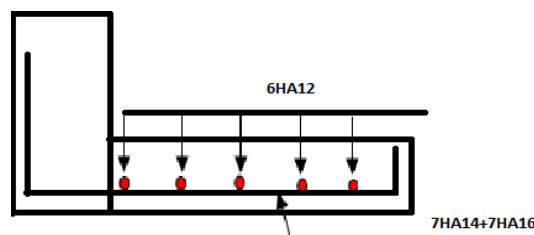


Figure VI.9 : schéma statique du débord

Vérification au cisaillement :

$$b = 1\text{ m}, d = 0.35\text{ m}$$

e. Ferrailage transversal :

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

➤ La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa} \right\}$$

V_u : effort tranchant maximum à l'ELU

$$V_u = q_u \times L = 0.136 \times 2 = 0.272\text{ MN}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 0.77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas Nécessaire

VI.5. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple .

VI.5.1. Dimensionnement de la nervure :

$$h_t = 0.8\text{m}, h_r = 0.4\text{m}, b_0 = 0.55\text{m}, d = 0.77\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{455}{10}; \frac{420}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(45.5; 210)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 40\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 135\text{cm}$$

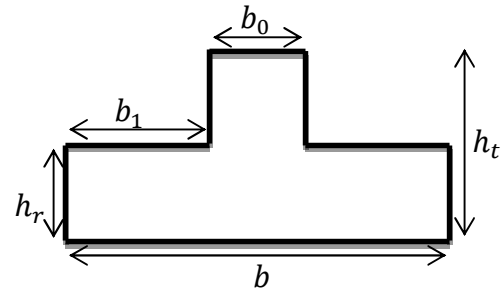


Figure VI.10 : Section de la nervure à ferrailer

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coter</p>

Avec :

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

VI.5.2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ **Moments en travée :**

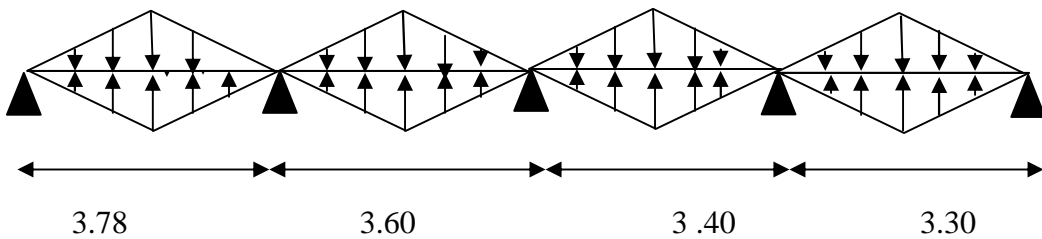
M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :



❖ **Schéma équivalent :**

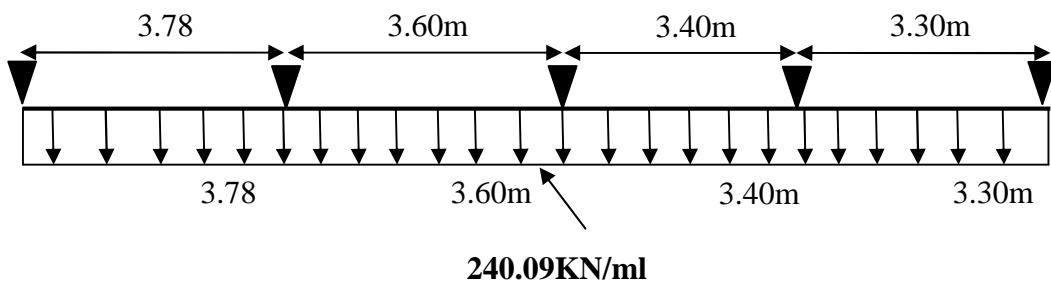


Figure VI.11 : Schéma de rupture selon x-x

On a : $q_u = 136.04 \text{ KN/m}^2$

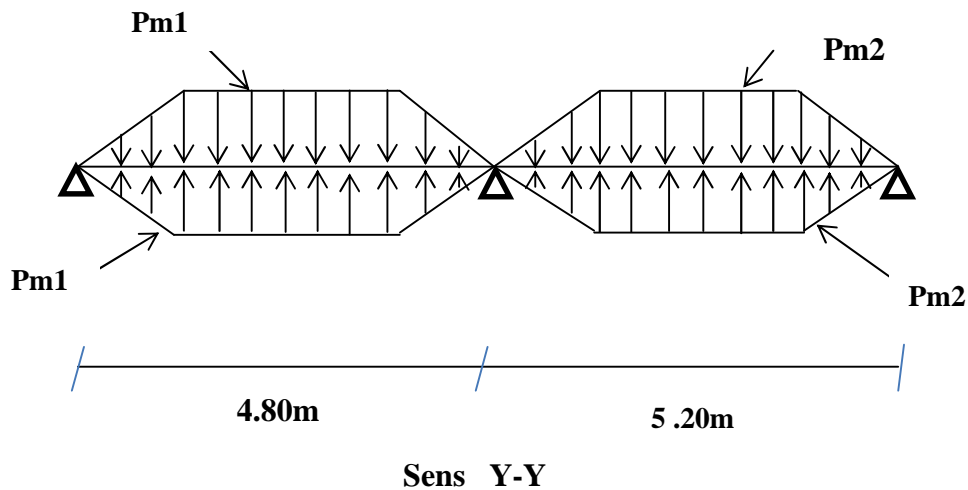
Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	L (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.78	3.78	240.09	-36.45	-330.403	1.52	279.557
B-C	3.60	2.88	240.09	-330.403	-222.009	1.92	114.66
C-D	3.40	2.72	240.09	-222.009	-263.059	1.65	104.72
D-E	3.30	3.30	240.09	-263.059	-27.77	1.98	208.55

Tableau VI.7 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	279.557	-330.403
Effort tranchant (KN)	541.216	

Sens Y-Y :



• Schéma statique équivalent :

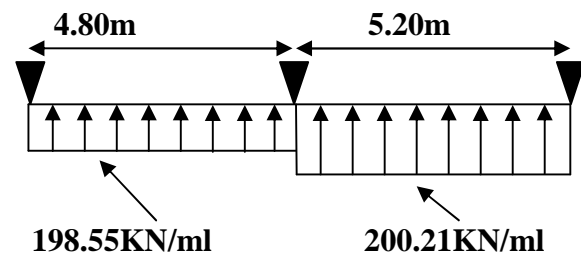


Figure VI.12 : Schéma de rupture selon y-y

On a : $q_u = 136.04 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)

Travée	L (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.80	4.80	198.55	-58.76	-804.84	1.78	430.174
B-C	5.20	5.20	200.21	-804.84	-68.79	3.16	565.225

Tableau VI.9 : Sollicitations maximales(sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	565.225	-804.84
Effort tranchant (KN)	865.409	

VI.5.3. Ferrailage :**Tableau VI.10: Tableau De ferrailage des nervures**

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	279.557	10.85	12 .22	12T14 = 18.47
	Appui	-330.404	12 .85	4.98	12T14 = 18.47
Sens Y-Y	Travée	565.225	22.25	12.22	6T25 + 6T16 = 41 .51
	Appui	-804.84	32.08	4.98	6T25 + 6T20 = 48.3

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes :

$$\text{On a : } q_s = 99.65 \text{ KN/m}^2.$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	204.775	8 .82	287 ,39	NonVérifiée
	Appui	-242.019	10.42	339.66	NonVérifiée
Sens Y-Y	Travée	414.048	4.25	161.67	Vérifiée
	Appui	-589.52	7.2	353.32	NonVérifiée

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Tableau VI.12 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A_{calc} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)
En Travée	M_t^x = 204.775	0.00134	0.198	14.49	5HA20=15.71
En appui	M_a^x = 242.019	0.00158	0.218	17.25	5HA25=24.54
En Travée	$M_t^y = 414.048$	0.00270	0.279	30.19	5HA20+5HA25 =40.25
En appui	$M_a^y = 589.52$	0.00385	0.332	43.83	6HA20+6HA25 =49.08

Tableau VI.13 : Revérifications des contraintes dans les nervures

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
En Travée	M_t^x = 204.775	15.71	14.54	999724.354	2.97	Vérifié	185.762	Vérifié
En appui	M_a^x = 242.019	24.54	17.6	1210358.582	3.52	Vérifié	172.162	Vérifié
En Travée	$M_t^y = 414.048$	40.25	21.81	1761825.898	4.15	Vérifié	151.92	Vérifié
En appui	$M_a^y = 589.52$	49.08	23.66	2678853.82	5.2	Vérifié	169.47	Vérifié

❖ Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 20 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

❖ Espacements des aciers transversaux :

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 5 \phi_{10} = 3.93 \text{ cm}^2.$$

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(67.5; 40) cm \Rightarrow S_t \leq 40cm.$$

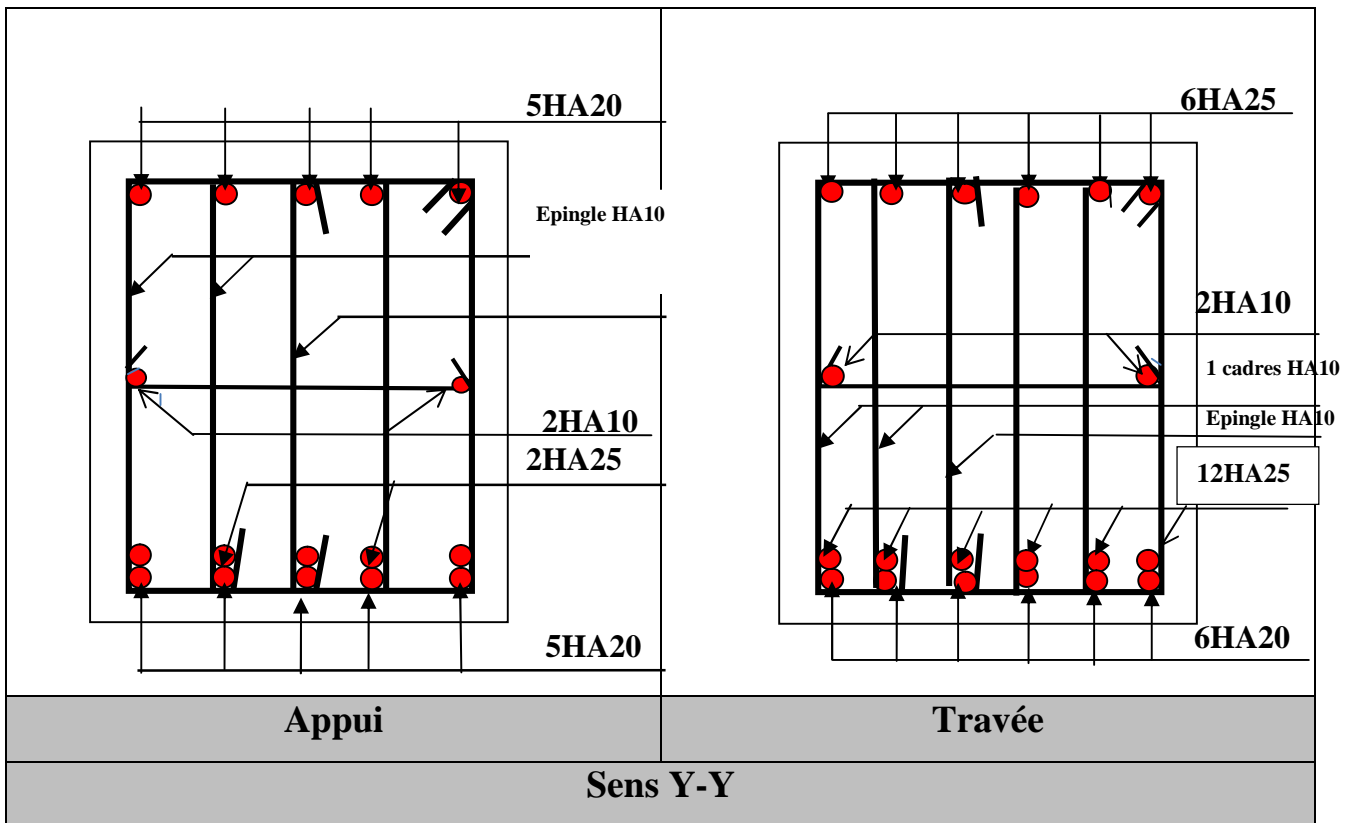
$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.75} = 52.4cm$$

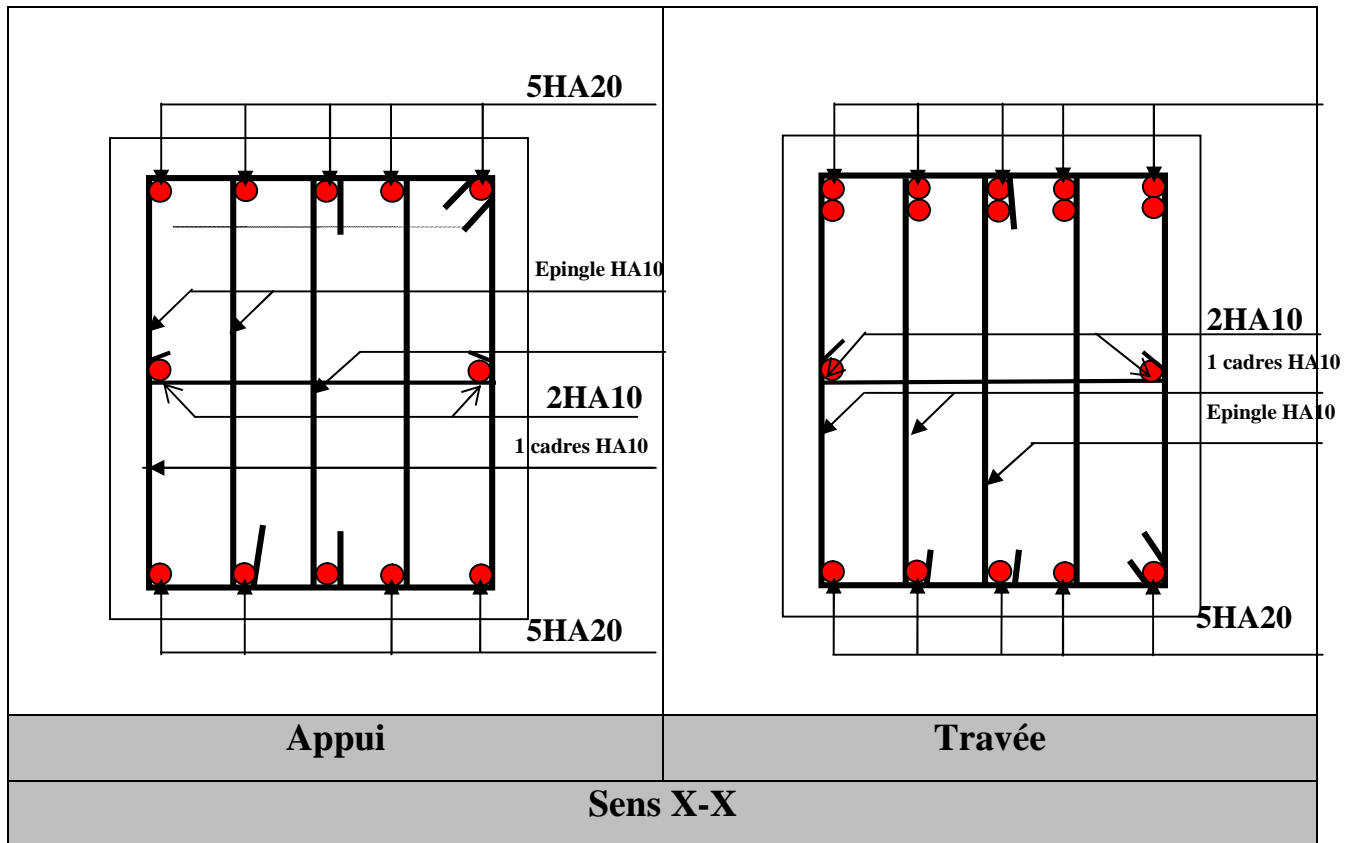
$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.55(1.71 - 0.3 \times 2.1)} = 21.17cm$$

Soit $S_t=10cm$.

❖ Schémas de ferrailages :

Tableau VI.14 : Schéma de ferrailage des nervures





✚ Notre étude de fondation est à titre pédagogique sa veut dire on voulait Just savoir comme étudier un radier générale si on se réfère à la réalité le terrain ou se trouve notre structure est une promotion de 4 bloc et l'étude se fait pour l'ensemble et puisque on n'a pas u tous les coordonnées on a décidé de faire une étude séparatif propre à notre structure

VI.6. Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale $E_p \geq 15$ cm .

VI.6.1 Dimensions de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend, $E_p = 20$ cm

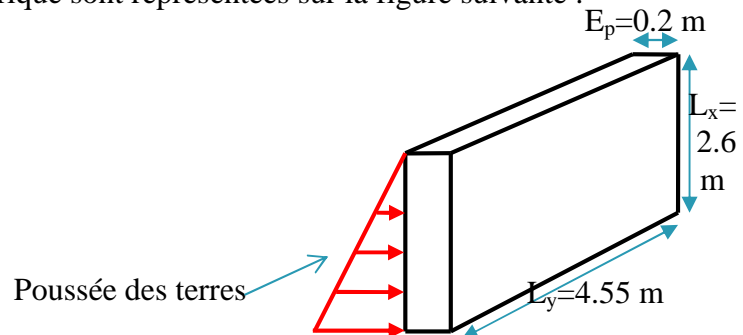


Figure VI.13 : Dimensions de voile périphérique.

VI.6.2 Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$
- ✓ Cohésion : $C=0$.

VI.6.3 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastres en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

VI.6.4 Sollicitations :

A. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_1 = 20 \times 2.6 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 21.01 \text{ KN/m}^2.$$

B. Charge due à la surcharge :

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges $Q=10$ KN/m².

$$P_2 = Q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 4 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 1.6 \text{ KN/m}^2.$$

VI.6.5.Ferraillage de voile périphérique :

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 30.7 \text{ KN/m}^2$$

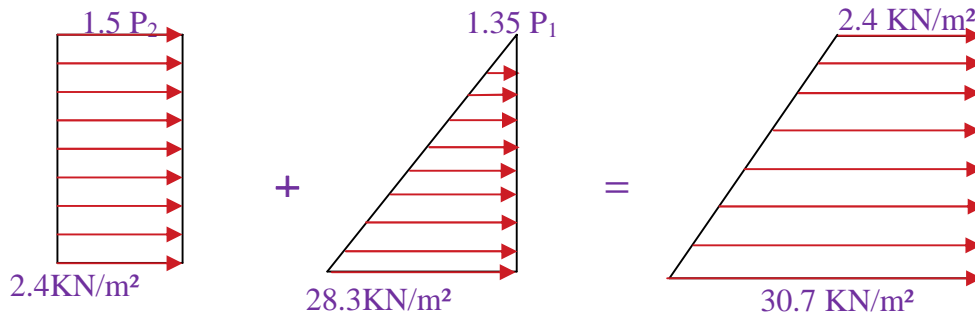


Figure VI.14: Diagrammes des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 2.6 \text{ m} \\ L_y = 4.55 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{m}) = 1.5 * P_2 = 2.4 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.6 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 30.7 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23.63 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.57 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

▪ **ELU : (v = 0)**

$$\rho = 0.57 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Tableau VI.15 : Sollicitation et ferraillage du voile périphérique			
Sens	Désignation	$q_u = 23.63 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
X-X	M_0 (KN.m)	13.82	13.82
	M (KN.m)	11.75	- 6.91
	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	2.02	1.18
	A_{min} (cm ² /ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	4HA10 = 3.02	4HA8 = 2.01
Y-Y	M_0 (KN.m)	3.56	3.56
	M (KN.m)	3.03	- 1.42
	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	0.51	0.24
	A_{min} (cm ² /ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 23.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.140 \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérfications à l'ELS :**

$$\begin{cases} L_x = 2.6 \text{ m} \\ L_y = 4.55 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{m}) = P_2 = 1.6 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.6 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 22.61 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 17.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

▪ **ELS** : ($\nu = 0.2$)

$$\rho = 0.57 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0910 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, FN \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observati on
Sens x-x	En travée	9.08	3.14	0.0355	1.00*10 ⁻⁴	3.21	182.97	Vérifiée
	En appuis	-5.34	2.01	0.029	6.8*10 ⁻⁵	2.27	166.09	Vérifiée
Sens y-y	En travée	3.95	2.01	0.029	6.8*10 ⁻⁵	1.68	122.86	Vérifiée
	En appuis	-1.58	2.01	0.029	6.8*10 ⁻⁵	0.67	49.14	Vérifiée

❖ **Espacement des armatures**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

Sens X-X: $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.

Sens Y-Y: $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Schémas de ferrillages:**

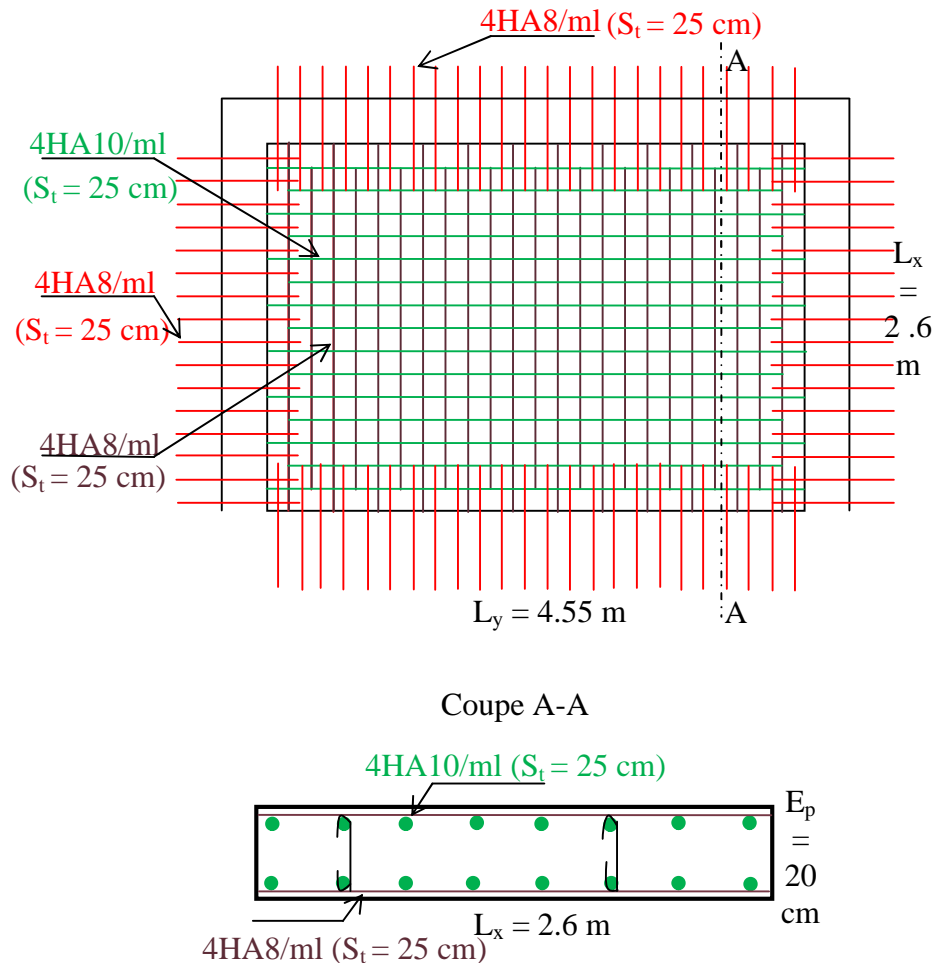


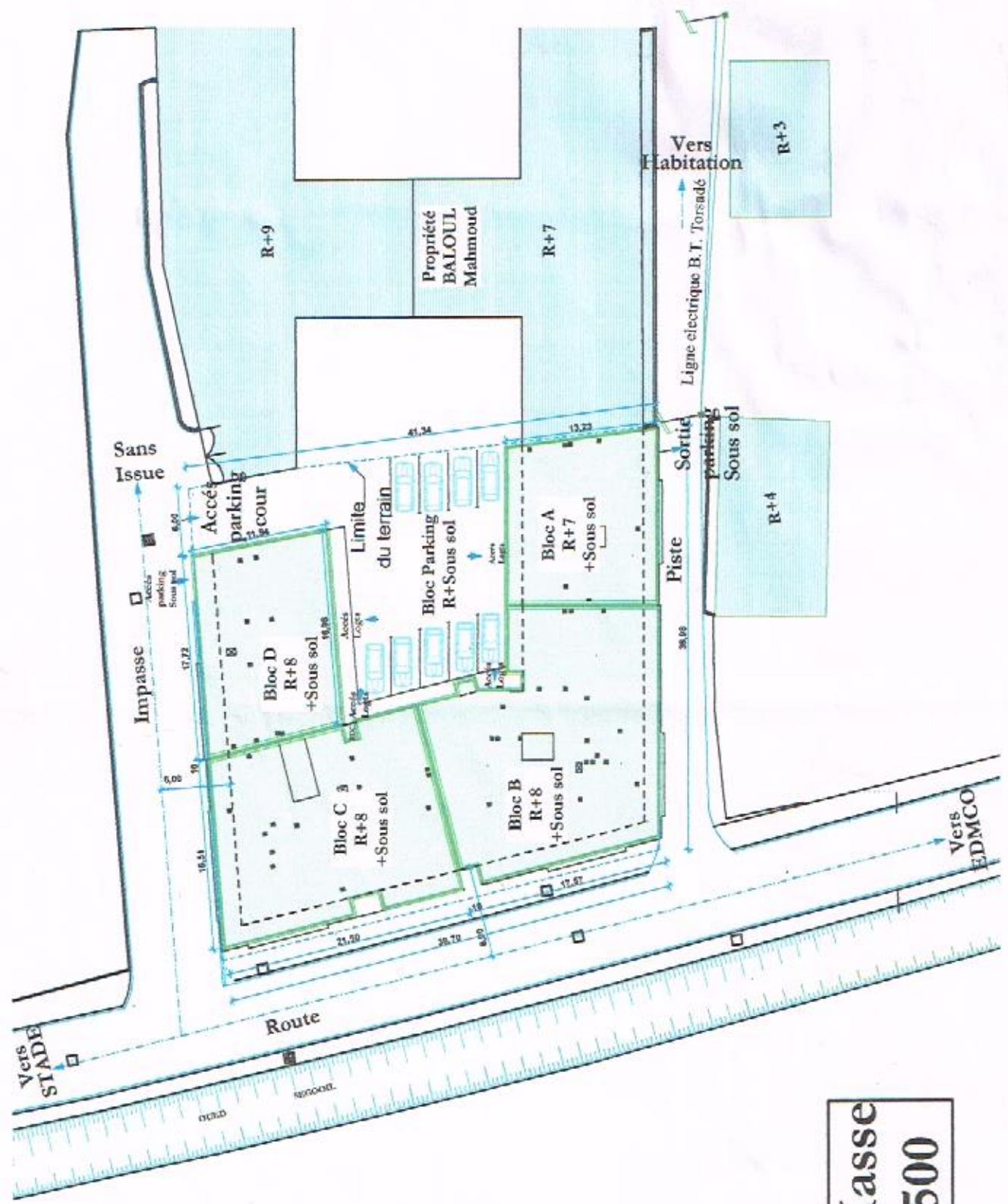
Figure VI.15. Schéma du ferrailage du voile

VI.7. Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrailé comme un plancher encastré au niveau du radier.



Plan de Masse
Ech : 1/500

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces derniers ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
 - Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

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.

Bibliographie

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- ✓ Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ HENRY THONIER Conception et calcule des structures de bâtiment
- ✓ Pierre Charon Calcule du béton armé aux états limites de service
- ✓ Victor Davidovici (Aide – mémoire de béton armé).

Autres documents consultés :

Cahiers de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

ANNEXES

ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXEIV

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Notations

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

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de la zone

e : 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_d, 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_{tadm} : la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

Notations

G : Action permanente.

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

ht : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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.

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.

M₀ : 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.

Notations

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_z : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

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

Notations

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : 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..

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

r_u : Contrainte de cisaillement (MPa)

μ_l : Moment réduit limite. μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

SNC LTNC NAOUÏ & CIE
SOCIÉTÉ D'ÉTUDE ET DU CONTRÔLE TECHNIQUE
LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTRÔLE
Bat « C », Cité 50/950 Logts BERCHICHE EL KSEUR
TEL / FAX : 034 30 51 33
Mobile : 0661 25 32 92 / 93 06 60 40 10 81 & 06 60 57 69 37

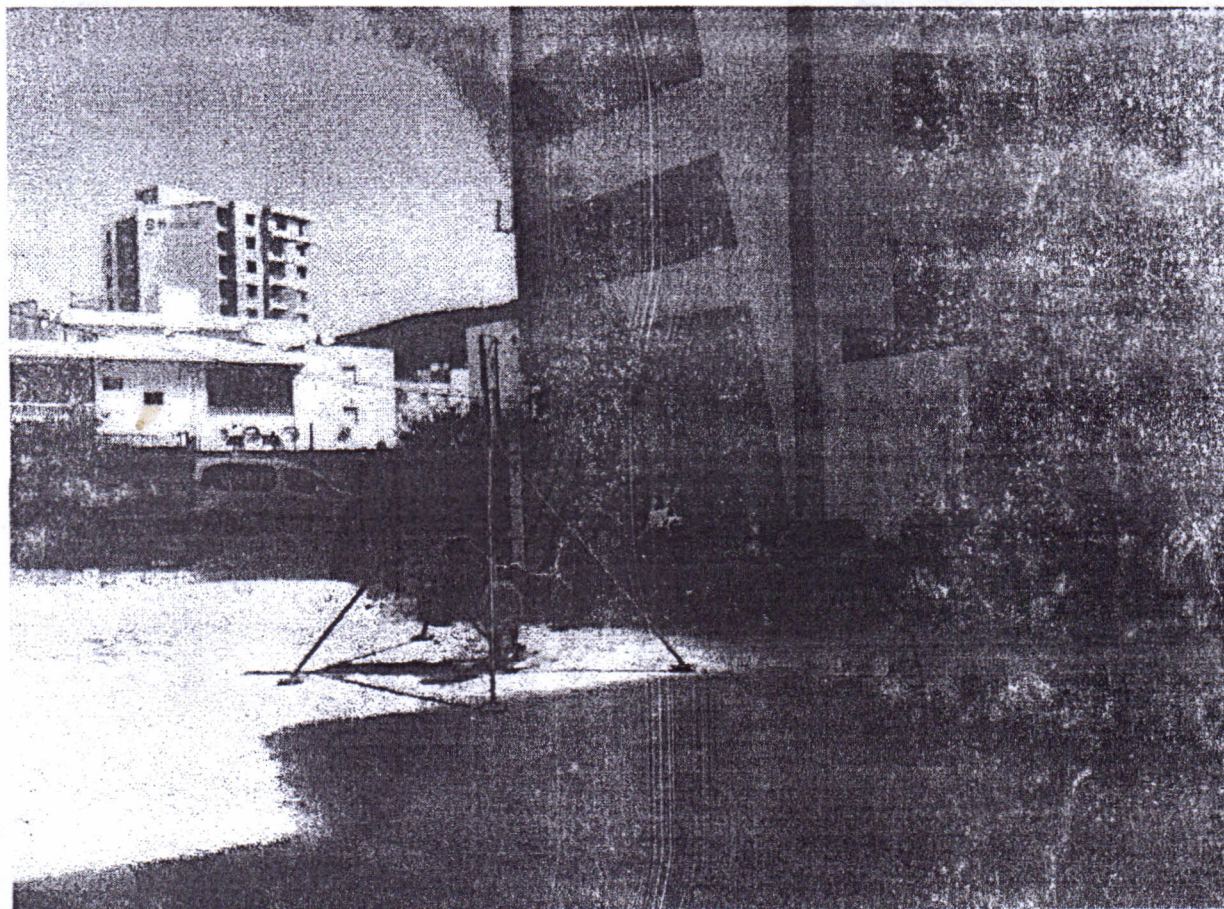


Client : Entreprise de travaux de bâtiment et promotion Immobilière BALOUL ZAHER

Projet : Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+S/Sol et En R+08+S/Sol

Lieu : Bejaïa

ETUDE DE SOL
(Rapport final)



Essais in situ & situation de site

Sommaire

I- Introduction

II- RECONNAISSANCES PRELIMINAIRES

- Situation géographique
- Situation de site
- Reconnaissances géologique de la région

III- Catégorie Géotechnique

IV- Programme de Reconnaissance Géotechnique

IV-1 : ESSAIS SUR SITE

- Sondage carotté
- Essais au pénétromètre dynamique (PDL)
- Calcul de la Capacité portante de sol
- Interprétation des résultats

IV-2 : ESSAIS AU LABORATOIRE

- Les essais physico-mécaniques
- L'analyse chimique de sol et de l'eau

V- ASPECT GEOPHYSIQUE ET STABILITE DU SITE

VI - CAPACITE PORTANTE DES SOLS

VII- CONCLUSION

ANNEXE

Essais

I- INTRODUCTION :

A la demande de notre client, L'Entreprise de travaux de bâtiment et promotion Immobilière BALOUL ZAHER, relative à l'étude du sol de terrain devant servir d'assise pour la *Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+S/Sol et En R+08+S/Sol* au Lieu dit Bejaia ;

Afin d'avoir une meilleure reconnaissance géotechnique et détecter le mode de fondation à utiliser nous avons effectué une campagne géotechnique basée sur le programme suivant :

- ❖ Reconnaissances préliminaires
- ❖ Essais sur site
- ❖ Essais au laboratoire
- ❖ Conclusion

II- RECONNAISSANCES PRELIMINAIRES :

- Situation géographique :

Le site est destiné pour la *Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+S/Sol et En R+08+S/Sol*, projetées à Bejaia.

- Situation de site :

Voir le plan de masse et schéma de repérage des essais in-situ en annexe.

- Reconnaissances géologique de la région:

Suite à la visite effectuée sur site ainsi que la consultation de la carte géologique de la zone d'étude, on a constaté que la géologie de la région est constituée essentiellement par des sols sédimentaires dominés par,

- ❖ Alluvions récentes et actuelles ;
- ❖ Alluvions anciennes ;
- ❖ Argiles du Plaisancien ;

Afin de vérifier cette lithologie et d'examiner la capacité portante du sol nous avons réalisé des essais in situ et laboratoire.

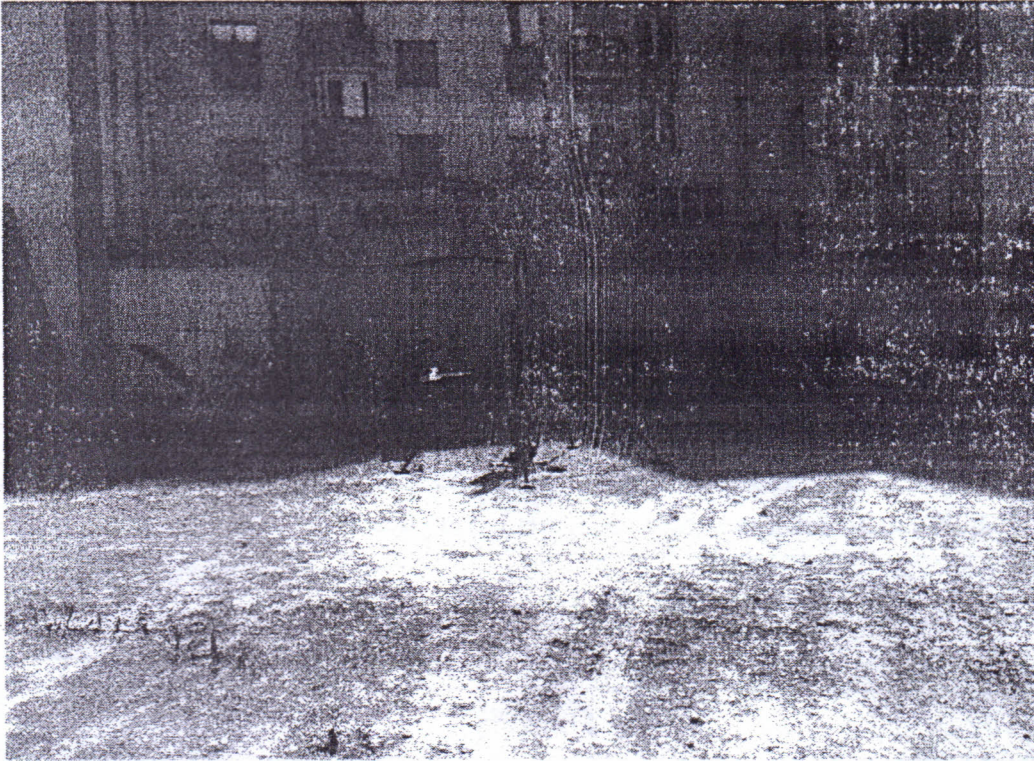
III- CATEGORIE GEOTECHNIQUE :

Selon La norme NFP-94-250-1 le Projet : *Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+S/Sol et En R+08+S/Sol* est en classe GEOTECHNIQUE 2

- Dans le cas d'ouvrage courant une grande surface, les points de reconnaissance peuvent être placés selon un maillage. La distance normales, les points de reconnaissance est de 20 à 40 m. Lorsque les conditions de terrain sont uniformes, les forages ou les puits de reconnaissance peuvent être remplacé par des essais de pénétration ou des sondages géophysique ;

Les résultats sous forme de graphes donnent la résistance de pointe en fonction de la profondeur sont jointes en annexe.

Ces essais ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique lord (PDL) de type BORROS.



Photos N°02 & 03 : Pénétromètre dynamique lord (PDL) type BORROS

- Capacité portante de sol :

La contrainte limite de calcul q_l à prendre en compte est évaluée à partir de la résistance à la pénétration la plus faible, en appliquant la formule suivante :

$$q_l = \frac{R_p}{(5 \text{ à } 7)}$$

(D.T.U.13.12 règle pour le calcul des fondations superficielles)

De cette formule, nous pouvons estimer la contrainte admissible du sol qui est donnée

Par :

$$Q_{adm} = \frac{q_l}{F_s}$$

Avec $F_s = 3$ (coefficient de sécurité)

On obtient alors :

$$Q_{adm} = \frac{R_p}{2f}$$

Avec R_p : la résistance à la pointe

- Interprétation des résultats :

Les essais pénétrométriques P_1, P_3, P_4, P_5, P_6 et P_7 ont été poussés jusqu'à 10 mètres sans refus,

-Pour les semelles isolées et les fondations filantes, la profondeur des sondages ou des forages, au-dessous du niveau de fondation prévu est comprise normalement entre 1 fois et 3 fois la largeur des éléments de la fondation. Il convient normalement de reconnaître des profondeurs plus grande pour certains points de reconnaissance afin d'estimer les conditions de tassements et les problèmes éventuels liés aux souterrains ;

IV- PROGRAMME DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :

IV-1 - ESSAIS SUR SITE :

- Sondage carotté :

Une description visuelle des carottes prélevées nous a permis d'établir la coupe stratigraphique qui est annexée à ce rapport.

La description des carottes prélevées montre que le sous sol du site est constitué de :

Sondage carotté N° 01:

00.00 - 00.30 m : Couverture végétale

00.30 - 02.50 m : Argiles marneuses grisâtres très molles

02.50 - 06.70 m : Argiles limoneuses beiges jaunâtres plastiques

06.70 - 15.00 m : Argiles limoneuses beiges jaunâtres moyennement compactes

- Essais au pénétromètre dynamique (PDL).

L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à déterminer la résistance dynamique en un point d'un sol in situ, de vérifier l'homogénéité verticale et horizontale d'un sol et de niveau d'un substratum. Comme il peut nous renseigner aussi du niveau d'eau approché dans le cas superficiel.

Ces essais ont été réalisés sur l'ensemble de la surface du projet.

La résistance de pointe à la pénétration est donnée à partir de la formule de battage (Des Hollandais) suivant :

$$q_d = \frac{M \times H}{e(M+M')} \times \frac{1}{A}$$

Avec :

A : section droite de la pointe.

H : hauteur de chute

e : pénétration moyenne par coup.

G : accélération de la pesanteur.

M : Masse du mouton.

M' : somme des masses du train des tiges, de l'enclume et de la tige guide masse frappée.

Les essais pénétrométriques P_2 à été poussés jusqu'aux refus,

L'analyse des pénétrographes des essais réalisés montre que les refus se présentent successivement à des profondeurs de 7,40 m et le sol en place à une résistance homogène sur toute la surface. La contrainte admissible est estimée à 1,20 bar à partir de 3,80 m de profondeur par rapport à la côte de terrain actuel.

IV-2 - ESSAIS AU LABORATOIRE :

Pour vérifier la lithologie du sol remarqué visuellement au niveau des caisses de sol récupérées lors des sondages carottés, nous avons prélevé des échantillons à des différents niveaux qui sont soumis à des essais physico-mécaniques et aux analyses chimiques au niveau de notre laboratoire.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Sondage carotté N° 01:

Le terrain étudié est constitué essentiellement par des argiles brunes plus ou moins graveleuses.

Caractéristiques physiques	résultats
SC1 (2.00 – 2.20m)	
Masse volumique humide γ_h t/m ³	2.02
Masse volumique apparente sèche γ_d t/m ³	1.60
Teneur en eau naturelle %	20.30%
Teneur en eau de saturation %	25.32%
Degrés de saturation %	79.8

Caractéristiques physiques	résultats
SC1 (5.00 – 5.20m)	
Masse volumique humide γ_h t/m ³	2.01
Masse volumique apparente sèche γ_d t/m ³	1.42
Teneur en eau naturelle %	29.43 %
Teneur en eau de saturation %	33.33 %
Degrés de saturation %	88

Caractéristiques physiques	résultats
SC1 (7.50 – 8.00m)	
Masse volumique humide γ_h t/m ³	2.05
Masse volumique apparente sèche γ_d t/m ³	1.39
Teneur en eau naturelle %	31.5 %
Teneur en eau de saturation %	34.28 %
Degrés de saturation %	93

Les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

Caractéristiques Mécaniques	SC1 (4.70 – 5.00 m)
PC (bars)	0.66
Cc %	10.49
Cg %	4.72
Φ_{uu} °	16.54
Cuu (bars)	0.9

Ces sols sont moyennement compressibles et peu gonflants

IV.2-Analyses chimiques :

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés à différents profondeurs sont représentés dans le tableau suivant :

paramètres	%sulfates	%chlorures	% CaCO3
SC1 4.70 – 5.00 m	Néant	0.5265	15.1528

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci-dessus, indiquent une agressivité nulle du sol, selon les normes NF P 18-011 du 06/92.

V. ASPECT GEOPHYSIQUE ET STABILITE DU SITE :

Le terrain est situé sur le territoire de la wilaya de **Bejaïa** est classée en zone de *moyenne* sismicité *IIa*, d'après la classification du CGS (classification RPA 99, modifié en 2003).

Le sol est classé dans la catégorie **S3** selon sa nature géotechnique.

VI. CAPACITE PORTANTE DES SOLS :

An vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles ancrées à partir de **3,80 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 1,20 \text{ bars}$.

m 00,0

VII- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir 86 Logements En R+07+S/Sol et En R+08+S/Sol (Lotissement DJAMA) au lieu dit Bejaïa ;

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

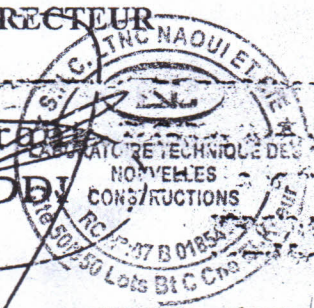
1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes à enregistrée des résistances de pointes *moyennes* en surface ;
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de $D=3,30$ m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 1,20$ bars ;
3. Présence d'eau à -3.00 mètre de profondeur au point pénétrométriques *PDL N°04* ;
4. Le site est situé sur un terrain *plat*, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction (*plate forme*) par rapport à la cote du terrain naturel ;
5. Un étaieement des parois est nécessaire pour éviter le glissement des berges des talus d'assurer la sécurité lors des travaux en infrastructure ;
6. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement par des :
 - Argiles limoneuses;
7. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
8. Nous pouvons classer le sol en catégorie *S3* selon sa nature géotechnique
9. D'après les résultats des analyses chimiques le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;
10. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de *Bejaïa* est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE REDACTEUR DU RAPPORT

LE DIRECTEUR

Le Gérant

I. HADDI



ANNEXE



**SOCIÉTÉ D'ÉTUDE ET DU CONTRÔLE TECHNIQUE
LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTRÔLE**

LTNC

Bât « C », Cité 50950 Logis BERCHICHE - ELKSEUR - W. BEJJA - ALGERIE

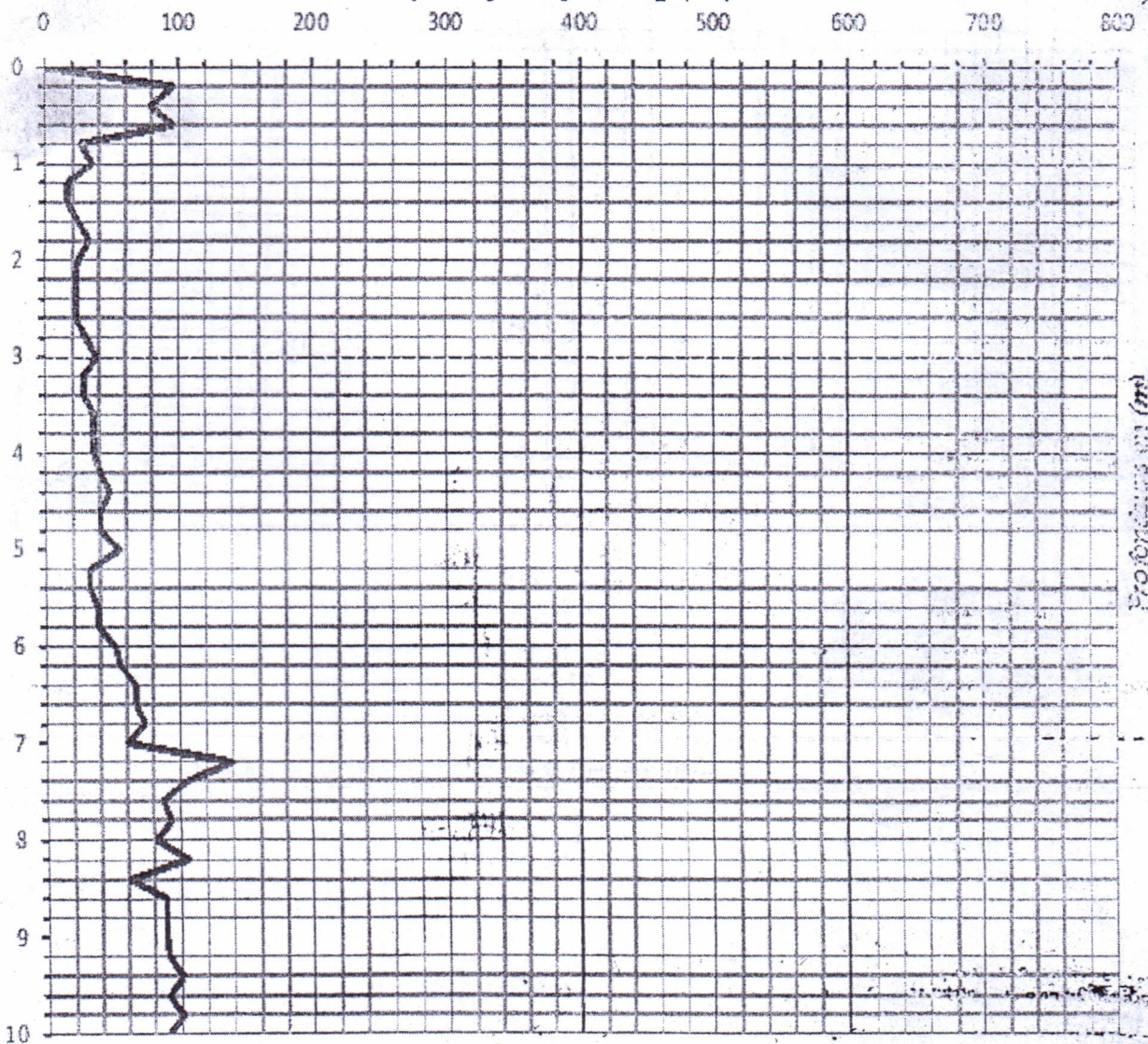
TEL / FAX : 034 25 32 92

Mobile : 0661 25 32 92 ou 0661 25 32 93

**DIAGRAMME
PENETROMETRIQUE
NORME NF P 94-115
FDL N°: 01**

Client : Entreprise de travaux de bâtiment et promotion Immobilière BALOUZ ZAHRA
Projet : Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+S/Sol et En R+08+S/Sol
Lieu : Bejaia
Dossier N° : 050/08/Lab-Sol/2015

Résistance dynamique de pointe R_p (bar)



Appareil
Pénétrömètre dynamique
lourd classe "B"
Genre: BORROS

Caractéristiques
Nature de pointe : pénètre
Masse du mouton : 63,5 Kg
Masse d'une tige : 6,18 Kg
Masses supplémentaires : 25,58 Kg

Hauteur de chute : 75 cm
Section de la pointe : 20 cm²
Enfoncement par palées de : 20 cm



SOCIETE D'ETUDE ET DU CONTROLE TECHNIQUE
LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTROLE

LTNC

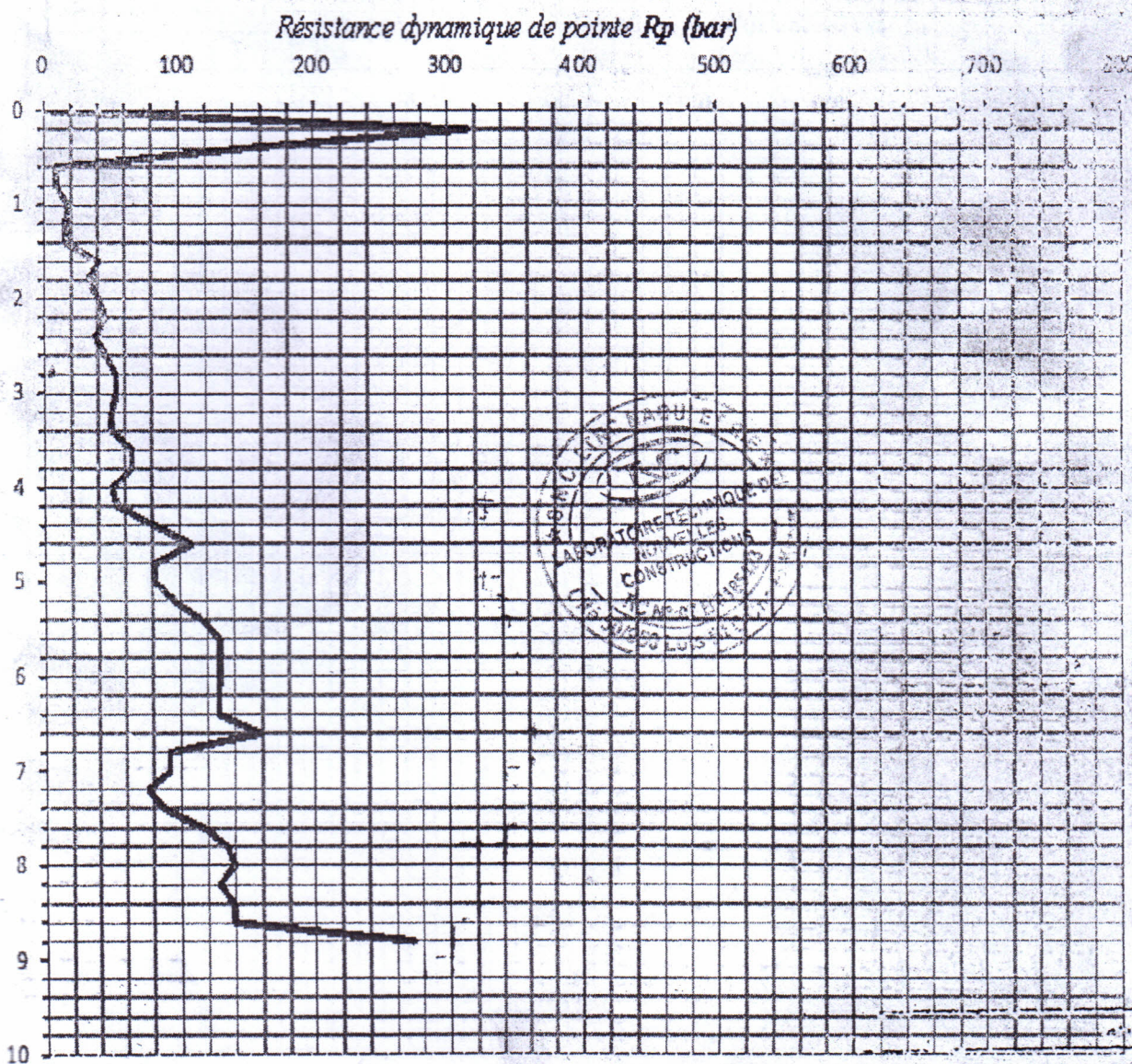
Bât « C », Cité 50900 Logis BERCHICHE - EL KSEUR - W. G. ALGERIE

TEL / FAX : 034 25 32 92

Mob : 0661 25 32 92 ou 0661 25 32 93

**DIAGRAMME
PENETROMETRIQUE
FORME NF P 94-115
FDL N°: 05**

Client : Entreprise de travaux de bâtiment et promotion Immobilière BALOUT, ZAÏEDJ
Projet : Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+S/Sol et En R+08+S/Sol
Lieu : Bejaia
Dossier N° :050/08/Lab-Sol/2015



Appareil
Pénétrétre dynamique
lourd classe "B"
Genre: BORROS

Caractéristiques
Nature de pointe : perdue
Masse du mouton : 63,5 Kg
Masse d'une tige : 6,10 Kg
Masses supplémentaires : 25,50 Kg

Hauteur de chute : 75 cm
Section de la pointe : 20 cm
Enfoncement par palet de : 20 cm



**SOCIETE D'ETUDE ET DU CONTRÔLE TECHNIQUE
LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTRÔLE**

L.T.C

Et « C », Cité 50050 Logis BERCHICHE - ELKSEUR - W. BEJAIA - ALGERIE

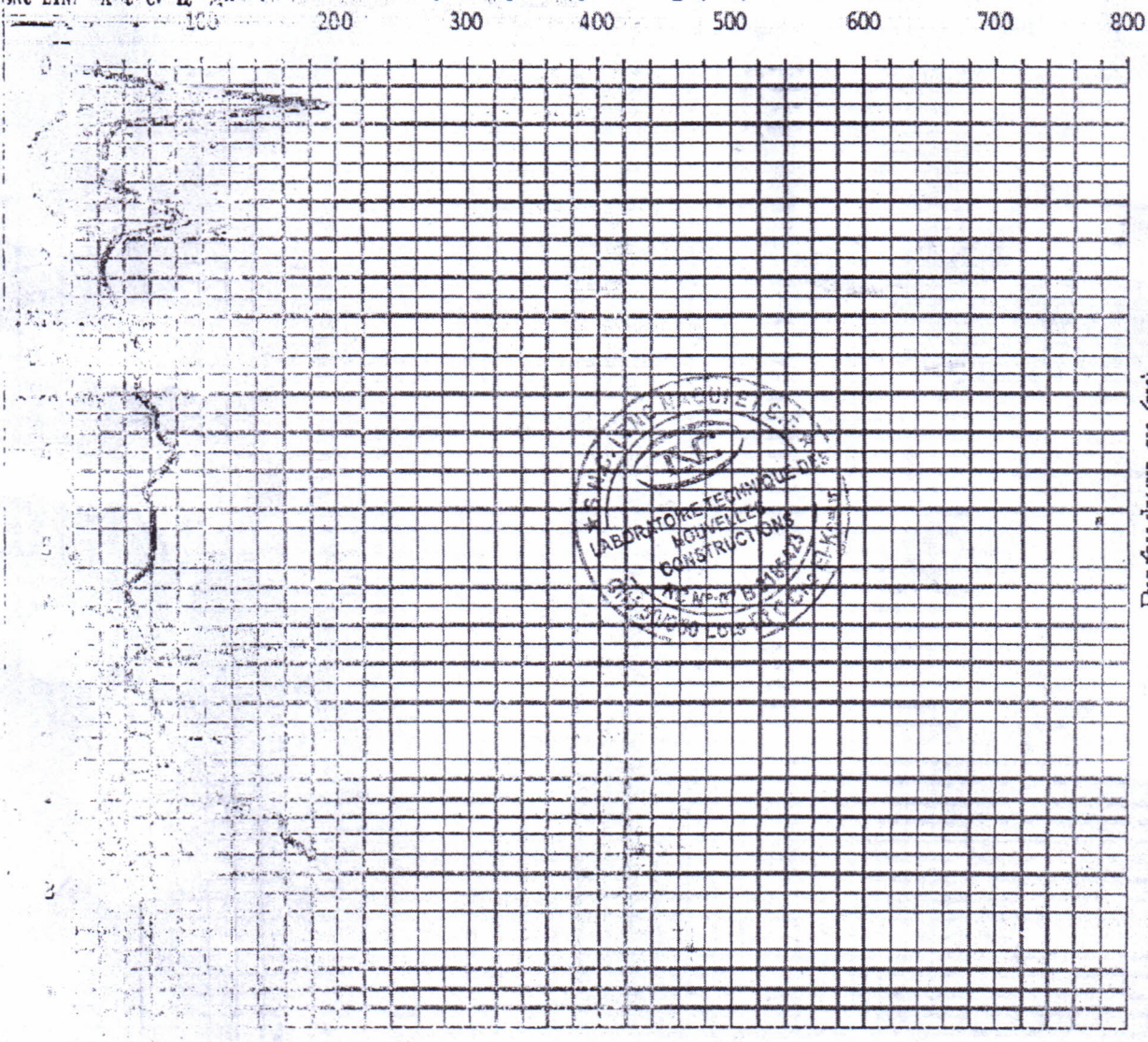
TEL / FAX : 034 25 32 92

Moblie : 0661 25 32 92 ou 0661 25 32 93

**TELEGRAMME
PENETROMETRIQUE
FORME: NF P 94-115
FDL N°: 06**

Client : Entreprise de travaux de bâtiment et promotion Immobilière BALOUL ZAHER
Projet : Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+S/Sol et En R+08+S/Sol
Lieu : Bejaïa
Dossier N° :050/08/Lab-Sol/2015

Résistance dynamique de pointe R_p (bar)



Caractéristiques:

Nature de pointe : pétrie

Masse du mouton : 63,5 Kg

Masse d'une tige : 6,18 Kg

Masses supplémentaires : 25,58 Kg

Hauteur de chute : 75 cm

Section de la pointe : 20 cm²

Enfoncement par palier de : 20 cm

Projet : Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+S/Sol et En R+08+S/Sol



**SOCIÉTÉ D'ÉTUDE ET DU CONTRÔLE TECHNIQUE
LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTRÔLE**

L.T.C

Et « C » , Cité 5005 Logis BERCHICHE - ELKSEUR - W. BEJMA - ALGERIE

TEL / FAX : 034 25 32 92

Mobile : 0661 25 32 92 ou 0661 25 32 93

LABORATOIRE

Client : Entreprise de travaux de bâtiment et promotion Immobilière BALOUL ZAHER

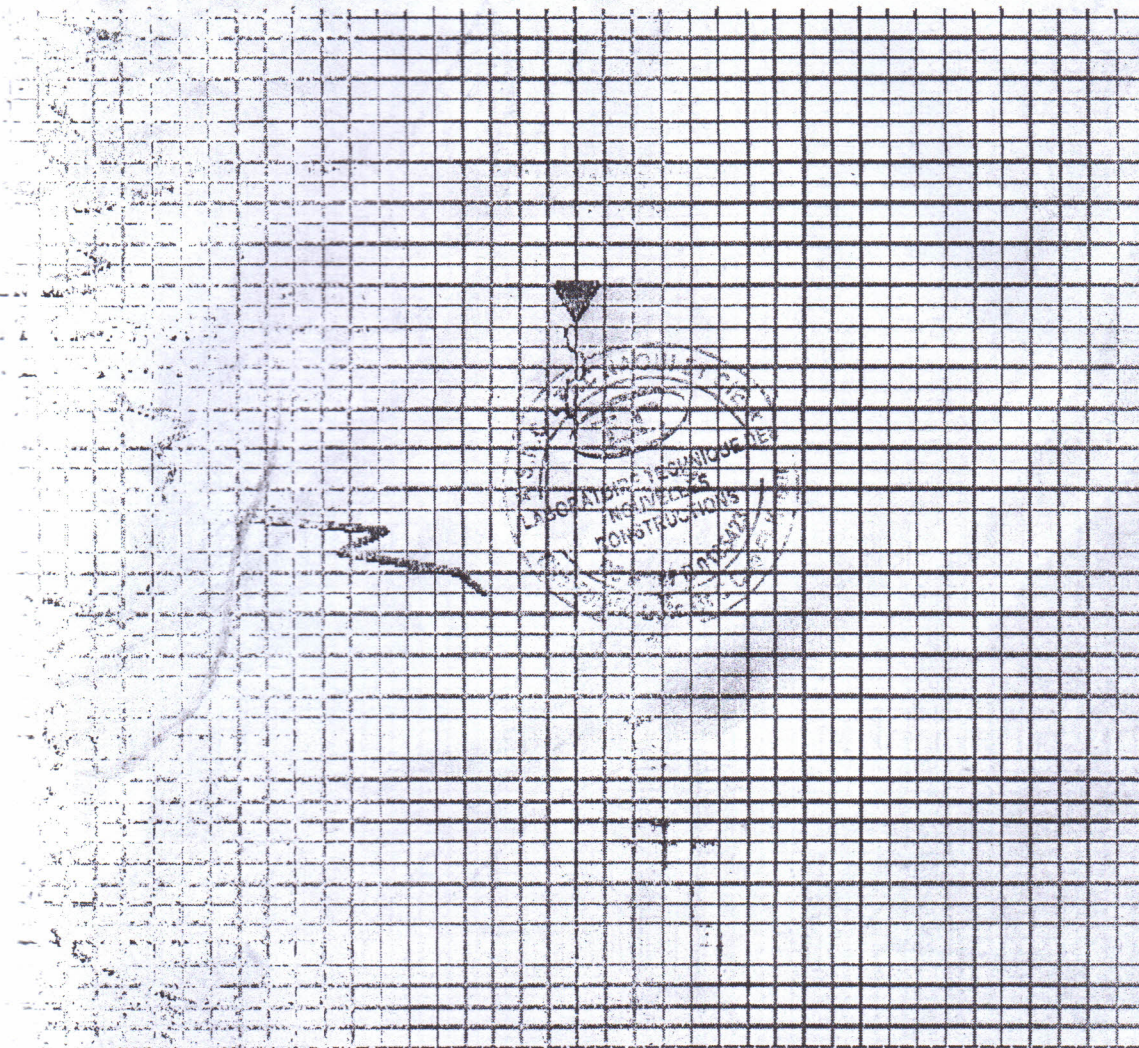
Projet : Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+S/Sol et En R+08+S/Sol

Lieu : Bejaïa

Dossier N° : 050/08/Lab-Sol/2015

Résistance dynamique de pointe P_p (bar)

100 200 300 400 500 600 700 800



Profondeurs en (cm)

Caractéristiques

Nature de pointe : pénètre

Masse du mouton : 63,5 Kg

Masse d'une tige : 6,19 Kg

Masses supplémentaires : 25,50 Kg

Hauteur de chute : 75 cm

Section de la pointe : 20 cm²

Enfoncement par palier de : 20 cm

Sous sol et En R+08+Sous sol (Lotissement DJAMA)



SOCIÉTÉ D'ÉTUDE ET DU CONTRÔLE TECHNIQUE
LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTRÔLE

LTNC

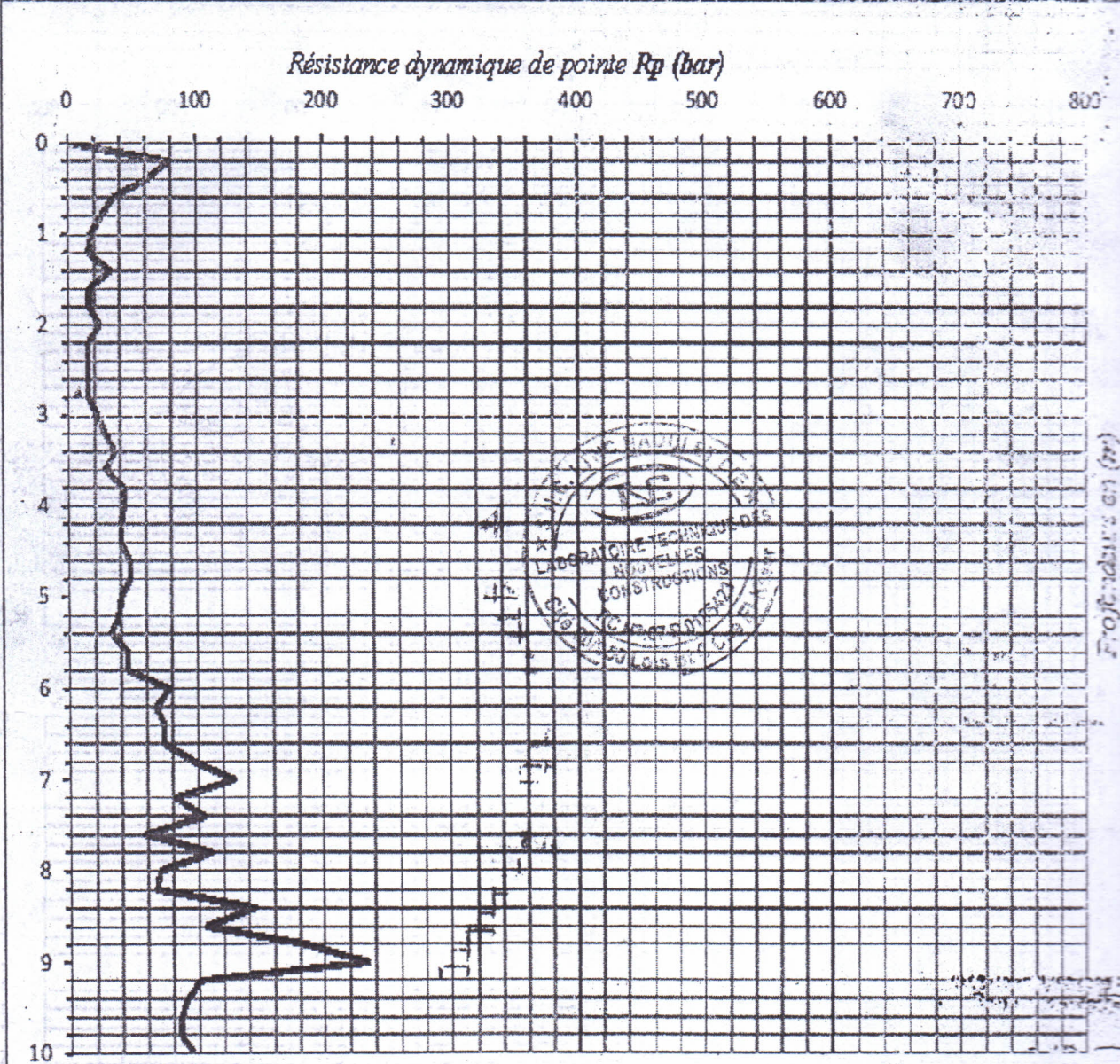
Et « C », Cité 50950 Logis BERCHOË - ELKSEUR - W. BEJAIA - ALGERE

TEL / FAX : 034 25 32 92

Moblie : 0661 25 32 92 ou 0661 25 32 93

**DIAGRAMME
PENETROMETRIQUE
NORME: NF P 94- 115
FDL N°: 03**

Client : Entreprise de travaux de bâtiment et promotion Immobilière BALODL ZAVOUC
Projet : Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+08 et En R+08+09
Lieu : Bejaïa
Dossier N° :050/08/Lab-Sol/2015



Appareil
Pénétromètre dynamique
lourd classe "B"
Genre: BORROS

Caractéristiques
Nature de pointe : pénètre
Masse du mouton : 63,5 Kg
Masse d'une tige : 6,18 Kg
Masses supplémentaires : 25,58 Kg

Hauteur de chute : 75 cm
Section de la pointe : 20 cm²
Enfoncement par paier de : 20 cm



SOCIETE D'ETUDE ET DU CONTRÔLE TECHNIQUE
LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTRÔLE

LTNC

Bât « C », Cité 50950 Logis BERCHICHE - EL KSEUR - W. BEJAIA - ALGERIE

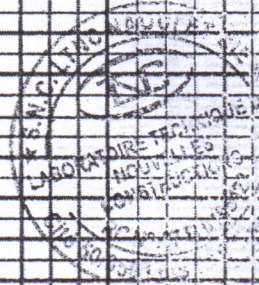
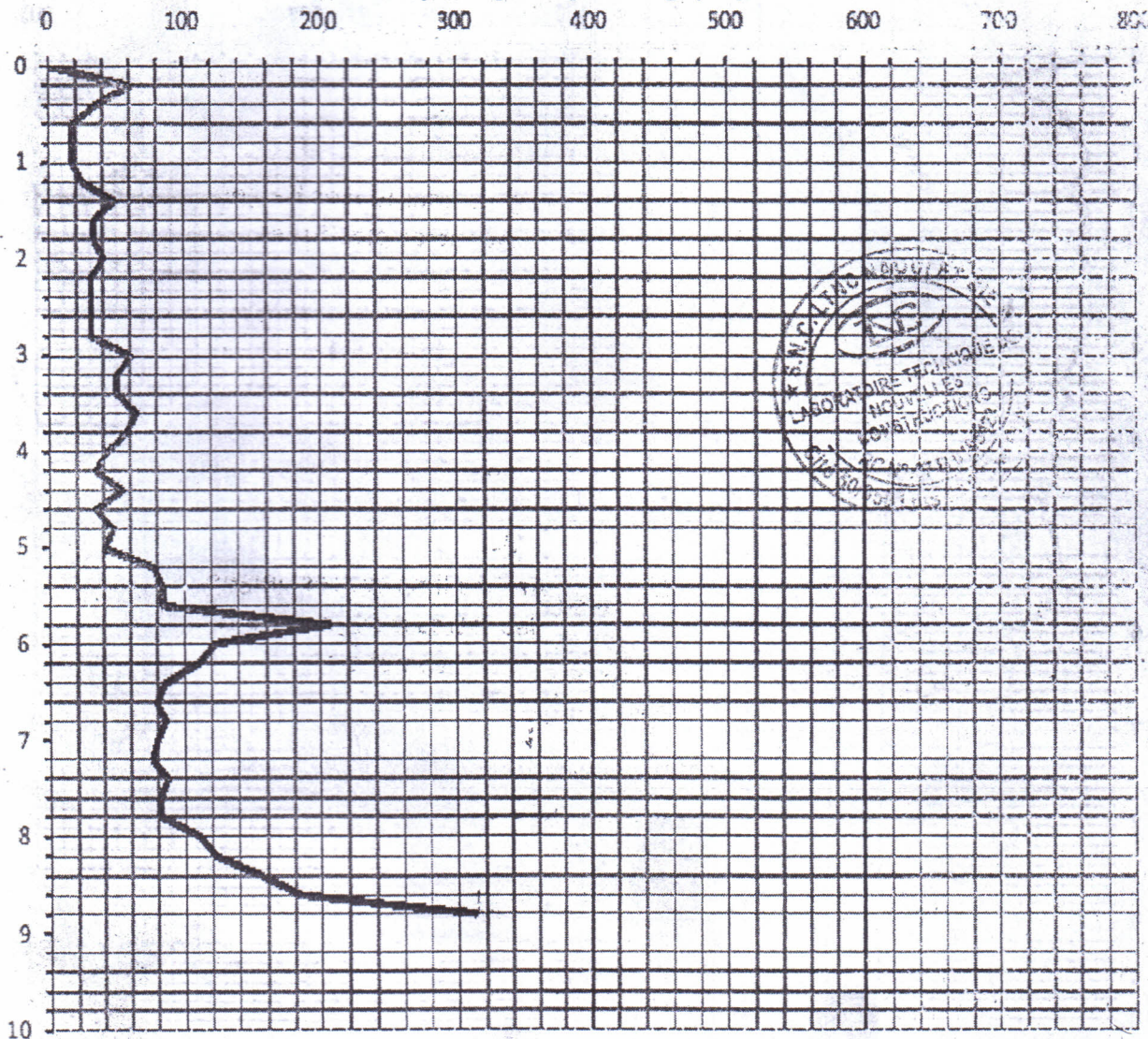
TEL / FAX : 034 25 32 92

Mobile : 0661 25 32 92 ou 0667 25 32 93

**DIAGRAMME
PENETROMETRIQUE
NORME: NF P 94-115
FDL N°: 07**

Client : Entreprise de travaux de bâtiment et promotion Immobilière BALOUK ZAIEN
Projet : Réalisation de 86 Logements (Lotissement DJAMA) En R+07+Sous sol et En R+08+Sous sol
Lieu : Bejaïa
Dossier N° : 050/08/Lab-Sol/2015

Résistance dynamique de pointe R_p (bar)



Appareil
Pénétréomètre dynamique
lourd classe "B"
Genre: BORROS

Caractéristiques
Nature de pointe : pénètre
Masse du mouton : 63,5 Kg
Masse d'une tige : 6,18 Kg
Masses supplémentaires : 25,58 Kg

Hauteur de chute : 75 cm
Section de la pointe : 20 cm²
Enfoncement par palet de : 20 cm



SNC LTNC NAQUI & CIE
 LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTROLE
 SOCIETE D'ETUDE ET DE CONTRÔLE TECHNIQUE

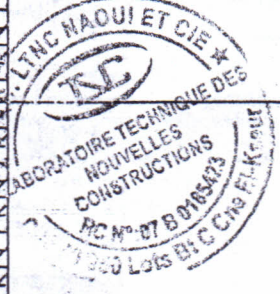
RAPPORT DE FORAGE

Sondage : Sc N°01

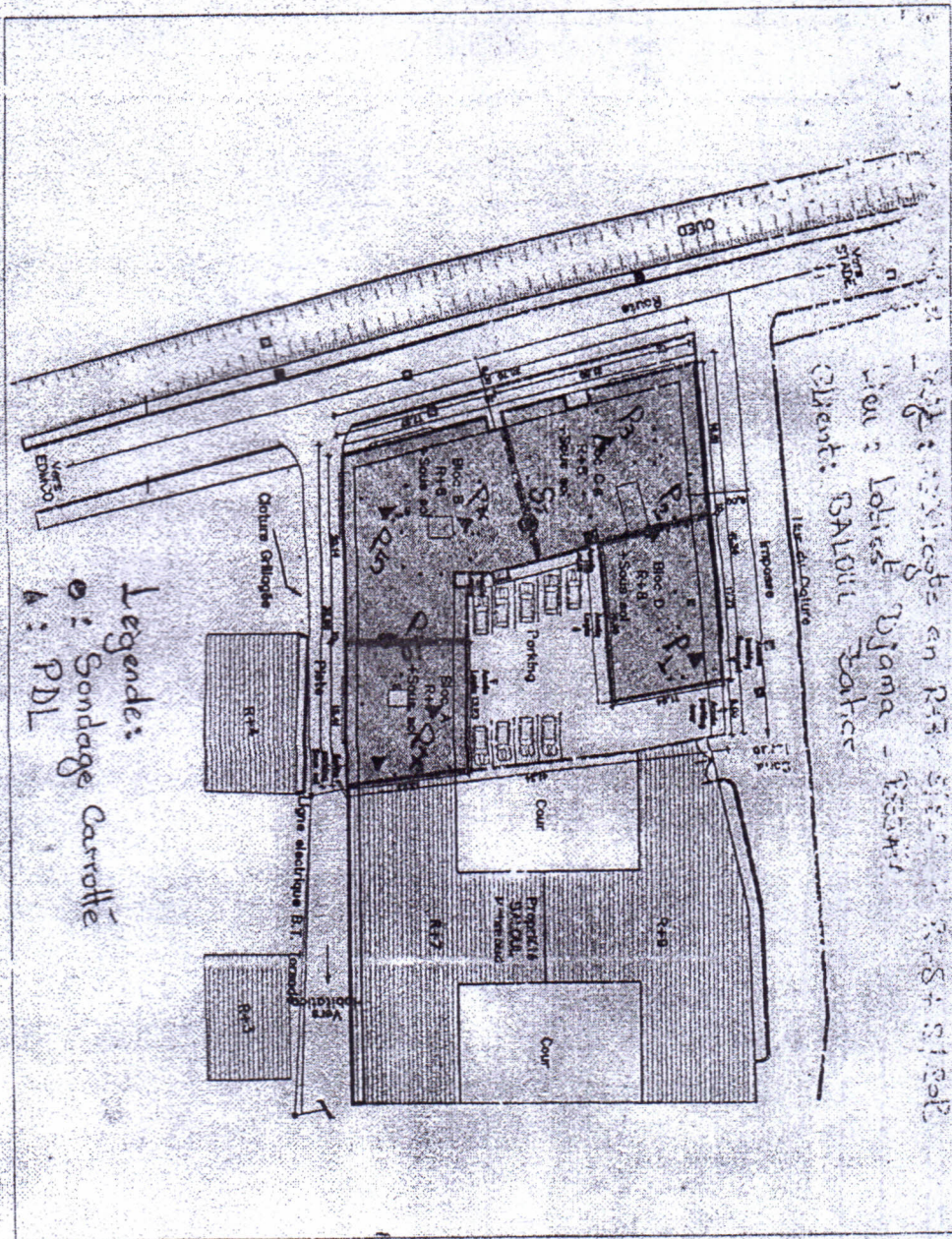
03 Logements (Lotissement DJAMA) Dossier N° : 050-08-Lab.Sol-2015
 Client : MR BALOUL ZAHER

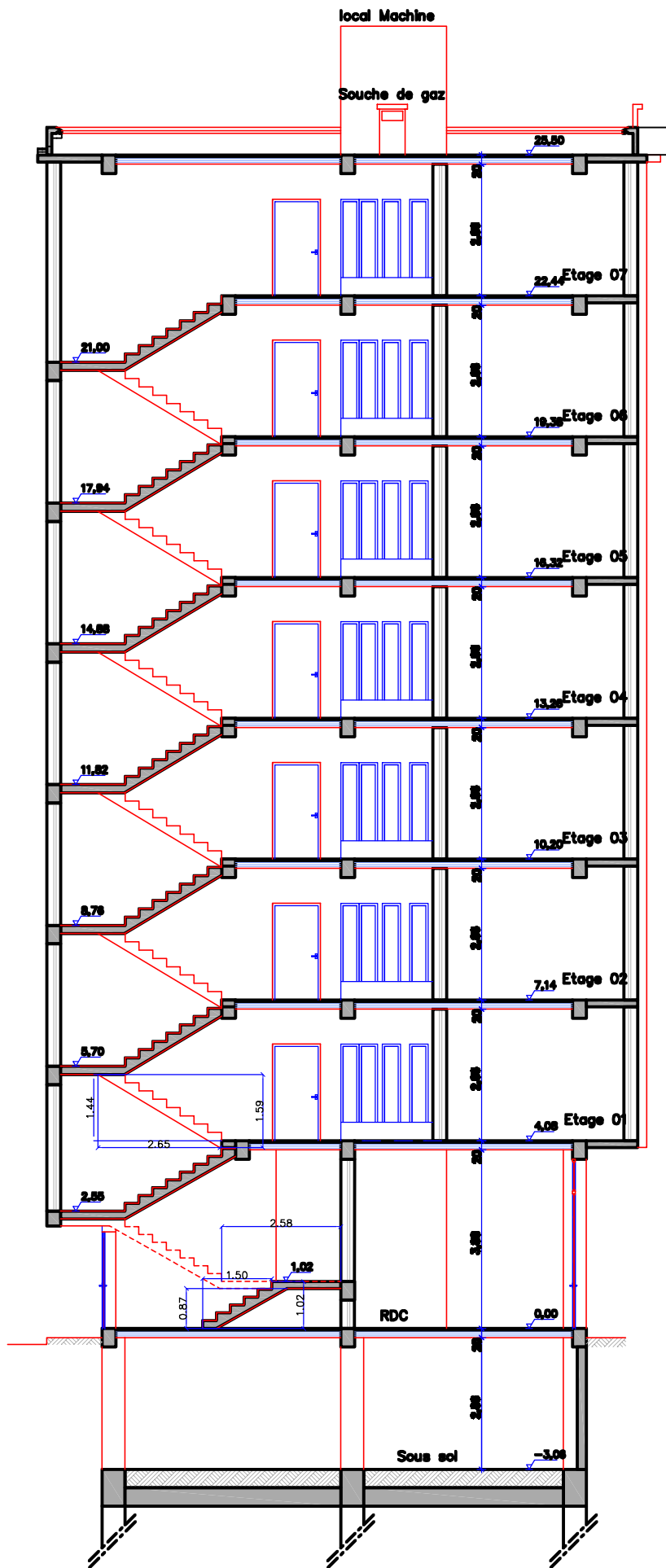
Coordonnées GPS: X : Y : Z :	Boue de forage : Type forage : Foreuse :	Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>
---------------------------------------	--	---

Echelle (m)	Régénération	RCD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
15									Couverture végétale	
3.0									Argiles marneuses grisâtres très molles	
									Argiles limoneuses beiges jaunâtres plastiques	
									Argiles limoneuses beiges jaunâtres moyennement compactes	
									Fin du forage à une profondeur de 15 m.	

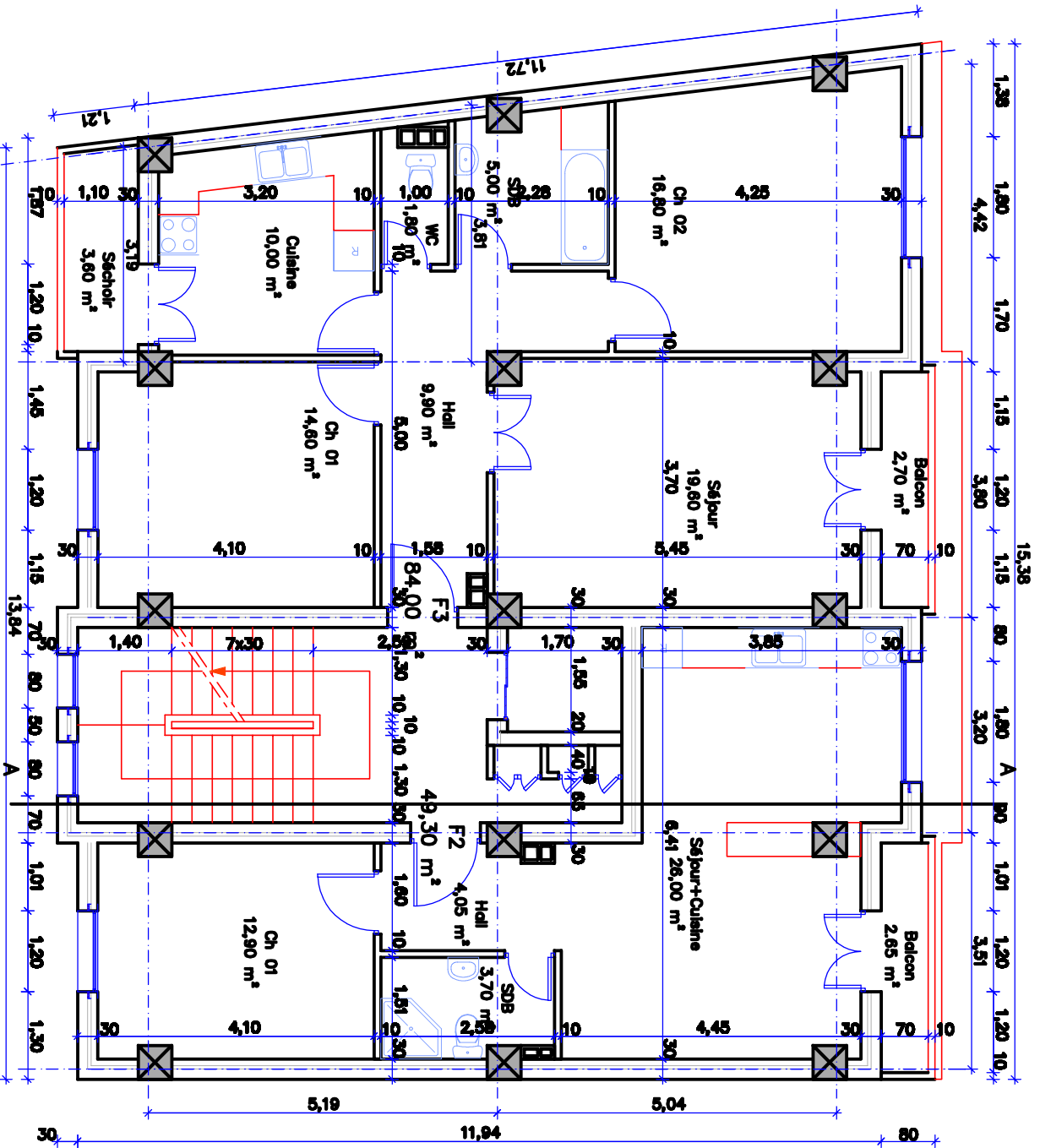


TYPE CAROTTIER: CF: Carottier fond TA: Tube à paroi mince FS: Tube à paroi fine CE: Tube carottier	ABRÉVIATIONS: Ag: Analyse granulométrique S: Sédimentométrie L: Limite d'atmosphère (Lp) W: Teneur en eau P: Poids volumique (Pd, G) AC: Analyse chimique	C5: Coefficient de consolidation W: Coefficient de perméabilité R: Résistance à la compression OR: Base octaédrique G: Epaisseur de couche R: Résistance à l'écrasement Page: 1 de 1
--	---	--



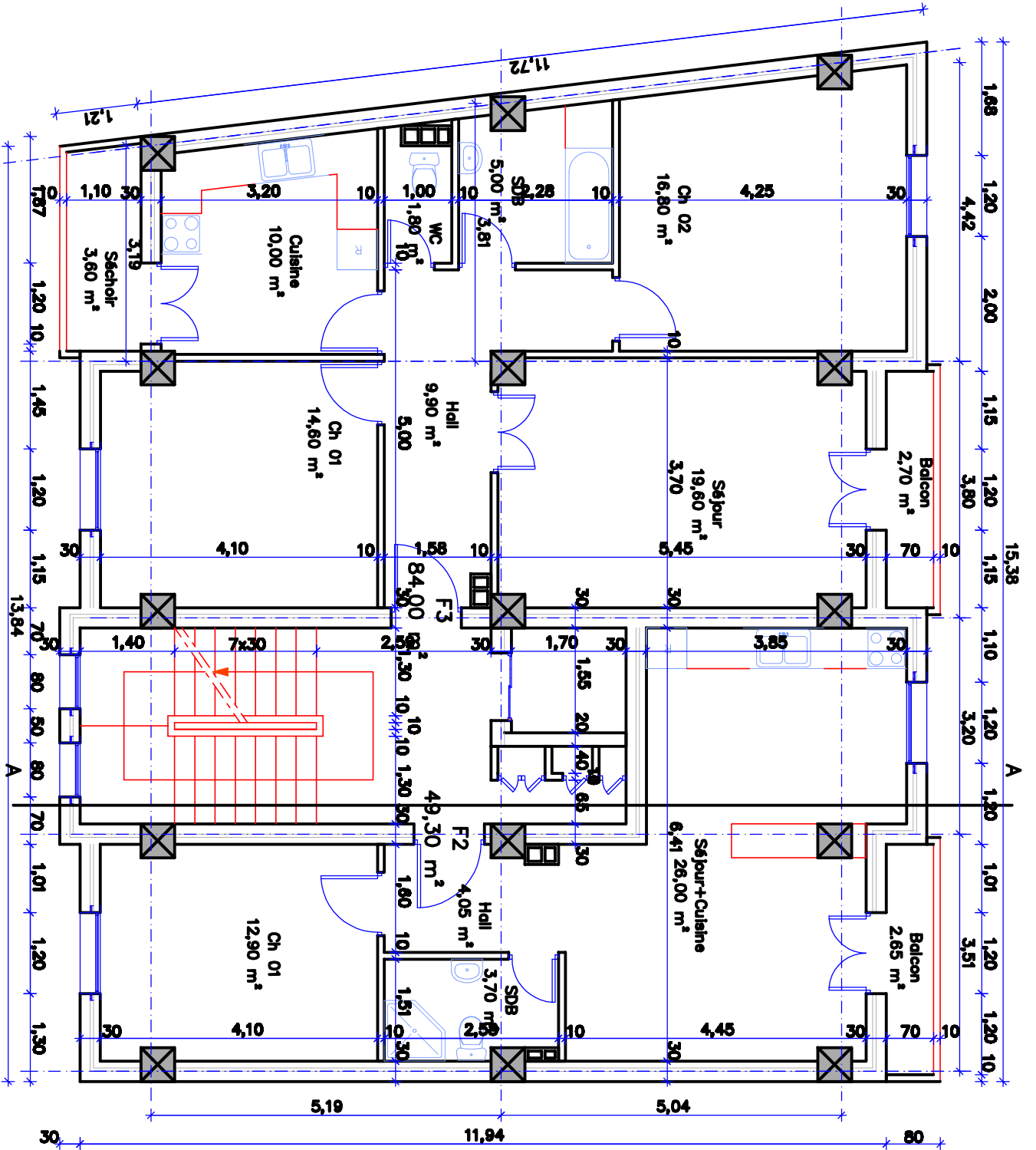


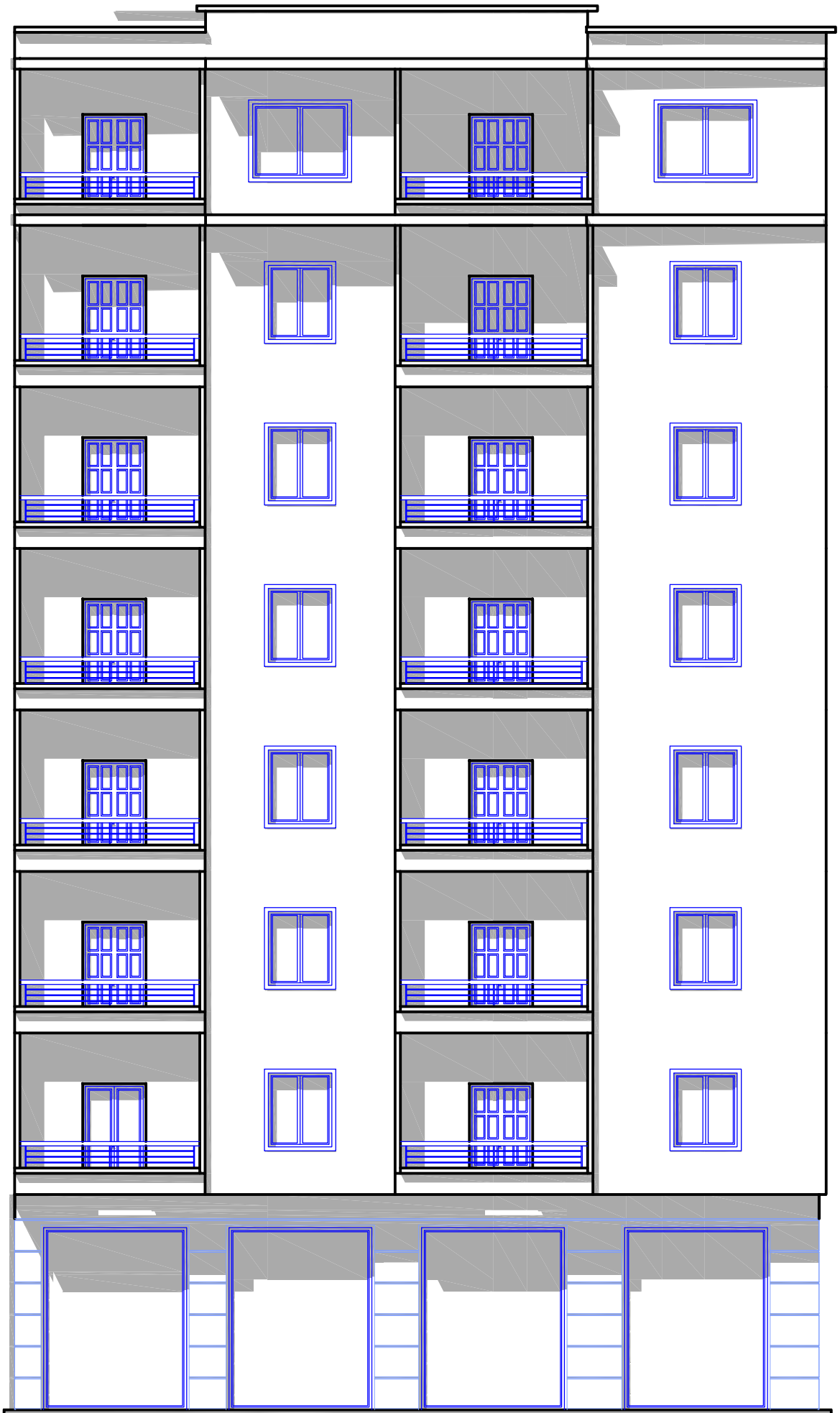
COUPE AA

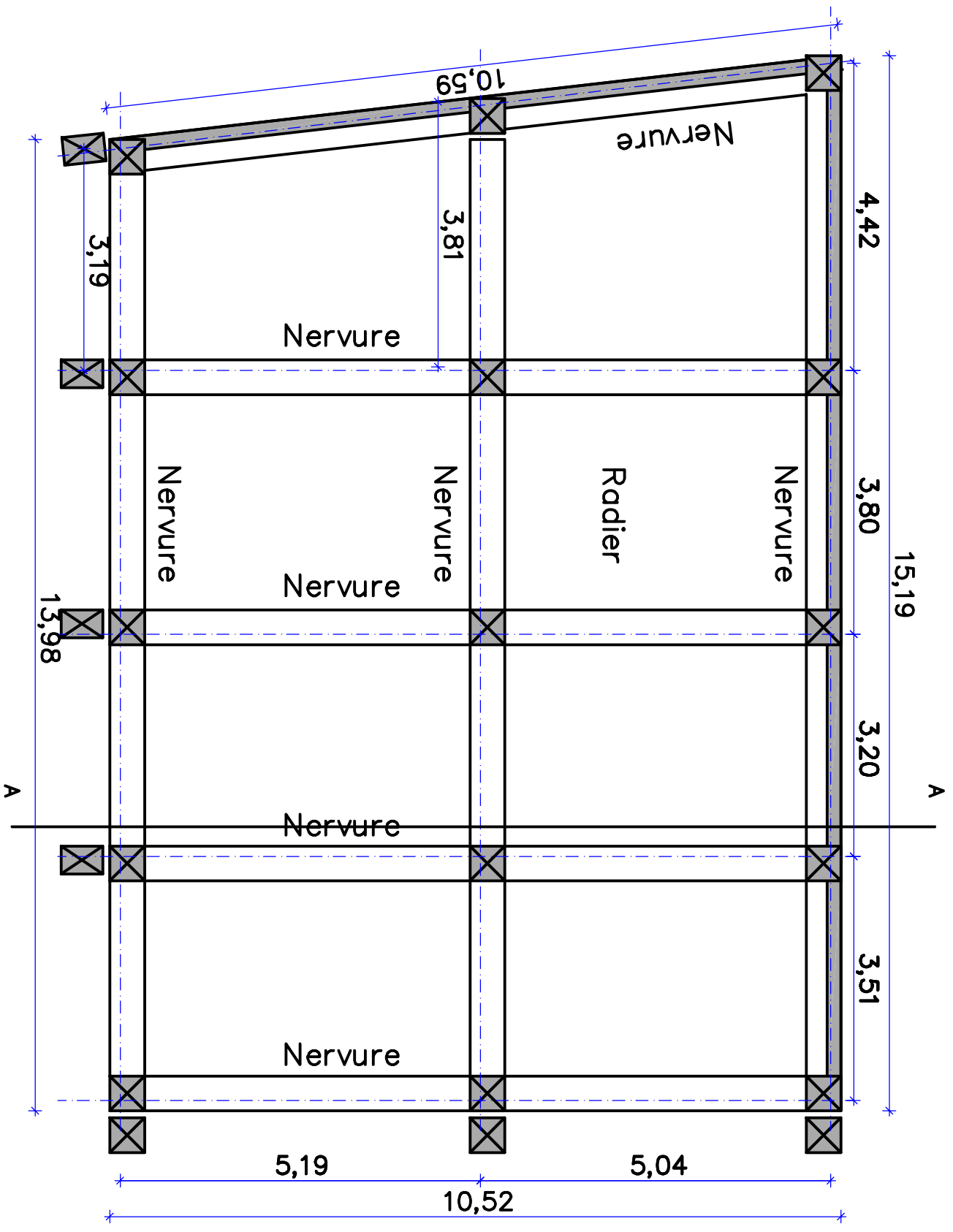


ETAGE 7

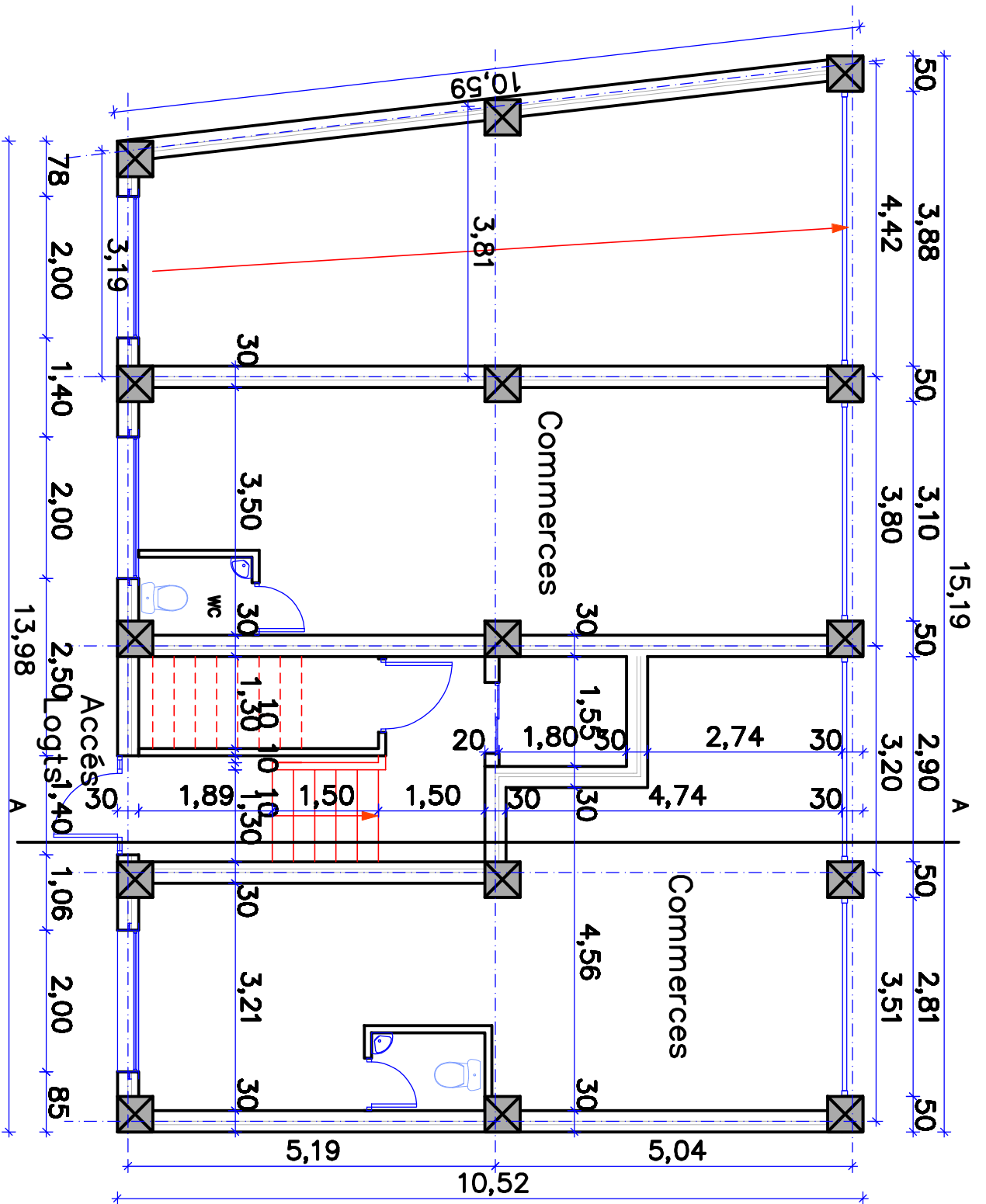
ETAGE 1-6





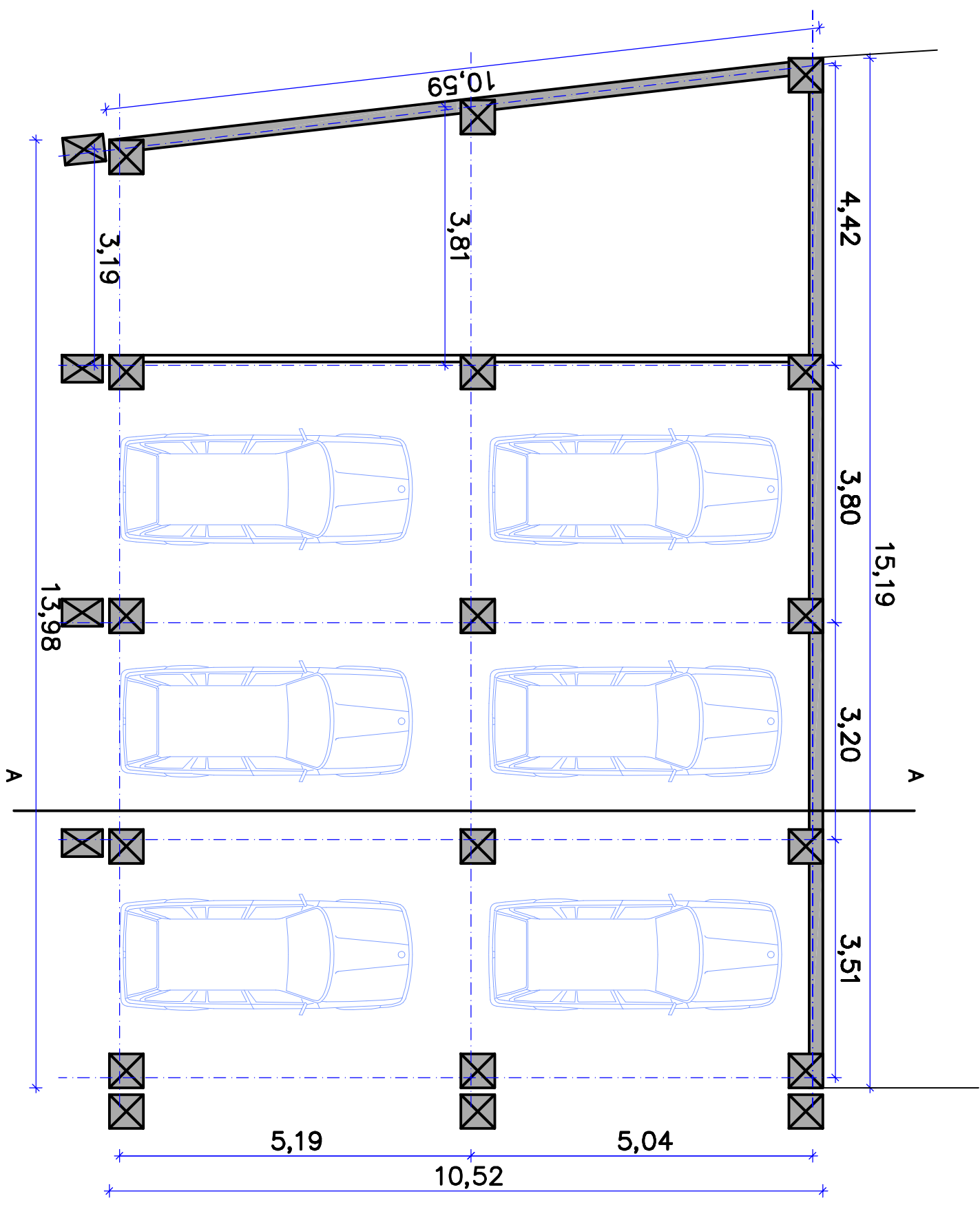


FONDACTIONS



PLAN RDC

PLAN SOUS SOL



PLAN TERRASSE

