

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE « M'HAMED BOUGARA »

BOUMERDES



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN DE CYCLE

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : STRUCTURES ET CONSTRUCTION

Thème

*Etude d'un bâtiment (Sous-sol+Entre-sol+R+5)
à usage d'habitation, et commercial
à Contreventement mixte*

Réalisé par :

DJELLOULI ABIR
DAHMANI SABRINA

Suivi par :

M^{me}: BEDAOUI. S

Promotion : 2018/2019



Remerciements

En préambule à ce mémoire nous remerciant ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces longues années d'étude.

A nos familles et nos amis qui par leurs prières et leurs encouragements, on a pu surmonter tous les obstacles.

Notre encadreur de mémoire de fin d'étude, pour ses précieux conseils et son orientation ficelée tout le long de notre recherche.

Nous tenons à remercier toute personne qui a participé de près ou de loin à l'exécution de ce modeste travail.

Nos remerciements s'étendent également aux responsables de notre département de génie civil et à l'ensemble des enseignants qui nous ont formés avec beaucoup de dévouement



Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut...

Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, Le respect et la reconnaissance...

Aussi, c'est tout simplement que Je dédie ce mémoire :

A ma très chère maman que j'ai autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi.

A mon père qui m'a soutenu et encouragé depuis que j'ai connu le monde,

A mon chère âme.

A mes frères et sœurs qui ont attendu ce grand jour impatiemment

A tout ma famille et ma belle famille.

A ma cher binôme Sabrina et sa famille.

A ma sœur fatima , mes chères amies.

A toute la promotion de Génie Civil 2018 - 2019.

Abir





Dédicace

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut...
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, Le respect et la
reconnaissance...*

Aussi, c'est tout simplement que Je dédie ce mémoire :

*A ma très chère maman que j'ai autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour
toi.*

A mon père qui m'a soutenu et encouragé depuis que j'ai connu le monde,

Mon esprit âme.

A mes frères qui ont attendu ce grand jour impatientement

A tout ma famille.

A ma cher binôme Abir et sa famille.

A ma sœur fatima , mes chères amies.

A toute la promotion de Génie Civil 2018 - 2019.

SABRINA



Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I-1) Introduction	1
I-2) Présentation de l'ouvrage Caractéristiques géométrique	1
I-3) Réglementations	1
I-4) Conception structurelle	2
I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	3

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.1) Introduction	12
II.2) Pré dimensionnement des planchers	12
II.3) Pré-dimensionnement de la maçonnerie	15
II.4) pré-dimensionnement dalle pleine.....	16
II.5) pré-dimensionnement deS balconS	16
II.6) pré-dimensionnement des escaliers	18
II.7) pré-dimensionnement des poutres	19
II.8) pré-dimensionnement des poteaux	21
II.9) pré-dimensionnement des voiles	28
II.10) L'acrotère.....	29

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1) introduction	30
III.2) Calcul de l'acrotère	30
III.3) Calcul de plancher à corps creux	39
III-4) Calcul de l'escalier	60
III .5) Étude de la poutre palière	70
III.6) Étude de balcon	80
III.7) Calcul de la dalle salle machine	85
III.8) Étude de la dalle pleine	94

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV-1) Introduction	99
IV-2) L'étude dynamique	99
IV-2-1) Objectif de l'étude dynamique	99

IV-2-2) Présentation du logiciel de calcul ETABS	99
IV-2-3) Modélisation de la structure étudiée	99
IV -2-4) - Définition de la masse sismique :	102
IV-2-5) Caractéristiques Géométriques	103
IV-3) L'étude sismique	107
IV-3-1) Présentation des différentes méthodes de calcul	106
IV-3-2) Choix de la méthode de calcul	111
IV-3-3) Application la méthode dynamique modale spectrale	112
IV-4) Vérifications	113
IV-4-1) Vérification de la résultante des forces sismiques	113
IV-4-2) Vérification des déplacements inter étage	113
IV-4-3) Vérification de l'effet P-Delta	115
IV-4-4) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	117
IV-4-5) Vérification de non renversement	118
IV-4-6) Vérification de l'effort normal réduit.....	119

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.1) Introduction	121
V.2) Ferrailage des poteaux	121
V-2-1) Combinaison des charges.....	121
V-2-2) Armatures longitudinales	122
V.2.3) Armatures transversales.....	124
V.2.4) Espacement des cadres	125
V.2.5)La quantité d'armatures transversales minimales.....	125
V.2.6)Exemple de calcul : Zone I Poteau (60x60).....	126
V.2.7) Vérification à l'ELU.....	127
V.2.8) Vérification à l'ELS	128
V.3) Ferrailage des poutres	129
V.3.1) Calcul des armatures longitudinales	131
V.3.2)Calcul des armatures transversales.....	132
V-3-3) Vérification D'ABOUT	135
V.4) Ferrailage des voiles	139

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1) Introduction	153
VI-2) Etude géotechnique du sol	153
VI-3) choix de type Fondation	154
VI-4) Pré dimensionnement du radier	156
VI-5) Vérifications	158
VI-6) Ferrailage de radier	163
VI-7) Ferrailage du débord	172
VI-8) Etude du voile périphérique	174

Liste des tableaux

Numéro	Titre	Page
1	charges permanente de plancher terrasse inaccessible	12
2	charge permanente de Plancher étage courant	13
3	charge permanente de murs extérieurs.	14
4	charge permanente de murs intérieurs	15
5	Charges et surcharges (dalle pleine)	15
6	charge permanente de balcons.	16
7	charge permanente et surcharge d'exploitation.	18
8	Tableau récapitulatif des dimensions des poutres	20
9	Evaluation des charges de poteau central	24
10	Choix des sections de poteau central	25
11	Vérification des règlements de RPA99 V2003.	26
12	caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire	32
13	espacement des barres	35
14	Vérification des contraintes	37
15	Combinaison des charges	44
16	Calcul de ferrailage à L'ELU	55
17	vérifications des contraintes	56
18	Calcul des sollicitations.	60
19	vérification des contraintes à ELU.	65
20	Vérifications des contraintes à l'ELS	67
21	Calcul des armatures longitudinales.	82
22	Vérification de Contrainte de compression dans le béton à l'ELS.	84
23	Les moments dans les travées et les appuis à ELU	89

24	Calcul des moments sur appuis	96
25	Calcul des moments en travée .	96
26	Ferraillage de la dalle	97
27	Vérification des contraintes	98
28	Facteur de Pénalité	103
29	Centre de masse, Centre de rigidité	104
30	Participation massique.	105
31	Charge verticale	108
32	Charge horizontale	109
33	Valeurs des rapports $V_t < 0.8 V$	113
34	Déplacement inter-étage dans le sens (x-x).	114
35	Déplacement inter-étage dans le sens (y-y).	115
36	Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal	116
37	Vérification de l'effet P-Delta sens transversal	116
38	résultante des forces sismiques Sens (x-x).	118
39	résultante des forces sismiques Sens (y-y)	118
40	Vérification de rapport M_s/M_r	119
41	L'effort normal réduit	119
42	L'effort normal réduit après correction (augmentation des sections)	120
43	Situation durable et accidentelle	122
44	Ferraillage maximale et minimale	123
45	Choix des armatures longitudinales des poteaux	124
46	Choix des armatures transversales pour les poteaux	127
47	Vérification des contraintes de cisaillement et l'effort tranchant accidentelle	128

48	Vérification des contraintes	129
49	Armatures longitudinales des poutres porteuses (30 ; 40).	131
50	Armatures longitudinales des poutres n-porteuses (30 ; 35)	132
51	Armatures longitudinales des PP (30 ; 45) et des PNP (30 ; 35).	132
52	vérification des contraintes PP	137
53	vérification des contraintes PNP	138
54	vérification à la flèche	138
55	Moment d'inertie de la zone 1(un seul poteau).	141
56	Moment d'inertie de la zone 2(un seul poteau).	141
57	Moment d'inertie de la zone 3(un seul poteau).	141
58	Moment d'inertie de la zone 1(deux poteaux).	142
59	Moment d'inertie de la zone 2 (deux poteaux)	142
60	Moment d'inertie de la zone 3(deux poteaux).	143
61	effort normal de traction Zone I.	145
62	effort normal de traction Zone 2.	145
63	effort normal de traction Zone 3.	146
64	Armatures verticale Zone I	149
65	Armatures horizontal Zone I	149
66	Armatures verticale Zone II.	150
67	Armatures horizontal Zone II	150
68	Armatures verticale Zone III	151
68	Armatures horizontal Zone III	151
69	vérification des contraintes de cisaillement	152
70	Effort normal pour chaque zone à l'ELS .	153
71	Vérification de la contrainte	153

	de l'état limite de service.	
72	vérification des contraintes (Caractéristique géométrique du radier)	163
73	vérification des contraintes (Caractéristique géométrique du radier)	163
74	vérification de la stabilité au renversement du radier	164
75	résultats de calcul des moments	166
76	ferraillage de radier a l'ELU	167
77	ferraillage de radier a l'ELS	167
78	Evaluation de la charge	169
79	charges transmises aux nervures	169
80	Calcul des sollicitations	170
81	ferraillage des nervures longitudinales	170
82	ferraillage des nervures transversales	171
83	vérification des contraintes à L'ELS (sens longitudinal)	172
84	vérification des contraintes à L'ELS (sens transversal)	172
85	Ferraillage du débord	174
86	ferraillage vertical a l'ELU (voile périphérique)	178

LISTE DES FIGURES

Numéro	Titre	Page
1	Evaluation de la résistance à la compression f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	5
2	Diagramme « Contrainte-Déformation »	7
3	Diagramme contraintes-déformations	9
4	Coupe transversale d'un plancher à corps creux »	11
5	élément plancher terrasse	12
6	élément plancher étage courant	13
7	Coupe vertical du mur en double cloison	14
8	revêtement de balcons (loggia).	16
9	escalier à deux volées .	17
10	Schéma des dimensions du poteau central	23
11	Coupe en élévation de voile	27
12	Coupe transversale sur l'acrotère	28
13	Coupe transversale sur l'acrotère	29
14	schémas statique de l'acrotère	30
15	Section rectangulaire soumise à la flexion composée	31
16	Schéma de ferrailage de l'acrotère	38
17	Treillis soudés (20x20) cm²	40
18	poutrelles	40
19	les charges	42
20	Diagramme des efforts tranchants et des moments	46-47-48-49-50
21	Schémas de ferrailage de plancher	60
22	Diagramme des efforts tranchants et des moments	61
23	Schéma de ferrailage d'escalier	70
24	Schéma statique de la poutre palière	70

25	Diagramme des efforts tranchants et des moments	72
26	la flèche - Coupe A-A	79
27	Schéma statique de balcon	80
28	Schéma statique (ELS)	81
29	Schéma de ferrailage du balcon	84
30	schéma de l'ascenseur	85
31	Répartition de la charge localisée sur la dalle	86
32	Schéma de Ferrailage de la dalle de la salle machine.	93
33	schéma statique pour calcul des moments	96
34	Modélisation de la structure	100
35	disposition des voiles	101
36	Le spectre de réponse du RPA	101
37	Premier mode de vibration : Translation Y	106
38	Deuxième mode de vibration : Translation X	107
39	Troisième mode de vibration : rotation	107
40	spectre de réponse RPA	112
41	La zone nodale	134
42	Disposition des voiles.	139
43	voile liée avec un seul poteau .	140
44	voile liée avec deux poteaux	142
45	Disposition des armatures verticales dans les voiles	146

46	radier nervuré	157
47	Dimensions de l'ouvrage	157
48	Diagramme des contraintes	162
49	Schéma statique du panneau le plus sollicité	169
50	Schéma statique du débord	173
51	Répartition des charges de voile périphérique	175

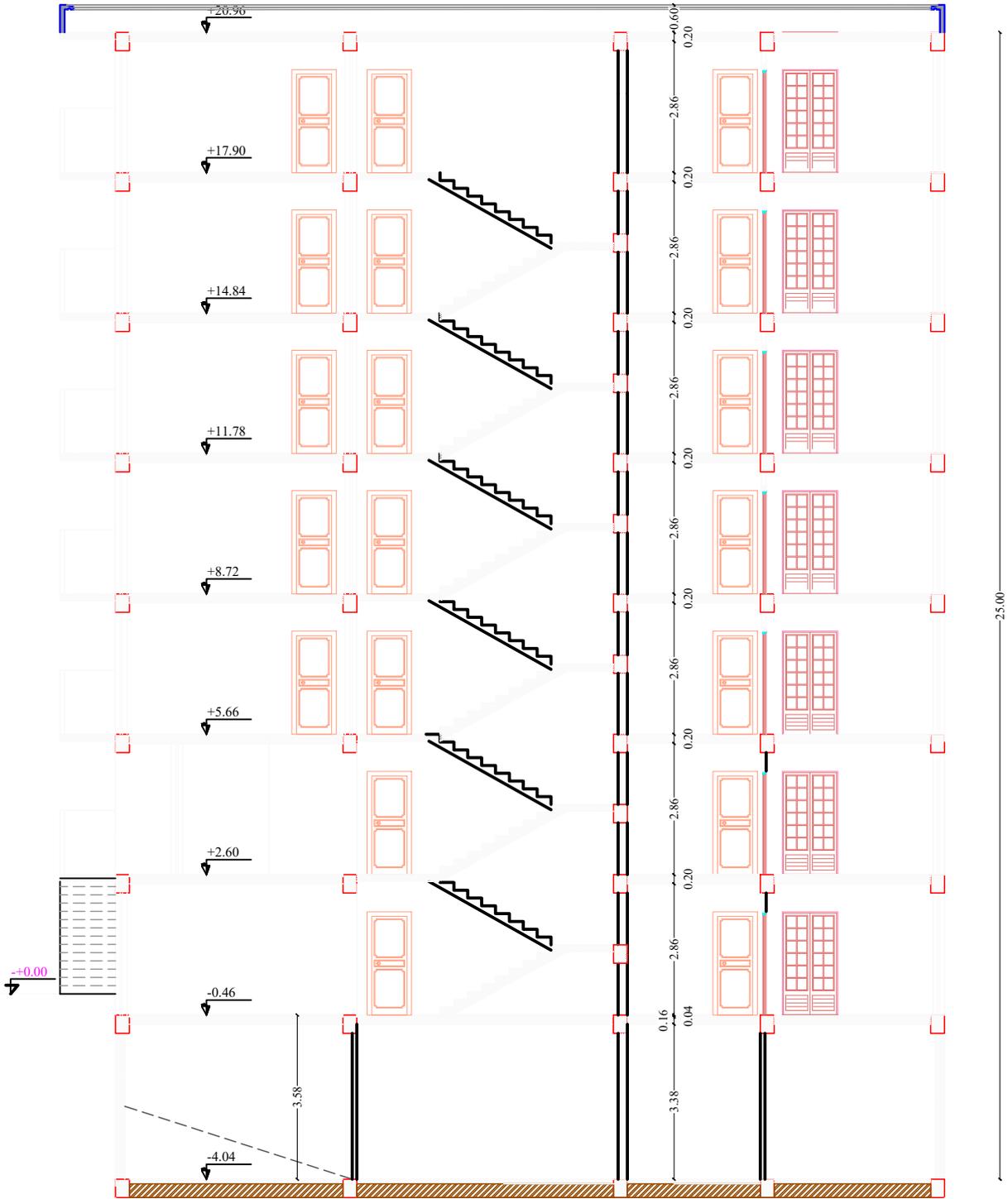
Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Section de pointe.
 - R : coefficient de comportement.
 - A_S : Aire d'une section d'acier.
 - A_{cal} : Section d'armature calculée.
 - A_{min} : Section d'armature minimal.
 - A_{adp} : Section d'armature adoptée.
 - A_t : Section d'armature transversale.
 - B : Aire d'une Section de béton.
 - S : Surface.
 - G : Charge permanente, module de déformation transversal du béton.
 - Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.
 - \emptyset :Diamètre des armatures.
 - \emptyset_l :Diamètre des armatures longitudinales.
 - \emptyset_t :Diamètre des armatures transversales.
 - γ_s :Coefficient de sécurité de l'acier.
 - γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
 - σ_s : Contrainte de traction de l'acier
 - $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier
 - σ_{bc} :Contrainte de compression de béton.
 - $\bar{\sigma}_{bc}$:Contrainte de compression admissible de béton.
 - τ_u :Contrainte tangentielle.
 - $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite ultime de cisaillement.
 - $\bar{\tau}_{se}$:Contrainte limite d'adhérence dans le béton.
 - β : Coefficient de pondération.
 - σ_{sol} : Contrainte admissible de sol.
 - σ_m : Contrainte moyenne.
 - v : Effort tranchant.
 - T : Période.
 - S_t : Espacement.
-

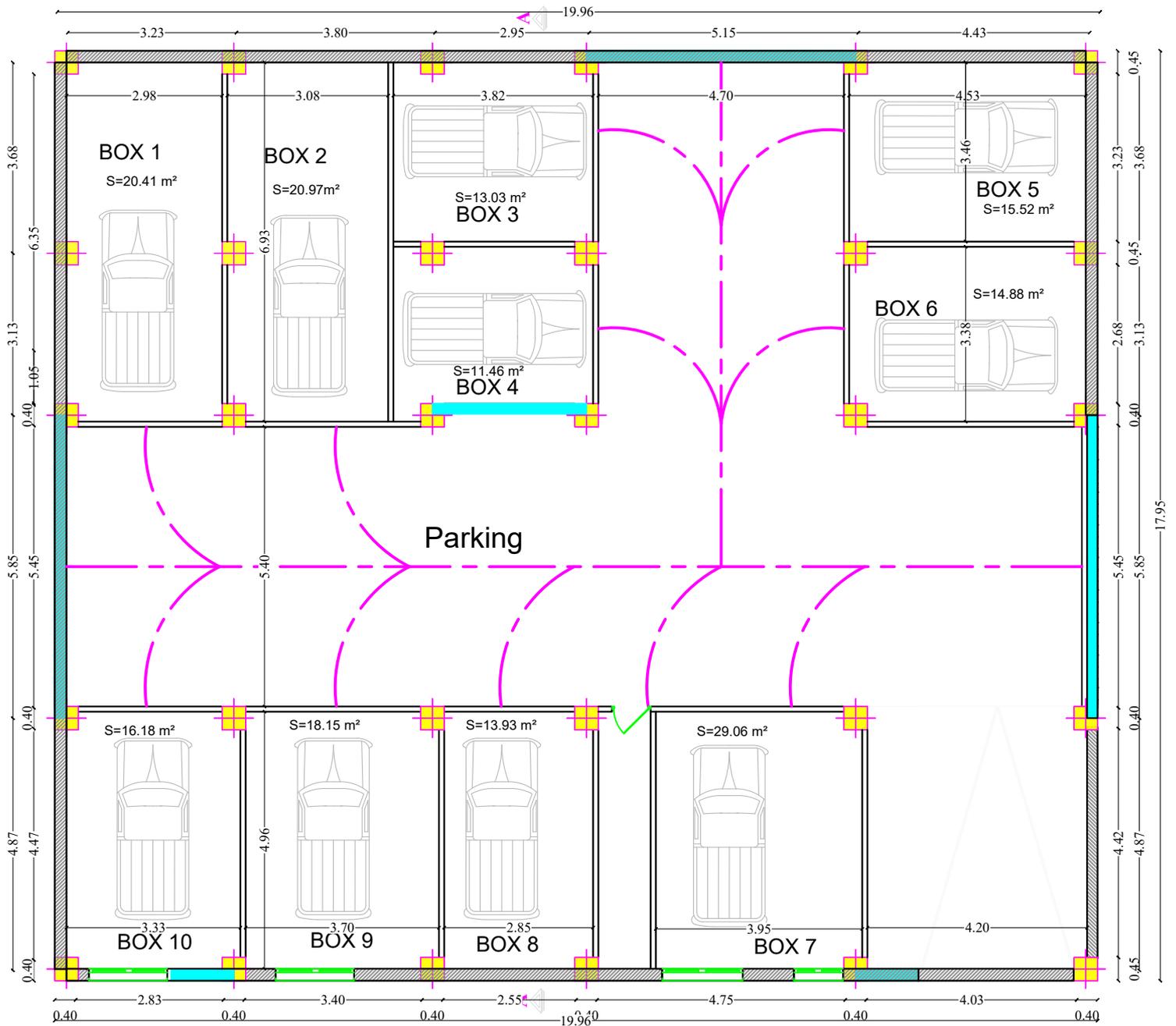
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- F_t : force concentrée.
- f : Flèche.
- F : fréquence.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur de portée
- L_f :Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- N_{ser} : Effort normal pondéré a l'état limite service.
- N_u : Effort normal pondéré a l'état limite ultime.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} :Moment à l'état limite service.
- M_t :Moment en travée.
- M_{ap} :Moment en appuis.
- M_{tor} :Moment sur torsion.
- M_0 :Moment isostatique.
- M :Moment, Masse.
- I : Moment d'inertie
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s :Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- K_s : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Déplacement.
- η : Coefficient de fissuration.
- ν : Coefficient de poisson.
- f_{bu} : Contrainte limite dans béton à l'état limite ultime.
- F_{ed} : Contrainte limite dans l'acier à l'état limite ultime.
- h_n : Hauteur de la nervure.
- b_n : larguer de la nervure.
- h_r : Hauteur de radier.



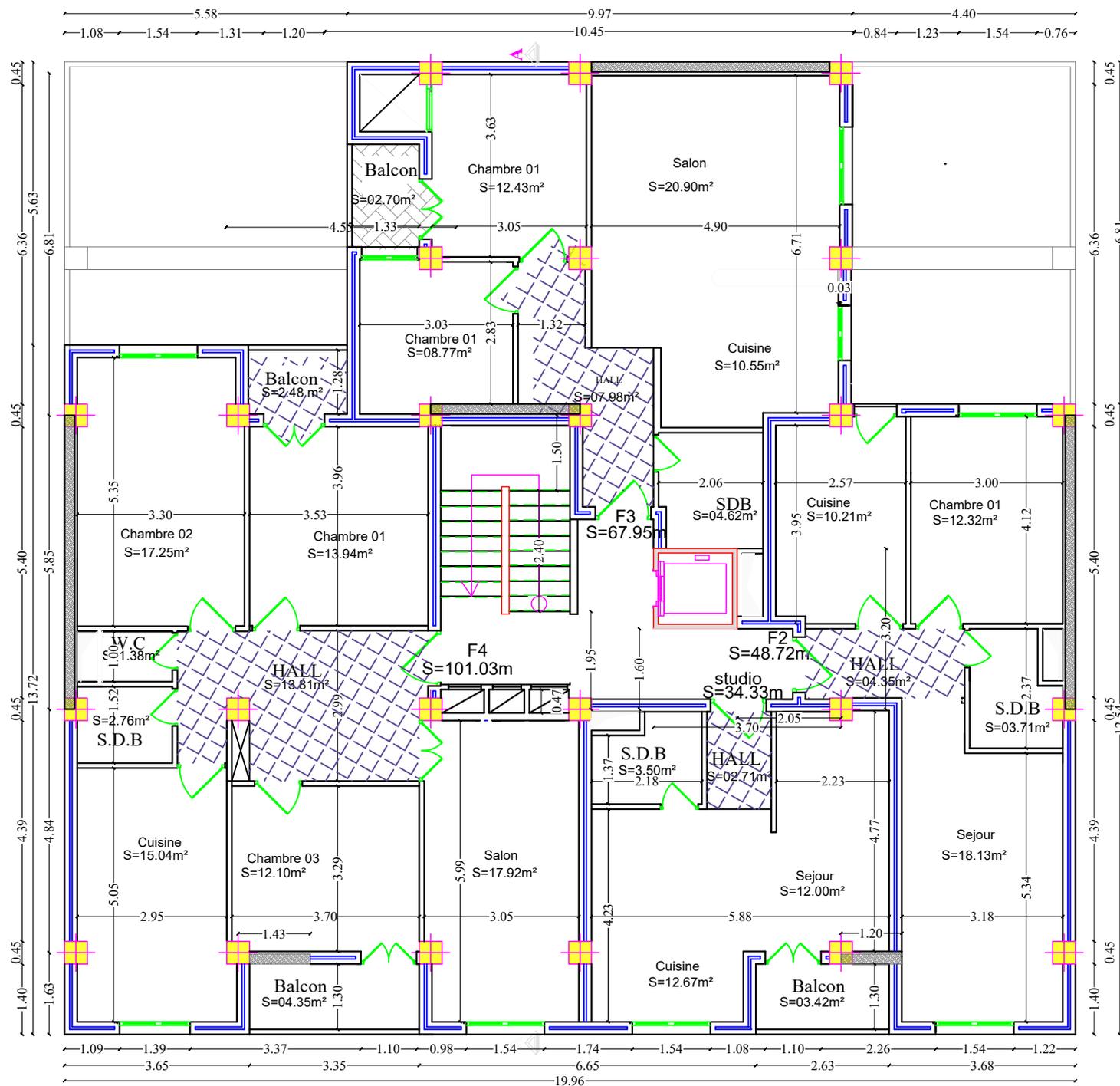
FACADE PRINCIPALE



COUPE A-A



PLAN DE SOUS SOL



PLAN DE ETAGE COURANT

Introduction générale

Dans le cadre de notre projet de fin d'études ; nous avons étudié un bâtiment constitué de sol , entre sol à usage parking et commercial , et cinq étages à usage d'habitation que nous avons calculés selon les règlements en vigueur . l'outil de calcul que nous avons utilisés est le logiciel ETABS .

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles . en effet , le calcul de l'ouvrage faisant l'objet de notre étude a été effectué selon plusieurs étapes .

En premier lieu , nous avons commencé par le pré- dimensionnement des différentes éléments constituant l'ouvrage. A savoir , les éléments porteurs qui sont les poutres , les poteaux et les voiles et les éléments secondaires qui sont les balcons , l'escalier, l'acrotère et les poutrelles .

En deuxième étape, nous avons effectué une analyse de plusieurs variantes de répartitions des éléments de contreventement. Cela afin d'aboutir à une structure porteuse ayant des modes de vibrations de translation dans les deux directions principales de l'ouvrage, dans le but de lui garantir un bon comportement dynamique vis-à-vis de l'action sismique.

La troisième étape de notre travail a été principalement axée sur le calcul de ferrailage des éléments constituant l'ouvrage.

La quatrième étape qui est la dernière partie de notre travail consistait au choix et au calcul de l'infrastructure dont le type le plus approprié que nous avons trouvé est le radier

I -1) Introduction:

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques des éléments utilisés ainsi que celles des éléments constitutifs

I.2) Présentation de l'ouvrage:

I.2.1) Description de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation de « sous sol + entre sol + R+5 »

Ce bâtiment est implanté au centre-ville de Boumerdes « **Wilaya de Boumerdes** », cette région est classée selon le Règlement Parasismique Algérien **RPA99v2003** comme étant une zone de forte sismicité « **ZONE III** » .

- Le site est classé en catégorie **S3 (site meuble)**.
- La contrainte admissible du sol égale à **2 bars** pour **D=5,00** m par rapport à la cote du terrain actuel.

I .2.2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions en élévation:

- Hauteur totale du bâtiment : 25m
- Largeur totale du bâtiment : 17,95m
- Longueur totale du bâtiment : 19.96m
- Hauteur de sous sol : 3.58 m
- Hauteur d'entre sol + étages courants : 3,06m
- L'acrotère : 0,6 m

I .3) La réglementation:

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règlements suivants :

- Document technique réglementaire DTR.- B.C.2.2
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91)
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)

I.4) Conception structurelle:

I.4.1) Choix du système de contreventement :

Cet ouvrage dépasse trois(03) niveaux et de hauteur de 25 m et il est situé en zone III le système doit être constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.

I.4.2) Eléments constituant l'ouvrage :

I.4.2.1) Plancher :

a- Plancher a corps creux :

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- ✓ la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- ✓ la résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- ✓ l'isolation thermique et phonique.
- ✓ support des plafonds et revêtements.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées

b- Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

I.4.2.2) Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

a-Murs extérieurs :

Ils sont constitués par une cloison de 30 cm d'épaisseur.

b- Murs intérieurs:

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.2.3) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) qui permet de passer d'un niveau à un autre.

Notre structure comporte un seul types d'escalier :

- Un escalier droit à deux volées permet de passer du RDC vers les étages courants Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

I.4.2.4) Balcons : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

I .4.2.5) Les voiles: Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

I .4.2.6) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I .4.2. 7) Système de coffrage :

- Coffrage traditionnel en bois pour les portiques.
- Coffrage métallique pour les voiles.

I .4.2.8) Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- En carrelage posés sur les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Plâtres pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade

I -5) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

La construction sera réalisée par deux types de matériaux, à savoir le béton et l'acier, qui doivent répondre aux normes du RPA99 modifié 2003 ainsi les règles de béton armé aux états limites (BAEL91 modifié 99).

I.5.1. Définition des états limites : (BAEL 91, Art. A-12)

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

On distingue deux catégories d'états limites :

a. Les états limites ultimes « ELU » : Ils correspondent à la limite soit de :

- L'équilibre statique.
- La stabilité de la forme (flambement).
- La résistance de l'un des matériaux (rupture), ceci conduit à la ruine de l'ouvrage.

b. Les états limites de service « ELS » : C'est un état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprend les états limites de fissuration, de déformation et de compression du béton.

I.5.2. Les principaux matériaux utilisés :

a- Le béton : Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

Le dosage en ciment varie entre **300 et 400 kg/ m³** de béton mis en œuvre, au-dessous de 300Kg/m³ les règles CBA93 ne sont plus applicables.

❖ Résistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances :

1-Résistance caractéristique à la compression (fcj) :(art 2.1.11) BAEL91)

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée fcj.

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

➤ **Pour des résistances fc28 ≤ 40 [MPa] :** (ART A.2.1.11, BAEL 91)

$$F_{c j} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \dots \dots \dots \text{Si } j \leq 60 \text{ jours.}$$

$$f_{c j} = 1,1 f_{c28} \dots \dots \dots \text{si } j > 60 \text{ jours.}$$

➤ **Pour des résistances fc28 > 40[MPa] :** (ART A.2.1.11, BAEL 91)

$$F_{c j} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \dots \dots \dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours.}$$

$$F_{c j} = f_{c28} \dots \dots \dots \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

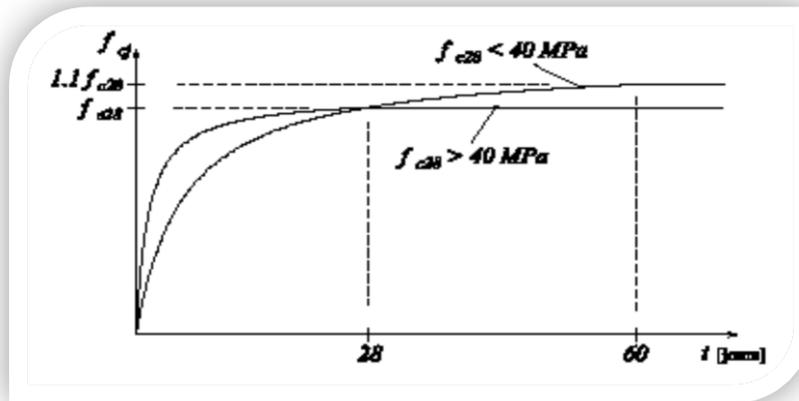


Figure I-1: Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton.

Pour la présente étude, on admet que notre chantier fait objet d'un contrôle régulier :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

2-Résistance caractéristique du béton à la traction (f_{t_j}) :

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de **10 %** de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$\left. \begin{aligned} f_{t_j} &= 0,6 + 0,06 f_{c_j} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{t_j} &= 0,275 (f_{c_j})^{2/3} \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{(Art A.2.1. 12, BAEL 91)}$$

Dans la quelle f_{t_j} et f_{c_j} sont exprimées en MPa

A : $t = 28$ jours on aura : $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$.

❖ Déformation du béton :

1-Module de déformation longitudinale instantanée : (BAEL91 / Art A.2.1, 21)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ [MPa]}$$

Pour : $f_{c_j} = 25 \text{ [MPa]}$: $E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa}$

2-Module de déformation longitudinale différée : (BAEL91/Art A.2.1, 22)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ [MPa]}$$

Pour : $f_{c_j} = 25 \text{ [MPa]}$: $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

3-Module de déformation transversale : (BAEL91/Art A.2.1, 3)

Il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} [\text{MPa}]$$

Avec :

E : module de Young.

ν: Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91) : C'est le rapport entre déformations

transversales et longitudinales. $\nu = \left(\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right)$

Avec

ν = 0,0 à l'état limite ultime pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

ν = 0,2 à l'état limite de service pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\Delta d/d$: La déformation relative transversale

$\Delta l/l$: La déformation relative longitudinale

❖ **Contraintes du béton :**

• **Etat limite ultime (ELU) :**

Elle est donnée par la formule suivante (BAEL91/A4.3, 41) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante.

θ : Coefficient d'application en fonction de la durée d'application des actions considérée.

$\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$, si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h
 $\theta = 0,85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

Pour $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$, on aura: $f_{bu} = 14.2$ MPa

Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$, on aura : $f_{bu} = 21.74$ MPa

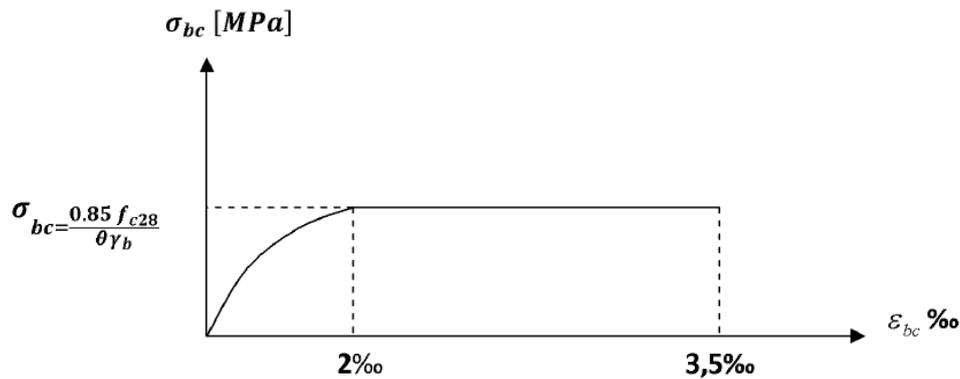


Figure I-2: Diagramme «Contrainte-Déformation»

•Etat limite de service(ELS) :

Etat limite de compression du béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [MPa]$$

Donc : La contrainte de compression à l'ELS est égale à : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$tg\alpha = E_b$: module d'élasticité.

❖ Contrainte limite de cisaillement :

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} [MPa]. \dots\dots\dots(BAEL91 modifies art A. 5.1.21)$$

V_u = Effort tranchant a l'ELU dans la section.

b_0 = Largeur de la section cisailée.

d = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\bar{\tau}_u = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$	Pour la fissuration peu nuisible.
---	-----------------------------------

$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$	Pour la fissuration préjudiciable.
---	------------------------------------

Dans notre cas :

$$\bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{F.P.N.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{F.P ou F.T.P.}$$

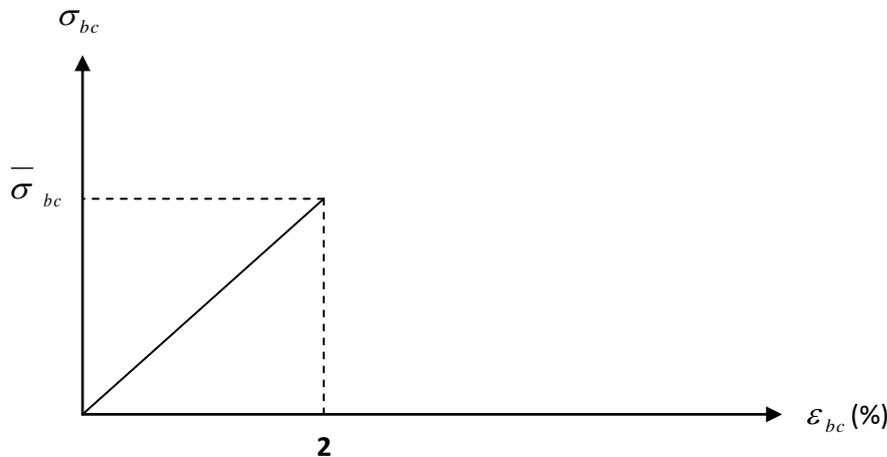


Figure I.3: Diagramme Contrainte - déformation

b) Les aciers :

❖ Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-dur pour **0.15** à **0.25** de carbone.
- Les aciers durs pour **0.25** à **0.40** de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à **Es = 200 000 MPa**.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence :

- Acier a haute adhérence (feE400).....fe=400[MPa].
- Treillis soudés(TL520).....fe=520[MPa] pour Ø ≤ 6 mm.

❖ Module d'élasticité longitudinale :

On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

Le module d'élasticité longitudinal Es est pris égal à :

$Es=2.10^5 \text{ MPa}$	(Art -2.2.1, BAEL 91)
-------------------------	-----------------------

❖ Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson (ν) pour les aciers est pris égal à 0,3.

❖ Contraintes limites d'acier :

a-Contrainte limite ultime : (Art. A.4.3.2. BAEL 91)

La contrainte limite de déformation de l'acier à l'ELU est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec : f_e : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ en Situation durable} \implies \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ en Situation accidentelle} \implies \gamma_s = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa.}$$

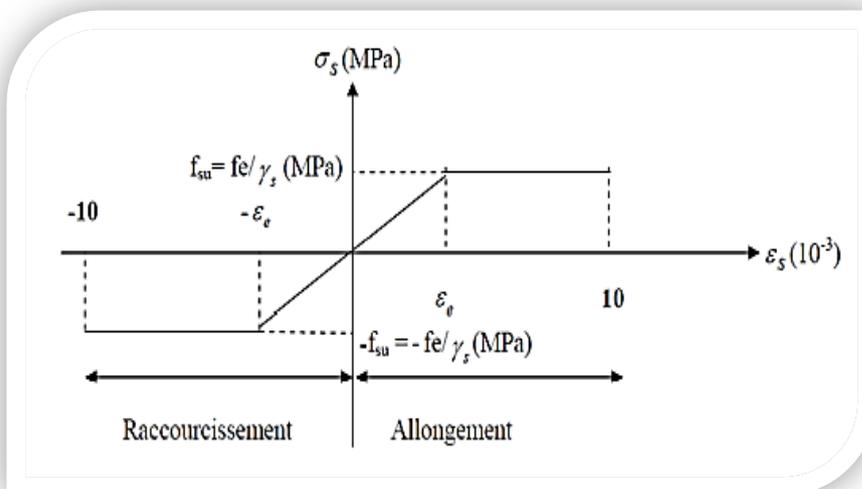


Figure I-4: Diagramme contraintes- déformations

b-Contrainte limite de service :

D'après les règles de BAEL, on distingue trois cas de fissurations :

- Fissuration peut nuisible : (Art. A.4.5.3.2, BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s$$

- Fissuration préjudiciable : (Art. A.4.5.3.3, BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

• **Fissuration très préjudiciable** : (Art. A.4.5.3.4, BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

n = Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

- n = 1,6 pour les armatures à haute adhérence (HA) de $\Phi \geq 6\text{mm}$.
- n = 1,3 pour les armatures à haute adhérence de $\Phi < 6\text{mm}$.
- n = 1,00 pour les aciers ronds lisses.

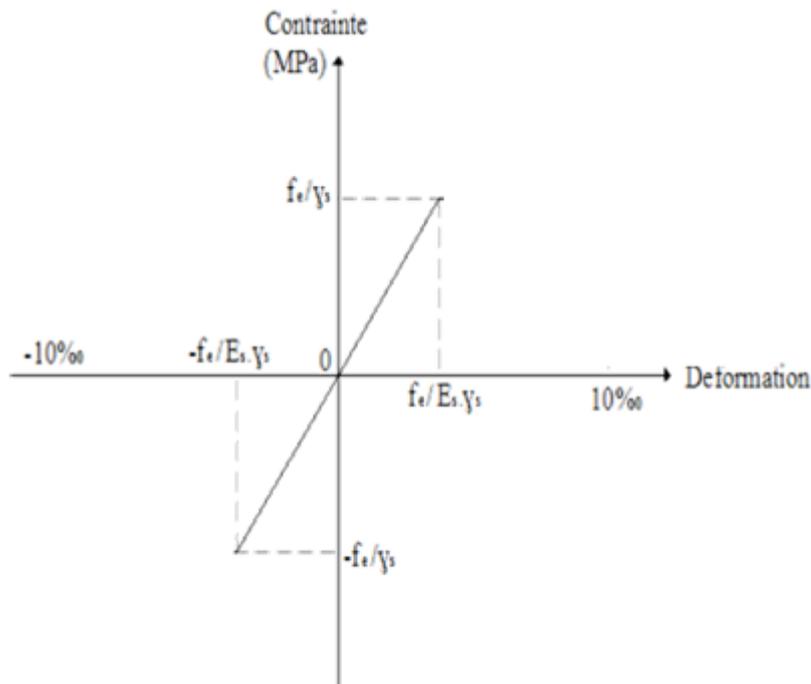


Figure I-5: Diagramme contraintes- déformations

❖ **Protection des armatures** : [Art A.7.1 / BAEL91 modifié 99]

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

C ≥ 5cm pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.

C ≥ 3cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).

C ≥ 1cm pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

II-1 Introduction:

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure, ses règles sont prises selon les réglementations de **RPA99v2003** ; **CBA93** ; **BAEL91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs.

II-2) Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers ont le rôle de transmettre aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Aussi ils assurent la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous adoptons pour des planchers à corps creux qui sont constitués d'hourdis, poutrelles et d'une dalle de compression en béton armée.

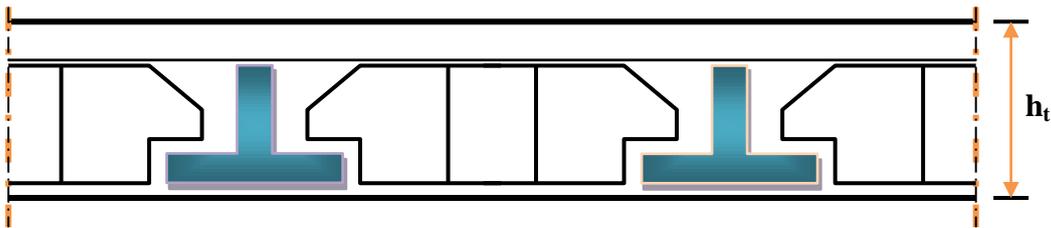


Fig. II.1 « Coupe transversale d'un plancher à corps creux »

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante (1) :

$$h_t \geq L/22.5 \dots\dots\dots(1)$$

tel que :

h_t : Représente l'épaisseur du plancher.

L : Représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaires),

$$L = \text{Min} (L_x\text{max} ; L_y\text{max}) = \text{Min} (515 ; 585)$$

Avec : **L_xmax** et **L_ymax** ce sont les longueurs maximales entre nus d'appuis selon la direction **y** et **x** respectivement.

$$L = 515 \text{ cm} \quad \text{donc : } h_t \geq 515/22.5=22.88 \text{ cm}$$

On prend : **h_t = 25 cm** et on adopte un plancher de type **(20+5) cm**

$$h_t = 25 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm : hourdis} \\ 5 \text{ cm : table de compression} \end{array} \right.$$

❖ Evaluation des charges et surcharges des planchers :

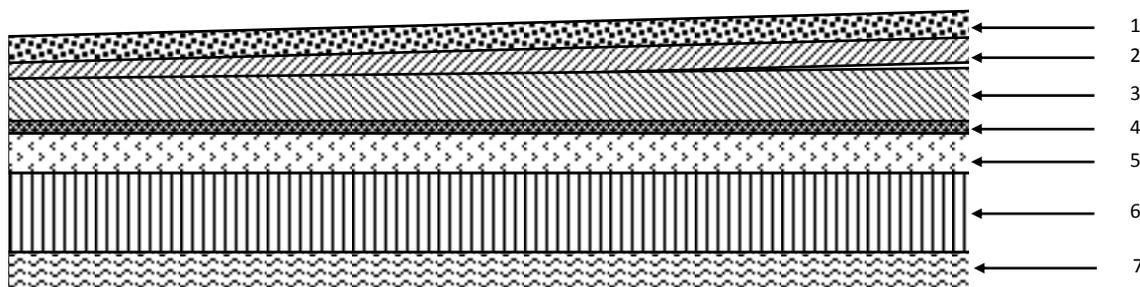
a) Plancher terrasse inaccessible :

Figure II.2 : élément plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1 : charges permanente de plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1-Protection lourde	0,04	10	0.4
2-Etanchéité multiple	0,02	6	0.12
3-Forme de pente	0,1	22	2.2
4-Para vapeur (Feuille polyane)	0.1	5	0.5
5-Isolation thermique en liège	0,05	0.4	0.02
6-Plancher corps creux (20 + 5) cm	25	13.2	3.3
7-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			6.74 KN/m ²

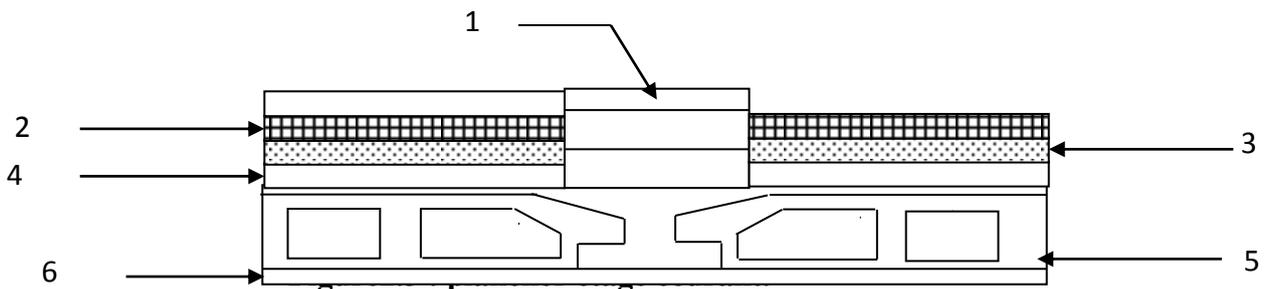
b) Plancher des étages courants :

Figure II.3 : élément plancher étage courant

Tableau II.2: charge permanente de Plancher étage courant.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Cloison intérieur	0,10	9	0.9
carrelage	0,02	22	0.44
Mortier de pose	0,02	20	0.40
lit de sable	0,03	18	0.54
Dalle en corps creux	25	13.2	3.3
Enduit plâtre	0,015	10	0.15
			5.66 KN/m²

○ Les charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible :..... Q=1KN/m².
- Etage courant :..... Q=1,5KN/m².
- pour sous sol (parking)..... Q=2,5KN/m².
- pour entre sol :.....Q= 1.5 KN/m²

II-3) Maçonnerie :

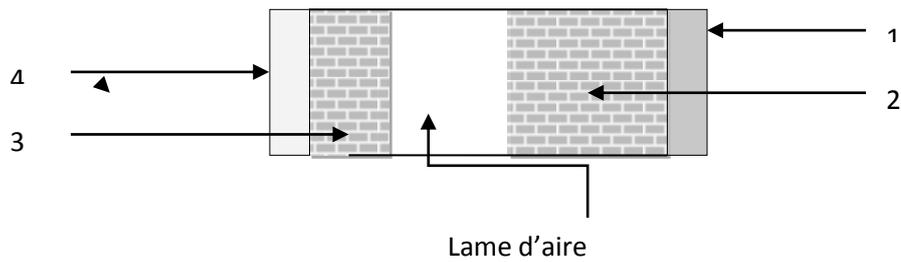


Figure II.4 : Coupe verticale du mur en double cloison

- Murs extérieurs (double parois en brique creuse)

Tableau II.3 : charge permanente de murs extérieurs.

N ^o	Désignation	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Enduit en ciment	0,02	10	0.2
2	Brique creuse extérieure	0.1	9	0.9
3	Brique creuse intérieure	0,1	9	0.9
4	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
5	L'âme d'air	0,05	/	/
				2.2 KN/m ²

➤ Murs intérieur :

Tableau II.4 : charge permanente de murs intérieurs

N	Désignation	Epaisseur [cm]	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Brique creuse intérieur	10	9	0.9
2	Enduit en plâtre	2	10	0.2
3	Revêtement en ciment	2	20	0.4
				1.50 KN/m²

II-4) La dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armée.

Tableau II.5 : Charges et surcharges

Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	q _u [KN/m ²]	q _{ser} [KN/m ²]
Plancher terrasse	6.34	1	10.07	7.34
Plancher étage courant	5.28	1.5	9.37	6.78
Plancher RDC	5.28	1.5	9.37	6.78
Plancher étage service	5.28	2.5	10.83	7.78
Plancher s/sol1	7.36	4	14.71	11.36

la dalle pleine c'est au niveau des balcons.

II-5) Pré-dimensionnement des balcons:

Les balcons de notre bâtiment sont constitués d'une dalle pleine, ils sont considérés comme des consoles encastres au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante:

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 15\text{cm}$$

➤ évaluation des charges et surcharges des balcons :

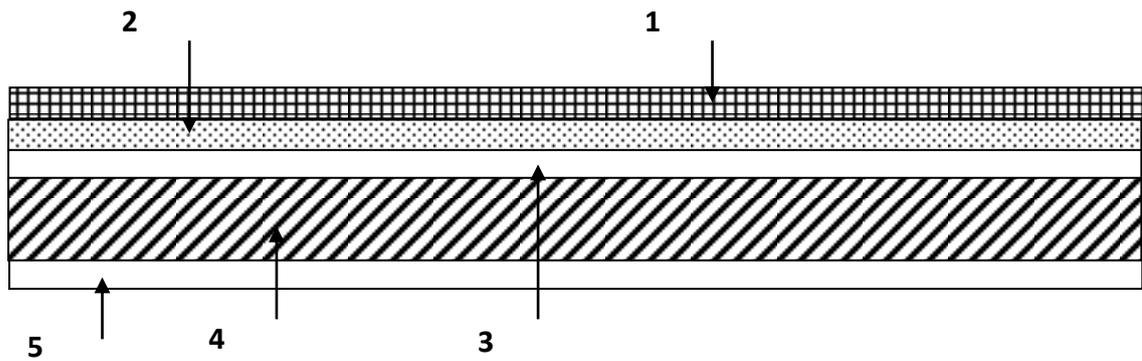


Figure II.5 : revêtement de balcons (loggia).

Tableau II.6 : charge permanente de balcons.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique ($\frac{KN}{m^3}$)	Poids surfacique (KN/m^2)
Enduit de ciment	2	10	0.36
dalle en BA	15	25	3.75
Lit de sable	3	18	0.54
Mortier de pose	2	20	0.40
Carrelage en granito	2	22	0.44
Garde-corps	/	/	1,00
			6,49 KN/m^2

La charge d'exploitation prise pour le balcon : $Q=2.5KN/m^2$.

II-6) Pré-dimensionnement des escaliers:

On distingue un seul type d'escaliers « escalier à deux volées »

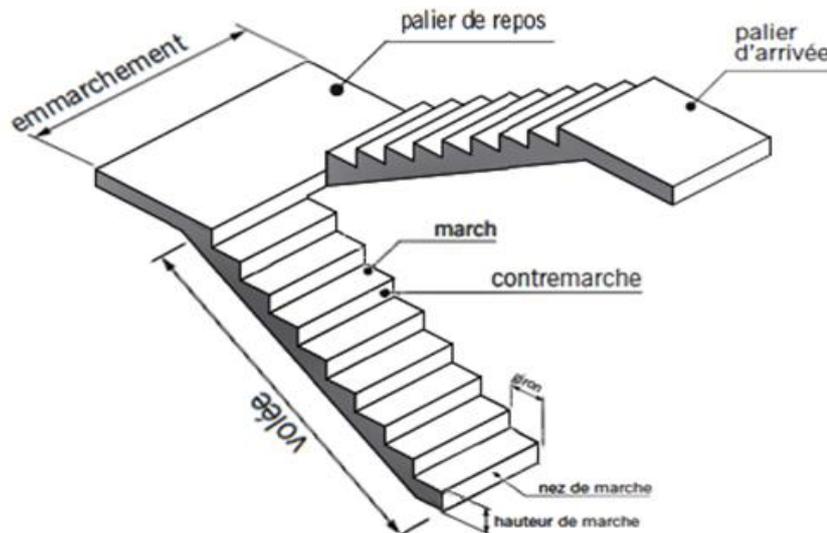


Figure II- 6: Escalier à deux volées

Pour le confort des usagers, on doit respecter la condition de **BLONDEL** :

- ✓ $60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$
- ✓ $16 \leq h \leq 20 \text{ cm}$
- ✓ $22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$
- ✓ $30^\circ \leq \arctg(\alpha) \leq 35^\circ$
- **Pour l'entre-sol et les étages courants :** \longrightarrow à deux (02) volées
 - Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$.
 - La hauteur de marche : $h=17\text{cm}$
 - Le nombre de marche : $n = \frac{He}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches } (9 + 9)$
 - Le giron : en pratique on prend $g=30\text{cm}$

$2h+g=34+30=64 \text{ cm}$ Alors : $60 \leq 64 \leq 65\text{cm}$

Condition vérifiée $\Longrightarrow g=30\text{cm}$

- La portée : $L=n*g=9*30=270 \text{ cm} = 2.7 \text{ m}$
- Inclinaison de la paillasse : $\text{tg}(\alpha) = \frac{He/2}{L} = \frac{306/2}{270} = 0.56$

$$\alpha = 29.24^\circ$$

- l'épaisseur de la paillasse $\frac{L_{\text{inclinée}}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\text{inclinée}}}{20} \implies e = 15 \text{ cm}$

✓ Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II.7 : charge permanente et surcharge d'exploitation.

Elément	Charges permanente G (kN/m)		Charges d'exploitation Q (kN/m)	
Paillasse	- Marbre	0,70	- Paillasse - Main courante	2,50 0,6
	-Mortier de ciment	0,40		
	-Lit de sable	0,36		
	-Dalle en béton armé	3,75		
	-Poids des marches	2,18		
	-Enduit de ciment	0,4		
		G = 7,79		Q = 2,50
Palier	-Marbre	0,70	- Palier	
	- Mortier de ciment	0,40		
	-Lit de sable	0,36		
	-Dalle en béton armé	3,75		
	-Enduit de ciment	0,40		
	-Garde du corps	1		
		G = 6,61		Q = 2,50

II-7) Pré-dimensionnement des poutres:

Une poutre est un élément porteur à section régulières soit rectangulaire où carré, dont la portée est prise entre axe d'appuis. Leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Dans notre structure les poutres sont en béton armé de section rectangulaire.

Le pré dimensionnement se fera selon le **BAEL91** et les vérifications selon le **RPA99/V2003**.

➤ Selon BAEL 91 :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h} : \text{Hauteur de la poutre.} \\ \mathbf{b} : \text{Largeur de la poutre} \\ \mathbf{L} : \text{Travée de la poutre} \end{array} \right.$

➤ Selon le RPA99 (Art 7.4.1):

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b} \geq 20\text{cm} \\ \mathbf{h} \geq 30\text{cm} \\ \mathbf{\frac{h}{b}} \leq 4 \end{array} \right.$$

a) Poutre principal:

$$L_{max} = 5.85m$$

L:porté maximum du sens considéré.

$$585/15 \leq h \leq 585/10$$

$$\text{donc : } 39\text{cm} \leq h \leq 58.5\text{cm}$$

on prend : **h = 40cm.**

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$\text{donc : } 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

on prend : **b = 30 cm.**

○ Vérification des exigences du RPA99(version2003):

Nos résultats (b, h) vérifient les conditions (Art 7.4.1) RPA 99Version2003.

On adopte pour la poutre de section : **(b, h)=(30,40).**

b) Poutre secondaire :

$$L_{max} = 5.15m$$

$$515/15 \leq h \leq 515/10$$

$$\text{donc : } 34.33 \text{ cm} \leq h \leq 51.5\text{cm}$$

on prend : **h=35cm.**

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45$$

$$\text{donc : } 13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

on prend : **b=30cm.**

○ **Vérification des exigences du RPA99(version2003):**

les résultats (b, h) vérifient les conditions (Art 7.4.1) **RPA 99Version2003**.

On adopte une poutre de section : **(b, h)=(30,35)**.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau II-8: Tableau récapitulatif des dimensions des poutres

Les poutres	L(m)	h(cm)	b(cm)	bxh
Poutre secondaire	5.85	35	30	30x35
Poutre principale	5.15	40	30	30x40

II-8) Pré-dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont dimensionnés à la compression simple centrée à L' **ELU** , en choisissant un poteau central, un poteau de rive et d'angle.

On utilise un calcul basé sur la descente des charges, tout en appliquant la loi de dégression .

• **La descente de charge:**

La descente de charge consiste à calculer la charge revenant à chaque élément porteur à chaque niveau de haut en bas jusqu' aux fondations.

- **Charges permanentes:**

Les charges permanentes sont obtenues pour tous les éléments de la structure en se référant au **DTR B.C2.2**.

- **Charges d'exploitations:**

Loi de dégression : l'ouvrage est à usage d'habitation, il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, ainsi on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'atteindre 0,5 Q.

La règle « **BAEL 91 modifié 99** » nous imposent d'appliquer la dégression des surcharges d'exploitations est exprimée comme suit :

Avec :
$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

- n : Nombre d'étages.
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

- **Le pré-dimensionnement**: est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec: γ_b : Coefficient de sécurité du béton, tel que:

- $\gamma_b = 1.5$ situation durable ou transitoire.
- $\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, tel que:

- $\gamma_s = 1.5$ situation durable ou transitoire.
- $\gamma_s = 1.15$ situation accidentelle.

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

G: poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q: surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 * \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : l'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times h_e$.

Selon le **BAEL 91** il est préférable de prendre $\lambda = 35^0$ Pour :

$$\beta = 1,2 \text{ on aura : } \alpha = \frac{0,85}{1,2} = 0,708$$

a: dimension de la section du béton de poteau.

L_f : Longueur de flambement.

i: rayon de giration de la section du béton seul avec: $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

B: aire total de la section du poteau.

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28jours... $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

f_e : contrainte limite élastique des aciers ... $f_e=400\text{Mpa}$.

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que:

✓ **Poteaux rectangulaires:**

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) \text{ cm}^2.$$

$$B_r = (a \times b) \text{ m}^2.$$

a: dimension de la section du béton du poteau.

Remarque:

Pour notre structure, on adopte pour des poteaux carrés ($a=b$).

✓ **Selon le RPA99 Version 2003:**

$$\frac{A_s}{B} = 0,9\%$$

On tire de l'équation N_u la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,64 N_u$$

• **Vérification de RPA99 Version 2003:**

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées.

- **Poteau rectangulaire ou carrée:**

$$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}\text{cm}$$

$$1/4 < b/h < 4$$

• **Les types de poteaux à calculer :**

Premier Type de poteaux (poteau central):

La surface revenant au poteau central est: $S=4.475*4.96=22.196\text{ m}^2$

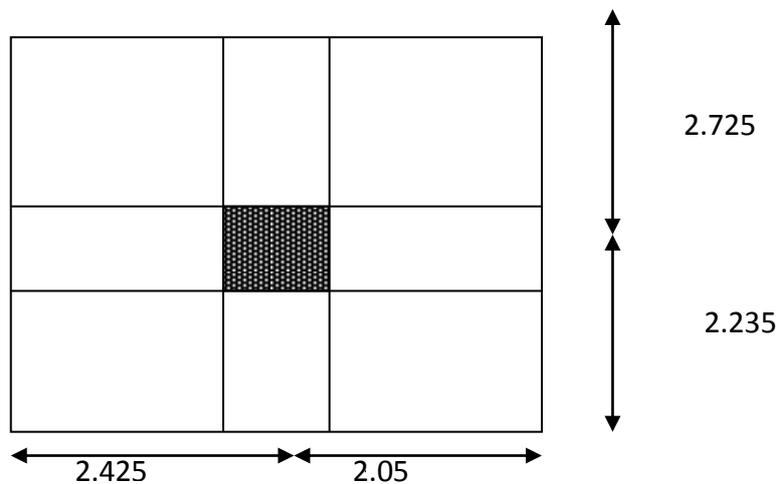


Figure II- 7 : Schéma de poteau central

- Estimation des charges et des surcharges revenant:

Tableau II-9: Evaluation des charges de poteau central.

Niveau	Eléments	N_G (KN)	N_Q (KN)
Terrasse	Poids de plancher	164,59	24,42
	Poids de la poutre principale	18,45	/
	Poids de la poutre secondaire	13,52	/
	Total	196,56	24,42
Etage courant	Poids de plancher	138,22	36,63
	Poids de la poutre principale	18,45	/
	Poids de la poutre secondaire	13,52	/
	Poids de poteaux	166,97	/
Total	337,16		
Entre Sol	Poids de plancher	138,22	36,63
	Poids de la poutre principale	18,45	/
	Poids de la poutre secondaire	13,52	/
	Poids de poteaux	166,97	/
Total	337,16		
Sous Sol	Poids de plancher	138,22	36,63
	Poids de la poutre principale	18,45	
	Poids de la poutre secondaire	13,52	
	Poids de poteaux	166,97	
Total	337,16	36,63	

Tableau II-10: Choix des sections du poteau central.

Etage	G (KN/m ²)	Q (KN/m)	3+n/2n	G _{cumulé} (KN/m ²)	Q _{cumulé} (KN/m ²)	N _u (KN)	B _r (m ⁴)	A (m ²)	B (m ²)	Choix de section
Terrasse	164,59	24,42	/	164,59	24,42	281,05	179,87	/	/	/
Etag5	138,22	36,63	1	302,81	61,05	541,25	346,4	18,61	18,61	35*35
Etag4	138,22	36,63	0,95	441,03	94,02	795,96	509,41	22,57	22,57	35*35
Etag3	138,22	36,63	0,90	579,25	123,32	1045,17	668,91	25,86	25,86	40*40
Etag2	138,22	36,63	0,85	717,47	148,96	1288,88	824,88	28,72	28,72	40*40
Etag1	138,22	36,63	0,80	855,69	170,94	1527,11	977,35	31,26	31,26	40*40
RDC	138,22	36,63	0,75	993,91	189,26	1759,85	1126,30	33,56	33,56	45*45
E/sol	138,22	36,63	0,70	1132,13	203,91	1987,08	1271,73	35,66	35,66	45*45
S/sol	138,22	36,63	0,65	1270,35	214,90	2208,82	1413,64	38	38	45*45

•Vérification au flambement:

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures de façon excentré ou non, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99}).$$

Avec :

λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

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

I : Moment d'inertie $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a \times b =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

Conclusion

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement.

• **Vérification des sections selon RPA99 (Art 7.4.1):**

Tableau II-11: Vérification des sections selon le RPA99 V2003.

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
35x35	$\text{Min } (b, h) \geq 30$	$\text{Min } (35 \times 35) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min } (b, h) \geq (h_e/20)$	$(3.06/20) = 0.15$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min } (b, h) \geq 30$	$\text{Min } (40 \times 40) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min } (b, h) \geq (h_e/20)$	$(3.06/20) = 0.15$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min } (b, h) \geq 30$	$\text{Min } (45 \times 45) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min } (b, h) \geq (h_e/20)$	$(3.06/20) = 0.15$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée

II-9) Les voiles:

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de RPA 99 article 7.7.1 qui satisfait que $L \geq 4 e$.

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} L: \text{longueur de voile.} \\ e: \text{épaisseur du voile} \end{array} \right.$

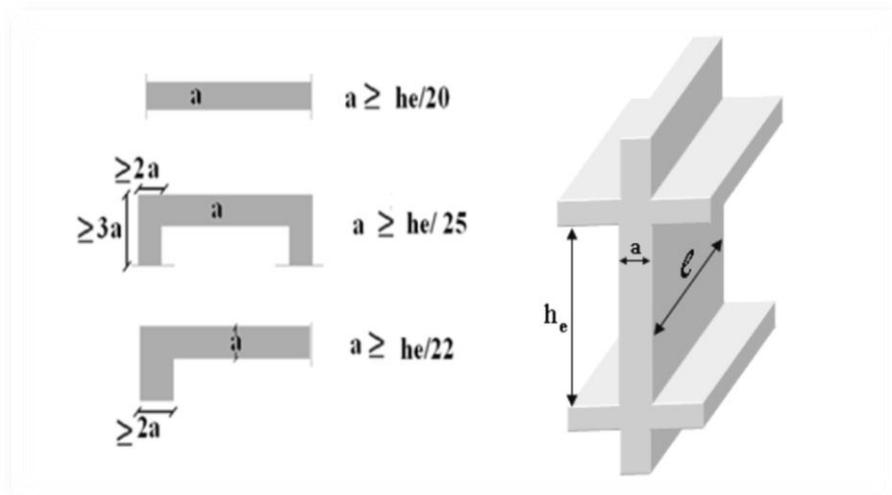


Figure II-8: Coupe en élévation de voile

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

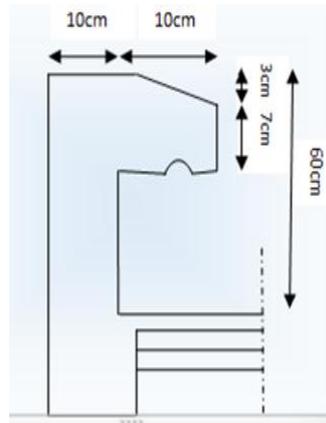
L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour le RDC et les étages d'habitation: $h_e = 3,06 - 0,5 = 2,56 \text{ m}$.

$$e \geq \max\left(\frac{256}{25}, \frac{256}{22}, \frac{256}{20}\right) = 12,8 \text{ cm}$$

Donc on adopte l'épaisseur des voiles: **$e = 20 \text{ cm}$** sur toute la hauteur de la structure.

$$L \geq 4e = 80 \text{ cm}$$

II-9) L'acrotère:**Figure II- 9: Coupe transversale sur l'acrotère.**

- Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml : $G = \rho \times S$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère

$$S = (0,6 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2}\right) + (0,1 \times 0,07) = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{béton}} = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml (charge permanente).}$$

$$G_{\text{enduit}} = [0,5 + 0,1 + 0,07 + 0,2 + 0,6] \times 0,02 \times 20 = 0,59 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{acrotère}} = G_{\text{béton}} + G_{\text{enduit}}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 1,725 + 0,59 = 2,32 \text{ KN/ ml.}$$

III.1) Introduction:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments secondaires les escaliers, les planchers, l'acrotère et les balcons.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**.

III.2) Calcul de l'acrotère :

Le bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse figure (III.1).

La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).
- Action sismique.

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'il est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère est fait pour une bande de 1m de largeur.

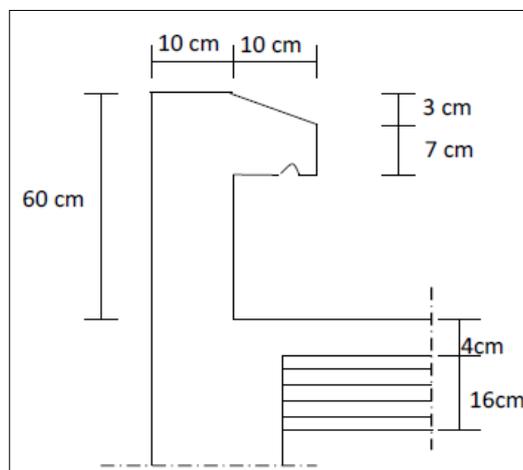


Figure III.1 : Coupe transversale sur l'acrotère.

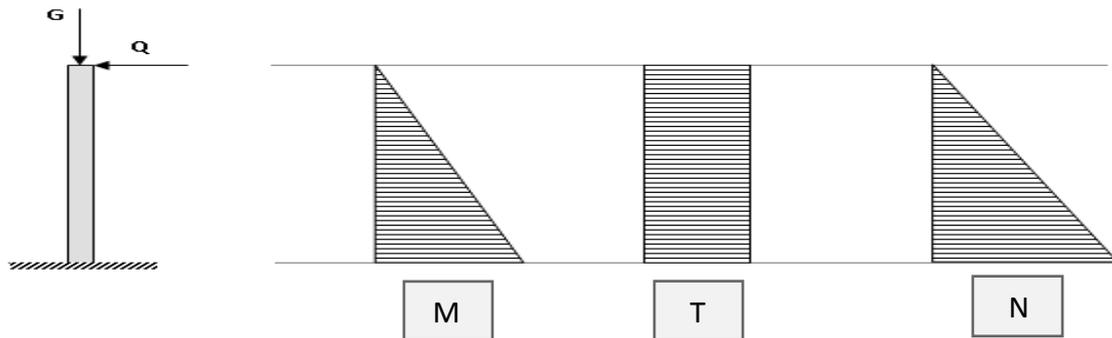
III -2-1) Schémas statiques :

Figure III -2 : schémas statique de l'acrotère et efforts internes.

III -2-2) Calcul des efforts :❖ **Charge :**

Poids l'acrotère : $G = 2,32\text{KN}$

Surcharge due à la main courante : $Q = 1\text{KN/ml}$.

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme :**

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (6.2.3 \text{ RPA99})$$

A : coefficient d'accélération de zone. ($A = 0,25$, en zone III, groupe d'usage 2)

W_p : poids de l'acrotère ($W_p = 2.32 \text{ KN/ ml}$)

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire donné par le Tableaux 6-1 (RPA)

$$(C_p = 0,8)$$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 2,32 \times 0,8 = 1.86 > Q = 1 \text{ KN /ml.}$$

$F_p > Q \text{ KN/ml}$ pour ces valeurs on prend la surcharge $Q = 1.86 \text{ KN/ml}$

❖ **Détermination des sollicitations :**

Poids propre de l'acrotère :

$$G = 2.32\text{KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.86 \text{ KN/ml.}$$

Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G \times 1 = 2.32 \text{ KN.}$$

Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 = 1.86 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 1.86 \times 0.6 \times 1 = 1.12 \text{ KNm.}$$

❖ Combinaisons de charges :

ELU : La combinaison est $1,35 G + 1,50 Q$

- * Effort normal de compression dû à G
- * $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2.32 = 3.132 \text{ KN/ml}$
- * Moment de renversement dû à Q :
- * $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 1.12 = 1.68 \text{ KN.m}$

ELS : La combinaison est $G + Q$

- * Effort normal de compression :
- * $N_s = G = 2.32 \text{ KN/ml}$
- * Moment de renversement :
- * $M_s = 1.12 \text{ KN.}$

III.2.3) Ferrailage :

Le calcul est fait sur une section rectangulaire

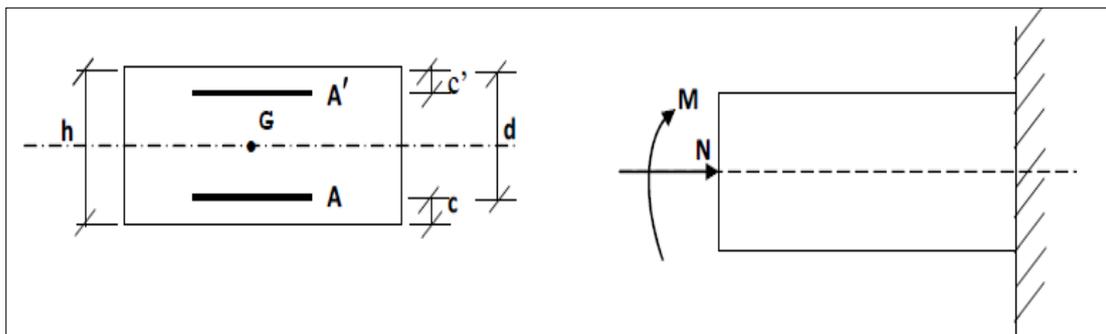


Figure III.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Tableau III- 1: caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire.

b (cm)	h (cm)	c' (cm)	d (cm)	f _{c28} (MPa)	f _e (MPa)
100	10	3	h- c'=10-3=7	25	400

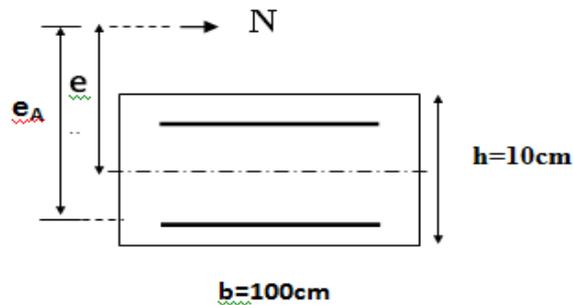


Figure III- 4 section rectangulaire de l'acrotère.

h : épaisseur de la section soumise à la flexion composée.

c', c : l'enrobage.

d= h-c : hauteur utile.

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u = 1.68 / 3.132 = 0.54\text{m} = 54\text{cm}$$

$$h / 2 - c = 10 / 2 - 3 = 2\text{cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 54 > h/2 - c = 2\text{cm}$$

Ainsi Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

$$e_a = e_u + h / 2 - c = 0.54 + 0,1/2 - 0,03 = 0.56\text{m}$$

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot x_{e_a} = 3.132 \times 0.56 = 1.75 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit:**

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_{bu} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.75 \times 1000}{1.00 \times 7^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = M_f / M_s = 1.75 / 1.12 = 1.56$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.56 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.35$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < \mu_{lu} = 0.35 \quad A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < 0.27 \quad (\text{On utilise la méthode simplifiée})$$

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_b) = 0.07(1 - 0.6 \times 0.025) = 0.069 \text{ m}$$

- **Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b f_{ed}} \quad \text{avec} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{1.75 \times 10^{-3}}{0.069 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

$$\text{La section réelle des armatures : } A_A = A_f - \frac{N_u}{f_{ed}}$$

$$A_A = 0.73 - (3.132 \times 10 / 348) = 0.64 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** (BEAL91/Art A,4,2,1)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0.455 \cdot (d)}{e_s - 0.185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

Calcul de l'excentricité e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{1,12}{2,32} = 0,4827\text{m} = 48,27\text{cm}$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6$$

$$f_{t28} = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 100 \times 7(48,27 - 0,455 \times 7)}{400(48,27 - 0,185 \times 7)} = 0,81 \text{ cm}^2$$

On Remarque que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \\ A_A = 0,64 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad A_{\min} > A_A$$

• **Conclusion de ferrailage :**

$$A_s = \text{Max} (A_A = 0,64; A_{\min} = 0,81) = 0,81 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 (2,01 cm²) avec espacement de 25cm

Armature de répartition :

$$A_s \geq A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2$$

On prend \Rightarrow 4HA8 avec espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.4) Vérification:

À L'ELU :

✓ **Vérification de l'effort tranchant: (cisaillement)**

D'après l'article A.5.1, 1 du BAEL 91 : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$,

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

V_u = effort tranchant ultime à prendre en compte à l'ELU.

$$v_u = T = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1,86 = 2,79 \text{ KN}$$

b_0 : Largeur de la bande considérée.

d : hauteur utile de la section $d = h - c$.

$$\tau_u = \frac{2,79 \times 1000}{1000 \times 70} = 0,04 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante [article A.5.3, 21 du BAEL91] :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}$$

Et : $\gamma_b = 1,5$ situation courante.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right\} = \text{Min} \{ 2.5 \text{MPa} ; 4 \text{MPa} \} = 2.5 \text{MPa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Calcul de l'ancrage des barres verticales** : (BAEL91/Art, A, 6,1, 22)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.83} = 28.27 \text{cm} \langle h = 35 \text{cm}$$

✓ **Vérification des espacements des barres** : (BAEL91/Art A, 8, 2,42)

Tableau III- 2- espacement des barres.

Directions	Charge réparties seulement	Charge concentrées
Direction la plus sollicitée	3h et 33cm	2h et 25 cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicité	4h et 45cm	3h et 33cm

Armature principale :

$$S_p \leq \min (3 \times h ; 33 \text{cm}) \Rightarrow S_p \leq \min (3 \times 10 ; 33 \text{cm}) = 30 \text{cm}$$

$$S_p = 25 \text{cm} < 30 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armature de montage :

$$S_p \leq \min (4 \times h ; 45 \text{cm}) \Rightarrow S_p \leq \min (40 ; 45 \text{cm}) = 40 \text{cm}$$

$$S_p = 25 \text{cm} < 40 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de l'adhérence dans les barres** : (Art, A, 6,1, 3 / BAEL)

Le béton armé est composé de béton et d'acier donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les barres HA.

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barre.

$$\sum U_i = n \pi d = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,79 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,05 \times 10} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,44 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

À L'ELS :

❖ **Contrainte de compression dans le béton** :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$).

Avec :
$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$\left\{ \begin{aligned} & b \frac{y^2}{2} + \eta (A_s + A'_s) y - \eta (A_s d + A'_s d) = 0 \\ & I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \end{aligned} \right.$$

$\Rightarrow \eta = 15$

$$A'_s = A_s$$

$$\begin{cases} 50y^2 + 15 \times (2 \times 2.01)y - 15 \times (2.01 \times 2 \times 7) = 0 \\ I = 100 \times \frac{(2.36)^3}{3} + 15 \times 2 \times 2.01(7 - 2.36)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 2.36 \text{ cm} \\ I = 1736.38 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$K = \frac{1.12 \times 10^6}{17363800} = 0.064 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.064 \times 23.6 = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.51 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III- 3: Vérification des contraintes.

Ms (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K ($\frac{N}{mm^3}$)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
1.12	2,01	2,36	1736,38	0,064	1,51	15	CV

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable donc :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

n = 1,6 pour les barres HA.

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \text{max}(0,5 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \{266,67; 201,63\} \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = nK(d - y).$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0,064(70 - 23,6) = 44,54 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 44,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} . \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armature pour la zone comprimée (soit : $A'_s = A_s$)

III.2.5) Schéma de ferrailage :

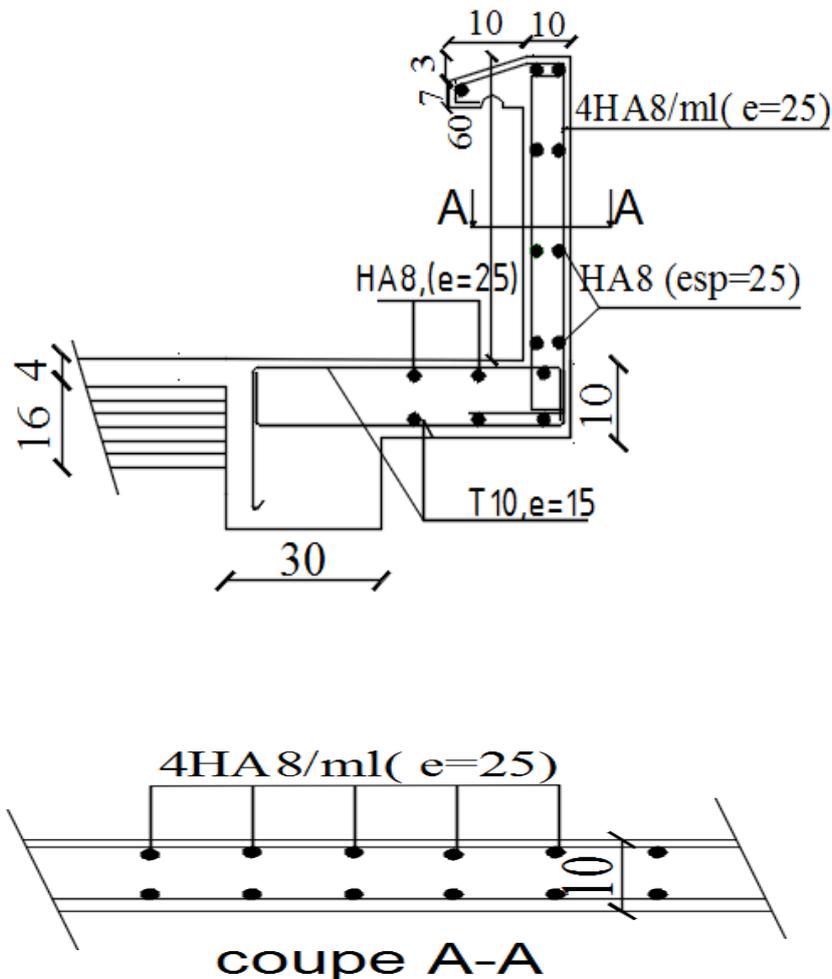


Figure III- 5:Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III-3) Calcul des planchers en corps creux :

Cette partie consiste à ferrailer les parties constituant le plancher à corps creux définies dans le paragraphe II .2

III-3-1) Ferrailage de la dalle de compression :(BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

En pratique on considère un maillage de **20cm**.

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

➤ Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

➤ Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}) \quad \text{Avec : un espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$F_e = 520 \text{ MPa}$ (F_e : limite élastique des aciers utilisés).

Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

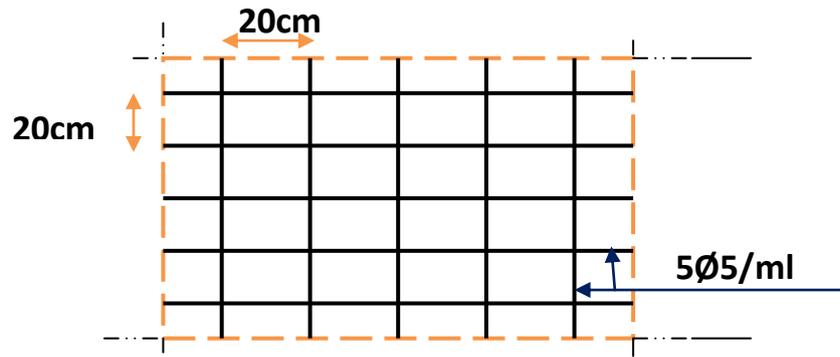
Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,98/2 = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension ;(5× 5× 200 × 200)

Figure III.6 : Treillis soudés (20x20) cm²

III-3-2) Calcul de la poutrelle :

a) Dimensionnement de la poutrelle :

L₀ : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, ($L = 65 - 12 = 53$ cm)

L₁ : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 585$ cm)

b₀ : largeur de la nervure. ($b_0 = 12$ cm)

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 5$ cm).

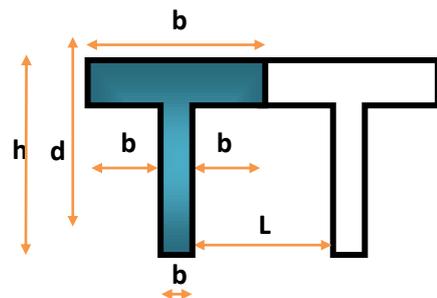


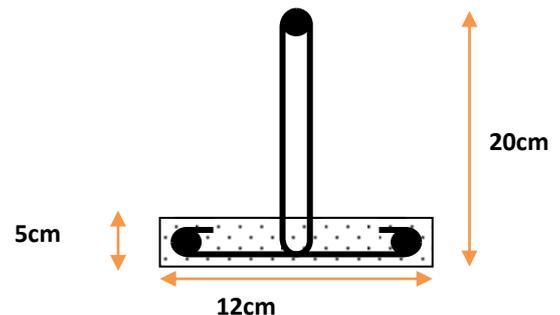
Figure III.7 : poutrelles

b : La largeur de la dalle de compression ($b = 65$ cm)

h : La hauteur de la poutrelle est de ($h = 20$ cm).

c : Enrobage ($c = 3$ cm)

d : La hauteur utile ($d = 17$ cm)



b) étude des poutrelles:

Le calcul des poutrelles est fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

1-1) Evaluation des charges et surcharges :**• Charge permanente :**

Poids propre de poutrelle : $G_p = 0.05 \times 0.12 \times 25 = 0.15 \text{ KN/ml}$

Poids de corps creux d'épaisseur : $G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

D'où : $G = 0.62 + 0.15 = 0.77 \text{ KN/ml}$

• Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

1-2) Combinaison de charges :**➤ à L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.77) + (1.5 \times 0.65) = 2.01 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_u = 2.01 \text{ KN/ml}$$

➤ à L'ELS:

$$q_s = G + Q = 0.77 + 0.65 = 1.42 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_s = 1.42 \text{ KN/ml}$$

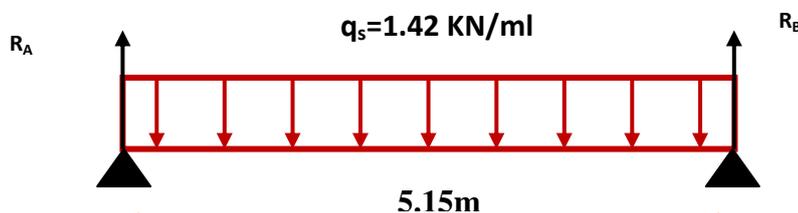
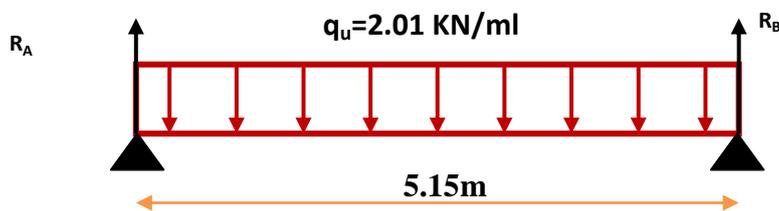


Figure III.8 : les charges

1-2) Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :**➤ à L'ELU :**

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.01 \times 5.15^2}{8} = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.01 \times 5.15}{2} = 5.18 \text{ KN}$$

➤ à L'ELS:

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.42 \times 5.15^2}{8} = 4.71 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.42 \times 5.15}{2} = 3.66 \text{ KN}$$

1-3) Ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul est fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peu nuisible (**Fissuration Peu Préjudiciable**).

$$M_u = 6.66 \text{ KN.m} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 5 = 4.5 \text{ cm}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.66 \times 10^3}{120 \times 45^2 \times 14.2} = 1.93$$

$$\gamma = \frac{6.66}{4.71} = 1.41 \quad \infty$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0.30$$

$$\mu_{lu} < \mu_{bu} \Rightarrow 0.30 < 1.93 \Rightarrow \text{La section est doublement armée (A' } \neq 0)$$

2^{ème} étape : après le coulage de la table de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **T** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

2-1) Charge et surcharge et combinaisons de charges :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

$$\begin{cases} q=0.65Q \\ g=0.65G \end{cases}$$

Tableau III- 4: Combinaison des charges.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g=0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Terrasses inaccessible	6.74	1	4.38	0.65	6.89	5.03
Etage courant (habitation)	5.66	1.5	8.49	0.98	12.93	9.49

2-2) calcul des sollicitations :

Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

✓ Méthode forfaitaire:**✓ Principe de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

✓ Domaine d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$1) \begin{cases} Q \leq 2G. \\ \text{ou} \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4) Fissuration peu nuisible.

Remarque :

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

✓ Vérification du domaine d'application :

- 1^{ère} condition: $Q = 1.5 \text{ Kn/m} \leq \max \left\{ 11.32 ; 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right\}$ satisfaite.
- 2^{ème} condition : $I = \text{constant}$ satisfaite.
- 3^{ème} condition : fissuration peu préjudiciable satisfaite.
- 4^{ème} condition : $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.95}{5.15} = 0.57. < 1.25$ non satisfaite.

Note : La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée, c'est-à-dire nous utilisons alors la méthode de Caquot.

b) Méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

✓ Principe de calcul :

Notation de longueur :

$L' = 0,8 L$ travée intermédiaire.

$L = L$ travée de rive.

Cas des charges uniformément réparties.

Moment en appuis $\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow M_a = \frac{q_w l'_w + q_e l'_e}{8.5(l'_w + l'_e)} \dots\dots \text{Appuis intermédiaire.} \\ \rightarrow M_a = 0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rive.} \end{array} \right.$

q_e : Charge répartie droite de l'appui considéré.

q_w : Charge répartie gauche de l'appui considéré.

Moment en travée : $\left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_i(x_0)} P_i x \end{array} \right.$

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite
 Respectivement dans la travée considérée.

Efforts tranchants : $\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i (1 - \frac{a_i}{L}) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{array} \right.$

3.2.1) Calcul des sollicitations au niveau du plancher terrasse inaccessible :

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

a) **Cas 1 :**

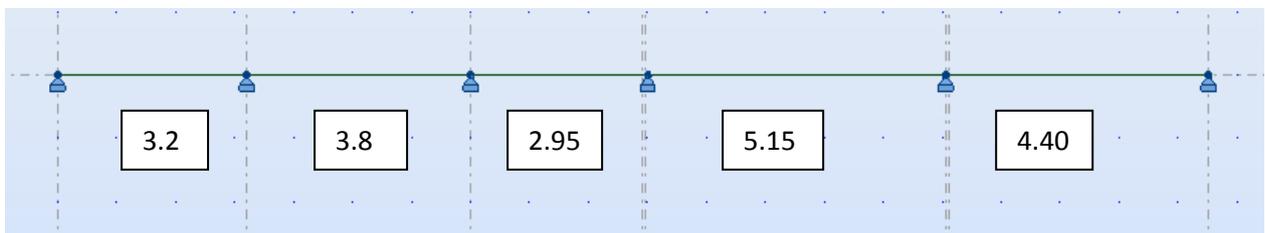


Figure III.9 : diagramme des travées (5 travées)

À ELU :

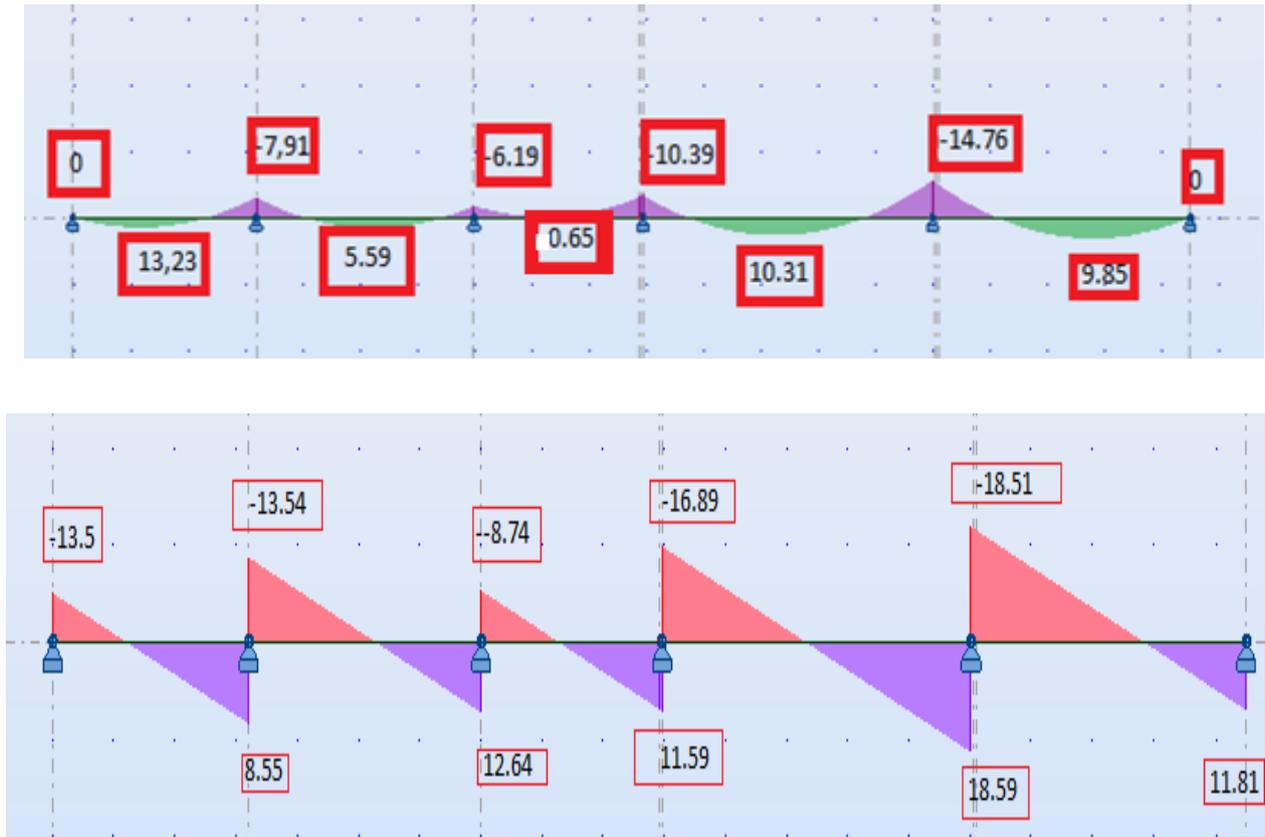


Figure III.10 : diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

Tableau III- 5: moments et efforts tranchants en travée et en appuis à l'ELU

ELU							
Travée	q_u	L(KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_w (KN)	V_e (KN)	x_0
A-B	6.89	3.2	0	13.23	-13.5	8.55	1.95
B-C	6.89	3,8	-7.91	5.59	-13.54	12.64	1.97
C-D	6.89	2.95	-6.19	0.65	-8.74	11.59	1.27
D-E	6.89	5.15	-10.39	10.31	-16.89	18.59	2.45
E-F	6.89	4.40	-14.76	9.85	-18.51	11.81	2.69

*ELS :

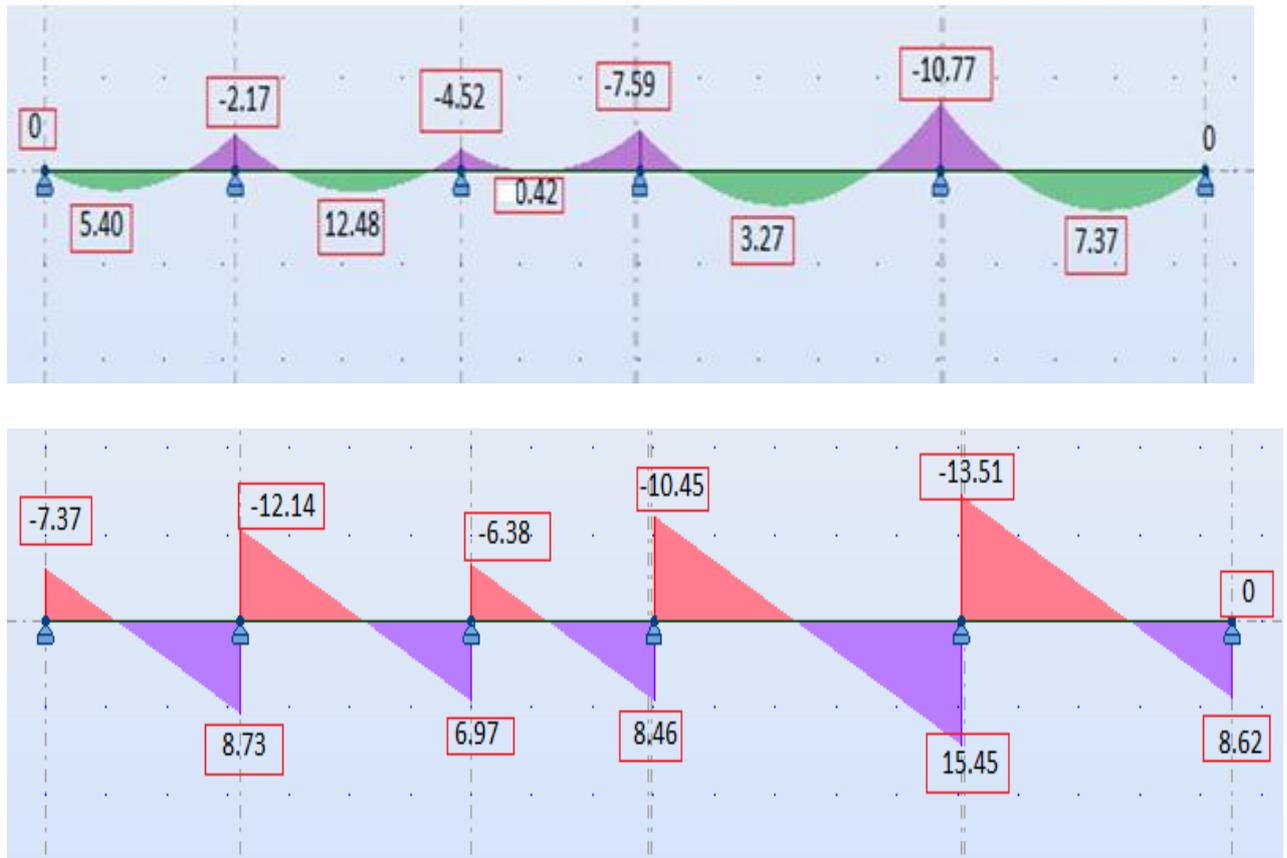


Figure III.11 : diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS

Tableau III- 6: moments et efforts tranchants en travée et en appuis à l'ELS.

ELs							
Travée	q_u	$L(KN.m)$	$M_a (KN.m)$	M_t (KN.m)	$V_w (KN)$	V_e (KN)	x_0
A-B	6.89	/	0	5.40	-7.37	8.73	1.47
B-C	6.89	3.2	-2.17	12.48	-12.14	6.97	2.41
C-D	6.89	3,8	-4.52	0.42	-6.38	8.46	1.27
D-E	6.89	2.95	-7.59	3.27	-10.45	15.45	2.08
E-F	6.89	5.15	-10.77	7.37	-13.51	8.62	2.69
F-G	6.89	4.40	0				

b) Cas 2 :

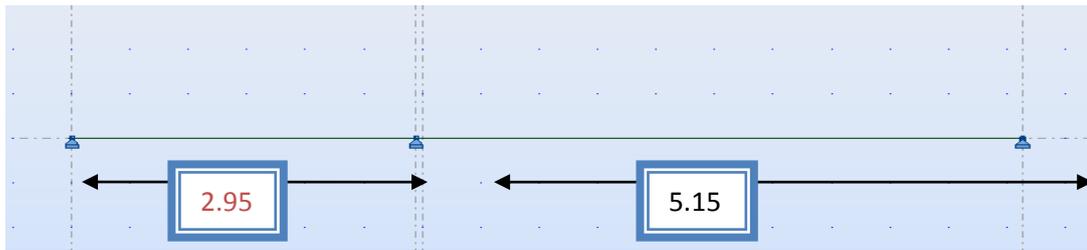


Figure III.10 : diagramme des travées (2 travées)

★ à ELU :

Poutrelle à deux travées :

Tableau III- 7: moments et efforts tranchants en travée et en appuis à l'ELU

Travée	L	q_u	M_a	v_w	v_e	x_0	M_t
AB	2.95	6,89	0	-4.66	15,67	0.68	1.58
BC	5.15	6,89	-16,25	-20.89	14,59	3.03	15.44

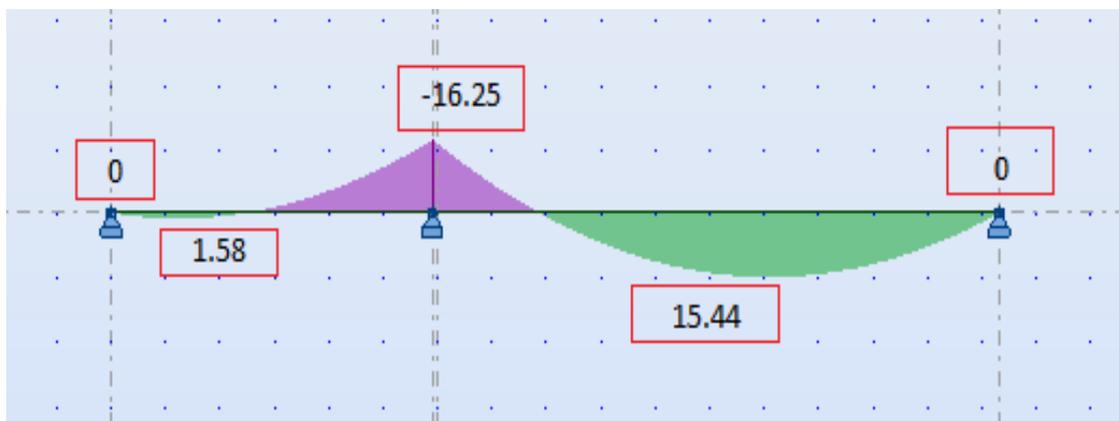




Figure III.12 : diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

★ à ELS :

Tableau III- 7: moments et efforts tranchants en travée et en appuis à l'ELS

Travée	L	q_u	M_a	v_w	v_e	x_0	M_t
AB	2.95	5.03	0	-3.40	11.44	0.68	1.15
BC	5.15	5.03	-11.85	-15.25	10.65	3.03	11.27

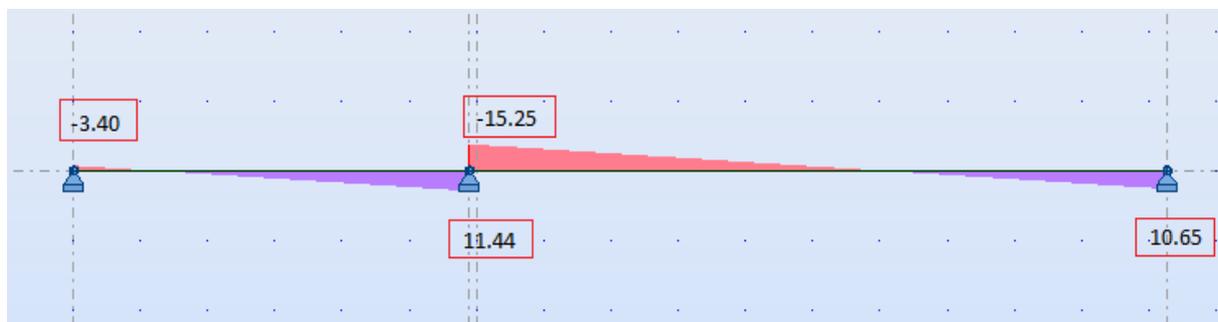
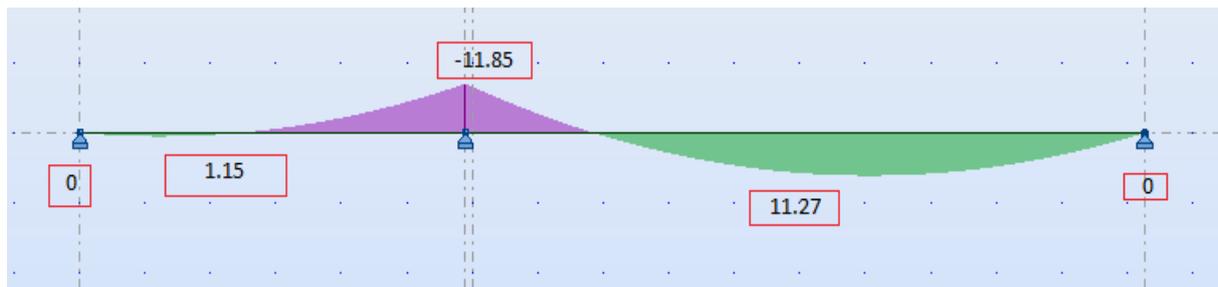


Figure III.13 : diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS

2-2) Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

- **En travée :**

le moment en travée max, $M_{t\max} = 15.44 \text{ KN.m}$.

Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b ; \text{ Tel que } \begin{cases} Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.17 - \frac{0.05}{2} = 0.145\text{m.} \\ F_{bc} = b h_0 f_{bu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 = 461.5\text{kN} \end{cases}$$

$$M_{tu} = 0.145 \times 0.145 = 66.92 \text{ KN.m} > M_t$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression. La table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire ($b = 65 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$).

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.44}{0.65 \times 0.17^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.058$$

Calcul de μ_{tu} :

$$\mu_{tu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.44}{12.48} = 1.24$$

$$\mu_{tu} = (3440 \times 1.24 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.24 > \mu_{bu} = 0.058$$

$$\mu_{bu} < \mu_{tu} \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.058 < 0.2888 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

Calcul de Z_b :

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_b) = 0.17(1 - 0.6 \times 0.058) = 0.16\text{m}$$

Calcul de A_{st} :

$$A_t = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} \quad \text{avec} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$A_t = \frac{15.44}{0.145 \times 348 \times 10^3} = 3.06 \text{cm}^2$$

On prend : **3HA12=3.39cm²**

- **En appui :** $M_{a \max} = 16.25 \text{KN.m}$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec $d=17$ et $b=12\text{cm}$

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.25}{0.12 \times 0.17^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.33$$

Calcul de μ_{lu} :

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16.25}{11.85} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.37 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.41 > \mu_{bu} = 0.33$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.33 < 0.41 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

Calcul de Z_b :

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.17(1 - 0.6 \times 0.33) = 0.14 \text{m}$$

Calcul de A_{st} :

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} \quad \text{avec} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_a = \frac{16.25}{0.145 \times 348 \times 10^3} = 3.22 \text{cm}^2$$

On prend : **4HA14=4.52cm²**

- ❖ **Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\phi = 6 \text{ mm}$;

les armatures transversales sont : 2HA6 ($A=0.57\text{cm}^2$).

❖ **Espacement des armatures transversales (S_t) :** (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 17\text{cm}, 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

\Rightarrow On prend un espacement des cadre : $S_t = 15 \text{ cm.}$

3-3) Verifications:

• **à L'ELU :**

3-3-1) Condition de non fragilité:(Art. A.4.2.2/BAEL99).

$$\text{En travée : } A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 22.5 \times 65 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{En appui : } A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 22.5 \times 12 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \quad \text{=====}$$

3-3-2) Vérification de l'effort tranchant: (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \overline{\tau_u} \\ \overline{\tau_u} \leq \min\left(\frac{0.2 F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \\ \overline{\tau_u} \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_{u \max} = 16.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} = \frac{20.89 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 0.77 \text{ Mpa}$$

$$FPP \implies \bar{\tau} = \min(0.20f_{cj}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \text{ avec } : \gamma_b=1.5$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3-3-3) Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28} \quad \text{On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier } F_e400, \text{ haute adhérence)}$$

ϕ : Diamètre des barres ($\phi=12\text{mm}$)

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des b} \sum u_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 11.304 \text{ mm}^2$$

$$\text{On prend : } \min(\phi_t, \phi_a) = 12 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.89 \times 10}{0.9 \times 22.5 \times 11.304} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\text{Et on a : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0.91 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

3-3-4) Ancrage des barres :

❖ Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99) :

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_s : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{6 \times 400}{4 \times 2.835} \times 0.1 = 21.2 \text{ cm}$$

❖ Ancrages courbe :

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 21.2 = 8.48 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 10 \text{ cm}$$

3-3-5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A. 5 .1 .313)

$$\frac{2V_u}{a.b_0} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad V_u < 0,267abf_{c28} \quad \Rightarrow \text{ Avec : } a=0.9d$$

❖ **Appuis de rive :**

$$V_u = 20.89 \text{ KN} < 0.267 \times 0.9 \times 0.225 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 162.21 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Appuis intermédiaires :**

$$V_u = 20.89 \text{ KN} < 122.55 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On a : $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$

$$H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9.d} = \frac{16.25}{0.9 \times 22.5} = 0.80$$

$$A_a > \frac{1,15}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0,9d}) \Rightarrow A_{\text{appuis}} \geq \frac{1.15}{400} \left(20.89 + \frac{15.44}{0.9 \times 0.225} \right) = 0.28$$

$$A_{\text{appuis}} = 0.80 > 0.24 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

Tableau III- 8: Calcul de ferrailage à L'ELU.

	M_u	μ_{bu}	Z_b	A (cm^2)	A_{\min} cm^2	A_{adp} (cm^2)	Choix des barres	τ_u	τ_u < $\bar{\tau}_u$	τ_{se}	τ_{se} < $\bar{\tau}_{se}$
Travée	15.44	0.058	16	3.06	1.76	3.39	3HA12	0.77	CV	0.91	CV
Appui	16.25	0.33	14	3.22	0.33	3.08	2HA14				

2-4) Vérification à L'ELS :

- Moments max:

En appuis: $M_{ser}^a = 11.85 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ser}^t = 12.48 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant:

$$V_s = 15.45 \text{ KN.}$$

3-4-1) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \\ \frac{b y^2}{2} + \eta A y - \eta A d = 0 \end{array} \right. \quad \eta = 15$$

- En travée :

On a : $A = 3.39 \text{ cm}^2$, $A' = 0 \text{ cm}^2$ et $\eta = 15$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{65}{2} y^2 + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 17) = 0 \\ I = 65 \times \frac{4.43^3}{3} + 15[3.39(17 - 4.43)^2] \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} y = 4.43 \text{ cm} \\ I = 9918.21 \text{ cm}^4 \end{array}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.48 \times 10^6}{9918.21 \times 10^4} \times 4.43 \times 10 = 5.57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- En appui :

On a : $A = 3.08 \text{ cm}^2$, $A' = 0 \text{ cm}^2$ et $\eta = 15$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{12}{2} y^2 + 15(3.08)y - 15(3.08 \times 17) = 0 \\ I = 12 \times \frac{8.22^3}{3} + 15[3.08(17 - 8.22)^2] \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} y = 8.22 \text{ cm} \\ I = 5783.13 \text{ cm}^4 \end{array}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.85 \times 10^6}{5783.13 \times 10^4} \times 8.22 \times 10 = 10.48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tableau III-9: vérifications des contraintes.

	M_{ser} (kN.)	A_s (cm)	$A's$ (cm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	12.48	3.39	0	4.43	9918.21	5.57	Vérifiée
Appui	11.85	3.08	0	8.22	5783.13	10.48	Vérifiée

3-4-2) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

La contrainte limite dans l'acier (BAEL91/Art A.4.5, 2)

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{st} = nK(d - y)$$

- En travée :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{12.48 \times 10^6}{9918.21 \times 10^4} \times (170 - 44.3) = 237.25 \text{ MPa}$$

$n = 1,6$ pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e - 400}{\gamma} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 237.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En appui :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{11.85 \times 10^6}{5783.13 \times 10^4} \times (170 - 82.2) = 269.86 \text{ MPa}$$

$n = 1,6$ pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 269.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3-4-3) Vérification de la flèche :

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{515} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{C.N.V}$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche :** (BAEL 91/Art B.6.5, 2)

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible est $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5150}{500} = 10.3 \text{ mm}$

Avec :

E_v : Module de déformation différée. $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.87 \text{ MPa}$

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée :

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

- **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + \eta A = (b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + 15A$$

$$B_0 = (65 \times 5) + (20 - 5) \times 12 + 15 \times 3.08$$

$$B_0 = 551.2 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à (xx) :**

$$S_{/XX} = \frac{b h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 A_t d$$

$$S_{/XX} = \frac{65 \times (5)^2}{2} + (20 - 5) \times 12 \times \left[\frac{20 - 5}{2} + 5 \right] + 15 \times 3.39 \times 17$$

$$S_{/XX} = 3926.95 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{3926.95}{551.2} = 7.68 \text{ cm} ; \text{ donc } : V_1 = 7.68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.68 = 12.32 \text{ cm} ; \text{ donc } : V_2 = 12.32 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + V_1 - \frac{h_0}{2} \right] + 15A_t(V_2 - c)^2$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.68^3 + 12.32^3) + (65 - 12) \times 5 \times \left[\frac{5^2}{12} + 7.68 - \frac{5}{2} \right] + 15 \times 3.39 \times (12.32 - 3)^2$$

$$I_0 = 15633.51 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3.08}{12 \times 17} = 15.09 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{15.09 \times 10^{-3} \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1.09$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1.09 = 0.44$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 15.09 \times 10^{-3} \times 237.25) + 2.1} = 0.22$$

- **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 15633.51}{1 + 0.44 \times 0.22} = 15679.12 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv} = 15679.12 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de flèche:**

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{12.48 (5150)^2 \times 10}{10 \times 10818.87 \times 15679.12} = 1.95 \text{ mm}$$

$$f = 1.95 \text{ mm} < \bar{f} = 10.3 \text{ mm}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :

- Armatures longitudinales :

Travée : 3HA12 = 3.39 cm²

Appuis : 2HA14 = 3.08 cm²

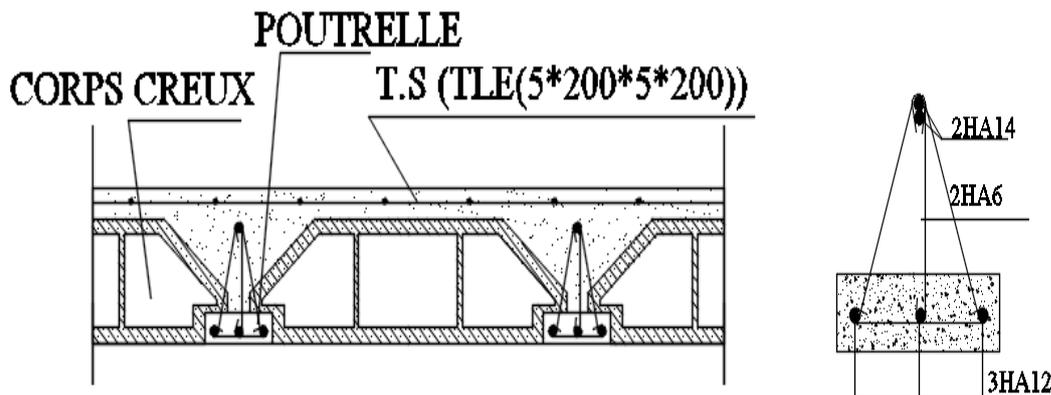


Figure III- 14: Schémas de ferrailage de plancher

III-4) Calcul de l'escalier :

III .4.1) Calcul des sollicitations :

Tableau III- 10: Calcul des sollicitations.

Éléments	G (KN/ m ²)	Q (KN/ m ²)	ELU	ELS
Palier	6.61	2.5	12.67	9.11
paillasse	7.79	2.5	14.27	10.29

Diagramme des efforts tranchants et des moments :

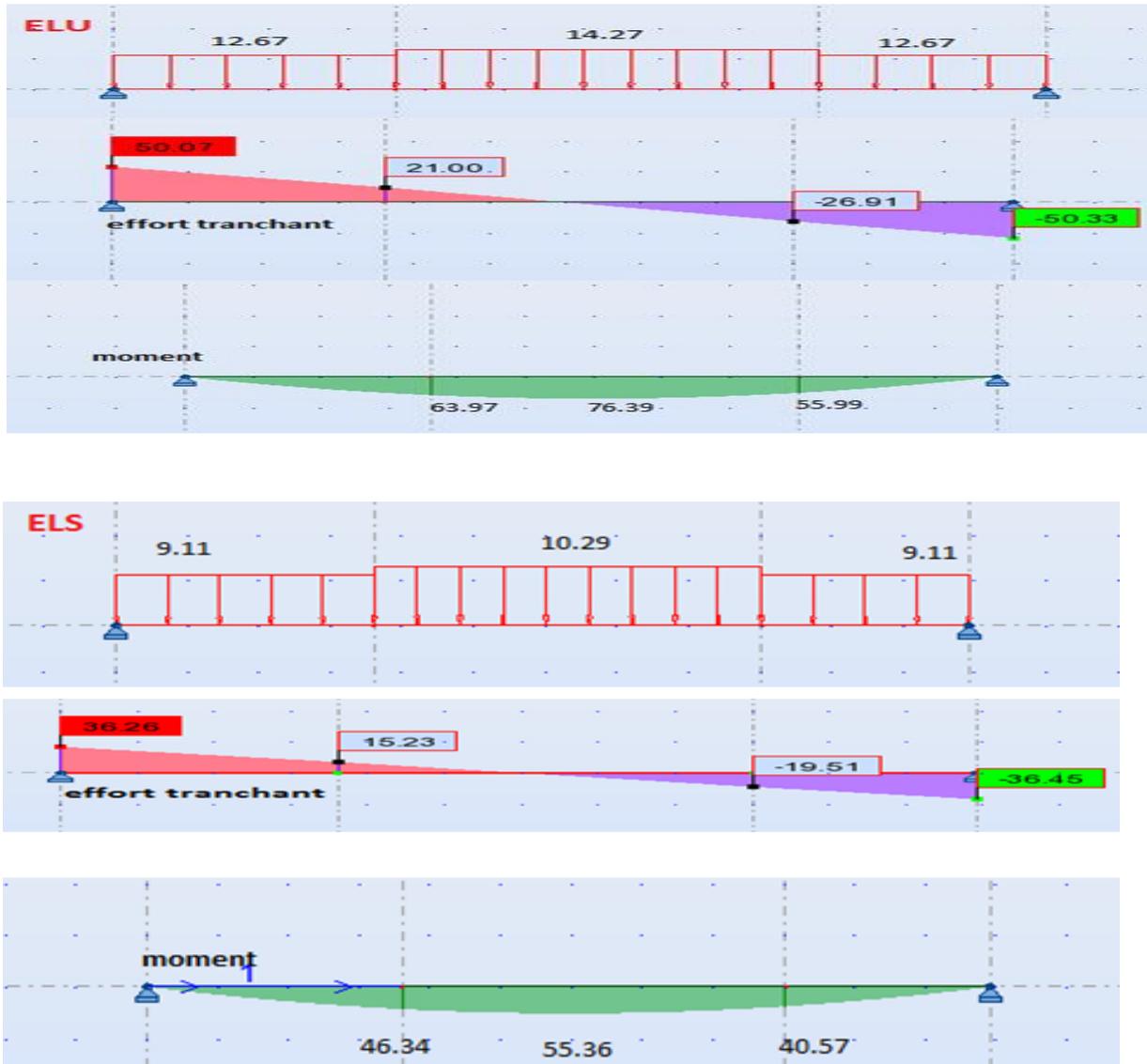


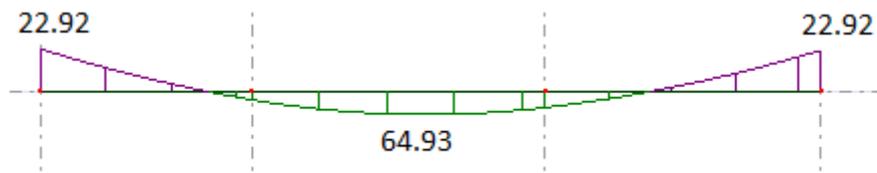
Figure III- 15 : Diagramme des efforts tranchants et des moments.

Correction des moments :

A l'ELU : $M_{t_{max}} = 76.39 \text{ KNm}$

Aux appuis : $M_{uA} = -0.3M_z^{max} = -0.3 \times 76.39 = -22.92 \text{ KN.m.}$

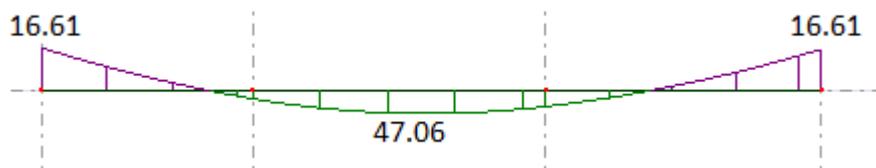
En travée : $M_{UT} = 0.85 M_z^{max} = 0.85 \times 76.39 = 64.39 \text{ KN.m.}$



A L' ELS : $M_{t_{\max}} = 55.36 \text{ kNm}$.

Aux appuis : $M_{SA} = -0.3M_z^{\max} = -0.3 \times 55.36 = -16.61 \text{ kNm}$.

En travée : $M_{ST} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 55.36 = 47.06 \text{ kNm}$.



III -4-2) Ferrailage :

- **Ferrailage longitudinal :**

$b = 100 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $d = 17$, $H = d + c = 20 \text{ cm}$.

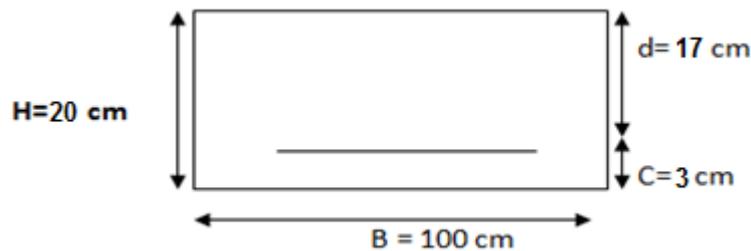


Figure III- 16 : schéma statique de la volée

- **Calcul des armatures:**

❖ **Aux appuis :**

$$M_a = 22.92 \text{ kN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.92 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14.2} = 0.056 < \mu_r = 0.392$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.92 \times 10^3}{0.9935 \times 17 \times 348} = 3.90 \text{ cm}^2$$

On adopte pour : **5HA10** ($A_a = 3.93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ Cm}^2$$

❖ **En travées :**

$$M_t = 64.93 \text{ kN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{64.93 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14.2} = 0.158 < \mu_r = 0.392$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{64.93 \times 10^3}{0.9935 \times 17 \times 348} = 11.04 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA16** ($A_t = 12.06 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ Cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3.90 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

- En travées : $A_t = 11.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

➤ **Espacement des barres :**

✓ **Armatures principales :**

3-2-1-1- Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
- En travées : $e = 25\text{cm}$
- $\leq \min\{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots$ **condition vérifiée.**

✓ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
- En travées : $e = 25\text{cm}$
- $\leq \text{Min}\{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots$ **condition vérifiée**

➤ **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$V_u = 50.33\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{50.33 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.29\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.29\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \text{ Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 15.7\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{50.33 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 157} = 2.095\text{MPa} < 3,15\text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\tau_{se} = 2.095 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque d'entraînement des barres

• **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.15} = 31.75 \text{ cm}$$

On peut constater que la longueur de scellement droit dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées. Dans ce cas, le règlement BAEL91 modif.99 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0.4 L_s = 12.70 \text{ [cm]}$

❖ **Armature de répartitions :**

En travée : $A_r = (3.015/4) = 0.75 \text{ cm}^2$, soit : 4HA8 (2.01 cm²), St=25 cm ≤ 45

En appuis : $A_r = (0.983/4) = 0.25 \text{ cm}^2$, soit : 4HA8 (2.01 cm²), St=25 cm ≤ 45

III- 4-3) Vérifications:

a) **Vérification de l'espacement :**

Armature principale : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h=60 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée}$

Armature de répartition $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h=80 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée}$

c) **Vérifications des contraintes à l'ELU**

Tableau III- 11 : vérification des contraintes à ELU.

	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	τ_{se}	$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$	condition
Appuis	50.33	0.29	3.25	2.095	3.15	vérifiée

c) **Ancrage des barres :**

❖ **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99) :**

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_s : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} \times 0.1 = 28.22 \text{ cm}$$

❖ **Ancrages courbe :**

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$$

d) Vérification de compression : (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)

$$V_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times bd}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0.9 \times 17 \times 100}{1.5} = 1020 \text{ KN}$$

$$V_{u_{\max}} = 50.33 \text{ KN} < \bar{V}_U = 1020 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérifications des contraintes à l'ELS :**

✓ **La contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

❖ **En travée :**

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d-y)^2 + \eta A' (y-d)^2 \text{ (Moment d'inertie)} \\ Y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} + \eta (A+A')y - \eta (dA+d'A') = 0 \quad \text{avec: } \eta=15, b=100 \text{ cm}, A_s=12.06 \text{ cm}^2, d=17 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y = 9.65 \text{ cm}$$

• **Calcul de Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A' (y - d)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.65^3}{3} + 15 \times 12.06 (17 - 9.65)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 39727.074 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où } K = \frac{55.36 \times 10^{-3}}{39727.074 \times 10^{-8}} \quad \Rightarrow \quad K = 139.35 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 139.35 \times 0.0965 = 13.45 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Aux appuis :**

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A' (y - d)^2 \text{ (Moment d'inertie)} \\ Y : \text{position de l'axe neutre} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta (A + A') y - \eta (d A + d' A') = 0 \quad \text{avec: } \eta = 15, b = 100 \text{ cm}, A_s = 3.93 \text{ cm}^2, d = 17 \text{ cm} \quad \Rightarrow$$

$$y = 4.52 \text{ cm}$$

• **Calcul de Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A' (y - d)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4.52^3}{3} + 15 \times 3.93 (17 - 4.52)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 12259.67 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où } K = \frac{36.78 \times 10^{-3}}{12259.67 \times 10^{-8}} \quad \Rightarrow \quad K = 30.83 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 30.83 \times 0.0452 = 1.39 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures à l'ELU sont suffisantes.

Tableau III-12: vérification des contraintes à ELS.

	M_{SER}	A_S	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travée	55.36	12.06	9.65	39727.07	13.45	Condition vérifiée	223.16	Condition vérifiée
Appui	36.78	3.93	4.52	12259.67	1.39	Condition vérifiée	150.12	Condition vérifiée

❖ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{515} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.063 \qquad \text{Condition non vérifiée}$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

• **Calcul de la flèche :** (BAEL 91/Art B.6.5, 2)

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible est $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5150}{500} = 10.3 \text{ cm}$

Avec :

E_v : Module de déformation différée. $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.87 \text{ MPa}$

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

• **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + \eta A$$

$$B_0 = (100 \times 20) + 15 \times 12.06 \implies B_0 = 2180.9 \text{ cm}^2$$

• **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à (xx) :**

$$S_{/XX} = \frac{b h^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{/XX} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 12.06 \times 17$$

$$S_{/XX} = 23075.3 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{23075.3}{2180.9} = 10.58 \text{ cm} ; \text{ donc } : V_1 = 10.58 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.58 = 9.42 \text{ cm} ; \text{ Donc } : V_2 = 9.42 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

- $I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.42^3 + 10.58^3) + 15 \times 12.06 \times (9.42 - 3)^2 \quad I_0 = 74795.51 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b d} \times 100 = \frac{12.06}{100 \times 17} \times 100 = 0.71$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.071 \times 10^{-3} (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 0.11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 0.11 = 0.044$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.71 \times 15363.34) + 2.1} = 0.0084$$

- **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 74795.51}{1 + 0.044 \times 0.0084} = 82244.66 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv} = 82244.66 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de flèche:**

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{64.93 \times (5150)^2 \times 10}{10 \times 10818.87 \times 82244.66} = 1.94 \text{ mm}$$

$$f = 1.94 \text{ mm} < \bar{f} = 10.3 \text{ mm}$$

Remarque :

On prend $A(\text{appui}) = A(\text{travée}) = 4\text{HA}8 = 2.51$

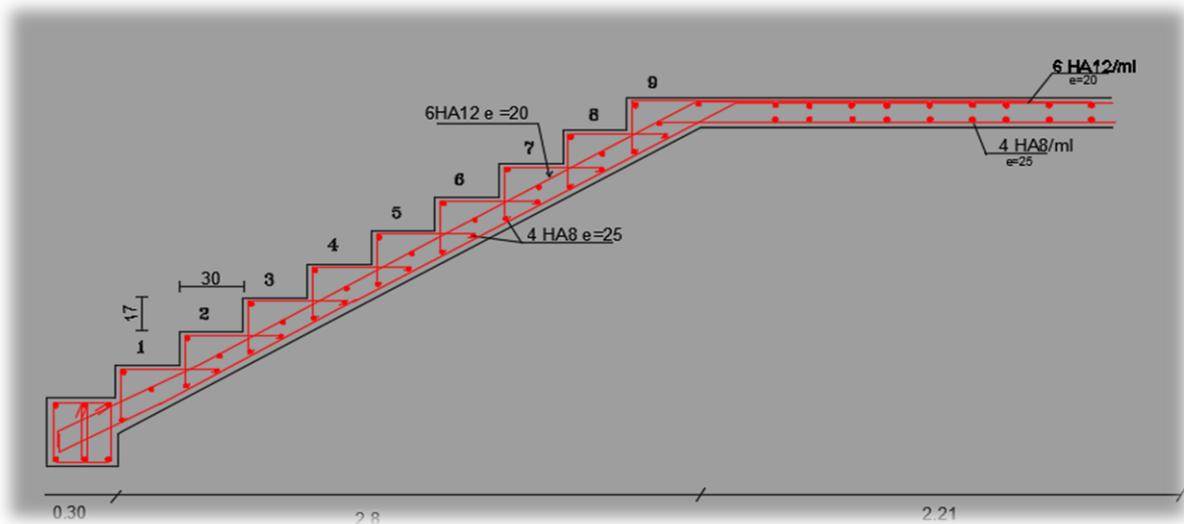


Figure III- 17: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5) Étude de la poutre palière:

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, Avec une longueur de 3.9m, son schéma statique est comme ci-après :

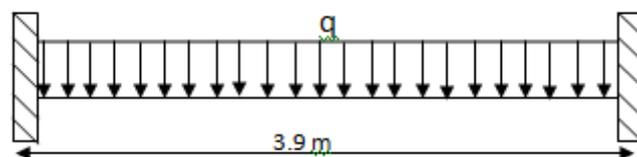


Figure III.18 :shéma statique de la poutre palière

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.5.1) Pré-dimensionnement de la poutre palière:

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$L=390\text{cm}$.

$$390/15 < h < 390/10$$

$$\text{Donc : } 26 < h < 39$$

On prend : $h= 40 \text{ cm}$

$$0.3h < b < 0.7h$$

$$\text{Donc: } 12 < b < 28$$

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

Vue l'importance de la portée et de l'épaisseur de notre escalier, on est contraint de choisir

$$b = 30 \text{ cm}$$

III.5.2) Vérifications des conditions de résistance : (RPA99/V2003)

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{40}{30} = 1.33 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les dimensions de la poutre sont : $h = 40\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$.

III.5.3) Charges agissant sur la poutre palière:

La poutre palière est soumise à :

-Son poids propre :

$$G_p = 25 \times 0.3 \times 0.40 = 3 \text{ KN/m.}$$

-Maçonnerie :

$$2.2 \times (1.53 - 0.4) = 2.49 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{totale}} = 3 + 2.49 = 5.49 \text{ KN/m}$$

-Réaction d'appuis due à l'escalier :

- ELU:

$$R_B = 50.07 \text{ KN.}$$

- ELS:

$$R_B = 36.26 \text{ KN.}$$

III.5. 4) Diagramme des efforts tranchants et des moments :

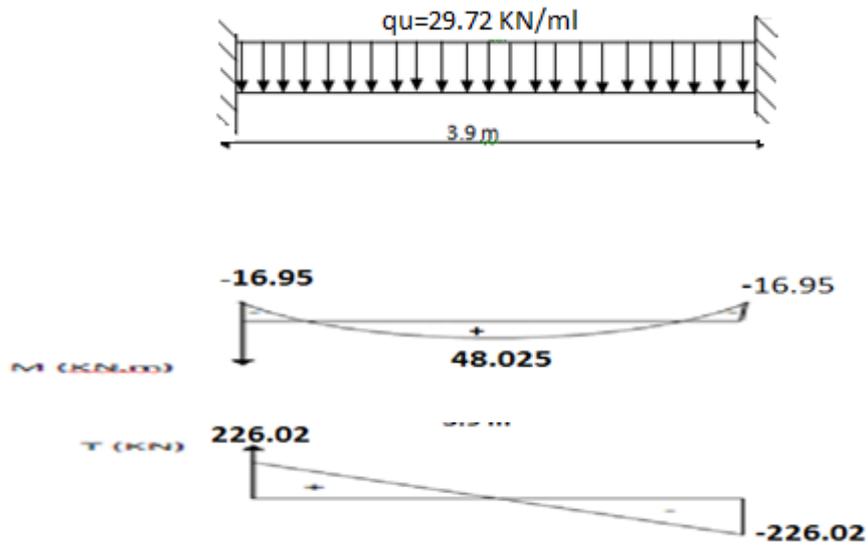


Figure III- 19 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à L'ELU

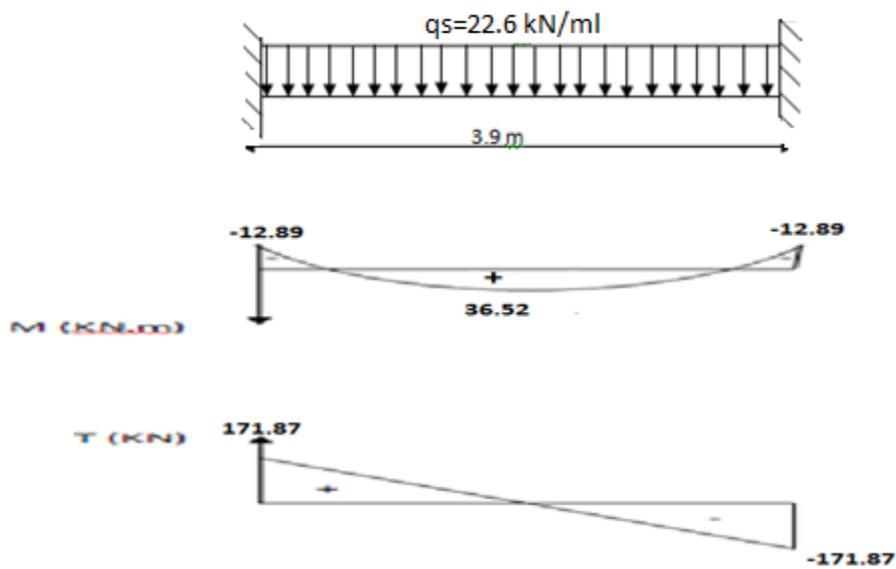


Figure III- 20 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à L'ELS

Calcul à l'ELU**1. Combinaisons de charges:**

$$q_u = 1.35G + 2T_U/L$$

$$q_u = 1.35 \times 3 + 2 \times 50.07/3.9$$

$$q_u = 29.72 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul du moment et de l'effort tranchant :**❖ Moment isostatique :**

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{29.72 \times 3.9^2}{8} = 56.50 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_U = R_a = R_b = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{29.72 \times 3.9}{2} = 226.02 \text{ KN.m}$$

❖ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_U = -0.3 \times 56.50 = -16.95 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_U = 0.85 \times 56.50 = 48.025 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELS :**1. Combinaisons de charges:**

$$q_s = G + 2T_U/L$$

$$q_s = 3 + 2 \times 36.26 / 3.70$$

$$q_s = 22.6 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul du moment et de l'effort tranchant :**❖ Moment isostatique :**

$$M_U = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{22.6 \times 3.9^2}{8} = 42.97 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_U = R_a = R_b = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{22.6 \times 3.9^2}{2} = 171.87 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M_U = -0.3 \times 42.97 = -12.89 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_U = 0.85 \times 42.97 = 36.52 \text{ KN.m}$$

○ **Ferrailage :**❖ **Aux appuis :**

$$M_u = -16.95 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.95 \times 10^3}{30 \times (38)^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,036 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.95 \times 10^3}{0.982 \times 38 \times 348} = 1.3 \text{ cm}^2$$

On adopte pour **3HA8 = 1.51 cm²**.

❖ **En travée :**

$$M_u = 48.025 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48.025 \times 10^3}{30 \times (38)^2 \times 14.2} = 0.078 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,02 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.947$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{48.025 \times 10^3}{0.947 \times 38 \times 348} = 3.83 \text{ cm}^2$$

On apte pour **5HA10 = 3.93 cm²**.

○ Vérification :

1. Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis A_a :

$1.51 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

❖ En travée A_t

$3.93 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

○ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \Sigma U_i} = \frac{226.02 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 753.6} = 0.877$$

$$\tau_{se} = 0.877 \text{ MPa} \quad \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

Encrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.877 \text{ MPa.} \quad \overline{\tau_{su}} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{226.02 \times 10^3}{300 \times 380} = 1.98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,133 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaire

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Influence sur le béton:

$$T_u = 226.02 \text{ kN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 300 \times 380 \times \frac{25}{1.5} = 684 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a- Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = 1.51 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(16,85 + \frac{4,67}{0,9 \times 38} \right) = 0,049 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 1.51 \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d}) = \frac{1,15}{400} (226,02 + \frac{16,95}{0,9 \times 38}) = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Encrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

○ Calcul des armatures transversales :

a- Diamètre : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1,2 \right\} = \min \left\{ 1,14 ; 3 ; 1,2 \right\} = 1,14 \text{ mm}$$

Nous prenons : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_{t \max} \leq \min\{0,9.d,40\text{cm}\} = S_{t \max} \leq \min\{34,2;40\text{cm}\} = 25 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25\text{cm}$

- Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis :

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right) = \min(10, 14,4, 30).$$

Soit $St = 10 \text{ cm}$

En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$St = 20 \text{ cm}$

Calcul à l'ELS :➤ **Vérification des contraintes:****Etat limite de résistance à la compression :** [BAEL91/Art.4.5,2]

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

❖ **En travée :**

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d-y)^2 + \eta A' (y-d)^2 \text{ (Moment d'inertie)} \\ Y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta (A+A')y - \eta(dA+d'A') = 0 \implies \text{avec : } \eta = 15, b = 30 \text{ cm}, A_s = 3.93 \text{ cm}^2, d = 38 \text{ cm}$$

$$15y^2 + 58.95y - 2240.1 = 0 \quad \Rightarrow y = 0.54 \text{ cm}$$

2. Calcul du Moment d'inertie I:

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A' (y - d)^2$$

$$I = \frac{30 \times 0.54^3}{3} + 15 \times 3.93 (38 - 0.54)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 82723.26 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où } K = \frac{36.52 \times 10^{-3}}{82723.26 \times 10^{-8}} \quad \Rightarrow \quad K = 44.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = KY$$

$$\sigma_{bc} = 44.15 \times 5.4 \times 10^{-3} = 0.24 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Au appuis :**

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A' (y - d)^2 \text{ (Moment d'inertie)} \\ Y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(dA + d'A') = 0 \quad \text{avec: } \eta = 15, b = 30 \text{ cm}, A_s = 1.51 \text{ cm}^2, d = 38 \text{ cm}$$

$$15y^2 + 22.65y - 860.7 = 0 \quad \Rightarrow y = 6.86 \text{ cm}$$

2. Calcul de Moment d'inertie I:

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A' (y - d)^2$$

$$I = \frac{30 \times 6.86^3}{3} + 15 \times 1.51 (38 - 6.86)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 25191.98 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où } K = \frac{12.89 \times 10^{-3}}{25191.98 \times 10^{-8}} \quad \Rightarrow \quad K = 51.52 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = KY$$

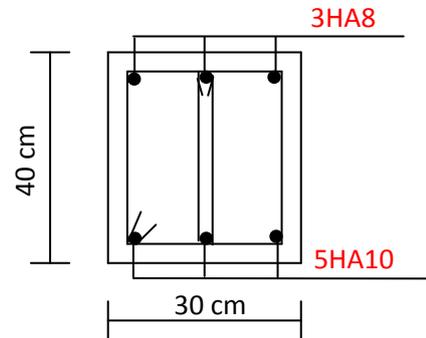
$$\sigma_{bc} = 51.52 \times 0.0686 = 3.53 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

○ Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art6.5,2] :

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$



Coupe A-A

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{390} = 0.10 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{56.50}{10 \times 56.50} = 0.1 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{6.16}{30 \times 38} = 0.0054 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

h : hauteur totale : h = 40 cm.

L : portée entre nœuds d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b₀ : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

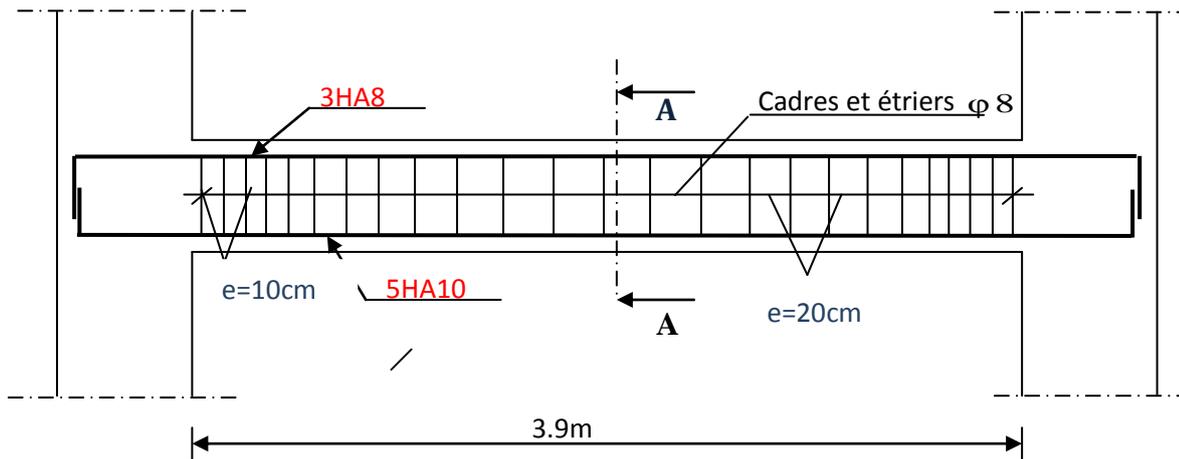


Figure III.21 : schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6) Calcul du balcon :

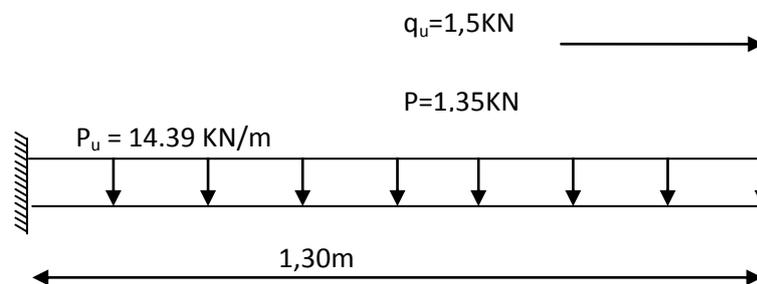


Figure III.22 : Schéma statique de balcon

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastée à son extrémité. Il est réalisé en dalle pleine pour une bande de 1 m de largeur et une travée de 1,30 m, L'épaisseur de la dalle pleine est de 15 cm.

III.6.1) Evaluation des charges et surcharges:

✓ **Charges permanentes :**

$$G_1 = 6,49 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 6,49 \text{ KN/ml}$$

Charge permanente due au garde-corps :

$$G_2 = 1 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 1 \text{ KN/ml}$$

✓ **Surcharge d'exploitation de la dalle :**

$$Q_1 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation due au la main courante :

$$Q_2 = \text{KN/m}^2 \times 1 = 1 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Combinaison des charges :**

a) **ELU :**

Pour la dalle :

$$P_u = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 14.39 \text{ KN/ml.}$$

Garde du corps :

$$P = 1,35 G_2 = 1,35 \text{ KN/ml.}$$

Main courante :

$$q_u = 1,5 Q_2 = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{P_u}{2} \times l^2 + p \times l + q_u$$

$$M_u = 14.39 \times (1,30)^2 / 2 + 1.35 \times 1,30 + 1,5 = 15.41 \text{ KN. m}$$

$$V_u = p_u \cdot l + P = 14.39 \times 1.3 + 1.35 = 20.06 \text{ KN.}$$

b) **ELS :**

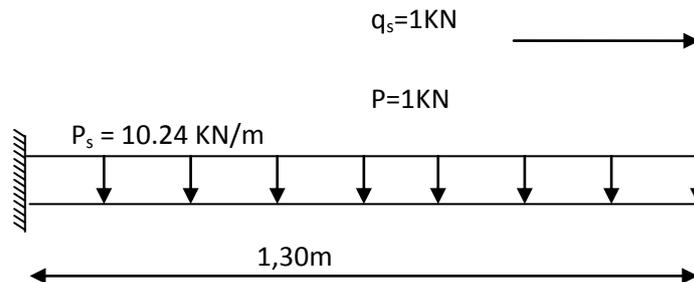


Figure III.23 : Schéma statique (ELS)

Pour la dalle : $P_s = G_1 + Q = 10.24 \text{ KN/ml.}$

Garde du corps : $P = G_2 = 1 \text{ KN/ml.}$

Main courante : $q_s = 1 \text{ KN/ml.}$

$$M_{\text{ser}} = \frac{P_{\text{ser}}}{2} \times l^2 + p \times l + q_s = \frac{10.24(1.3)^2}{2} + 1.3 \times 1 + 1 = 10.95 \text{ KN. m}$$

$$V_{ser} = p_s \cdot l + P = 10.24 \times 1.3 + 1 = 14.31 \text{KN}$$

III -6-2) Ferrailage :

$$M_u = 15.41 \text{KN.m}$$

$$B=1\text{m,}$$

$$h=15\text{cm,}$$

$$d=0.9h=13.5\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.41 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.0595$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.41}{10.95} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.303$$

$$\mu_{bu} = 0.0595 < \mu_{lu} = 0.303 \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0595 < 0.275 \Rightarrow \text{Méthode simplifié}$$

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.135(1 - 0.6 \times 0.0595) = 13.02 \text{cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{15.41 \times 10^{-3}}{0.1302 \times 348} = 3.40 \text{cm}^2$$

$$A_u = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{cm}^2 \text{ avec un espacement des cadre } S_t = 20 \text{cm}$$

• Vérifications :

a) Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2]

$$A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{cm}^2$$

$$A_u = 3.40 \text{cm}^2 > 1.63 \text{cm}^2$$

$$A_r = 2.51 \text{cm}^2 > 1.6 \text{cm}^2$$

b) Armatures de répartitions :

$$A_r = A/4 = 3.93/5 = 0.98 \text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$$

Avec: S_t : L'espacement entre les Armatures de répartitions.

$$S_t = 25 \text{cm} \leq S_t \text{ Max} = 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_t < \min(4h; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$$

$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

a) Ferraillage longitudinal :

Calcul à l'ELU :

Tableau III- 13: Ferraillage longitudinal.

Mu (KN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z_b (cm)	AU (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)	S_t (cm)	S_{tmax} (cm)
15.41	0.0595	0.316	0	13.02	3.93	1.63	5HA10	3.93	20	33

III -6-3) Vérifications:

a) Vérification à l'ELU :

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

$\tau_u = T_u/b_o d = 20.06 \times 10^{-3} / (1 \times 0,135) = 0.149\text{MPa}.$
 $\tau_u = \min(0,15 \overline{f_{c28}} / \gamma_b, 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} (\gamma_b=1,5).$
 $\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

✓ **Contraint d'adhérence :**

$\tau_{su} = T_u / 0,9 \times d \times \Sigma U_i$ avec : $\Sigma U_i = 5 \times 3,14 \times 10 = 157\text{mm}.$
 $\tau_{su} = 20.06 \times 10^3 / 0,9 \times 0.135 \times 157 \times 1000 = 1.05\text{MPa}.$

Avec : $\overline{\tau_{su}} = \Psi_s \overline{f_{t28}} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{MPa}, \Rightarrow \tau_{su} \leq \overline{\tau_{su}} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

b) Contrainte de compression dans le béton :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \overline{f_{c28}} = 15\text{MPa}$
 Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$K = \frac{M_{ser}}{I}$ avec $\begin{cases} \frac{by^2}{2} + n(A + \hat{A})y - n(Ad + \hat{A}d) = 0 \\ I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s(y' - d)^2] \end{cases}$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}}$$

$$= \frac{15(3.93)}{100} \sqrt{1 + \frac{100(13.5 \times 3.93)}{7.5(3.93)^2}}$$

$$Y = 3.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100(3.44)^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (3.44 - 3.15) \times 2$$

$$I = 1.36 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10.95 \times 10^{-3}}{1.36 \times 10^{-4} \times 10^{-8}} = 80.515 \text{ (MPa/m)}$$

$$\sigma_{bc} = 80.515 \times 3.44 \times 10^{-2} = 2.77 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

c) Vérification des contraintes à l'ELS :

Ms (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	K (MPa/m)	σ̄ _{bc} (MPa)	condition
10.95	3.93	3.44	1.36x10 ⁻⁴	2.77	80.515	15	vérifiée

Tableau III- 14: Vérification des contraintes à ELS.

✓ **Vérification de la flèche :** (Art B,6,5,1/BAEL91)

- $h/l = 15/130 = 0,115 \geq 1/16 = 0,0625$ CV.
- $h/l = 0,1 \geq M_t/10M_s = 10.95/10 \times 10.95 = 0,1$ CV.
- $A/b_0 = 4.93/100 \times 130 = 0.004 \leq 4,2/f_e = 4,2/400 = 0,0105$ CV.

Les trois conditions sont vérifiées. Dont, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III -6-4) Schéma de ferrailage :

Les balcons sont ferrillées come suite :

Armatures principales: 5HA10 St =25 cm.

Armatures deb répartition : 4HA8 St =25 cm.

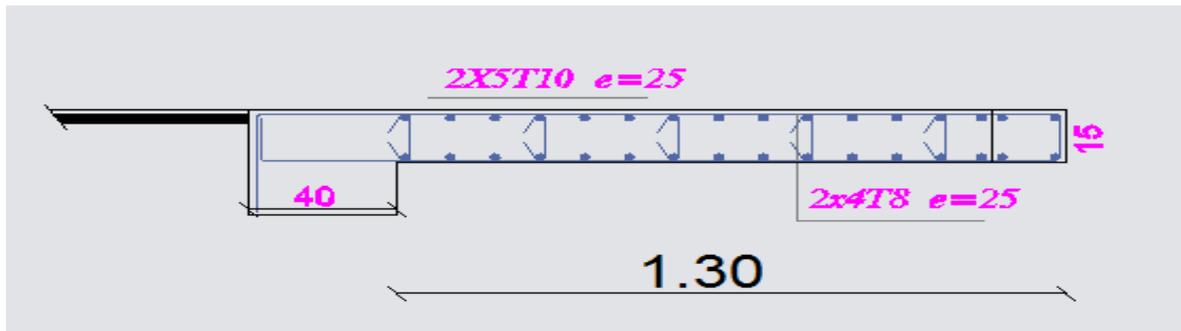


Figure III-24: Schéma de ferrailage du balcon.

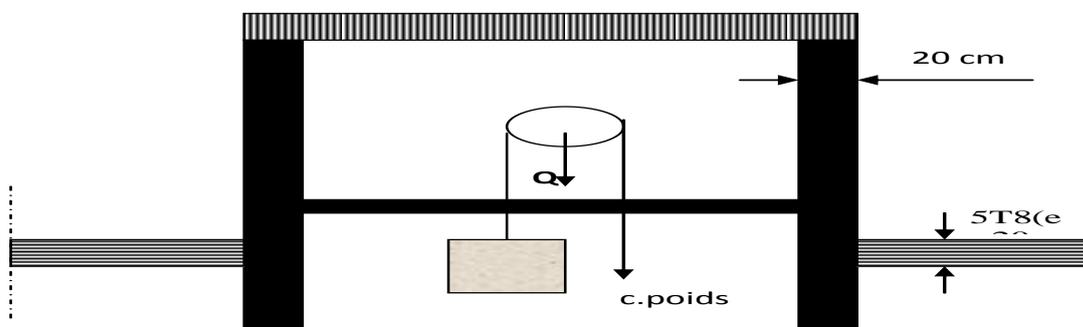
III.7) Calcul de la dalle salle machine :

III.7.1) Définition :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des Personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

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

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1$ m/s, la surface de la cabine est de (1.4m x 1.8m) pouvant charger huit (08) personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de neuf (9) tonnes (Par chaque cabine).



FigIII.25 : schéma de l'ascenseur

III.7.2) Dimensionnement :

La dalle salle machine (ascenseur) est reposant à 4 cotées partiellement encastrés ,

$$Ht \geq l_x / 30 = 4.67 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$. Donc on prend $h = 15 \text{ cm}$.

$\alpha = l_x / l_y = 140 / 180 = 0,78 : 0,4 < \alpha < 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur les deux sens. Elle est soumise à une charge localisée ; son calcul est fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle

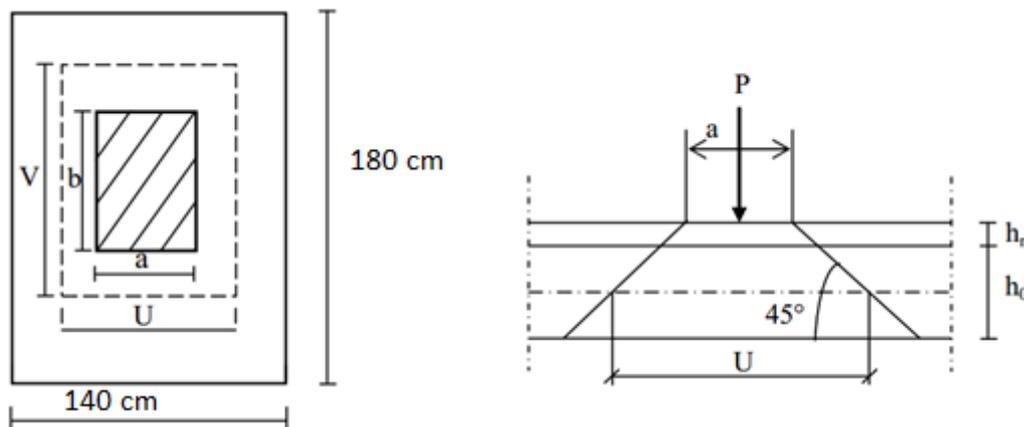


Fig III.26 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

- U, V : représente les cotes du rectangle sur lequel s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et le béton.
- h_0 : Epaisseur de la dalle 15 cm.
- h_r : Epaisseur du revêtement 5 cm.
- $a = b = 1 \text{ m}$ (une bande de $(1 \times 1) \text{ m}^2$).

On doit calculer la surface d'impact $U \cdot V$:

$$\left\{ \begin{array}{l} U = a_0 + h_0 + 2h \\ V = b_0 + h_0 + 2h \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x. \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 125 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} l_x = 140 \text{ cm} \\ l_y = 180 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.7.3) Calcul des sollicitations :

à L'ELU : ($\nu = 0$) :

➤ **Système de levage :**

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}.$$

➤ **Dalle en béton armé :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1,5) \times 1 \text{ m} = 8,80 \text{ KN/m}.$$

à L'ELS : $\nu = 0,2$

➤ **Système de levage :**

$$q_s = 90 \text{ KN}.$$

➤ **Dalle en béton armé :**

$$\text{Donc : } q_s = (4,85 + 1,5) \times 1 \text{ m} = 6,35 \text{ KN/m}$$

III.7.4) Evaluation des moments à l'ELU:

a) Moment dû au poids propre de la dalle:

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:

$$\alpha = 0,78 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,056 \\ \mu_y = 0,42 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,056 \times 8,80 \times 1,4^2 = 0,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,42 \times 0,97 = 0,41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b) Moment dus au système de levage :

M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{1.8} = 0,8 \\ \frac{v}{l_x} &= \frac{1,25}{1.4} = 0.9 \\ \frac{U}{l_y} &= \frac{1,25}{1.8} = 0,7 \end{aligned} \right\}$$

A partir des abaques de **PIGEAUD** on a : $M_1 = 0,063$; $M_2 = 0,042$

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,063 = 7.65 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,042 = 5.1 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

c) Superposition des moments :

$$M_x (\text{total}) = M_{x1} + M_{x2} = 0.97 + 7.65 = 8.62 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y (\text{total}) = M_{y1} + M_{y2} = 0.41 + 5.1 = 5.51 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III.7.5) Evaluation des moments a l'ELS:**✓ Moment dus au poids propre de la dalle:**

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,056 \times 6,35 \times 1.8^2 = 1.15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,42 \times 1.15 = 0.48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ Moment dus au système de levage :

M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + vM_2) \times q = (0.063 + 0.2 \times 0.042) \times 90 = 6.43 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{y1} = (M_2 + vM_1) \times q = (0.042 + 0.2 \times 0.063) \times 90 = 4.914 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x (total) = M_{x1} + M_{x2} = 6.43 + 1.15 = 7.58 \text{ KN.m}$$

$$M_y (total) = M_{y1} + M_{y2} = 4.914 + 0.483 = 5.4 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte au semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients 0,85 en travée et -0,3 aux appuis.

Tableau III.15 : Les moments dans les travées et les appuis à ELU

Zone	Sens	M_u (KN.m)
Aux appuis	L_x	$-0.5 \times 7.58 = -3.79$
	L_y	$-0.5 \times 5.4 = -2.7$
En travée	L_x	$0,75 \times 7.58 = 5.18$
	L_y	$0,75 \times 5.4 = 4.05$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 0.5 \times M_x = 4.31 \text{ K N.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{4.31 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13^2) \times 14.2} = 0.018$$

$$\gamma = \frac{M_{Ua}}{M_{Sa}} = \frac{4.31}{3.79} = 1.14$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.14) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.21$$

$$\mu_{bu} = 0.018 < \mu_{lu} = 0.21 \text{ Alors } A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} < 0.21 \quad \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.6 \times 0.018) = 0.128 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_{\max}^a u}{Z_{bfed}} = \frac{4.31 \times 10^{-3}}{0,128 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Soit:

$$A_a = 5 \text{ HA10} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

En travée :

$$M_{\max}^t u = 0.75 \times 8.62 = 6.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^t u}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{6.28 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13^2) \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,14) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,21$$

$$\gamma = \frac{M_{\max}^t u}{M_{\max}^t ser} = \frac{6.28}{4.18} = 1.49$$

$\mu_{bu} = 0,026 < \mu_{lu} = 0,21$ Alors $A' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} < 0,21$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0,6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0,13(1 - 0,6 \times 0,026) = 0,128 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t u}{Z_{bfed}} = \frac{6.28 \times 10^{-3}}{0,128 \times 348} = 1.4 \text{ cm}^2$$

Soit:

$$A_t = 5 \text{ HA10} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

-Sens Y-Y :

on adoptera les mêmes résultats que dans le (sens x-x) puisque les données sont presque identiques

Aux appuis : **5HA10/ml = 3,93 cm²/ml avec S_t=25 cm.**

En travées : **5HA10/ml = 3,93 cm²/ml avec S_t=25 cm.**

III.7.6) Vérifications :**a) Condition de non fragilité :**

Il convient de calculer les sections minimales dans chacune des deux directions afin de s'assurer en suite que les sections A_x et A_y , déterminées à partir des sollicitations de calcul, sont bien supérieures à ces valeurs minimales.

$$A_{\min} = \delta_0 b \cdot h \frac{3-\alpha}{2} \quad \text{avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour FeE400 et } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0,8}{2} = 133 \text{ cm}^2 / ml$$

Sur appuis :

$$A = 3,93 \text{ cm}^2 \succ A_{\min} = 1,33 \text{ cm}^2 \quad C_v$$

En travée :

$$A = 3,93 \text{ cm}^2 \succ A_{\min} = 1,33 \text{ cm}^2 \quad C_v$$

b) Diamètre maximal des barres :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Nous avons choisi des HA10, donc la condition est vérifiée.

c) Ecartement des barres : (BAEL91.Art. A.8.2.42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures A_x // L_x : $\min(3h; 33 \text{ cm})$

St = 25 cm < 33 cmCondition vérifiée.

Armatures A_y // L_y : $\min(4h; 45 \text{ cm})$

St = 25 cm < 45 cmCondition vérifiée.

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que :

$$\text{on vérifie que } \tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \quad Vu = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{121.5}{3 \times 1.25} = 37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{32.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.25 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement,}$$

La fissuration étant peu préjudiciable, le BAEL91 nous recommande :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec μ_c : périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan du feuillet moyen. $\mu_c = 2(U + V) = 2(1.25 + 1.25) = 5 \text{ m}$

$$p = 90 < 0.045 \times 5 \times 0.3 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 1125 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Vérification de la contrainte de compression dans le béton à l'ELS :

La fissuration étant peu préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton .

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} .$$

Avec $\sigma_{bc} = \frac{M_{max\ ser}}{I} y$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

On a: $I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$

$$K = \frac{M_{max\ ser}}{I}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

➤ Sens x-x :

Tableau III.16 : vérification des contraintes

M_{ser}	A_s cm ²	Y (cm)	I	K	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs.
7.58	3.93	3.37	6742.6	112.42	378.86	15	vérifier

g) Vérification de la flèche :

On doit vérifier que:

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{400} = 0,0375 < \frac{M_t}{20M_{ox}} = \frac{26,10}{20 \times 30,71} = 0,043 \rightarrow cv$$

$$\frac{A_r}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,28}{100 \times 13} = 0,0048 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.V$$

$$L \leq 8,00m \rightarrow cv$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire

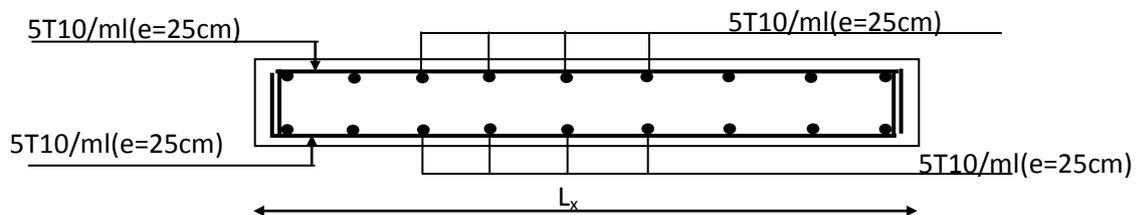
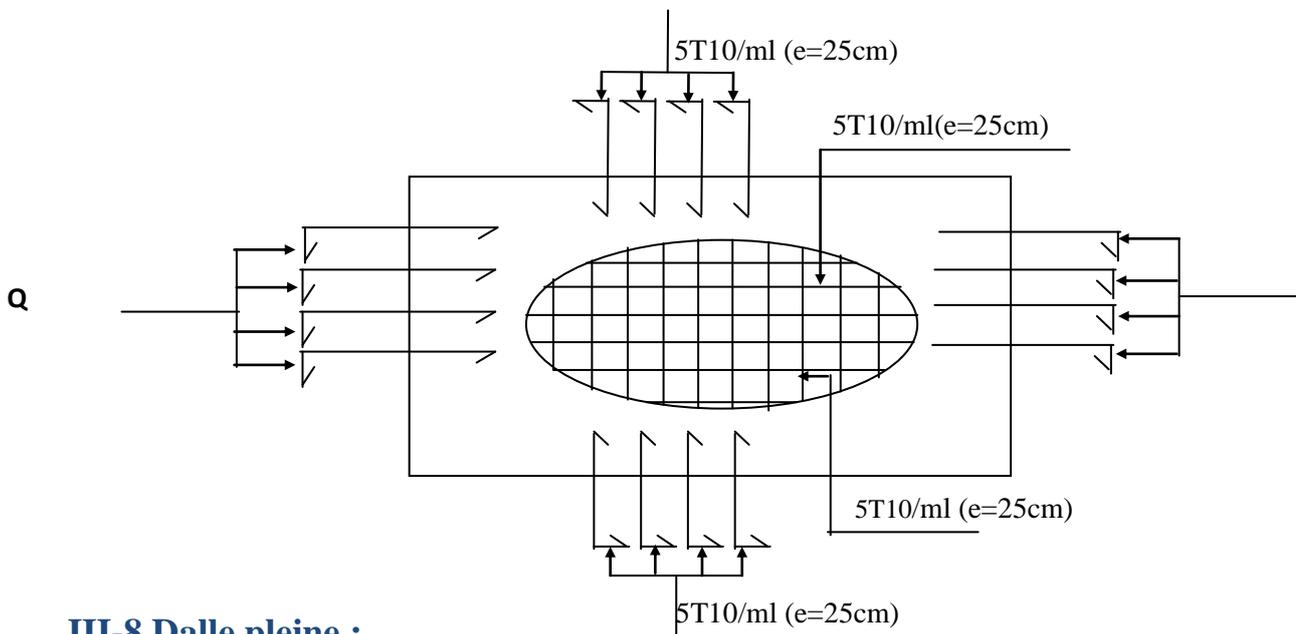


Figure III.27 : ferrailage de la dalle salle machine

Schéma de Ferrailage de la dalle de la salle machine.**III-8 Dalle pleine :****III-8-1 Introduction :**

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armée.

III-8-2 Principe de la méthode de calcul :

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x / l_y$) mesurés entre nus d'appuis (avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y .

Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 0,2$.

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis en procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile).

Donc :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.15}{5.85} = 0.88$$

$\alpha > 0.4$ Donc la dalle travaille dans les deux sens

III-8-3 Calcul des moments isostatiques :

Les moments isostatiques au centre de panneau sont :

ELU :

Sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0476 \times 16.1 \times 5.15^2 = 20.33$

Sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x = 0.7438 \times 20.33 = 15.12$

ELS :

Sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0546 \times 11.48 \times 5.15^2 = 14.49$

Sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x = 0.8216 \times 14.49 = 10.78$

III-8-4 Calcul des moments agissants pour le panneau de rive :

Rapport des cotés (L_x / L_y) : $\alpha = 0.88$

La Charge permanents : $G = 7.48 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

Le calcul se fait pour le sous-sol.

Effort ultime repris par le plancher :

$$P_u = (1,35G + 1,5Q) \quad \longrightarrow \quad P_u = 16.1 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q \quad \longrightarrow \quad P_s = 11.48 \text{ KN/m}^2$$

✓ Détermination des coefficients μ_x et μ_y :

$$\text{ELU} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{array} \right. \quad \text{ELS} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{array} \right.$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{ELU} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = 20.33 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = 15.12 \text{ N.m} \end{array} \right. \quad \text{ELS} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = 16.62 \text{ KN.m.} \\ M_0(y) = 13.66 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

➤ Selon le BAEL :

➤ ELU :

On doit vérifier :

$$M_{a=0.5} M_x = 0.5 \times 20.33 = 10.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{t=0.75} M_x = 0.75 \times 20.33 = 15.25 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{a=0.5} M_x = 0.5 \times 16.62 = 8.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{t=0.75} M_x = 0.75 \times 16.62 = 12.47 \text{ KN.m}$$

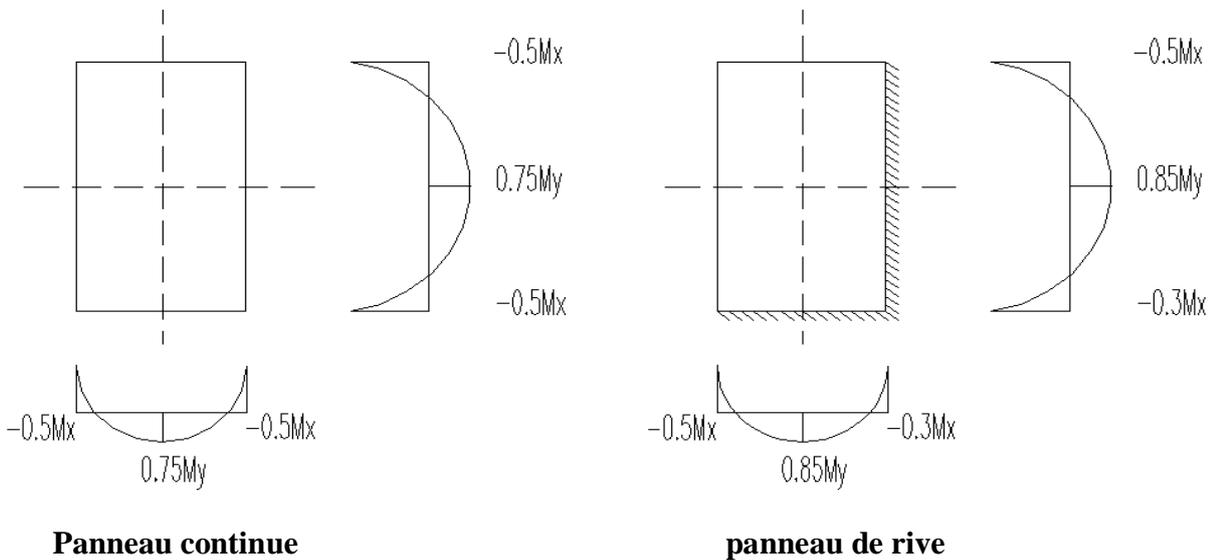


Figure III-28 : schéma statique pour calcul des moments

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

Tableau III-17 : Calcul des moments sur appuis

	M_{w_x} (KN.m)	M_{e_x} (KN.m)	M_{w_y} (KN.m)	M_{e_y} (KN.m)
ELU	10.17	10.17	7.56	7.56
ELS	8.31	8.31	6.83	6.83

➤ **Calcul des moments en travée :**

Tableau III- 18 : Calcul des moments en travée.

	Mt _x (KN.m)	Mt _y (KN.m)
ELU	15.25	11.34
ELS	12.47	10.25

III-8-5 Calcul de ferrailage :

Dalle reposant sur quatre appuis (D₁) de dimension : 5.85× 5.15 et épaisseur e = 20 cm

D'après BAEL91

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple pour une bande de 1[m].

- Selon le L_y :
h₀ = 0.2 m

$$A_{y.min}(cm^2/ml) = \begin{cases} 8h_0 & f_e E400 \\ 6h_0 & f_e E500 \text{ OU TS} \end{cases}$$

$$A_{y.min} = 8h_0 = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2/ml$$

- Selon le L_x :

$$A_{x.min}(cm^2/ml) = A_{y.min} \times \frac{3-\alpha}{2} = 1.6 \times \frac{3-0.88}{2} = 1.7 \text{ (cm}^2/ml)$$

Le calcul se fait en flexion simple.

Tableau III- 19 : Ferrailage de la dalle.

			M(KN.m)	A (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	choix	St (cm)
ELU	Travée	Sens x-x	10.17	1.24	2.01	4HA8	20
		Sens y-y	7.56	1,29	2.01	4HA8	20
ELS	Appuis	Sens x-x	8.31	1,42	2.01	4HA8	20
		Sens y-y	6.83	1,17	2.01	4HA8	20

III-8-6 Vérifications :

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right\} \text{ (MPa)} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d} = \frac{20.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.111 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte de compression dans le béton ELS**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{On a :}$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A') y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III- 20 : Vérification des contraintes.

		M _{se} (KN.m)	Y (cm)	I [cm ²]	K [MPa/m]	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\bar{\sigma}_{bc}}$
Sens xx	Travée	12.47	1.95	7247.55	172.06	1,71	3.36	15	vérifiée
Sens yy	Appui	8.31	2.14	6274.23	85.09	1,14	1.82	15	vérifiée

IV-1) Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure est basée essentiellement sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA) c'est-à-dire soumettre la structure à des vibrations ; sans aucune force extérieur.

IV-2) L'étude dynamique :

IV-2-1) Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi ; on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV-2-2) Présentation du logiciel de calcul ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS**

Pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher
- Les forces sismiques

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

IV -2-3) Modélisation :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une

bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

a) Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2-Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3-Définition des différents cas de charges (statique et dynamique).Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5-Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6-Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7- Interprétation des résultats.

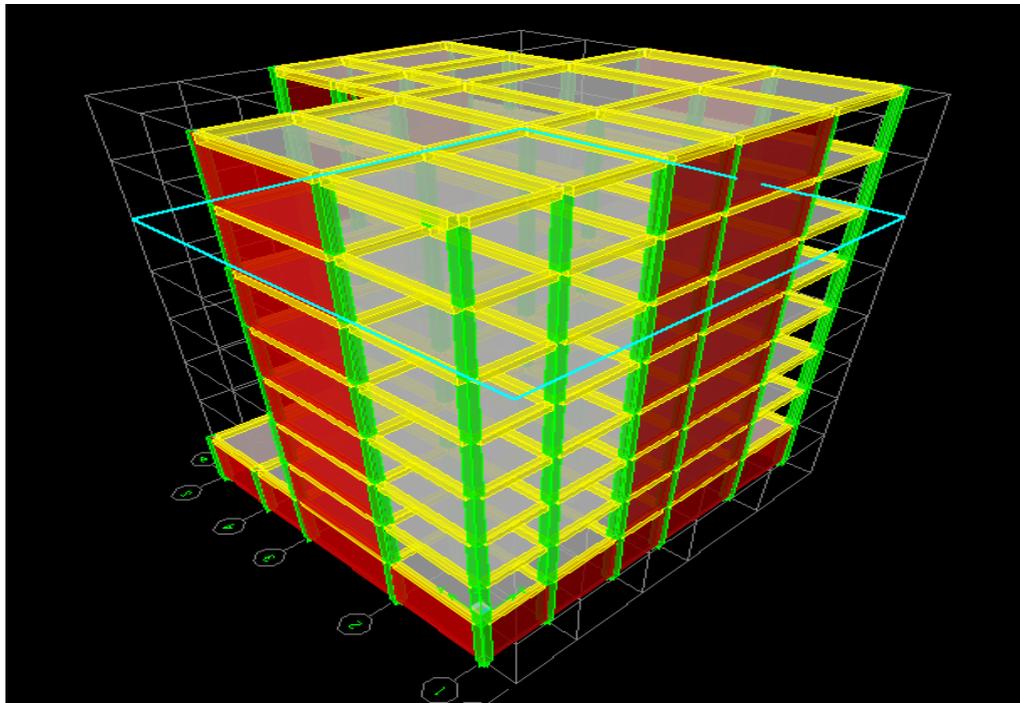


Figure IV- 1: Modélisation de la structure.

• **Dispositions des voiles :**

Suite à plusieurs essais pour une disposition convenable des voiles , nous proposons se qui suit :

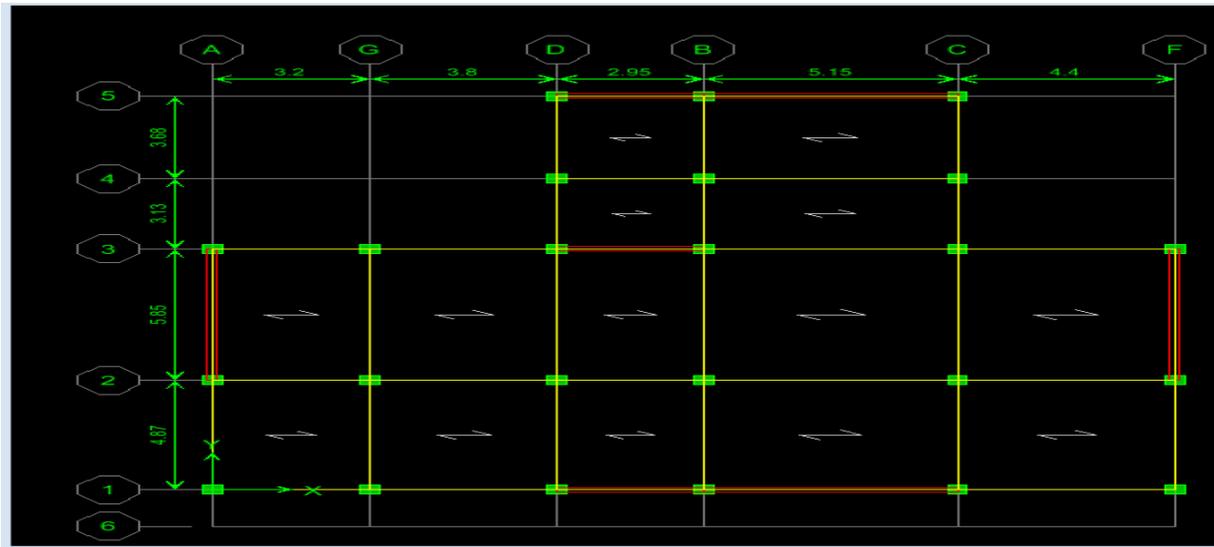


Figure IV- 2: disposition des voiles.

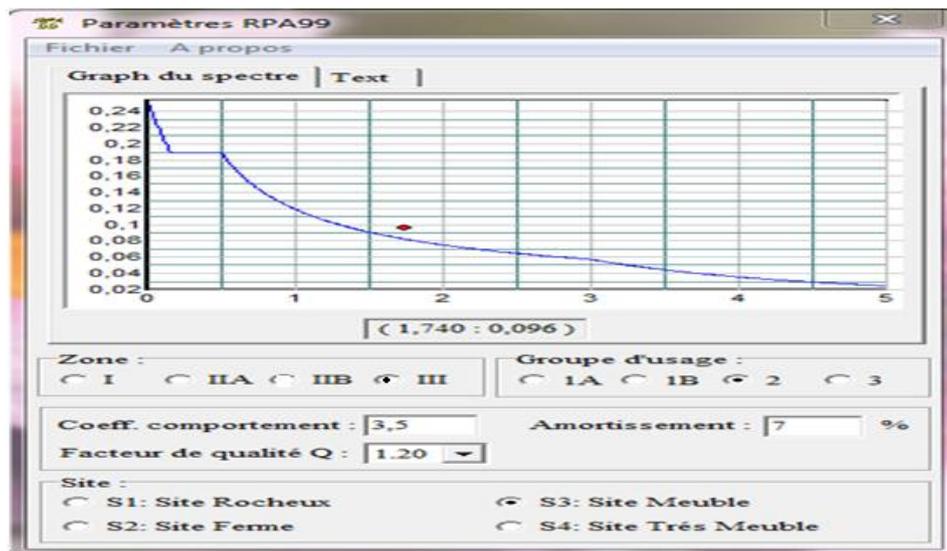


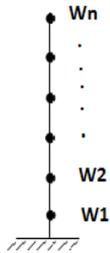
Figure IV- 3: Le spectre de réponse du RPA.

IV -2-4) - Définition de la masse sismique :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i . \quad \text{et } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :



W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure ($\beta=0.2$ pour notre cas).

○ **Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse de calcul selon le RPA RPA99 version 2003.

Le spectre de réponse en accélération est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Les paramètres qui sont pris en considération pour son calcul sont :

Zone III.

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants).

Coefficient de comportement : R=3.5

Site : S3 (Site meuble).

Le pourcentage de l'amortissement : $\xi = 7 \%$ fonction du matériau constitutif du Type de structure et de l'importance des remplissages.

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$.

Pq: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV- 1 : Facteur de Pénalité

Critère q	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
	Q = 1+ΣP_q= 1.2

Apartir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.20**

IV-2-5) Caractéristiques Géométriques :

a) Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i: La masse de l'élément « i ».

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} : \text{Les Coordonnées de l'élément « i ».}$$

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent:

- ✓ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- ✓ Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

c) Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

• **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

• **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment : $e_a = \max \{e_{ax}, e_{ay}\} = \max \{5 \% L_x, 5 \% L_y\}$

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans les tableaux ci-dessous.

○ **Centre de masse et Centre de torsion :**

Tableau IV- 2: Centre de masse, Centre de rigidité.

ETAGE	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey
ETAGE 5	9.718	6.768	9.718	6.768	9.476	8.776	0.242	2.008
ETAGE 4	9.775	6.792	9.775	6.792	9.484	8.759	0.291	1.967
ETAGE 3	9.769	6.797	9.769	6.797	9.5	8.747	0.269	1.95
ETAGE 2	9.77	6.806	9.77	6.806	9.519	8.745	0.251	1.939
ETAGE 1	9.762	6.822	9.762	6.822	9.542	8.767	0.22	1.945
RDC	9.761	6.819	9.761	6.819	9.568	8.898	0.193	2.079
E-SOL	9.726	6.918	9.726	6.918	9.591	9.578	0.135	2.66
S-SOL	9.518	8.832	9.518	8.832	9.634	11.729	0.116	2.897

$$e_x = e_y = \max \Rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 5 \% L_x \\ 5 \% L_y \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 19.96 \times 0.05 = 0.998 \text{ m.} \\ 17.95 \times 0.05 = 0.898 \text{ m.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 0.998$ m.

D'après l'analyse automatique effectuée par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 3: Participation massique.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.539009	65.3382	0.0065	65.3382	0.0065	1.6687	1.6687
2	0.434475	0.0127	62.2567	65.3509	62.2632	0.071	1.7397
3	0.313993	1.0659	0.0627	66.4169	62.3259	59.9444	61.684
4	0.127256	16.9039	0	83.3208	62.3259	0.9258	62.6099
5	0.100674	0.0001	19.7256	83.3209	82.0515	0.0025	62.6124
6	0.069126	0.4791	0.0015	83.8	82.053	17.9801	80.5925
7	0.05731	6.7593	0	90.5592	82.053	0.2548	80.8473
8	0.047215	0	7.0634	90.5593	89.1164	0	80.8473
9	0.036245	4.3173	0.0001	94.8766	89.1165	0.0008	80.8481
10	0.031379	0.2676	0.022	95.1442	89.1385	7.1209	87.969
11	0.031122	0.0004	4.2809	95.1446	93.4193	0.0237	87.9927
12	0.027003	2.6426	0.0002	97.7873	93.4195	0.0672	88.0599

✓ **Nombre de modes à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales 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.
- le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (k) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.20$ s (art 4-14 RPA/2003)

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

✓ **La période fondamentale de la structure :**

Constataion :

1°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation $T_1 = 0.53 \text{ s}$; $T_2 = 0.43 \text{ s}$

2°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation. $T_3 = 0.31 \text{ s}$

A titre estimatif des deux premières périodes , calculées numériquement ,pour qu'elles reflètent la réalité , on s appuie sur l article 4.2.4.4 du RPA 99 version 2003 qui stipule que les valeurs $T_e = 1.3 T_{RPA}$; $T_{RPA} = C_T (h_N)^{3/4} \longrightarrow T_{RPA} = 0.56 \text{ s}$.

Avec :

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

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage (RPA tableau 4 -6)

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.56 \qquad C_T = 0.05 \text{ et } h_N = 25 \text{ m} \\ T_y = 0.66 \qquad T_{cal} = 0.53 \text{ s} < 1.3 \times T_{RPA} = 0.73 \text{ s} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les schémas des trois premiers modes de vibration.

Les trois premiers modes de vibration engendrés par la disposition des voiles, sont schématisés ci-après :

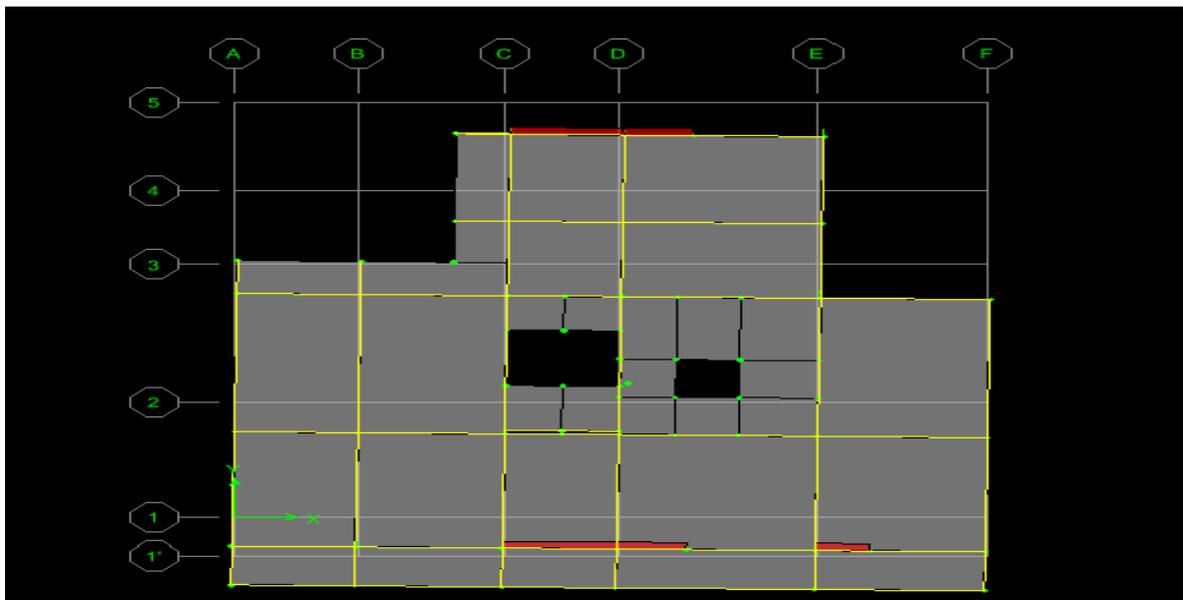


Figure IV- 4 : Premier mode de vibration : Translation selon Y

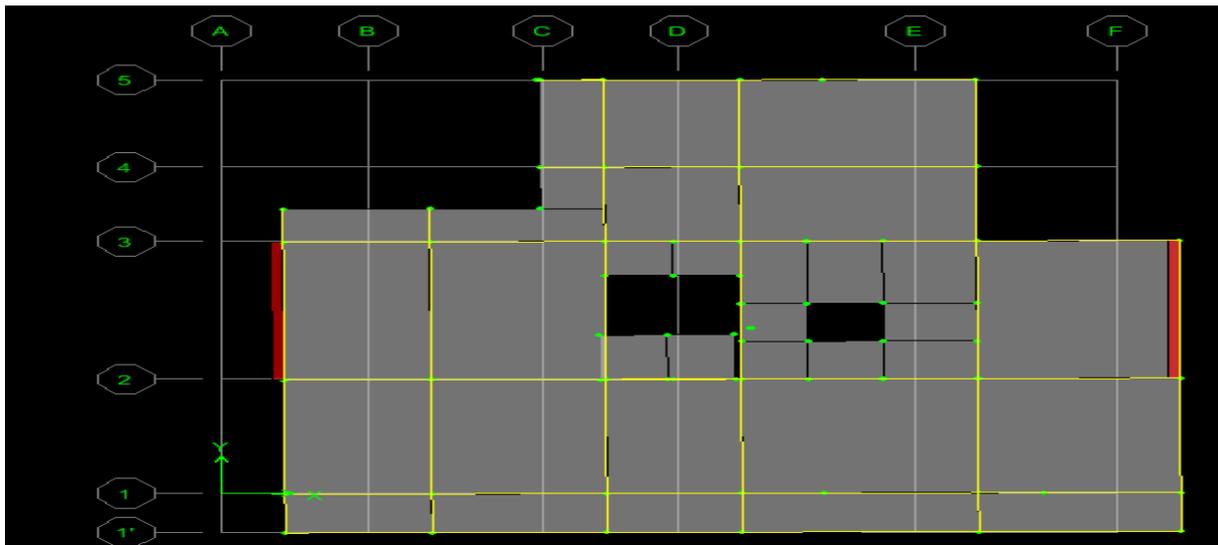


Figure IV- 5 :Deuxième mode de vibration : Translation selon X

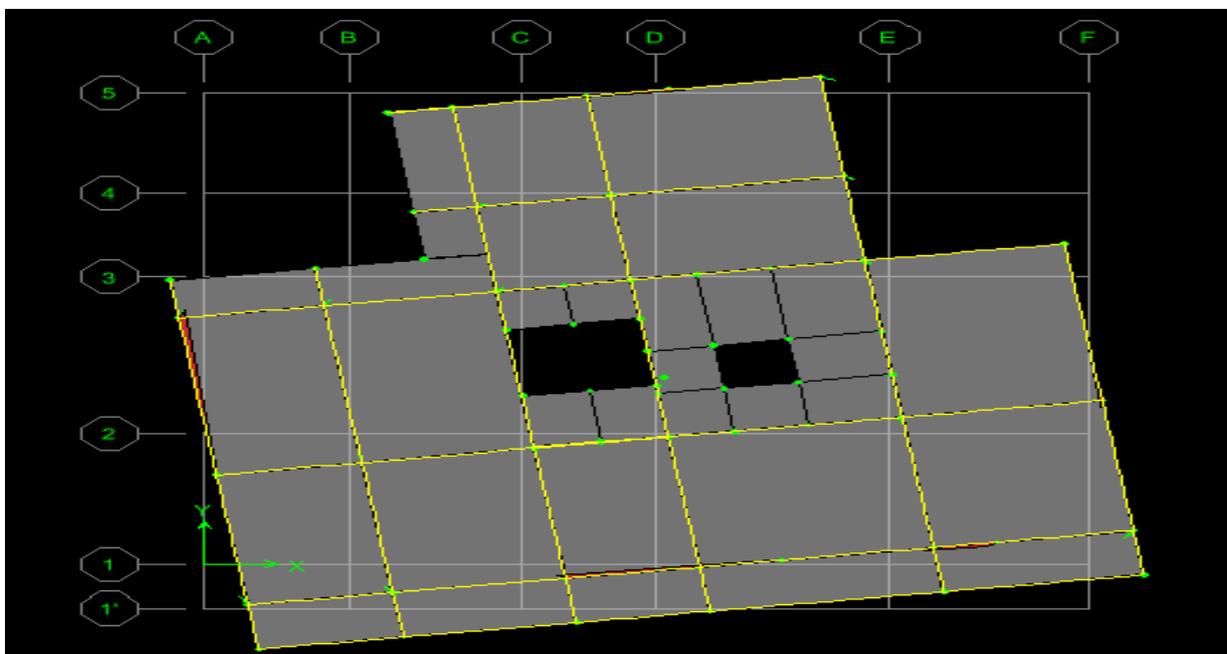


Figure IV- 6: Troisième mode de vibration : rotation.

IV-3) L'étude sismique:

IV-3-1) Présentation des différentes méthodes de calcul :

Le calcul des efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

a)- Méthode statique équivalente :

Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone
- D : facteur d'amplification dynamique moyen
- Q : facteur de qualité
- R : coefficient de comportement
- W : poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

justification du Choix de coefficient de comportement R :

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques au niveau RDC.

Charge verticale :

Tableau IV-4: Charge verticale.

RDC	F1			
	PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE	VOILE%
	16051.04	10487.09	%60.48	%39.52

Charge horizontale :**Tableau IV- 5: Charge horizontale.**

RDC	F2			
	PORTIQUE(KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	VOILE%
	349.28	3547.09	8.96%	91.04%
	F3			
	PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	VOILE%
765.68	3511.01	17.90%	82.1%	

Conclusion :

Devant cette anomalie de reprise de charges , horizontales et verticales , qui ne satisfait aucun article de justification de type de contreventement données par l'RPA 99 version 2003 , on prend le coefficient de comportement de valeur la plus faible (R=3.5) afin de satisfaire au mieux la sécurité de l'ouvrage.

Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage

Suivant l'article 4.3. R.P.A 2003, on a la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons pris : $\xi\% = 7\%$ d'où $\eta = 0.88 > 0,7$.

- T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7).

Terrain meuble (S3) $\Rightarrow T_1 = 0,15\text{sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$.

○ **Calcul de la force sismique totale :**

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

La valeur de T retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par la formule suivante :

$$T_{RPA} = C_T h_N^{3/4} = 0.56 \text{ s.}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}$$

a)- sens longitudinale : $d_x = 17.92 \text{ m} \longrightarrow T_X = 0.53 \text{ s.}$

b)- sens transversale : $d_y = 25 \text{ m} \longrightarrow T_Y = 0.43 \text{ s.}$

$$\Rightarrow T_2 \leq T_X \leq 3 \text{ S}$$

$$D_x = 2.5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.53}\right)^{2/3} = 2.12$$

$$V_{\text{stat}} = \frac{0.25 \times 2.12 \times 1.2}{3.5} \times 12601.46 = 2289.87 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 0 \leq T \leq T_2$$

$$D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

$$V_{\text{stat}} = \frac{0.25 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 12601.46 = 2376.28 \text{ KN}$$

b) Méthode d'analyse modale spectrale:

Principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.

-Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier.

-On a la formule suivante :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} V_t : \text{l'effort tranchant modal à la base.} \\ \alpha_i : \text{coefficient de participation du mode } i. \\ W : \text{poids total de la structure.} \end{array} \right.$

C) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Principe :

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV-3-2) Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier les conditions suivantes du RPA99/version 2003.

❖ Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation

avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIIb.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A.....	$H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.
Zone III : Groupe d'usage 2 et 3.....	$H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.
Groupe d'usage 1B.....	$H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Remarque :

Le bâtiment étudié est régulier en élévation et en plan.

Cet immeuble est implanté en Zone III et de groupe d'usage 2 et il dépasse 17m de hauteur .

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées, donc on utilise la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

IV-3-3) Application la méthode dynamique modale spectrale :**✓ Spectre de réponse de calcul**

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur.

On obtient le spectre de réponse suivant :

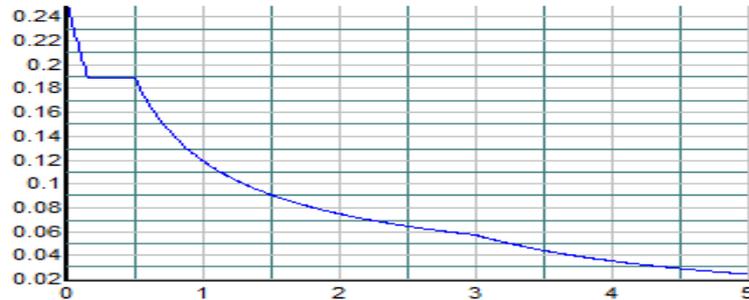


Figure (IV.7) : spectre de réponse RPA

IV-4) Vérifications :

IV-4-1) Vérification de la résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisée par le RPA99/version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

-La valeur de l'effort tranchant dans le sens x-x : $V_{X \text{ Statique}} = 2289.87 \text{ KN}$

-La valeur de l'effort tranchant dans le sens y-y : $V_{Y \text{ Statique}} = 2376.28 \text{ KN}$

On doit vérifier que : $V_{dy} > 80\% V_{st}$

Tableau IV- 6: Valeurs des rapports $V_t < 0.8 V$.

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens long	2289.87	3952.42	1.72	>0,80
Sens trans	2376.28	4052.99	1.70	> 0,80

IV-4-2) Vérification des déplacements inter-étage :

- **Le déplacement horizontal (art 4.43) :**

À chaque niveau « k » de la structure il est calculé comme suit :

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4.43).

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) < \Delta_{kadm} = 1.0\%(h_j).$$

Avec :

h_j : hauteur d'étage (j).

Les résultats sont donnés dans les deux tableaux suivants :

- Sens longitudinal :

Tableau IV- 7: Déplacement inter-étage dans le sens (x-x).

SENS X-X							
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k (m)$	$\Delta_{kadm}(m)$	Observation
ETAG5	0.0201	3,5	0.07035	0.0602	0.01015	0.0306	<Vérifiée
ETAG4	0.0172	3,5	0.0602	0.04935	0.01085	0.0306	<Vérifiée
ETAG3	0.0141	3,5	0.04935	0.03815	0.0112	0.0306	<Vérifiée
ETAG2	0.0109	3,5	0.03815	0.0273	0.01085	0.0306	<Vérifiée
ETAG1	0.0078	3,5	0.0273	0.01715	0.01015	0.0306	<Vérifiée
RDC	0.0049	3,5	0.01715	0.00805	0.0091	0.0306	<Vérifiée
E- sol	0.0023	3.5	0.00805	0.00175	0.0063	0.0306	<Vérifiée
Sous-sol	0.0005	3.5	0.00175	0	0.00175	0.0358	<Vérifiée

○ **Sens transversal :**

Tableau IV- 8: Déplacement inter-étage dans le sens (y-y).

SENS Y-Y							
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_k (m)$	$\Delta_{kadm}(m)$	Observation
ETAG5	0.0139	3,5	0.04865	0.0406	0.00805	0.0306	<Vérifiée
ETAG4	0.0116	3,5	0.0406	0.0322	0.0084	0.0306	<Vérifiée
ETAG3	0.0092	3,5	0.0322	0.02415	0.00805	0.0306	<Vérifiée
ETAG2	0.0069	3,5	0.02415	0.01645	0.0077	0.0306	<Vérifiée
ETAG1	0.0047	3,5	0.01645	0.00945	0.007	0.0306	<Vérifiée
RDC	0.0027	3,5	0.00945	0.0042	0.00525	0.0306	<Vérifiée
E- sol	0.0012	3.5	0.0042	0.0007	0.0035	0.0306	<Vérifiée
Sous-sol	0.0002	3.5	0.0007	0	0.0007	0.0358	<Vérifiée

IV-4-3) Vérification de l'effet P-Delta : (RPA99/Art 5.9)

Il faut calculer le coefficient : $\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$ et le comparer avec le nombre 0,1

tel que :

-Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

-Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1 / (1 - \theta_K)$.

-Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

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 de l'étage « K ».

○ **Sens longitudinal :**

Tableau IV- 9: Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.

SENS X-X					
Niveau	P_K	V_x	H	Δk	θ_x
ETAG5	325.5011	1039.33	3,06	0.01015	0.00972717
ETAG4	676.4088	1835.52	3,06	0.01085	0.01223659
ETAG3	1028.4705	2466.17	3,06	0.0112	0.0142925
ETAG2	1384.6476	2970.94	3,06	0.01085	0.01547378
ETAG1	1746.2253	3367.69	3,06	0.01015	0.01610481
RDC	2107.9663	3661.61	3.06	0.0091	0.01603077
E- SOL	2450.1467	3841.38	3.06	0.0063	0.01229608
SOUS-SOL	2882.0937	3952.42	3.58	0.00175	0.00456842

○ Sens transversal :

Tableau IV- 10: Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.

SENS Y-Y					
Niveau	P_K	V_y	H	Δk	Θ_y
ETAG5	325.5011	1127.8	3,06	0.00805	0.00710948
ETAG4	676.4088	1962.42	3,06	0.0084	0.00885968
ETAG3	1028.4705	2591.33	3,06	0.00805	0.00977657
ETAG2	1384.6476	3083.57	3,06	0.0077	0.01058029
ETAG1	1746.2253	3480.28	3,06	0.007	0.01074745
RDC	2107.9663	3777.65	3.06	0.00525	0.00896443
E- SOL	2450.1467	3968.05	3.06	0.0035	0.00661309
SOUS-SOL	2882.0937	4052.99	3.58	0.0007	0.00178202

Conclusion

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de cette structure.

IV.4.4) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07TV$. Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Dans notre cas on a la période fondamentale $T=0,53$ seconde est inférieure à 0,7 seconde.

$T=0,53 < 0,7$ seconde.

Donc on aura $F_t=0$

❖ Les résultats sont représentés dans les tableaux ci-après :

○ Sens (x-x) :

Tableau (IV.11): résultante des forces sismiques Sens (x-x).

Etage	Wi (KN)	Hi(m)	Vx(KN)	Wi*Hi*Vx (KN .m)	Wi*Hi (KN .m)	Fi (KN)	fi*Hi (KN .m)
ETG5	325.5011	21.42	1039.33	7246451.51	6972.23356	81.8777223	1753.82081
ETG4	676.4088	18.36	1835.52	22795076.1	12418.8656	257.561775	4728.83419
ETG3	1028.4705	15.3	2466.17	38806661.3	15735.5987	438.476823	6708.6954
ETG2	1384.6476	12.24	2970.94	50351748.5	16948.0866	568.924869	6963.6404
ETG1	1746.2253	9.18	3367.69	53985243.5	16030.3483	609.979763	5599.61423
RDC	2107.9663	6.12	3661.61	47237529	12900.7538	533.737274	3266.47212
E-sol	2450.1467	3.06	3841.38	28800550.3	7497.4489	325.417682	995.778108
							30016.8552

○ Sens (y-y) :

Tableau (IV.12): résultante des forces sismiques Sens (y-y)

Etage	Wi (KN)	Hi (m)	Vy (KN)	Wi*Hi*Vx (KN .m)	W*Hi (KN .m)	Fi (KN)	fi*Hi (KN .m)
ETG5	325.5011	21.42	1127.8	7863285.01	6972.23356	88.8473297	1903.1098
ETG4	676.4088	18.36	1962.42	24371030.2	12418.8656	275.368494	5055.76555
ETG3	1028.4705	15.3	2591.33	40776128.8	15735.5987	460.729855	7049.16678
ETG2	1384.6476	12.24	3083.57	52260611.5	16948.0866	590.49313	7227.63591
ETG1	1746.2253	9.18	3480.28	55790100.4	16030.3483	630.372858	5786.82284
RDC	2107.9663	6.12	3777.65	48734532.4	12900.7538	550.65193	3369.98981
E-sol	2450.1467	3.06	3968.05	29750252.1	7497.4489	336.148372	1028.61402
							31421.1047

IV-4-5) Vérification de non renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

Ms : moment stabilisant est égal à :

$$M_{stabilisateur} = M_{W/O} = W \times b$$

M_r : moment de renversement est égal à :

$$M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

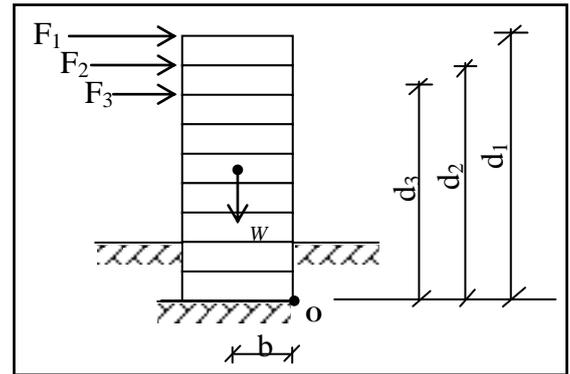


Tableau IV- 13: Vérification de rapport Ms/Mr.

Sens	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
longitudinal	12601.46	9.719	122473.5897	30016.8552	4.080	Verifier
transversal	12601.46	7.119	89709.79374	31421.1047	2.855	Verifier

IV-4-6) Vérification de l’effort normal réduit :(RPA99version2003art 7.4.3)

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d: \text{ l'effort normal maximal}$$

B_c : l'aire la de section brute

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau IV- 2: L’effort normal réduit.

ZONE	Section [cm²]	NU (KN)	v	Conditions	Observation
1	45x45	2331.87	0.640616296	>0,3	Condition non vérifiée
2	45x45	2331.87	0.640616296	>0,3	Condition non vérifiée
3	45x45	2331.87	0.640616296	>0,3	Condition non vérifiée
4	40x40	1438.17	0.3595425	>0,3	Condition non vérifiée
5	40x40	1438.17	0.3595425	>0,3	Condition non vérifiée
6	40x40	1438.17	0.3595425	>0,3	Condition non vérifiée
7	35x35	573.08	0.187128163	<0,3	Condition vérifiée
8	35x35	573.08	0.187128163	<0,3	Condition vérifiée

Remarque :

Les sections des poteaux sont non convenables (ne vérifient pas les conditions de non fragilités), donc on adopte des dimensions des poteaux comme suit

**Tableau IV- 3: L'effort normal réduit après augmentation des dimensions transversales
Des poteaux**

ZONE	Section [cm ²]	NU (KN)	v	Conditions	Observation
1	60x60	2510.67	0.278963333	<0,3	condition vérifiée
2	60x60	2400.87	0.278963333	<0,3	condition vérifiée
3	55x55	1879.59	0.248540826	<0,3	condition vérifiée
4	55x55	1879.59	0.248540826	<0,3	condition vérifiée
5	55x55	1879.59	0.248540826	<0,3	condition vérifiée
6	50x50	929.36	0.1486976	<0,3	condition vérifiée
7	50x50	929.36	0.1486976	<0,3	condition vérifiée
8	50x50	929.36	0.1486976	<0,3	condition vérifiée

V-1) Introduction :

Les règles **BAEL91** « Béton armé à l'état limite » 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.

Par ailleurs l'objectif du **R.P.A.99/version 2003** est de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique. 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.

Pour y faire, nous allons le long de ce chapitre déterminer la quantité de ferrailages nécessaires aux éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles) pour résister à toutes les actions supportées par l'ouvrage. À savoir, le poids propre, les charges permanentes, les charges d'exploitations et l'action sismique.

V.2) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Ainsi les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées en tenant compte des trois types des sollicitations suivantes :

N_{\max}	→	$M_{\text{correspondant}}$
N_{\min}	→	$M_{\text{correspondant}}$
M_{\max}	→	$N_{\text{correspondant}}$

V-2-1) Combinaison des charges:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 et CBA 93:

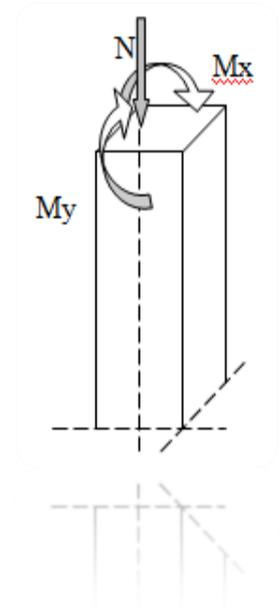
*ELU → $1,35 G + 1,5 Q$.

-situation durable et translation.

-situation accidentelle.

*ELS → $G + Q$.

* $G + Q \pm E$



Selon RPA 99 (situation accidentelle) : $G+Q+E \longrightarrow$ RPA99 ver2003 (art 5.2).
 $0,8G\pm E \quad \text{RPA99 ver2003 (art 5.2).} \quad \longrightarrow$

Les poteaux sont calculés sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes.

❖ Situation durable et accidentelle :

Tableau V- 1: Situation durable et accidentelle.

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)		f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14.2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	18.48	1	400	400

V-2-2) Armatures longitudinales :

Étant donné que la structure comporte 3 sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone I (SOUS SOL+ENTRE SOL+RDC):** pour les poteaux de section (60x60) cm²
- **Zone II (1^{er}-2^{ème}-3^{ème} étage):** pour les poteaux de section (55x55) cm²
- **Zone III (4^{ème}-5^{ème} étage+TERASSE):** pour les poteaux de section (50x50) cm²

a) Recommandations de RPA99V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0.9% (b, h)en zone III.
- Leur pourcentage maximal est : $\left\{ \begin{array}{l} 4\% (b, h) \dots\dots\dots \text{en zone courante} \\ 6\% (b, h) \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Le diamètre minimum est de 12 [mm].
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40 ϕ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser [20 cm] en zone III.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques), $h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

b) Recommandations du «BAEL91» :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left(4 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton $B = b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$).

c) Ferraillage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats trouvés pour les autres cas sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V- 2: Ferraillage maximal et minimal.

Zone	Section	BAEL 91		CBA 93	RPA99/2003		
		A_{\min} (cm^2)	A_{\max} (cm^2)	A_{cnf} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{\max} (cm^2) Zone courante	A_{\max} (cm^2) Zone de recouvrement
I	(60x60)	7.2	391.23	32.4	144	216	7.2
II	(55x55)	6.05	328.74	27.23	121	181.5	6.05
III	(50x50)	5	271.69	22.5	100	150	5

▪ **Calcul du ferraillage des poteaux :**

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

$$A_{adopté} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{min(RPA)})$$

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V- 3: Choix des armatures longitudinales des poteaux.

Zon e	N(KN)		Mcorr (KN.m)		Section (cm ²)	A _{cal} /nappe (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix des barres
I	Nmax=	-2510.67	Mcorr=	13.52	(60x60)	30,76	32.4	33.18	8T20+4T16
	Nmin=	9.05	Mcorr=	-0.047		0			
	Ncorr=	-2186.47	Mmax=	45.759		25,21			
II	Nmax=	-1879.59	Mcorr=	28.213	(55x55)	22,06	27.2	29.15	8T20+2T16
	Nmin=	-61.07	Mcorr=	-8.74		1,21			
	Ncorr=	-1073.38	Mmax=	-39.818		15,45			
III	Nmax=	-929.36	Mcorr=	32.68	(50x50)	9,76	22.5	25.13	8T20
	Nmin=	-7.87	Mcorr=	-12.641		0,78			
	Ncorr=	-541.89	Mmax=	-41.122		9,11			

V.2.3) Armatures transversales :

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Maintenir les armatures longitudinales

Selon RPA (l'article 7.4.2.2 page 60).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

(**a**, **b**) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec: $l_f = 0.7 \times h_0$.

V.2.4) Espacement des cadres :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III
- Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_{\text{min}})$ en zone III

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

V.2.5) La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{b \cdot t} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{int erpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une

longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

V.2.6) Exemple de calcul : « Zone I (Poteau (60x60)) »

➤ Zone courante :

$V = 43.29 \text{ KN}$.

Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_{t\text{min}})$ en zone III

$t' \leq \text{Min} (30 ; 30 ; 20) = 20 \text{ cm}$

On prend une valeur de $t = 20 \text{ cm}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.33}{0.6} = 3.89 \Rightarrow \rho_a = 10.71$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{10.71 \times 43.29 \times 0.20}{0.6 \times 400 \times 10^3} = 3.86 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 3.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 6\text{HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2$.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / (t \cdot b)$ en % est donnée comme suit : On

a : $5 < \lambda_g \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003).

Donc : $3.86 / (60 \times 20) = 0.32\% > 0.3\%$ vérifiée.

➤ Zone nodale:

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit:

- Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III

On prend une valeur de $t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{10.71 \times 43.29 \times 0.1}{0.6 \times 400 \times 10^3} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 4\text{HA } 8$

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t / t \cdot b$) en % est donnée comme suit : On

a5 $< \lambda_g \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003).

Donc : $2.01 / (60 \times 10) = 0.34\% > 0.3\%$ vérifiée.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t = 8 \text{ cm}$
- Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-après :

Tableau V- 4: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

zone	l_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	V_u (KN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A adop (cm ²)	$(A_t/b.t)\%$	Vérification
Zone I(60x60)	2.33	3.89	10.71	43.29	C	20	3.86	6HA 10	4.71	0.32	>0.3 CV
	2.14	5.49			N	10	1.93	4HA8	2.01	0.34	
Zone II(55x55)	1.97	3.58	9.55	42.12	C	20	3.66	8HA8	4.02	0.33	>0.3 CV
					N	10	1.83	4HA8	2.01	0.33	
Zone III (50x50)	1.97	3.93	10.86	55.99	C	20	6.08	6HA12	6.79	0.61	>0.3 CV
	1.68	4.8			N	10	3.04	4HA10	3.14	0.61	

V.2.7) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA2003 Art 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 :

Pour fissuration peu préjudiciable. $\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \dots \dots \text{si} \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \dots \dots \text{si} \dots \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$

- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1) :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après

Tableau V- 5: Vérification des contraintes de cisaillement et l'effort tranchant.

Zone	Section (cm ²)	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL)	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA)	$\tau_u < \bar{\tau}_{bu}$
I	(60x60)	43.29	0.13	3.33	1	Condition vérifiée
II	(55x55)	42.12	0.15	3.33	1	Condition vérifiée
III	(50x50)	55.99	0.25	3.33	1	Condition vérifiée

V.2.8) Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes (BAEL 91 Art 8-2-4-2) :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \pi \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$\sigma_{bc} = KY \text{ et } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_S (d-y)^2 + A'_S (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_S + A'_S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_S + d' \cdot A'_S)}{7,5(A_S + A'_S)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau V- 6: Vérification des contraintes

Zone	Nser (KN)	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}$ (MPa)
I	-1832.6	33.415	33.18	5,6	15	Condition vérifiée
II	-1370.24	29.09	29.15	4,3	15	Condition vérifiée
III	-678.15	30.17	25.13	2,5	15	Condition vérifiée

V.3) 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.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Pour cela on considère le plus grand moment sur appuis et de même en travée pour le calcul de la section d'acier qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA 99/version 2003 et le CBA93

- 1,35G+1,5Q selon CBA93
- 0,8G± E selon RPA99
- G + Q ±E selon RPA99 et BAEL

- La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permet de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (G + Q± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0,8G ±E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue.

1-Recommandation du RPA99/V03 en zone III :(Art 7.5.2)

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\%b.h.$
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% b.h \begin{cases} \dots\dots\dots & \text{en zone courante.} \\ A_{\max} = 6\% b.h \dots\dots\dots & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

➤ La longueur minimale de recouvrement est de :

40φ: En zone I et II_a.

50φ: En zone II_b et III.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un rectangle ou un carré.

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t . b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

La valeur du diamètre Φ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2-Recommandation du BAEL 91 :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité.

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

b) Armatures transversales :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\text{min}} \right\} :$$

➤ **Espacement maximale:**

$$S_{t\text{max}} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{1\text{min}}).$$

V.3.1) Calcul des armatures longitudinales :

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

A. Ferrailage des poutres porteuses (30 ; 40) :

Tableau V- 7: Armatures longitudinales des poutres porteuses (30 ; 40).

Zone de calcul	poutre	M travée	M appuis	A travée	A appuis	A _{BAEL}	A _{RPA}
		Mt (KN,m)	Ma (KN,m)	At (cm ²)	Aa (cm ²)	Acnf (cm ²)	Amin (cm ²)
I	PP non liées aux voiles	55.97	-83.81	4.66	7.2	1.3	6
	PP liées aux voiles	36.26	-52.24	2.96	4.33	1.3	6
II	Pp non liées aux voiles	56.1	-102.6	4.67	9.02	1.3	6
	PP liées aux voiles	36.17	-54	2.95	4.49	1.3	6
III	PP non liées aux voiles	83.08	116.72	7.13	10.45	1.3	6
	PP liées aux voiles	38.54	-58.92	3.15	4.92	1.3	6

B. Ferrailage des poutres non porteuses (30 ; 35) :**Tableau V- 8: Armatures longitudinales des poutres non porteuses (30 ; 35).**

Zone de calcul	poutre	M travée	M appuis	A travée	A appuis	A _{BAEL}	A _{RPA}
		Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	At (cm ²)	Ma (KN.m)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
I	PS non lié aux voiles	42.59	-49.59	4.11	4.84	1.14	5.25
	PS lié aux voiles	21.37	-87.05	2	9.04	1.14	5.25
II	PS non lié aux voiles	70.01	-74.63	7.05	7.58	1.14	5.25
	PS lié aux voiles	18.83	-78.9	1.76	8.07	1.14	5.25
III	PS non lié aux voiles	74.22	-79.12	7.53	8.1	1.14	5.25
	PS lié aux voiles	22.16	-64.86	2.08	6.84	1.14	5.25

○ **Ferrailage adopté des poutres :**

$$A_{adopté} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{min(RPA)})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V- 9: Armatures longitudinales des PP (30 ; 45) et des PNP (30 ; 35).

poutre	En travée			Aux appuis		
	At	A _{adop}	Choix des barres	At	A _{adop}	Choix des barres
PP lié aux voiles	4.92	6.03	3T16	3.15	6.03	3T16
PP non lié aux voiles	7.13	10.65	3T16+3T14	10.45	10.65	3T16+3T14
Ps lié aux voiles	2.08	6.03	3T16	9.04	10.65	3T16+3T14
Ps non lié aux voiles	7.53	10.65	3T16+3T14	8.1	10.65	3T16+3T14

V.3.2) Calcul des armatures transversales :

❖ Selon le BAEL91:

➤ Ferrailage des poutres porteuses (30 ; 40) :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$

Avec : $St_{\max} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{1\min})$.

$St_{\max} = \min (36, 40\text{cm}, 15 \times 14) = 36 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants : $St = 20\text{cm}$

Donc : $A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 \times 10^4 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$

-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}$$

$$\cdot \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$.

On prend : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Ferrailage des poutres non porteuses (30 ; 35) :

$St_{\max} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{1\min})$.

$St_{\max} = \min (31,5, 40\text{cm}, 15 \times 14) = 31,5 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants : $St = 20\text{cm}$

Donc: $A_t \geq 0,35 \times 0,3 \times 0,20 \times 10^4 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$

-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1\text{cm}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$.

On choisir : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Selon le RPA99/version 2003 :

➤ Les longueurs de recouvrement : (Art7.4.2.1) :

$L_r > 50 \phi$ (zone III)

$\phi = 12\text{mm}$, $L_r > 50 \times 1.2 = 60\text{ cm}$, on adopte: $L_r = 60\text{ cm}$

$\phi = 14\text{mm}$, $L_r > 50 \times 1.4 = 70\text{ cm}$, on adopte: $L_r = 70\text{ cm}$

$\phi = 16\text{mm}$, $L_r > 50 \times 1.6 = 80\text{ cm}$, on adopte: $L_r = 80\text{ cm}$

➤ La zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

Avec :

h: hauteur de la poutre;

b: section d'un poteau

h_e : hauteur libre entre deux étages.

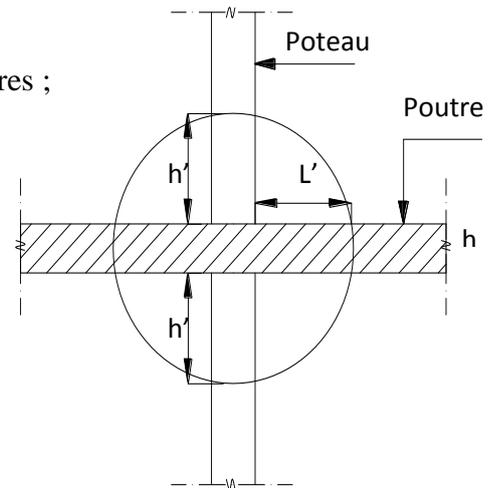
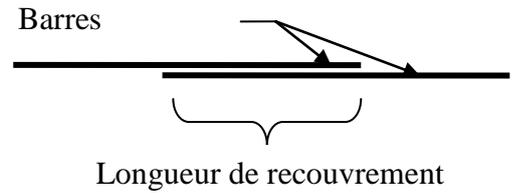


Figure V-1 : La zone nodale

▪ Poutres:

Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 40) : L' = 80\text{cm}$

Poutre secondaires $\Rightarrow (30 \times 35) : L' = 70\text{cm}$

▪ Poteaux :

Type 1 $\Rightarrow (60 \times 60) : h' = 60\text{cm}$

Type 2 $\Rightarrow (55 \times 55) : h' = 60\text{cm}$

Type 3 $\Rightarrow (50 \times 50) : h' = 60\text{cm}$

➤ La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times St \times b$.

L'espacement maximal :

En zone nodale : $St \leq \min(h/4; 12\phi_L) = \min(15\text{cm}, 16.8) = 15\text{ cm}$.

En zone courante: $St \leq h/2; St = 30\text{cm}$.

On adopte les espacements suivants :

En zone nodale :St = 10cm.

En zone courante :St = 15cm.

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0,003 \times 0,15 \times 0,3 = 1.35 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : 4Φ8 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \text{ (adopté)} = \text{Min} \{ S_{tB.A.E.L.}, S_{tR.P.A.} \} \dots \dots \dots S_t = 10 \text{ cm.}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

V-3-3) Vérification D'ABOUT :

➤ Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :

a) Poutres porteuses (30 ; 40) :

$$V_u = 144.21 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,2 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{144.21}{0.3 \times 0.36} \times 10^{-3} = 1.34 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa}$$

Donc : La condition est vérifiée

b) Poutres non porteuses (30 ; 35) :

$$V_u = 44.3 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{44.3}{0.3 \times 0.32} \times 10^{-3} = 0.46 \text{ MPa} < 5.00 \text{ MPa}$$

Donc : La condition est vérifiée.

➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Influence sur le béton):

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.V_{u\max}}{b_0 \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u\max} \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec } b_0 = 0,30 \text{ m}$$

$a = b_0 - c_t - 2 \text{ cm}$; et a : est la longueur d'ancrage.

$$c_t = \max \begin{cases} c \\ \Phi \\ 1 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow c_t = 3 \text{ cm}$$

$$a = 30 - 3 - 2 = 25 \text{ cm}$$

$$V_{u \max} = 0.267 \times 25 \times 30 \times 25 \times 10^{-4} = 0.501 \geq 0.14421 \text{ MN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

a) Les poutres porteuses (30 ; 40) :

$$V_u = 144.21 \text{ KN} \quad M = -105.99 \text{ Kn.m}$$

$$A_a = 10.65 \text{ cm}^2$$

$$A_a > \frac{1.15}{400} \left(144.21 - \frac{105.99}{0.9 \times 36} \right) = 4.05 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Les poutres non porteuses (30 ; 35) :

$$V_u = 44.3 \text{ KN} \quad M = -21.52 \text{ Kn.m}$$

$$A_a = 10.65 \text{ cm}^2$$

$$A_a > \frac{1.15}{400} \left(44.3 - \frac{21.52}{0.9 \times 32} \right) = 1.3 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL 91)**

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :} \quad \sum U_i = n \pi \phi$$

ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 pour les barres HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barre.

a) Poutres porteuses (30 ; 40) :

$$3T16 \quad \sum U_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{144.21 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 150.72} = 2.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

b) Poutres non porteuses (30 ; 35) :

$$3T16\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{44.3 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 150.72} = 1.02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

V-3-4) Vérification à l'ELS :**a) Vérification des contraintes :**

Résultats de calculs sont indiqués dans le tableau suivant :

➤ Poutres porteuses (30 ; 40) :

Tableau V.10 : vérification des contraintes.

	Zone	Travée / appuis	Mser KN .m	A _{adopt} Cm ²	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
PPLIEES AUX VOILES	I	Appuis	-37.95	6.03	10.1	15
		travées	26.34	6.03	7.03	15
	II	Appuis	-39.24	6.03	10.5	15
		travées	26.28	6.03	7.01	15
	III	Appuis	-43.12	6.03	11.5	15
		travées	28.20	6.03	7.52	15
PPNON LIEES AUX VOILES	I	Appuis	-61.33	10.65	12.4	15
		travées	40.69	10.65	8.2	15
	II	Appuis	-64.76	10.65	13	15
		travées	40.79	10.65	8.22	15
	III	Appuis	-69.36	10.65	14	15
		travées	60.73	10.65	12.2	15

➤ Poutres non porteuses (30 ; 35) :

Tableau V.11 : vérification des contraintes.

	Zone	Travée / appuis	Mser KN .m	A _{adopt} Cm ²	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
PNP LIEES AUX VOILES	I	Appuis	-10.44	10.65	2.65	15
		travées	15.73	6.03	5.28	15
	II	Appuis	-12.6	10.65	3.2	15
		travées	7.15	6.03	2.4	15
	III	Appuis	-16.13	10.65	4.09	15
		travées	10.35	6.03	3.48	15
PNP NON LIEES AUX VOILES	I	Appuis	-21.68	10.65	5.5	15
		travées	17.25	10.65	4.38	15
	II	Appuis	-24.41	10.65	6.19	15
		travées	17.35	10.65	4.4	15
	III	Appuis	-26.01	10.65	6.6	15
		travées	17.89	10.65	4.54	15

b) État limite de déformation du béton :

Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

Tableau V.12 : vérification à la flèche.

	Condition			Observation
	N°1	N°2	N°3	
Poutres				
Poutres secondaire (30×35)	0.067 > 0.0625	0.067 > 0.016	0.0064 < 0.0105	Vérifier
Poutres principales (30×40)	0.068 > 0.0625	0.068 > 0.02	0.0098 < 0.0105	Vérifier

V.4) Ferraillage des voiles :

V.4.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales (forces sismiques). Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

Zone I : Sous-sol ; Entre -Sol.

Zone II : RDC ; 1^{er} étage ; 2^{ème} étage.

Zone III : 3^{ème} étage ; 4^{ème} étage et 5^{ème} étage.

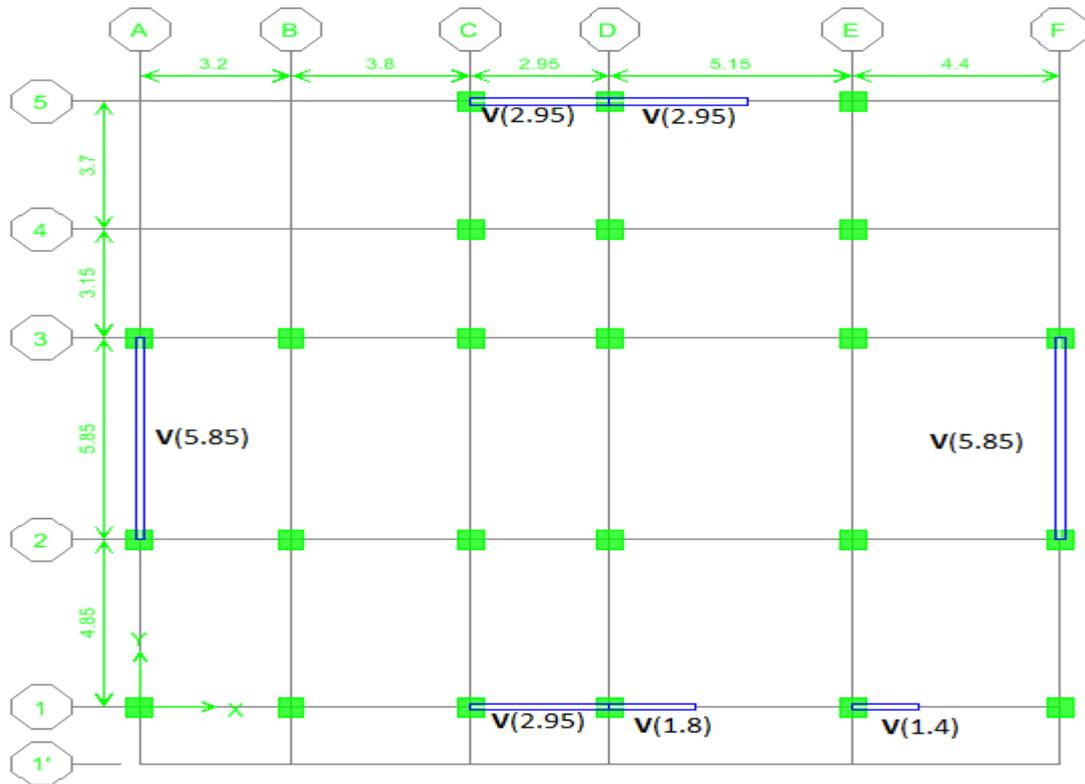


Figure V- 2: Disposition des voiles.

o Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

• **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

• **Etat limite de service :** $G + Q$

V.4.2) Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical est déterminé suivants les étapes de calcul définies ci-après :

➤ Pour Les voiles liées à un seul poteau :

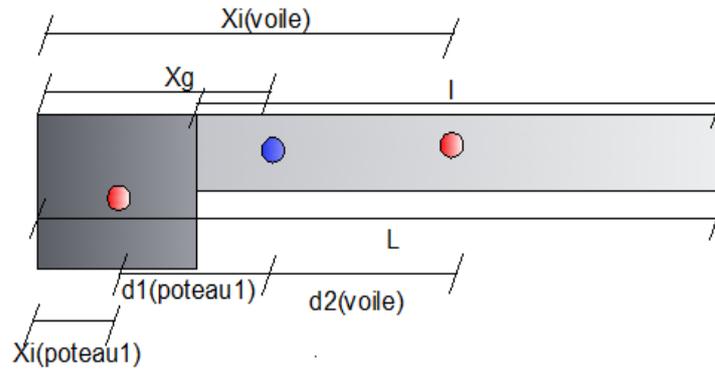


Figure V- 3: voile liée avec à un seul poteau.

Résultats de calculs sont indiqués dans le tableau ci-après :

Zone I :

Tableau V- 13: Moment d'inertie de la zone 1(un seul poteau).

Voile	L cm	A _{voile} (cm ²)	A _{pot} (cm ²)	Xi ^{voile}	Xi _{pot1}	X _g	∑ I ₀ (cm ⁴)	d _{voile} (cm)	d _{po1} (cm)	∑ A _i ·d i ²	I (cm ⁴)
V(2.95)	2.95	0.53	0,36	1.925	0,225	1.268	0,321	0,657	0.968	0.566	0.887
V(1.8)	1.8	0.3	0,36	1.35	0,225	0,35	0,078	0	1.05	0.793	0.871
V(1.4)	1.4	0.22	0,36	1.15	0,225	0,15	0,044	0	0.85	0.520	0.564

Zone II :

Tableau V- 14: Moment d'inertie de la zone 2(un seul poteau).

Voile	L cm	A _{voile} cm ²	A _{pot} (cm ²)	Xi voile	Xi ^{pot1}	X _g	∑ I ₀ (cm ⁴)	d _{voile} (cm)	d _{po1} (cm)	∑ A _i .d i ²	I (cm ⁴)
V(2.95)	2.95	0.535	0.303	1.888	0.275	1.305	0.327	0.582	1.03	0.502	0.829
V(1.8)	1.8	0.305	0.303	1.313	0.275	1.313	0.074	0	1.038	0.651	0.726
V(1.4)	1.4	0.225	0.303	1.113	0.275	1.113	0.039	0	0.838	0.424	0.463

Zone III:

Tableau V- 15: Moment d'inertie de la zone 3(un seul poteau).

Voile	L (cm)	A _{voile} (cm ²)	A _{pot} (cm ²)	Xi ^{voile}	Xi ^{pot1}	X _g	∑ I ₀ (cm ⁴)	d _{voile} (cm)	d _{po1} (cm)	∑ A _i .di ²	I (cm ⁴)
V(2.95)	2.95	0.54	0.25	1.85	0.25	1.344	0.333	0.506	1.094	0.437	0.771
V(1.8)	1.8	0.31	0.25	1.275	0.25	1.275	0.072	0	1.025	0.525	0.598
V(1.4)	1.4	0.23	0.25	1.075	0.25	1.075	0.036	0	0.825	0.340	0.376

➤ **Pour Les voiles liées à deux poteaux**

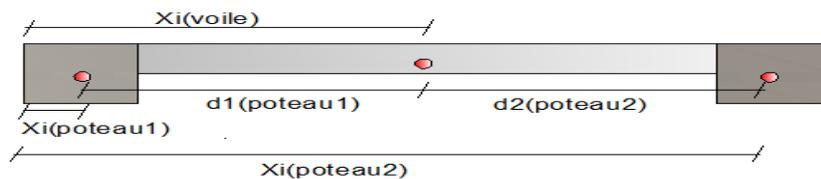


Figure V- 4: voile liée à deux poteaux.

Résultats de calculs sont indiqués dans le tableau suivant :

Zone I :

Tableau V- 16: Moment d'inertie de la zone 1(cas de liaison avec deux poteaux).

Voile	L cm	A voile cm ²	A _{pot} (cm ²)	X _i ^{voile}	X _i ^{pot1}	X _i ^{pot2}	X _g	∑ I ₀ (cm ⁴)	d _{voile} (cm)	d _{pot} (cm)	∑ A _i .d ²	I (cm ⁴)
V(5.85)	5.85	1.05	0.36	3.225	0.3	6.15	2.478	2.423	0.747	2.178	2.294	4.716
V(2.95)	2.95	0.47	0.36	3.225	0.3	3.25	1.775	0.238	0	1.475	1.556	1.804

Zone II :**Tableau V- 17: Moment d'inertie de la zone 2 (cas de liaison avec deux poteaux).**

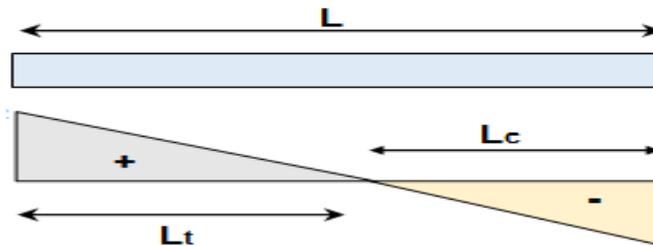
Voile	L cm	A voile cm ²	A _{pot} (cm ²)	X _i ^{voile}	X _i ^{pot1}	X _i ^{pot2}	X _g	∑ I ₀ (cm ⁴)	d _{voile} (cm)	d _{pot} (cm)	∑ A _i .d ²	I (cm ⁴)
V(5.85)	5.85	1.06	0.303	3.2	0.275	6.125	2.551	2.488	0.649	2.275	2.013	4.502
V(2.95)	2.95	0.48	0.303	1.75	0.275	3.225	1.75	0.245	0	1.475	1.316	1.562

Zone III :**Tableau V- 17: Moment d'inertie de la zone 3(cas de liaison avec deux poteaux).**

Voile	L cm	A voile cm ²	A _{pot} (cm ²)	X _i ^{voile}	X _i ^{pot1}	X _i ^{pot2}	X _g	∑ I ₀ (cm ⁴)	d _{voile} (cm)	d _{pot} (cm)	∑ A _i .d ²	I (cm ⁴)
V(5.85)	5.85	1.06	0.25	3.15	0.25	6.05	2.597	2.486	0.553	2.347	1.701	4.188
V(2.95)	2.95	0.48	0.25	1.7	0.25	3.15	1.7	0.241	0	1.45	1.051	1.292

❖ Calcul des contraintes :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

Diagramme des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Avec :

B : section de béton

V et V' : ($V = V' = \frac{L \text{ voile}}{2}$)

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section transversale du voile.

I : l'inertie de voile

S : section du béton.

-calcul efforts agissant dans chaque bande :

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

Section entièrement tendue **SET**.

Section partiellement comprimée **SPC**.

Section entièrement comprimée **SEC**.

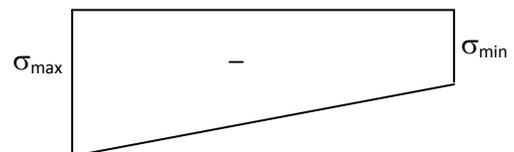
1^{ère} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

$L_t = L$ (voile).

$L_c = 0$.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] \cdot L_t \cdot e$$

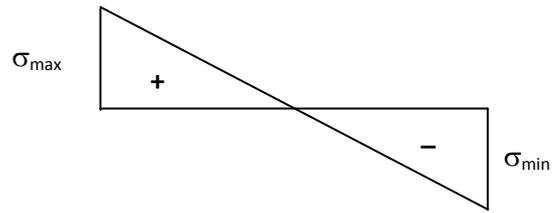
2^{ème} cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

$$L_c = L - L_t$$

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t \cdot e$$



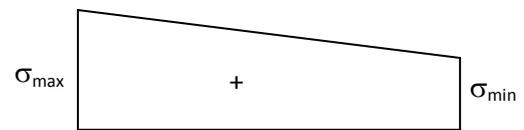
3^{ème} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$l_c = L$$

$$l_t = 0$$

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_c \cdot e$$



➤ Exemple de calcul :

Ferrailage du voile V (1.4) : (**ZI**)

Caractéristiques géométriques : L = 1.4 m, S = 0.28m², v = 1.15m ; I = 0,564 cm⁴

Sollicitations : N_{max} = 243.61 KN , M = 512.34 KN.m

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-243.61}{0.28} + \frac{512.34 \times 1.15}{0.564} = 174.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-243.61}{0.28} - \frac{512.34 \times 1.15}{0.564} = -1914.70 \text{ KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L = 1.54 \text{ m}$$

Calcul de la sollicitation équivalente :

$$N_t = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = \frac{-1914.70}{2} \times 1.54 \times 0.2 = -589.73 \text{ KN}$$

Résultats de calculs pour autre voiles sont indiqués dans le tableau suivant :

Zone I :

Tableau V-19: effort normal de traction Zone I.

Voile	M_{\max} (KN.m)	N_{CORP} (KN)	V	S_T	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	L_T	N_T
V(2.95)	879.839	1289.08	1.98	1.27	3414.56	-517.76	0.35	18.07
V(1.8)	1031.792	1875.85	0.75	1.35	2738.00	940.14	0.78	73.74
V(1.4)	512.336	-243.61	0.55	1.15	250.23	-768.55	0.83	63.78
V(5.85)	9750.033	-916.29	2.63	3.23	2464.39	-3499.75	3.08	1078.16
V(2.95)	3566.417	402.74	1.18	1.78	1831.59	-2508.46	1.36	340.71

Zone II:**Tableau V- 20: effort normal de traction Zone 2.**

Voile	M_{\max} (KN.m)	N_{CORP} (KN)	V	S_T	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	L_T	N_T
V(2.95)	821.746	928.58	1.92	1.3	3011.65	-794.15	0.56	44.33
V(1.8)	813.025	1357.88	0.76	1.31	2355.64	628.71	0.56	34.91
V(1.4)	287.424	-396.02	0.56	1.11	-122.35	-831.91	1.32	109.73
V(5.85)	8242.077	843.48	2.65	3.2	3356.08	-2342.89	2.18	510.49
V(2.95)	2823.603	165.84	1.2	1.75	2181.95	-1876.26	1.11	208.19

Zone III :**Tableau V- 21: effort normal de traction Zone 3.**

Voile	M_{\max} (KN.m)	N_{CORP} (KN)	V	S_T	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	L_T	N_T
V(2.95)	460.989	239.77	1.86	1.34	1413.83	-806.81	0.98	79.15
V(1.8)	375.957	132.92	0.78	1.28	655.79	327.59	0.52	16.91
V(1.4)	223.426	-315.35	0.58	1.08	85.58	787.39	1.29	100.57
V(5.85)	3033.623	-436.98	2.68	3.3	908.90	1465.56	3.3	483.95

V(2.95)	986.332	-218.42	1.23	1.85	622.16	1063.41	1.55	164.39
---------	---------	---------	------	------	--------	---------	------	--------

❖ Détermination des armatures :

• Prescriptions données par RPA 99/ version 2003 (Art A -7-7-4-1) :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles .Ces armatures doivent Respecter les conditions suivantes :

-Le pourcentage minimum des armatures sur toute la zone tendue est de 0.20%

$$A_{RPA}=0.20\% \times e \times L_t$$

e: épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

-L'espacement des barres verticales doit être réduit moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes.Cet espacement ne doit pas être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

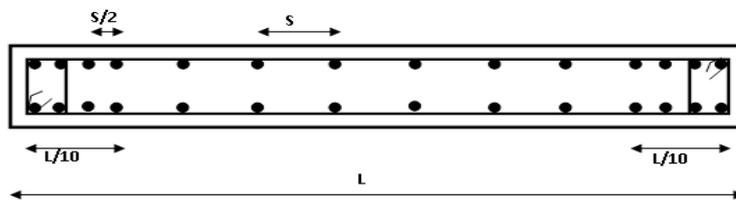


Figure V -5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

• Ferrailage minimal (BAEL91) :

- Section entièrement tendue (SET) : $A_{min} \geq b h f_{t28} / f_e$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $A_{min} \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $A_{min} \geq 4 \text{cm}^2 / \text{ml}$

Armatures verticale calculé :

$$A_V = \frac{N_t}{f_e}$$

V.4.3) Ferrailage horizontal :

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

- Selon le BAEL91: $A_H \geq \frac{A_V}{4}$

- Selon le RPA99 : $A_H = 0.15 \% B$

A_V : Section d'armature verticale.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une Longueur de $10 \varnothing$ et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

V.4.4) Armatures transversales : d'après le RPA99 (Art7.7)

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

$$A_t = 4 \text{ épingles de } \Phi 8 / m^2$$

Règles communes entre les armatures verticales et horizontales : (art A7-7-4-3/ RPA99)

-Armatures minimale :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B
- En zone courante égale à 0.10% B

-Diamètre minimum:

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

-Espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1,5e ; 30cm).$$

e : épaisseur de voile.

-Exemple de calcul :

Ferrailage du voile V (1.4) :

$$A_V = \frac{N_t}{f_e} = \frac{63.78 \times 10}{400} = 1.59 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature verticale :

Selon RPA : $A_{\min} = 0.2\% B$

$$A_V = \frac{0.2 \times 1.54 \times 0.2}{100} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL : $A_{\min} \geq 0.23 \times B \times F_{t28} / F_e$

$$A_V = \frac{0.23 \times 6.16 \times 0.2 \times 2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{calculer}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) = 6.16 \text{ cm}^2$$

Résultats de calcul pour l'ensemble des autres voiles sont indiqués dans les tableaux suivants :

Zone I :

Armatures verticale :

Tableau V- 22: Armatures verticale Zone I

Voile	N_T	L_T	A_{Vlt} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	choix des barres	$A_{Vlt \text{ adp}}$ (cm ²)	A_V^{voile} (cm ²)	A_v^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
V(2.95)	18.07	0.35	0.45	1.40	2.89	4T12	4.52	4T12	4.52	15
V(1.8)	73.74	0.78	1.84	3.14	2.78	4T12	4.52	4T12	4.52	15
V(1.4)	63.78	0.83	1.59	3.32	2.74	4T12	4.52	4T12	4.52	15
V(5.85)	1078.16	3.08	26.98	12.96	9.66	24T12	27.14	24T12	27.14	15
V(2.95)	340.71	1.36	3.74	4.23	0.01	4T12	4.52	4T12	4.52	15

Armatures horizontal :

Tableau V- 23: Armatures horizontal Zone I

Voile	L(cm)	L_T	A_h^{BAEL} (cm ²)	A_h^{RPA} (cm ²)	A_H (cm ²)	A_h^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
V(2.95)	2.95	0.35	0.893	7.95	5T10	3.93	20

V(1.8)	1.8	0.78	0.535	4.5	5T10	3.93	20
V(1.4)	1.4	0.83	0.275	3.3	5T10	3.93	20
V(5.85)	5.85	3.08	6.06	16.5	5T10	3.93	20
V(2.95)	2.95	1.36	1.82	7.8	5T10	3.93	20

Zone II :**Armatures verticale :****Tableau V- 24: Armatures verticale Zone II**

voile	N_T	L_T	A_{Vlt} (cm^2)	A_{RPA}	A_{BAEL}	choix des barres	$A_{Vlt\ adp}$ (cm^2)	A_V^{voile}	A_V^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
V(2.95)	44.33	0.56	1.11	2.23	2.89	4T12	4.52	6T12	6.79	15
V(1.8)	34.91	0.56	0.87	2.22	2.78	4T12	4.52	4T12	4.52	15
V(1.4)	109.73	1.32	2.74	5.28	1.21	6T12	6.79	6T12	6.79	15
V(5.85)	510.49	2.18	12.76	8.72	6.28	12T12	13.57	18T12	20.36	15
V(2.95)	208.19	1.11	5.20	4.44	4.35	6T12	6.79	8T12	9.05	15

Armatures horizontal :**Tableau V- 25: Armatures horizontal Zone II**

voile	L (cm)	L_T	A_h^{BAEL} (cm^2)	A_h^{RPA} (cm^2)	A_H (cm^2)	A_h^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
V(2.95)	2.95	0.56	1.188	8.025	5T10	3.93	20
V(1.8)	1.8	0.56	0.488	4.575	5T10	3.93	20
V(1.4)	1.4	1.32	0.043	3.375	5T10	3.93	20
V(5.85)	5.85	2.83	5.03	16.725	5T10	3.93	20
V(2.95)	2.95	1.12	2.16	7.2	5T10	3.93	20

Zone III :**Armatures verticale :**

Tableau V- 26: Armatures verticale Zone III

voile	N_T	L_T	A_{Vlt} (cm^2)	A_{RPA}	A_{BAEL}	choix des barres	A_{Vlt}^{adp} (cm^2)	A_v^{voile}	A_v^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
V(2.95)	79.15	0.98	1.98	3.92	2.89	4T12	4.52	4T12	4.52	15
V(1.8)	16.91	0.52	0.42	2.07	2.78	4T12	4.52	4T12	4.52	15
V(1.4)	100.57	1.29	2.51	5.17	1.21	6T12	6.79	6T12	6.79	15
V(5.85)	483.95	3.3	12.10	13.21	6.28	12T12	13.57	12T12	13.57	15
V(2.95)	164.39	1.55	4.11	6.18	4.35	6T12	6.79	6T12	6.79	15

Armatures horizontal :

Tableau V- 27: Armatures horizontal Zone III

voile	L(cm)	L_T	A_h^{BAEL} (cm^2)	A_h^{RPA} (cm^2)	A_H (cm^2)	A_h^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
V(2.95)	2.95	0.98	1.03	8.1	5T10	3.93	20
V(1.8)	1.8	0.52	0.288	4.65	5T10	3.93	20
V(1.4)	1.4	1.29	0.055	3.45	5T10	3.93	20
V(5.85)	5.85	3.3	2.248	16.8	5T10	3.93	20
V(2.95)	2.95	1.55	0.96	7.35	5T10	3.93	20

➤ Les vérifications :a) Contraintes de cisaillement :(RPA 99 /V2003Art7-7-2)

Les Contraintes de cisaillement dans le béton sont données comme suit :

Tableau V- 28: vérification des contraintes de cisaillement.

Voile	$V_{u\text{ calcul}} \text{ (KN)}$	$1,4V_{u\text{ calcul}} \text{ (KN)}$	$\tau_b \text{ (MPa)}$	$\bar{\tau}_b \text{ (MPa)}$	condition
V(2.95)	206.58	289.21	2.68	5	Vérifiée
V(1.8)	283.26	396.56	3.67	5	Vérifiée
V(1.4)	312.29	437.21	4.05	5	Vérifiée
V(5.85)	335.19	469.27	4.35	5	Vérifiée
V(2.95)	330.16	462.22	4.27	5	Vérifiée

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4V_{u\text{ calcul}}$$

d : hauteur utile $\Rightarrow d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

b_0 : épaisseur de voile

a) Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour cet état, on considère : $N_{\text{ser}} = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

Tableau V- 29: Effort normal pour chaque zone à l'ELS .

Voile	L'effort	Les zones		
		Zone I	Zone II	Zone III
V(2.95)	$N_s \text{ (KN)}$	391.58	332.12	89.69
V(1.8)	$N_s \text{ (KN)}$	651.65	382	94.65
V(1.4)	$N_s \text{ (KN)}$	763.01	475.94	116.52
V(5.85)	$N_s \text{ (KN)}$	1198.53	906.23	241.53
V(2.95)	$N_s \text{ (KN)}$	710.97	423.94	123.22

Tableau V.30: Vérification de la contrainte de l'état limite de service.

Voile	σ_{bc}			$\overline{\sigma}_{bc}$	condition
	Zone I	Zone II	Zone III		
V(2.95)	0.65	0.55	0.14	15	Vérifiée
V(1.8)	1.78	1.04	0.25	15	Vérifiée
V(1.4)	2.66	1.64	0.40	15	Vérifiée
V(5.85)	0.99	0.76	0.2	15	Vérifiée
V(2.95)	1.19	0.71	0.2	15	Vérifiée

VI.1 Introduction:

L'instabilité des constructions lors d'un séisme est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

Les fondations sont des organes de transmission des efforts de la structure au sol. Tell que :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

Les fondations sont de 3 types :

A. Fondation profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les fondations semi profonds (les puits).

B. Fondations superficielles :

-En général on dit qu'une fondation est superficielle quand l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (cote la plus petite de la semelle).

-Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

Elles sont utilisées pour des sols de bonnes capacités portantes

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

VI.2 Études géotechnique du sol :

Une étude préalable du sol à donner la valeur 0.2MPa pour la contrainte admissible du sol

σ_{sol}

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.

- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

VI-3) choix de type Fondation :

Le bâtiment étudié est en voiles, donc la solution des semelles isolées est à écarter.

- Semelles filantes :

En premier lieu, nous prendrons des semelles filantes adjacentes et on calcule la surface de chacune d'elles et voir si on pourra éviter le chevauchement des surfaces, la largeur « B » est donnée par la formule :

1er cas : aucun soulèvement n'est admis : $(e_0 \leq \frac{L}{6})$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \times \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right); e_0 = \frac{M_G}{N_G}$$

2ème cas : cas d'un léger soulèvement : $(e_0 > L/6)$

$$B \geq \frac{2N}{3\sigma_{sol} \times \left(\frac{L}{2} + e_0\right)}$$

N : l'effort normal total.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

-La surface nécessaire à l'ensemble de toutes les semelles sera déterminée en vérifiant la

condition : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 45171.74 \text{KN}$ avec

$\sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 = 0,2 \text{MPa}$

Tel que :

$N = \sum Ni$ de chaque fil de poteaux et voiles

$S = B \times L$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée

On a :

$$S_{\text{semelle}} = N_s / \sigma_{\text{sol}} = \frac{45171.74}{200} = 225.895 [m^2]$$

$$S_{\text{bat}} = 728,50 [m^2]$$

$$\text{Donc : } \left(\frac{S_s}{S_b} \right) = 225.895 / 358.282 = 0,63 > 0,5$$

Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, cela nous conduit à adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- ✓ l'augmentation de la surface de la semelle minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- ✓ la réduction des tassements différentiels de sol
- ✓ la facilité d'exécution.

• Etude du radier :

VI-4-1 Introduction :

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature. Il est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- 1- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.
- 2- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux transmis par les poteaux et les voiles augmenté par le poids du sol au-dessus du radier et le poids du radier.

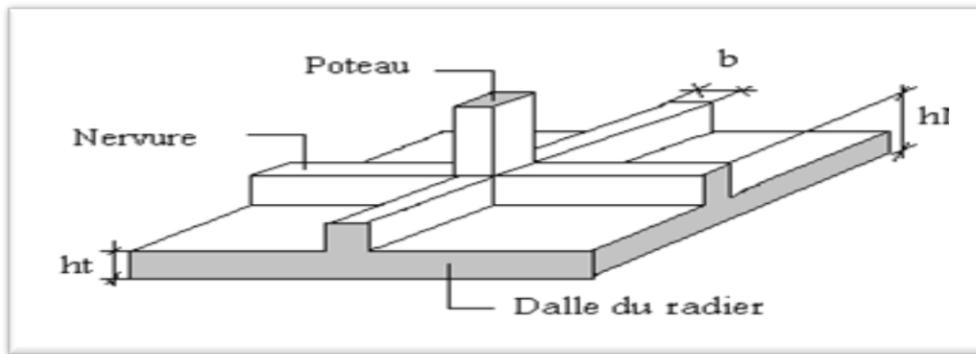


Figure VI-1 : radier nervuré

VI-4-2 Dimensionnement de l'ouvrage :

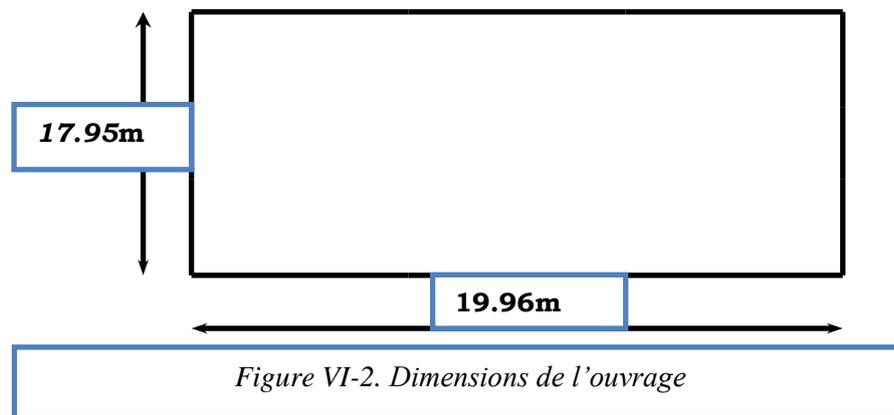


Figure VI-2. Dimensions de l'ouvrage

VI-6-3 Calcul du radier :

➤ Pré-dimensionnement :

- L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

• Condition de longueur élastique : $L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad ; \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

- ✓ L_{\max} : Plus grande distance entre deux files successifs : $L_{\max} = 4,30$ [m]
- ✓ L_e : Longueur élastique
- ✓ E : Module d'élasticité du béton ($E = 32164,2$ MPa).
- ✓ I : Inertie d'une bande d'1 m de radier.

✓ KS : Coefficient de raideur du sol KS= 4000 t/m³ pour un sol moyen.

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- =0,5[kg/cm³] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm³] → pour un très bon sol.

✓ b : largeur du radier (bande de 1m).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,85^4 \times 4}{\pi^4 \times 32160,2}} \rightarrow h \geq 70,8 \text{ [cm]}$$

- **Condition forfaitaire :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{5}$

L_{\max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux → $L_{\max} = 5.85 \text{ [m]}$

$$\frac{585}{8} \leq h_1 \leq \frac{585}{5} \rightarrow 73.13 \leq h_1 \leq 117 \rightarrow h = 80 \text{ [cm]}$$

La valeur de l'épaisseur du radier adopter est : 80 [cm]

- **Condition de coffrage :**

On remarque que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré

✓ Pour les nervures :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow h_p \geq \frac{585}{10} = 58.5 \text{ [cm]}$$

✓ Pour la dalle

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow h_t \geq \frac{585}{20} = 29.25 \text{ [cm]}$$

Conclusion :

D'après les conditions précédentes, nous optons pour un radier nervuré de dimensions :

$$h_t = 30 \text{ [cm]}$$

$$h_p = 60 \text{ [cm]}$$

La surface minimale du radier :

La surface d'emprise du bâtiment est égale à :

$$S_{\text{bat}} = 358.282 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 45171.74 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 33074.69 \text{ KN}$$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

- **A L'ELU :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{45171,74}{1,33 \times 200} = 169,819 \text{ [m}^2\text{]}$$

- **A L'ELS :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{33074,69}{200} = 165,373 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\text{D'où : } S_{\text{radier}} \geq \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 169,819 \text{ [m}^2\text{]}$$

Conclusion:

$$S_{\text{bat}} = 358,282 \text{ cm}^2 > S_{\text{radier}} = 169,819 \text{ [m}^2\text{]} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la surface du radier est égale a la surface de la structure

VI-6-4 Verification :

- **Verification au poinçonnement :**

D'après CBA93 [A.5.2.4]

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique a 45°,

La vérification est faites pour le voile et le poteau les plus sollicités par la formule suivante:

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- ✓ **Sous voile :**

$$N_u = 3132 \text{ [KN]}$$

$$\mu_c = 2(L + b + 2h_r) \quad \Longrightarrow \quad \mu_c = 2(5,85 + 0,2 + 2(0,80))$$

$$\mu_c = 15,3 \text{ [m]}$$

$$\frac{0,045 \times 15,3 \times 0,8 \times 25}{1,5} = 9180 \text{ [KN]}$$

$$N_u = 3132 \text{ [KN]} \leq 9180 \text{ [KN]} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sous Poteau**

$$N_u = 2510.65 [\text{KN}]$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r) \quad \longrightarrow \quad \mu_c = 2(0,6 + 0,6 + 2(0,80))$$

$$\mu_c = 5,6 [\text{m}]$$

$$\frac{0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times 25}{1,5} = 3360 [\text{KN}]$$

$$N_u = 2510.65 [\text{KN}] \leq 3360 [\text{KN}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée donc l'épaisseur du radier $h_r = 80 [\text{cm}]$ assure la vérification de résistance vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

• **Resistance au cisaillement :**

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b} \quad \longrightarrow \quad \text{BAEL 91 [page 357]}$$

Avec:

$$V_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

b : désigne la largeur $\longrightarrow b = 1 [\text{m}]$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle ($L = 5,85 [\text{m}]$)

$$\text{Donc} \quad \tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} \leq \frac{0,07 f_{c_j}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{45171.74 \times 10^{-3} \times 5.85}{169.819 \times 2} \times \frac{1}{1 \times 0,9 \times 0,8} \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 1,08 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u^- = \frac{0,07 f_{c_j}}{\gamma_b} \quad \longrightarrow \quad \tau_u^- = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 1,08 [\text{MPa}] \leq \tau_u^- = 1,17 [\text{MPa}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2 S_{\text{rad}} \times 0,07 f_{c_j}} \quad \longrightarrow \quad h \geq \frac{45171,74 \times 10^{-3} \times 5,85 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 169.819 \times 0,07 \times 25}$$

$$h \geq 0,741 \text{ [m]}$$

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées donc la résistance au cisaillement est vérifiée

La vérification soulèvement de l'eau sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière elle exprime comme suit :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

W : Poids de bâtiment a la base de radier

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement \longrightarrow F_s = 1,5

γ : Poids volumique de l'eau \longrightarrow γ = 10 $\left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^3}\right]$

Z : Profondeur de l'infrastructure \longrightarrow h = 4,44 + 0.80 = 5.24[m]

S : Surface du radier \longrightarrow S = 169.819 [m²]

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 5,24 \times 169.819 = 13347.773 \text{ [KN]}$$

$$W_{\text{rad}} = W_{\text{dalle}} + W_{\text{ner}}$$

$$W_{\text{dalle}} = 169.819 \times 0,30 \times 25 = 1273,643 \text{ [KN]}$$

$$W_{\text{ner}} = (0,6 \times 0,6 \times 7 \times 19.96 \times 25) + (0,6 \times 0,6 \times 10 \times 17.95 \times 25)$$

$$W_{\text{Ner}} = 1867,5 \text{ [KN]}$$

$$W_{\text{rad}} = 1273,643 + 1867,5 = 3141,143 \text{ [KN]}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{Bat}} + W_{\text{rad}}$$

$$W_{\text{total}} = 33074.69 + 3141,143 = 36215,833 \text{ [KN]}$$

$$W_{\text{total}} = 36215,833 > F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 13347.773 \text{ [KN]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Caractéristique géométrique du radier :**

✓ **Centre de gravité du radier :**

$$X_G = 10,25 \text{ [m]}$$

$$Y_G = 9,27 \text{ [m]}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I_{XX'} = 10904,4648 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$I_{YY'} = 13317,5474 \text{ [m}^4\text{]}$$

✓ **Centre de masse de la structure :**

$$X_G = 9,47 \text{ [m]}$$

$$Y_G = 8,827 \text{ [m]}$$

✓ **L'excentricité :**

$$e_X = |X_R - X_S| = 0,78 \text{ [cm]}$$

$$e_Y = |Y_R - Y_S| = 0,433 \text{ [cm]}$$

• Vérification des contraintes :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier. Donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \text{Et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

N : Effort normal dû aux charges verticales

M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales $\longrightarrow M = N \times e$

I : Moment d'inertie

S : Surface du radier

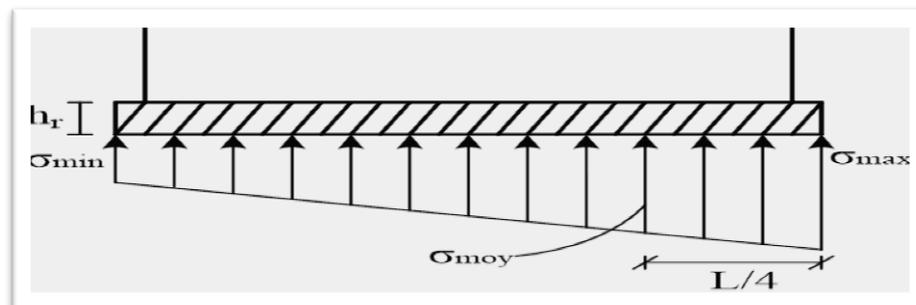


Figure VI-3 : Diagramme des contraintes

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI-1 : vérification des contraintes

Sollicitations	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N [KN]	45171.74	45171.74	33074.69	33074.69
M [KN.m]	35233.96	19559.36	25798.26	14652.09
V[m]	9.98	8.975	9.98	8.975
I [m⁴]	10904.4648	13317.5474	10904.4648	13317.5474
S [m²]	169.819	169.819	169.819	169.819
σ_1 [KN/m²]	298.25	279.18	218.38	204.64
σ_2 [KN/m²]	233.75	252.82	171.15	184.89
σ_{Moy} [MPA]	189.12	198.59	206.57	199.70
σ_{adm} [MPA]	200	200	266	266
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI-2 : vérification des contraintes

Sollicitations	G+Q±E		0,8G±E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N [KN]	23769.56	23769.56	33162.67	33162.67
M [KN.m]	18540.26	10292.22	25866.88	14691.06
V[m]	9.98	8.975	9.98	8.975
I [m⁴]	10904.4648	13317.5474	10904.4648	13317.5474
S [m²]	169.819	169.819	169.819	169.819
σ_1 [KN/m²]	156.94	146.91	218.96	205.18
σ_2 [KN/m²]	123.00	133.03	171.61	185.38
σ_{Moy} [MPA]	148.45	143.44	199.12	189.14
σ_{adm} [MPA]	200	200	200	200
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion :

On remarque que la contrainte moyenne du radier est inférieure à la contrainte admissible de sol donc la condition de contrainte est vérifiée.

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après le RPA99/V2003 [A.10.15] Le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales

M : Moment du au séisme

N : Charge verticale permanente.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 : vérification de la stabilité au renversement du radier

Sollicitations	G+Q±E		0,8G±E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N [KN]	23769.56	23769.56	33162.67	33162.67
M [KN.m]	18540.2568	10529.91508	25866.8826	14691.06281
M/N [m]	0.78	0.443	0.78	0.443
B/4 [m]	4.99	4.4875	4.99	4.4875
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI-7 Ferrailage du radier :

➤ Ferrailage de la dalle :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

○ **Méthode de calcul :**

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles sont calculées pour une bande de largeur unité et la valeur de:

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

✓ **1^{er} cas :** si $0 < \alpha < 0,4$ la dalle porte sur un seul sens

- Dans le sens de la petite portée : $M_{ox} = \frac{ql^2}{8}$
- dans le sens de la grande portée : $M_{ox} = 0$

✓ **2^{ème} cas** : si $0,4 < \alpha < 1$ la dalle porte sur les deux sens

- dans le sens de la petite portée : $M_{Ox} = \mu_x \cdot q l_x^2$
- dans le sens de la grande portée : $M_{Oy} = M_{Ox} \cdot \mu_y$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

➤ **Pour les panneaux de rive :**

- Moment sur appuis : $M_A = 0,3 M_0$
- Moment en travée : $M_T = 0,85 M_0$

➤ **Pour les panneaux intermédiaires :**

- Moment sur appuis : $M_A = 0,5 M_0$
- Moment en travée : $M_T = 0,75 M_0$

○ **Détermination des charges et des surcharges :**

➤ La structure :

- $N_U = 45171.74$ [KN]
- $N_{Ser} = 71972.57$ [KN]

➤ Le radier :

- Poids du radier : $W_{rad} = 3141.143$ [KN]

➤ **Détermination des efforts**

➤ Sollicitations :

$$N_U = N_{U.rad} + N_{U.bat}$$

$$N_{U.rad} = 1,35 W_{rad} = 1,35 \times 3141.143 = 4240.543 \text{ [KN]}$$

$$N_U = 4240.543 + 45171.74 = 49412,283 \text{ [KN]}$$

$$N_{Ser} = N_{ser.rad} + N_{ser.bat}$$

$$N_{ser.rad} = W_{rad} = 3141.143 \text{ [KN]}$$

$$N_{ser} = 3141.143 + 33074.69 = 36215.833 \text{ [KN]}$$

$$N_U = 49412,283 \text{ [KN]}$$

$$N_{Ser} = 36215.833 \text{ [KN]}$$

Calcul des moments :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.15}{5.85} = 0.88$$

μ_x et μ_y sont déterminés par :

$$\checkmark \text{ A l'ELU} \quad \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0.0472$$

$$\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) = 0.755$$

\checkmark A l'ELS (fissuration préjudiciable) :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2\alpha^3)} = 0.0529$$

$$\mu_y = \alpha^2(1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2) = 0,791$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{49412.283}{169.819} = 290.970 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{36215.833}{169.819} = 213,261 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-4 : résultats de calcul des moments.

Combinaison	L_x [m]	L_y [m]	α	μ_x	μ_y	M_{Ox} [KN. m]	M_{Oy} [KN. m]
ELU	5,15	5,85	0,88	0,0472	0,755	364.254	275.012
ELS	5,15	5,85	0,88	0.0529	0,791	299.214	236.671

➤ **Calcul des armatures :**

- L'ELU

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux ci-après :

Tableau VI-5 : ferrailage de radier a l'ELU.

Position	Sens longitudinal		Sens transversal	
	Travée	Appui	Travée	Appui
M_U [KN.m]	273.191	182.123	206.259	137.506
A_S [cm ² /ml]	10,38	6,88	7,80	5,18
$A_{S,min}$ [cm ² /ml]	8.69	8.69	8.69	8.69
Choix des barres	7T14	7T14	7T14	7T14
$A_{S,Adopté}$	10,78	10,78	10,78	10,78
Espacement [cm]	15	15	15	15

- L'ELS

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI-6 : ferrailage de radier a l'ELS.

Position	Sens longitudinal		Sens transversal	
	Travée	Appui	Travée	Appui
M_{ser} [KN.m]	66,85	44,57	63,84	42,56
A_S [cm ² /ml]	7,22	4,81	6,90	4,60
$A_{S,min}$ [cm ² /ml]	3,26	3,26	3,26	3,26
Choix des barres	7T12	7T10	7T12	7T10
$A_{S,Adopté}$	7,91	5,53	7,91	5,53
Espacement [cm]	15	15	15	15

Conclusion :

Le ferrailage adopté est celui de l'état limite ultime avec un espacement $S_t=15$ [cm]

VI-8 Calcul des nervures :

VI-8-1 Dimensionnement des nervures :

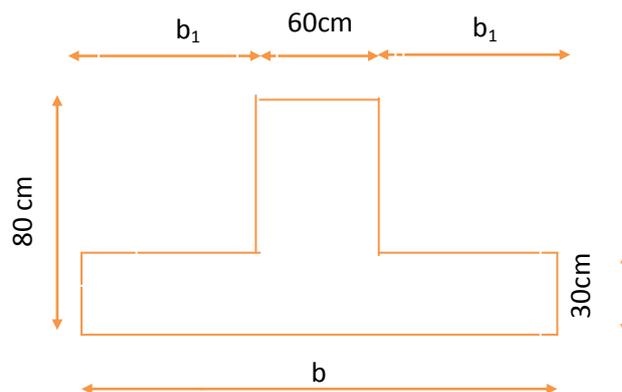
La section de la nervure est considérée comme une section en T Avec :

b_1 : cette largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser :

- le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, le 1/10 de la portée.

- la moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives $8h_0$

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :



VI-8-2 Transmission des charges des dalles aux poutres :

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- ✓ formant un angle de 45° avec les rives du panneau ou parallèles à son grand côté.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres

❖ **Evaluation des charges :**

La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme ci-après :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ Détermination des efforts

Le calcul de ferrailage est effectué en prenant les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées. Les efforts sont obtenus par la méthode des trois moments :

□ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.78 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Tableau VI- 9 : Calcul des sollicitations.

Combinaison	Sens XX			Sens YY		
	La charge (KN/ml)	Moment (KN/ml)		La charge (KN/ml)	Moment (KN/ml)	
		Sur appuis	En travée		Sur appuis	En travée
ELU	290.970	567.392	631.393	290.970	499.499	555.842
ELS	213.261	415.859	462.768	213.261	366.098	407.394

(b=100 cm, h=90 cm ,h₀=0.5m ,b₀=0.5m)

Sens xx :

Tableau VI- 10: ferrailage des nervures longitudinales.

	ELU		ELS	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M(KN.m)	567.392	631.393	415.859	462.768
A _S (cm ²)	19,29	21,54	11,95	13,30
A _{min} (cm ²)	9.78	9.78	9.78	9.78
choix des barres	5T25	5T25	5T25	5T25
A _{adop} (cm ²)	24.54	24.54	24.54	24.54

Sens yy :

Tableau VI- 9 : ferrailage des nervures transversales.

	ELU		ELS	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M(KN.m)	499.499	555.842	366.098	407.394
$A_S(\text{cm}^2)$	16,92	18,89	10,52	11,71
$A_{\min}(\text{cm}^2)$	9.78	9.78	9.78	9.78
choix des barres	5T25	5T25	5T25	5T25
$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	24.54	24.54	24.54	24.54

VI-8-4 Les Vérifications :**1. A L'ELU**

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

✓ **Sens longitudinal :**

$$V_u = 916.3 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{916.3 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,8 \times 1,35} = 0,94 \text{ [MPa]}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0,94 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [MPa]} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

✓ **Sens transversal :**

$$V_u = 940.66 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{940.66 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,8 \times 1,35} = 0,96 \text{ [MPa]}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0,96 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [MPa]} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. A'ELS

- **Vérification des contraintes :**

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)}} - 1 \right]$$

✓ Sens longitudinal

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivants :

Tableau VI-10 : vérification des contraintes à L'ELS (sens longitudinal).

Position	M_{Ser} [KN.m]	A_{adp} [cm ²]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
Appuis	415.859	24.54	8,0	15	Condition vérifiée
Travée	462.768	24.54	8.9	15	Condition vérifiée

✓ Sens transversal

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivants :

Tableau VI-11 : vérification des contraintes à L'ELS (sens transversal).

Position	M_{Ser} [KN.m]	A_{adp} [cm ²]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
Appuis	366.098	24.54	7,0	15	Condition vérifiée
Travée	407.394	24.54	7,8	15	Condition vérifiée

VI-8-5 Espacement :

✓ D'après le RPA99/2003

Les armatures transversal ne doivent pas dépasser un espacement S_t de :

- **Zone nodale**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12s_l \right)$$

\emptyset_1 : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

$$St \leq 12,5 \text{ [cm]}.$$

On prend  $St = 15 \text{ [cm]}.$

- **Zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ [cm]}$$

On prend  $St = 30 \text{ [cm]}.$

✓ **D'après le BAEL91**

L'espacement entre les armatures transversal ne doit pas dépasser la valeur suivante ;

$$St \leq (15s_l, 40\text{cm}, \alpha + 10) = 24 \text{ [cm]}.$$

On adopte dans les deux sens un espacement :

En zone courante  $St = 30 \text{ [cm]}$

En zone nodale  $St = 15 \text{ [cm]}$

VI-8-6 Choix des cadres :

D'après le RPA99/2003

$$A_{t,\min} \geq 0,003 \times St \times b = 9\text{cm}^2$$

On prend  $A_t = 6T14 = 9.24\text{cm}^2$

VI.8 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

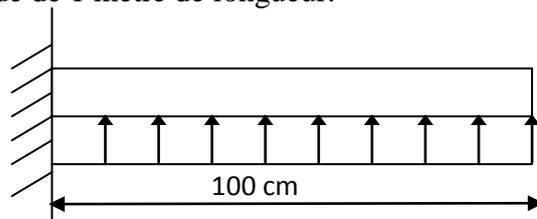


Figure VI.5 Schéma statique du débord

- Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$q_u = 160 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = 80 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_{ser} = 110 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = 55 \text{ KN.m}$$

a) Calcul des armatures :

$$b=100 \text{ cm, ; } h=65\text{cm, ; } d=0,9h= 59\text{cm ; } f_{bu}=14.2\text{MPa}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

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

Tableau VI.12 : ferrailage du débord.

	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	St(cm ²)
ELU	80	4,15	7,12	5HA14	7,67	20
ELS	55	2,84	7,12	5HA14	7,67	20

VI-9 Voile périphérique :

VI-9-1 Introduction :

Le voile ou le mur de soutènement représente un mur continu à la périphérie du bâtiment entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Il assure :

- ✓ Une augmentation de rigidité de la structure
- ✓ Une protection contre les eaux agressives
- ✓ Reprendre les poussées des terres

Le voile d'infrastructure est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 6,45 m pour permettre la réalisation d'un sous-sol, assure à la fois un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

VI-9-2 Poussée des terres :

Dans l'évaluation de la poussée des terres interviennent le coefficient de poussée active K_a en fonction de l'angle de frottement interne ϕ du remblai, ainsi que le poids volumique γ de ce dernier. K_a intervient également dans l'évaluation de la poussée due à la charge variable éventuelle sur le remblai.

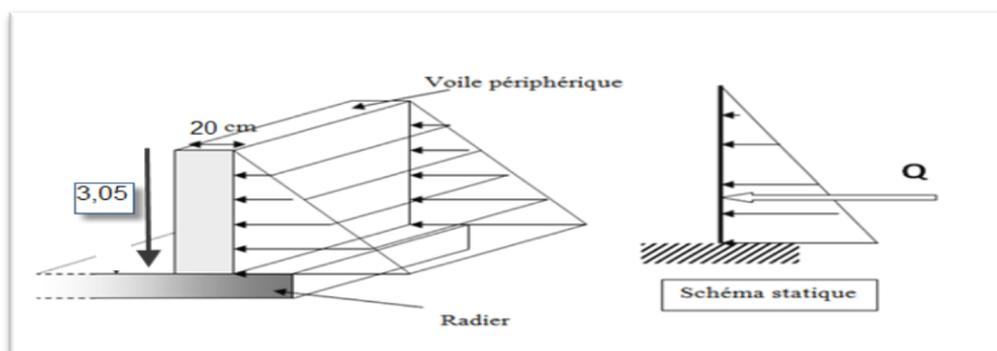


Figure VI-6 : Répartition des charges de voile périphérique

VI-9-3 Calcul de la poussée active dynamique :

D'après le RPA99/2003 : [ART .10.4]

La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques

$$K_h = A \quad \text{Et} \quad K_v = \pm 0,3K_h$$

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur.

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est donnée par la formule suivante :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} (1 \pm K_v) \gamma H^2$$

K_{ad} : Coefficient de la poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos\beta}} \right]^{-2}$$

γ : Poids volumique du sol de remblai

ϕ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle d'exerce P_{ad}

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale

$$\theta : \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 \pm k_v} \right)$$

Données :

$$K_h = 0,25$$

$$K_v = 0,3K_h = 0,075$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ [KN/m}^3\text{]}$$

$$\beta = \frac{1}{3} \phi$$

$$\beta = 8,17^\circ$$

$$K_{ad} = 0,887$$

Donc :-

$$P_{ad} = \frac{1}{2} (0,887) (1,075) (18) (3,18)^2 = 86,78 \text{ [KN/m]}$$

*Calcul de la poussée statique :

$$Ka = tg^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0,14$$

$$\sigma_h = \frac{1}{2} (0,14) (18) (3,18)^2 = 12,74 \text{ [KN/m]}$$

On prend le maximum entre les deux valeurs obtenues donc $P_{ad} = 86,78 \left[\frac{KN}{m} \right]$

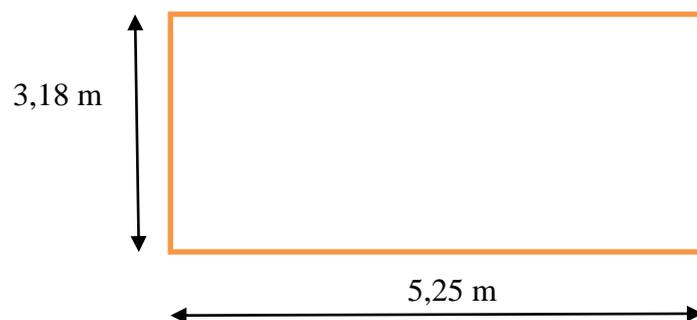
VI-9-4 Calcul de ferrailage :

➤ **Evaluation des sollicitations :**

$$L_X = 5,25 \text{ [m]}$$

$$L_Y = 3,18 \text{ [m]}$$

$$\alpha = \frac{3,18}{5,25} = 0,61$$



Alors la dalle porte dans les deux sens

μ_x, μ_y Sont données en fonction de α

➤ **Calcul du Ferrailage Vertical :**

Le ferrailage du voile périphérique se fera en fissuration préjudiciable (calcul a l'ELU)

• **Sens XX'**

$$\mu_x = 0,073$$

$$M_X = \mu_x \times q \times L_X^2$$

$$M_X = (0,073) (3,18)^2 (86,78) = 64,06 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{TX} = 0,85 M_X = 54,45 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{aX} = 0,5 M_X = 32,03 \text{ [KN.m]}$$

• **Sens YY'**

$$\mu_x = 0,61$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = (0,61)(64,06) = 39,08[\text{KN.m}]$$

$$M_{Ty} = 0,85 M_y = 33,22 [\text{KN.m}]$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 19,53[\text{KN.m}]$$

D'après le RPA2003 (Art. 10.1.2),

Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$\text{ARPA} = 0,1.b.h/100 = 0,1.20.100/100 = 2 [\text{cm}^2/\text{ml}].$$

Selon le BAEL 91, le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,0008.b.h = 1,6 [\text{cm}^2/\text{ml}].$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-12 : ferrailage vertical a l'ELU.

	Sens XX'		Sens YY'	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u [KN.m]	54.45	32.03	33.22	19.53
A_s [cm²/ml]	9.3	5,31	5,52	3.19
A_{S,min} [cm²/ml]	2	2	2	2
Choix des armatures	10T12/Nappe	10T12/Nappe	10T12/Nappe	10T12/Nappe
A_{S,adopté}	11.31	11.31	11.31	11.31
St [cm]	15	15	15	15

VI-9-5 Armatures transversales :

Selon CBA93 [A.5.2.2],

Les dalles sont bétonnées sans reprise de bétonnage dans toute leur épaisseur

$$\tau_u \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \gamma_b = 1,15$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = P_{ad} \times \frac{L}{2} = 86.78 \times \frac{3.18}{2} \quad \Rightarrow \quad V_u = 137.98 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{137.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.2} = 0.766 \text{ [MPa]}$$

$$\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.522 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, dans ce cas.

Finalement, On n'obtient que deux nappes

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de projet de fin d'études, nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques assimilés tout au long de notre cursus et de nous préparer pour affronter mieux le domaine professionnel.

A travers cette étude, nous avons utilisé les différents règlements en vigueur régissant la construction dans notre pays. nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil, en particulier dans le domaine de l'informatique (**logiciels de calculs**), comme le logiciel de calcul des structures "**ETABS**" qui nous a permis de mieux comprendre, interpréter et même d'apprécier le comportement de la structure en *phase* de vibration..

Nous avons appliqué les différentes méthodes de calculs des efforts interne (M,N,T) ,qui sont actuellement utilisées à savoir : Analyse par éléments finis, analyse modale pour évaluer les paramètres dynamiques de la structure (**valeurs propre et modes propre**) ainsi qu'une analyse sismique prescrite dans **RPA2003** pour déterminer les efforts sismiques.

Pour une meilleure stabilité de la structure de bâtiment en zones sismique III, il est recommandé de disposé correctement les voiles de contreventement de manière à garantir le taux d'excentricité entre le centre de gravité et de rigidité(C_G, C_R) qui n'excèdent pas le 15% de la longueur totale du bâtiment dans les deux sens. Pour cela, nous avons effectué plusieurs simulations de calcul avec lesquelles on a obtenu la disposition optimale des voiles de contreventement.

Le ferrailage des éléments structuraux est obtenu après avoir fait le calcul en tenant compte de la combinaison la plus défavorable (l'ELU ou l'ELA) ,et puis la vérification selon l'ELS.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

Bibliographie

➤ Règlements

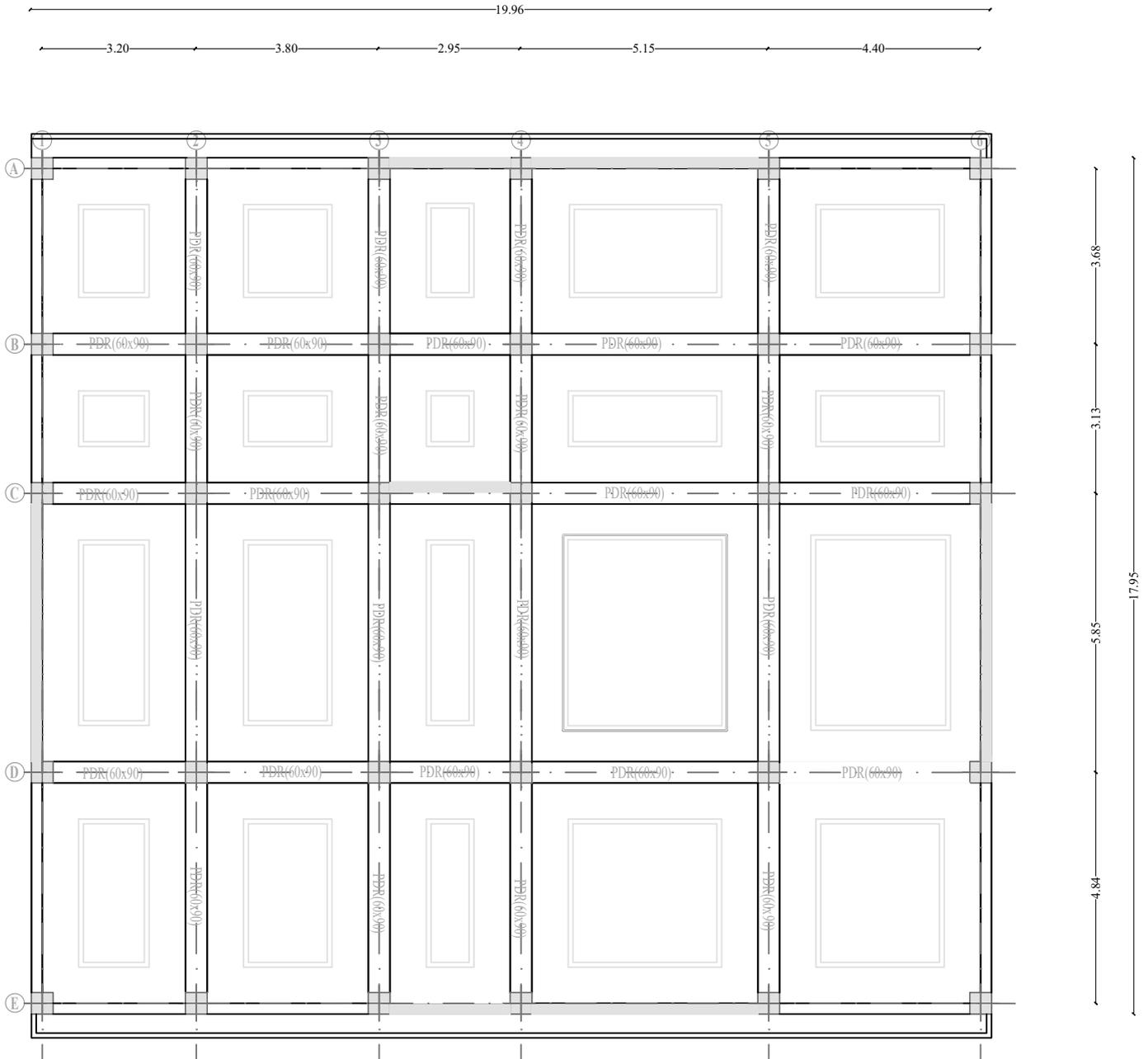
- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ Cours et mémoires

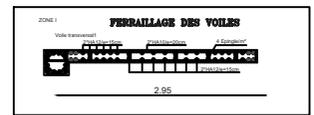
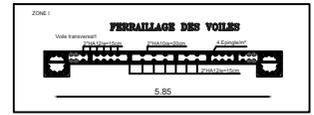
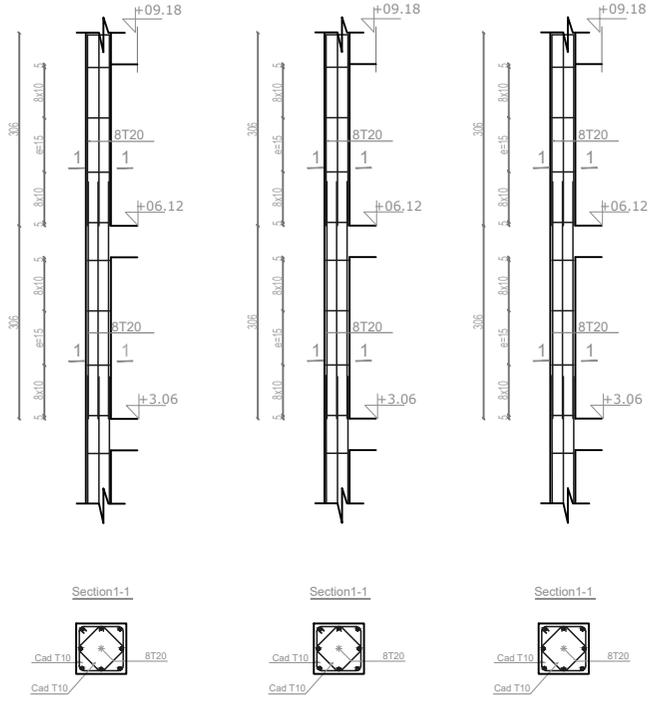
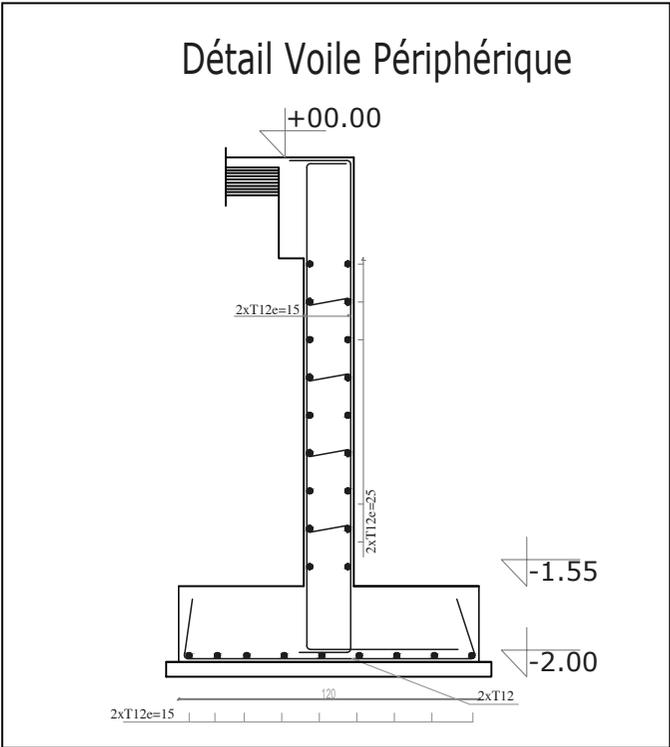
- Cours de Béton armé 3^{ème} année.
- Cours de calcul des structures en béton armé master 1.
- Cours de « Résistance des matériaux » 3^{ème} année.
- Cours de «conception technique de construction » master 1.
- Mémoires et thèses des promotions précédentes .

➤ Logiciels

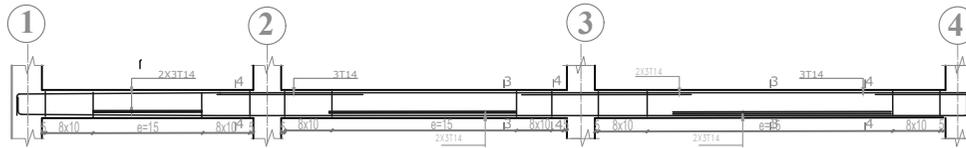
- ETABS 9.7.0.....Analyse des structures
 - AUTOCAD 2011.....Dessin
 - EXCEL 2010.....Calcul.
 - WORD 2010.....Traitement du texte.
 - RDM 6..... Calcul
 - SOCOTEC.
 - ROBOT 2014.
-



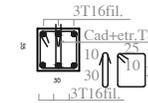
Coff. Ferr. Fondations Niv : -2.00 m



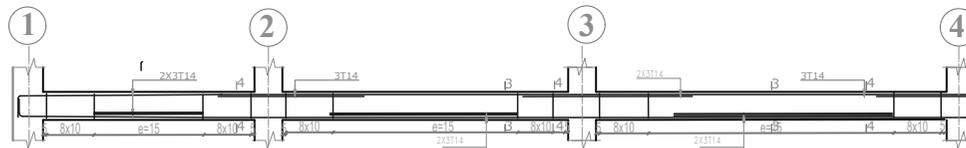
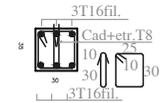
Ferra Poutre



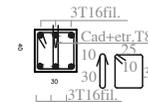
SECTION:1-1



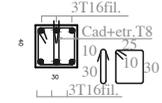
SECTION:1-1



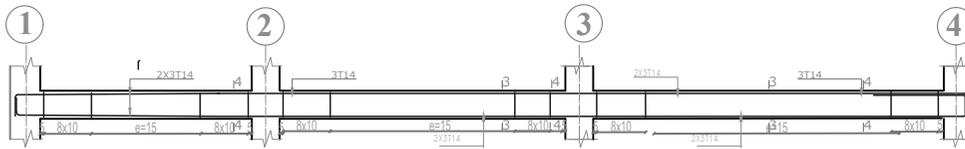
SECTION:1-1



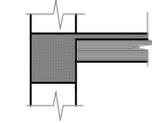
SECTION:1-1



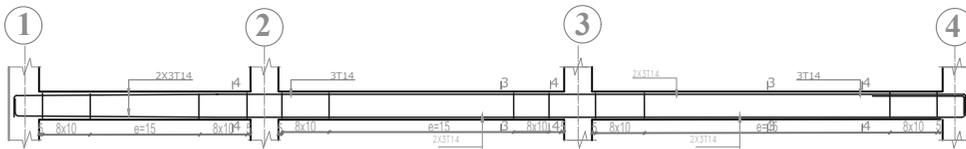
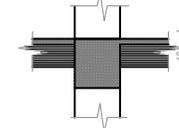
Ferra-Coff Longrine



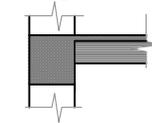
Coupe A'-A'



Coupe A-A



Coupe A'-A'



Coupe A-A

